



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA

DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

MÁRIO ANTÓNIO LAGE ALVES MARQUES

2011

Orientador Prof. Raimundo Delgado

Co-orientador Prof. Aníbal Costa

*Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor
em Engenharia Civil*



Aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação encerra um conjunto de trabalhos, preocupações e descobertas que durante os últimos anos da minha vida tive o privilégio de passar, e que não seria possível sem o contributo e as manifestações de amizade daqueles que me acompanharam ao longo deste percurso. A todos pretendo deixar perene o meu agradecimento.

A primeira referência de gratidão é dirigida ao Professor Raimundo Delgado, o grande responsável pelo meu interesse pela investigação no domínio da engenharia sísmica, cuja intervenção vai muito além da orientação académica. A ele agradeço as diversas manifestações de amizade, motivação e apoio, pelos momentos de debate e de reflexão, em que sempre encontrei uma resposta mais simples aos problemas, e por ter feito engrandecer o meu conhecimento científico.

Ao Professor Aníbal Costa estou muito grato por ter impulsionado a minha actividade científica quando me propôs a participação no projecto europeu *LessLoss*. Destaco as suas enormes competências académicas e humanas, e principalmente a sua ajuda e incentivos disponibilizados desde seu aluno de Licenciatura e que acompanharam todos os trabalhos de Doutoramento.

Presto o meu agradecimento ao Professor Rui Pinho que durante o período de permanência no Eucentre, em Pavia (Itália), contribuiu com a sua orientação para o meu enriquecimento cultural, humano e científico.

Agradeço ao Xavier Romão pelo inextinguível auxílio e acompanhamento nos sucessivos passos do meu percurso científico. Manifesto também o meu apreço ao Professor Humberto Varum, que com a sua capacidade, disponibilidade e simpatia contribuiu decisivamente para a implementação do procedimento de análise pushover adaptativa no programa PNL.

Aos Professores Miguel Castro, António Arêde, Nélson Vila Pouca, Fernanda Sousa e Paula Milheiro pelos ensinamentos, apoio e interesse nos problemas apresentados.

Àqueles que ao longo deste processo conviveram de perto cada etapa quero demonstrar a importância do seu contributo. Em particular ao Ricardo, agradeço os momentos de amizade, incentivo e privilégio por partilhar comigo parte do seu conhecimento e valor humano. Ao Sérgio pelo apreço e suporte incansáveis, sem esquecer a ajuda determinante na execução desta dissertação. À Cristina e ao Nuno pela amizade que se iniciou ainda durante a Licenciatura, ao Fernando pelos proveitosos ensinamentos, ao João e ao Miguel por terem também contribuído decisivamente para os trabalhos desenvolvidos.

Para os restantes colegas e amigos, Pedro Delgado, Patrício Rocha, Bruno Silva, Maria Inês, Sara Silva, Carlos Bhatt, Ricardo Pimentel e Bruno Coelho, fica o meu obrigado e reconhecimento da sua importância.

À Joana a minha profunda gratidão pela felicidade, dedicação e preocupação constantes, com vista sempre a proporcionar-me bons momentos e ajudar a ultrapassar os menos positivos.

Agradeço à “FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia”, SFRH/BD/27788/2006, por ter apoiado financeiramente este trabalho.

À Secretaria de Estruturas, em particular à Marta e à Joana, o meu apreço pela disponibilidade e apoio nas diligências logísticas. Assim como a todos os elementos do LESE pelo acolhimento e bem-estar proporcionados.

Por fim e de um modo especial, o agradecimento à minha família pela compreensão e tantas manifestações de carinho. Em particular aos meus pais, Serafim e Laurinda, pelo amor incondicional e exemplos que sempre serão para mim. À minha irmã Augusta pela preocupação e afecto demonstrados ao longo de toda a vida.

A todos, e àqueles que apesar de não citados contribuem permanente e decisivamente para a superação das minhas dificuldades, o meu muito obrigado!

*“Crê com todo o teu ser;
só assim terás atingido o máximo
da dúvida”*

Agostinho da Silva

RESUMO

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas é uma temática de primordial importância motivada pelos efeitos devastadores associados à particularidade da acção sísmica, não só no plano estrutural mas também ao nível das perdas humanas. Os métodos prescritos na regulamentação anti-sísmica actual, e que são prática corrente na engenharia de estruturas, desprezam efeitos importantes como a resposta não linear das estruturas e a incerteza associada às variáveis do problema estrutural.

A presente dissertação foi desenvolvida com o objectivo de conduzir a uma avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios, propondo metodologias capazes de caracterizar com rigor, e sem introduzir um grau de complexidade elevado, a resposta das estruturas a estas acções. É necessários identificar e aprofundar um conjunto de elementos, de modo a contribuir para a caracterização da segurança sísmica de edifícios.

A primeira destas abordagens debruça-se sobre a definição da acção sísmica, nomeadamente a selecção da base de sismos reais ou artificiais para análise, assim como o número mínimo de registos necessários, tendo sido definida ainda uma técnica, a análise de Clusters, para redução criteriosa da base de sismos inicial.

É concedida especial atenção à avaliação da capacidade estrutural de edifícios através de análises não lineares pushover. A opção por estas técnicas reduz significativamente as dificuldades do problema estrutural, incluindo efeitos como a dissipação de energia histerética através de factores de redução espectral. Foi estudada a relevância destes factores, assim como dos diversos métodos de análise estática (NSP), para definição do desempenho estrutural face à acção sísmica. É conduzido um estudo paramétrico sobre a modelação da não linearidade material dos elementos, analisando as diferenças entre modelos de fibras e de rótulas plásticas, sugerindo procedimentos e calibrações que contribuam para o aumento da performance dos últimos.

São propostas metodologias probabilísticas de avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas, considerando a variabilidade das propriedades dos materiais e da acção, recorrendo a funções de vulnerabilidade, fragilidade ou usando uma técnica de simulação (Método do Hipercubo Latino), para obter a probabilidade de ruína dos elementos estruturais em particular e do edifício no seu conjunto.

ABSTRACT

Research on the seismic vulnerability assessment of structures is an important issue in structural engineering, in part due to the severe effects associated to the seismic action, such as structural and human losses. However, the seismic codes currently used in structural engineering practice, neglect important effects like the nonlinear response of the structure and the uncertainties of the variables of the structural problem.

This thesis has been developed within the topic of probabilistic seismic safety assessment of buildings, proposing methodologies to accurately predict the structural response to seismic excitation without significant complexity increase. In order to achieve this goal several elements ought to be considered and evaluated.

The first approach deals with the characterization of the seismic action, in particular the real or artificial ground motions selection and the minimum number of events for nonlinear dynamic analyses. A selection technique based on the Cluster analysis statistical method is proposed for the reduction of the initial bin of ground motion records.

Special attention is given to the evaluation of the structure behaviour and capacity through nonlinear pushover analysis. This technique reduces the inherent difficulties of the structural problem, yet including effects like hysteretic energy dissipation by means of spectral reduction factors. Particular attention is paid to the relevance of the spectral ordinates reduction to the global capacity definition, as well as the use of nonlinear static procedures (NSP) to predict the structural performance when facing seismic action. A parametric study over the nonlinear material modelling is conducted, focusing on the differences between fibre and plastic hinge models and suggesting calibration procedures to specifically increase the performance of the latter.

Probabilistic safety assessment methodologies are proposed, considering the variability of material properties and the seismic action, making use of vulnerability functions, fragility curves and a sampling technique, the Latin Hypercube, to obtain the failure probability of each structural element and of the entire building.

RÉSUMÉ

La recherche sur l'évaluation de vulnérabilité sismique de structures est une discipline importante dans l'ingénierie structurelle. Cette importance est en partie due aux effets graves associés à l'action sismique, comme les pertes structurelles et humaines. Cependant, les codes sismiques, qui sont actuellement utilisées dans la pratique d'ingénierie structurelle, négligent des effets importants comme la réponse non linéaire de la structure et les incertitudes des variables du problème structurel.

Cette thèse a été développée pour l'évaluation probabiliste de la sécurité sismique des bâtiments, en proposant des méthodologies pour exactement prédire la réponse structurelle aux excitations sismiques sans accroissement significative de complexité. Pour atteindre cet objectif plusieurs éléments doivent être considérés et évalués.

La première approche repose sur l'action sismique, en particulier la sélection des mouvements sismiques réelle ou artificielle et le nombre d'événements minimum à considérer dans les analyses dynamiques. Une technique de sélection basée sur la méthode d'analyse statistique de Cluster est proposée pour réduire la sélection initiale d'enregistrements.

Une attention spéciale est apportée à l'évaluation du comportement et capacité des structures à partir d'analyses non linéaires pushover. Ces techniques permettent de réduire les difficultés inhérentes au problème structurel y compris ces effets, comme la dissipation d'énergie hystérétique par les facteurs de réduction spectrale. Il est étudié la pertinence de la réduction d'ordonnées spectrales afin de caractériser la capacité globale, aussi bien que l'utilisation de procédures non linéaire statique (NSP) pour prédire la performance structurelle à une action sismique. Une étude paramétrique de la modélisation non linéaire matériel est accomplie, en se concentrant sur les différences entre les modèles de fibres et charnières plastiques, et de proposer des procédures d'étalonnage afin de renforcer la performance du dernier.

Sont proposées méthodologies probabiliste d'évaluation de la sécurité structurelle, compte tenu de la variabilité des propriétés des matériaux et de l'action sismique, en utilisant des fonctions de vulnérabilité, fragilité et une technique d'échantillonnage (Hypercube Latin), pour obtenir la probabilité de défaillance des éléments et de l'ensemble du bâtiment.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	xi

ÍNDICE DE QUADROS	xxiv

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1	Considerações gerais	1.1
1.2	Objectivos.....	1.3
1.3	Organização da dissertação	1.4

CAPÍTULO 2 – ACÇÃO SÍSMICA

2.1	Introdução.....	2.1
2.2	Estado do conhecimento.....	2.3
2.2.1	Introdução	2.3
2.2.2	Técnicas de escalamento e níveis de dispersão.....	2.4
2.2.2.1	Estudo de Nau, J. & Hall, W. (1984) sobre métodos de escalamento para espectros de resposta	2.5
2.2.2.2	Estudo de Kappos, A. & Kyriakakis, P. (2000) sobre a aplicação de técnicas de escalamento para sismos naturais.....	2.7

2.2.2.3	Estudo de Kurama, Y. & Farrow, K. (2003) sobre a aplicação de técnicas de escalamento para diferentes tipos de solo e características dos edifícios	2.10
2.2.3	Seleção de acelerogramas para análise a partir de uma base sísmica inicial	2.12
2.2.3.1	Estudo de Bommer, J. & Acevedo, A. (2004) sobre a utilização de acelerogramas reais em análises dinâmicas	2.12
2.2.4	Definição do número mínimo necessário de acelerogramas a usar.....	2.13
2.3	Base sísmica real	2.14
2.4	Base sísmica artificial.....	2.16
2.4.1	Geração de sismos artificiais.....	2.16
2.4.2	Algoritmo de geração de sismos artificiais	2.16
2.4.3	Espectros de resposta de referência.....	2.18
2.4.3.1	Igualdade de acelerações de pico	2.20
2.4.3.2	Igualdade de acelerações espectrais	2.21
2.4.3.3	Variante ao Eurocódigo 8.....	2.21
2.4.4	Características dos sinais gerados artificialmente	2.23
2.5	Caracterização da acção sísmica.....	2.23
2.5.1	Metodologias de escalamento em análise	2.24
2.5.1.1	Escalamento baseado nos acelerogramas	2.24
2.5.1.2	Escalamento baseado nos espectros	2.25
2.5.2	Avaliação dos espectros de resposta médios escalados.....	2.25
2.5.3	Avaliação da dispersão associada às técnicas de escalamento.....	2.28
2.6	Análise de <i>clusters</i>	2.30
2.6.1	Introdução.....	2.30
2.6.2	Medidas de afastamento ou de proximidade	2.32
2.6.3	Tipos de agrupamento de variáveis	2.35

2.6.3.1	Agrupamento hierárquico de <i>clusters</i>	2.35
2.6.4	Procedimento a adoptar	2.37
2.6.5	Exemplos de agrupamento	2.39
2.6.5.1	Análise de variáveis	2.39
2.6.5.2	Análise de sujeitos.....	2.40
2.7	Número mínimo de sismos para análise.....	2.42
2.7.1	Introdução	2.42
2.7.2	Procedimento adoptado.....	2.43
2.7.3	Caso de estudo.....	2.45
2.7.3.1	Estruturas em análise.....	2.45
2.7.3.2	Resultados – ductilidades exigidas (selecção e níveis de dispersão).....	2.47
2.7.3.3	Comparação do agrupamento com base na acção ou nos efeitos da acção	2.52
2.7.3.4	Definição do número mínimo de registos sísmicos	2.53
2.7.3.5	Utilização de eventos sísmicos gerados artificialmente.....	2.59
2.7.4	Conclusões	2.62

CAPÍTULO 3 – TÉCNICAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR PUSHOVER

3.1	Introdução.....	3.1
3.2	Conceito de <i>Performance Based Seismic Engineering</i>	3.5
3.3	Metodologias de análise não linear pushover para a avaliação da capacidade estrutural	3.8
3.3.1	Algoritmos convencionais de análise pushover	3.9
3.3.2	Algoritmos de análise pushover que consideram a influência de modos de vibração superiores – semi-adaptativos	3.12

3.3.3	Algoritmos de análise pushover que consideram a influência de modos de vibração superiores – completamente adaptativos	3.14
3.4	Metodologias de análise não linear pushover para a avaliação da exigência estrutural	3.16
3.4.1	<i>Capacity Spectrum Method</i> (CSM)	3.17
3.4.2	<i>N2</i>	3.19
3.4.3	<i>Modal Pushover Analysis</i> (MPA).....	3.21
3.4.4	<i>Adaptive Capacity Spectrum Method</i> (ACSM).....	3.23
3.4.5	<i>Adaptive Modal Combination Procedure</i> (AMC).....	3.26
3.4.6	Resumo.....	3.27
3.5	Factores de redução espectral para a avaliação sísmica de edifícios.....	3.28
3.5.1	Métodos baseados no amortecimento.....	3.30
3.5.1.1	Modelos de amortecimento viscoso equivalente.....	3.30
3.5.1.2	Factores de redução baseados no amortecimento.....	3.33
3.5.1.3	Considerações finais.....	3.37
3.5.2	Métodos baseados na ductilidade	3.38
3.5.2.1	Factores de redução baseados na ductilidade	3.38
3.6	Modelação da não linearidade material em métodos de análise pushover	3.39
3.6.1	Modelação distribuída da não linearidade – modelo de fibras	3.40
3.6.2	Modelação concentrada da não linearidade – modelo de rótulas plásticas	3.44
3.6.2.1	Considerações particulares e calibrações	3.46
3.7	Ferramenta de análise não linear pushover adaptativa admitindo plasticidade concentrada.....	3.53
3.7.1	Algoritmo de análise pushover adaptativa	3.54
3.7.2	Interface desenvolvida.....	3.57

CAPÍTULO 4 – APLICAÇÕES DE ANÁLISES NÃO LINEARES PUSHOVER A EDIFÍCIOS

4.1	Introdução.....	4.1
4.2	Descrição dos modelos estruturais	4.2
4.2.1	Edifícios em betão armado.....	4.2
4.2.1.1	Não dimensionados sismicamente	4.2
4.2.1.2	Dimensionados sismicamente	4.3
4.2.2	Edifícios em aço	4.4
4.3	Acção sísmica.....	4.6
4.4	Considerações gerais para análise	4.8
4.4.1	Instrumentos de cálculo automático	4.8
4.4.2	Índices estruturais.....	4.9
4.5	Influência dos factores de redução espectral na avaliação sísmica de edifícios	4.13
4.5.1	Introdução	4.13
4.5.2	Resultados do caso de estudo	4.14
4.5.2.1	Comparação do índice global <i>Building Index</i>	4.14
4.5.2.2	Comparação do índice <i>Building Index</i> por nível de intensidade	4.17
4.5.2.3	Comparação do índice <i>Building Index</i> por modelo estrutural... ..	4.21
4.5.2.4	Avaliação global dos métodos de escalamento espectral.....	4.24
4.5.3	Conclusões	4.26
4.6	Procedimentos de análise não linear estática para a avaliação da resposta estrutural de edifícios	4.27
4.6.1	Introdução.....	4.27
4.6.2	Estudo preliminar às variantes de análise	4.29
4.6.2.1	<i>Capacity Spectrum Method (CSM)</i>	4.30

4.6.2.2	<i>N2</i>	4.36
4.6.2.3	<i>Modal Pushover Analysis</i> (MPA).....	4.41
4.6.2.4	<i>Adaptive Capacity Spectrum Method</i> (ACSM)	4.46
4.6.2.5	<i>Adaptive Modal Combination</i> (AMC).....	4.46
4.6.3	Resultados do caso de estudo paramétrico	4.51
4.6.3.1	Comparação do índice <i>Building Index</i> por nível de intensidade	4.51
4.6.3.2	Comparação do índice <i>Building Index</i> por modelo estrutural ...	4.54
4.6.3.3	Comparação do índice global <i>Building Index</i>	4.58
4.6.4	Influência do amortecimento viscoso nas análises dinâmicas não lineares.....	4.59
4.6.5	Conclusões.....	4.62

CAPÍTULO 5 – MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL EM ANÁLISES PUSHOVER

5.1	Introdução	5.1
5.2	Considerações para a modelação da não linearidade material concentrada	5.3
5.2.1	Introdução.....	5.3
5.2.2	Estudo preliminar de sensibilidade.....	5.4
5.2.3	Estudo da influência na capacidade de pórticos planos	5.8
5.3	Análises pushover adaptativas e não adaptativas de edifícios utilizando a modelação concentrada da não linearidade material	5.15
5.3.1	Introdução.....	5.15
5.3.2	Avaliação da capacidade estrutural de edifícios.....	5.16
5.3.3	Estudo paramétrico.....	5.21
5.3.3.1	Comparação do índice <i>Building Index</i> por nível de intensidade	5.23

5.3.3.2	Comparação do índice <i>Building Index</i> por modelo estrutural...	5.25
5.3.3.3	Comparação do índice global <i>Building Index</i>	5.28
5.3.4	Conclusões	5.30
5.4	Estudo comparativo do desempenho estrutural de edifícios utilizando as modelações concentrada e distribuída da não linearidade material	5.33
5.4.1	Introdução	5.33
5.4.2	Descrição do estudo	5.33
5.4.3	Estudo paramétrico.....	5.34
5.4.3.1	Comparação do índice <i>Building Index</i> por nível de intensidade	5.35
5.4.3.2	Comparação do índice global <i>Building Index</i>	5.39
5.4.4	Conclusões	5.40

CAPÍTULO 6 – AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

6.1	Introdução.....	6.1
6.2	Formulação do problema da avaliação probabilística na segurança de estruturas	6.4
6.2.1	Generalidades e enquadramento	6.4
6.2.2	Conceito de probabilidade. Propriedades.....	6.7
6.2.3	Princípios fundamentais da segurança estrutural	6.13
6.2.4	O problema da fiabilidade estrutural e das variáveis intervenientes.....	6.15
6.2.4.1	Resistência.....	6.17
6.2.4.2	Acção/Exigência	6.19
6.3	Método do Hipercubo Latino – técnica de simulação	6.23
6.4	Testes estatísticos de aferição e validação do ajuste de distribuições – técnicas numéricas e gráficas	6.28
6.4.1	Testes numéricos de validação do ajuste – Testes de Hipóteses.....	6.29

6.4.1.1	Introdução.....	6.29
6.4.1.2	Teste de Kolmogorov-Smirnov	6.31
6.4.1.3	Teste de Anderson-Darling	6.34
6.4.1.4	Teste de Cramér-von-Mises	6.37
6.4.2	Testes gráficos de validação do ajuste – Gráficos de Probabilidade.....	6.40
6.4.2.1	Introdução.....	6.40
6.4.2.2	Gráficos Probabilidade-Probabilidade ou Percentagem- Percentagem (PP).....	6.41
6.4.2.3	Gráficos Quantil-Quantil (QQ)	6.42
6.5	Metodologias de avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica de edifícios	6.44
6.5.1	Introdução.....	6.44
6.5.2	Princípios básicos da avaliação probabilística da segurança sísmica de estruturas	6.45
6.5.3	Metodologias probabilísticas de avaliação da segurança sísmica de edifícios	6.52
6.5.3.1	Metodologia probabilística de avaliação da segurança sísmica de edifícios baseada em funções de vulnerabilidade – <i>Numerical Safety Assessment</i>	6.53
6.5.3.2	Metodologia probabilística de avaliação da segurança sísmica de edifícios baseada em curvas de fragilidade – Incerteza Global	6.63
6.5.3.3	Metodologia probabilística de avaliação da segurança sísmica de edifícios baseada em técnicas de simulação – Hipercubo Latino	6.66
6.6	Aplicação de metodologias probabilísticas de avaliação da segurança sísmica de edifícios a sistemas estruturais	6.72
6.6.1	Vulnerabilidade sísmica de edifícios – mecanismos de rotura.....	6.73
6.6.2	Limites de probabilidade de ruína em sistemas estruturais.....	6.74
6.6.2.1	Introdução.....	6.74

6.6.2.2	Expressões para o cálculo de valores limite da probabilidade de ruína de sistemas estruturais em série.....	6.78
6.6.2.3	Expressões para o cálculo de valores limite da probabilidade de ruína de sistemas estruturais em paralelo	6.80
6.6.3	Procedimento de cálculo dos limites de probabilidade de ruína em sistemas estruturais	6.81

CAPÍTULO 7 – APLICAÇÕES DE METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA SÍSMICA A EDIFÍCIOS

7.1	Introdução.....	7.1
7.2	Considerações gerais	7.2
7.2.1	Tipos de análise estrutural.....	7.2
7.2.2	Estruturas analisadas	7.4
7.2.3	Quantidades e parâmetros avaliados	7.5
7.2.4	Acção sísmica.....	7.7
7.3	Caso de estudo.....	7.9
7.3.1	Introdução	7.9
7.3.2	Metodologias de avaliação probabilística baseadas em funções de vulnerabilidade e curvas de fragilidade.....	7.14
7.3.2.1	Introdução e indicações gerais	7.14
7.3.2.2	Comparação análises dinâmicas vs. análises pushover utilizando uma acção sísmica real	7.16
7.3.2.3	Comparação análises dinâmicas vs. análises pushover utilizando uma acção sísmica artificial.....	7.45
7.3.3	Metodologia de avaliação probabilística baseada em técnicas de simulação para definição da margem de segurança estrutural (HCL).....	7.62
7.3.3.1	Introdução e indicações gerais	7.62

7.3.3.2	Número mínimo de simulações das propriedades materiais	7.64
7.3.3.3	Comparação análises dinâmicas vs. análises pushover utilizando uma acção sísmica real.....	7.67
7.4	Conclusões.....	7.78

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1	Conclusões.....	8.1
8.2	Perspectivas de desenvolvimentos futuros	8.8

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	R.1

ANEXO A – MODELOS ESTRUTURAIS

A.1	Modelos não dimensionados à acção sísmica.....	A.1
A.2	Modelos dimensionados à acção sísmica	A.10
A.2.1	Edifícios em betão armado	A.10
A.2.2	Edifícios em aço	A.13

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – ACÇÃO SÍSMICA

Figura 2.1 – Magnitude (M) e distância epicentral (d) dos registos seleccionados.....	2.15
Figura 2.2 – Espectros isoprováveis para diferentes probabilidades de excedência.	2.19
Figura 2.3 – Espectros de resposta médios reais, escalados para acelerações de pico.	2.20
Figura 2.4 – Reescalamento do espectro de resposta real, a partir do espectro de resposta isoprovável.	2.21
Figura 2.5 – Espectros de resposta suavizados e respectivos espectros de resposta isoprováveis, na banda de escalamento ($T=[0.2T; 2T]$ s).	2.22
Figuras 2.6 – Espectros de resposta médios para cada técnica de escalamento.	2.26
Figuras 2.7 – Espectros de resposta médios normalizados para a mesma aceleração espectral.	2.28
Figuras 2.8 – Coeficiente de variação para cada técnica de escalamento.....	2.29
Figura 2.9 – Coeficiente de variação para cada técnica de escalamento (retirando a técnica Acelerações Espectrais).	2.30
Figura 2.10 – Funções sinusoidais a avaliar na análise de <i>clusters</i> de variáveis.	2.40
Figura 2.11 – Funções a avaliar na análise de <i>clusters</i> de sujeitos.	2.41
Figura 2.12 – Viaduto LORDO – secções críticas.....	2.46
Figura 2.13 – Pórtico ICONS – secções críticas.....	2.46
Figuras 2.14 – Evolução do CoV dos efeitos da acção na base do pilar P3 em função da dimensão da amostra.	2.55

Figuras 2.15 – Evolução do CoV dos efeitos da acção na secção 9 em função da dimensão da amostra.	2.56
Figura 2.16 – Taxa de variação do CoV dos efeitos da acção na base do pilar P3 em função da dimensão da amostra.	2.57
Figuras 2.17 – Pilar P3 – Viaduto LORDO.	2.60
Figuras 2.18 – Secção 9 – Pórtico ICONS.....	2.61

CAPÍTULO 3 – TÉCNICAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR PUSHOVER

Figuras 3.1 – Evolução da curva de capacidade em função do incremento do carregamento lateral.....	3.11
Figuras 3.2 – Perfil de carregamento proporcional a cada modo de vibração.	3.13
Figuras 3.3 – Três representações da exigência estrutural presentes no ATC40.....	3.18
Figura 3.4 – Curva de capacidade e bilinearização.....	3.20
Figuras 3.5 – Análise modal RHA do sistema SDOF.....	3.22
Figura 3.6 – Curva de capacidade do sistema de um grau de liberdade.	3.24
Figura 3.7 – Representação do sistema SDOF equivalente baseado na energia mobilizada no sistema MDOF, para a configuração de forças proporcional ao modo n, (Kalkan, E. & Kunnath, S.K., 2006).	3.27
Figuras 3.8 – Redução de um espectro de resposta elástico.	3.29
Figura 3.9 – Representação do modelo de fibras para distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento (SeismoSoft, 2006).....	3.42
Figura 3.10 – Representação das fibras por secção transversal do elemento (SeismoSoft, 2006).....	3.42
Figura 3.11 – Representação de um macro-elemento no modelo de rótulas plásticas.....	3.45
Figura 3.12 – Modelo trilinear para a flexão, relação momentos-curvaturas.	3.50
Figura 3.13 – Modelo tetralinear para a flexão, relação momentos-curvaturas.....	3.51
Figura 3.14 – Modelos de fibras para discretizar elementos e secções.....	3.52
Figuras 3.15 – Passos no processo incremental adaptativo.	3.55

Figura 3.16 – Menu de entrada de dados para análise.	3.58
Figura 3.17 – Menu de entrada de dados para análise.	3.58
Figura 3.18 – Representação gráfica dos modos de vibração da estrutura.	3.59
Figuras 3.19 – Representação gráfica de diagramas de esforços.	3.59
Figura 3.20 – Representação das rótulas plásticas e seus estados.	3.60

CAPÍTULO 4 – APLICAÇÕES DE ANÁLISES NÃO LINEARES PUSHOVER A EDIFÍCIOS

Figura 4.1 – Representação esquemática dos pórticos bidimensionais em betão armado não dimensionados sismicamente.	4.3
Figura 4.2 – Representação esquemática dos pórticos bidimensionais em betão armado dimensionados sismicamente.	4.4
Figura 4.3 – Representação esquemática dos pórticos bidimensionais em aço e dimensionados sismicamente.	4.5
Figura 4.4 – Definição do índice BI para cada parâmetro estrutural normalizado.	4.11
Figura 4.5 – Definição extensiva do índice BI.	4.12
Figuras 4.6 – Índice BI global por factor de redução e obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.	4.15
Figuras 4.7 – Índice BI mediano por nível de intensidade e factor de redução, obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.	4.18
Figuras 4.8 – Índice BI e factor de redução por modelo e parâmetro de resposta estrutural.	4.21
Figuras 4.9 – Desvio padrão e factor de redução por modelo e parâmetro de resposta estrutural.	4.22
Figuras 4.10 – Índice B _{error} para cada parâmetro de resposta estrutural.	4.25
Figuras 4.11 – Avaliação preliminar do método CSM – resultados do índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.	4.30

Figuras 4.12 – Avaliação preliminar do método CSM – resultados de dispersão do índice BI por nível de intensidade sísmica.....	4.32
Figuras 4.13 – Avaliação preliminar do método CSM – resultados do índice BI mediano por modelo estrutural.	4.33
Figuras 4.14 – Avaliação preliminar do método CSM – resultados de dispersão do índice BI por modelo estrutural.	4.35
Figuras 4.15 – Avaliação preliminar do método N2 – resultados do índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.....	4.36
Figuras 4.16 – Avaliação preliminar do método N2 – resultados de dispersão do índice BI por nível de intensidade sísmica.....	4.37
Figuras 4.17 – Avaliação preliminar do método N2 – resultados do índice BI mediano por modelo estrutural.....	4.38
Figuras 4.18 – Avaliação preliminar do método N2 – resultados de dispersão do índice BI por modelo estrutural.	4.40
Figuras 4.19 – Avaliação preliminar do método MPA – resultados do índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.....	4.42
Figuras 4.20 – Avaliação preliminar do método MPA – resultados de dispersão do índice BI por nível de intensidade sísmica.....	4.43
Figuras 4.21 – Avaliação preliminar do método MPA – resultados do índice BI mediano por modelo estrutural.	4.44
Figuras 4.22 – Avaliação preliminar do método MPA – resultados de dispersão do índice BI por modelo estrutural.	4.45
Figuras 4.23 – Avaliação preliminar do método AMC – resultados do índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.....	4.47
Figuras 4.24 – Avaliação preliminar do método AMC – resultados de dispersão do índice BI por nível de intensidade sísmica.....	4.48
Figuras 4.25 – Avaliação preliminar do método AMC – resultados do índice BI mediano por modelo estrutural.	4.49
Figuras 4.26 – Avaliação preliminar do método AMC – resultados de dispersão do índice BI por modelo estrutural.	4.50

Figuras 4.27 – Índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.	4.53
Figuras 4.28 – Desvio-padrão associado ao índice BI por nível de intensidade sísmica.	4.54
Figuras 4.29 – Índice BI mediano por modelo estrutural.	4.56
Figuras 4.30 – Desvio-padrão associado ao índice BI por modelo estrutural.	4.57
Figuras 4.31 – Índice BI global e desvio-padrão por parâmetro estrutural.	4.58
Figuras 4.32 – Índice BI global por parâmetro estrutural, com e sem o amortecimento viscoso equivalente.	4.61

CAPÍTULO 5 – MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL EM ANÁLISES PUSHOVER

Figuras 5.1 – Diferentes modelações de um elemento estrutural.	5.5
Figura 5.2 – Curva de capacidade do elemento estrutural.	5.5
Figuras 5.3 – Diagrama de momentos flectores a uma carga horizontal.	5.6
Figuras 5.4 – Representação da não linearidade ao longo do eixo longitudinal do elemento.	5.7
Figura 5.5 – Representação da discretização do elemento de barra original.	5.7
Figura 5.6 – Curva de capacidade do elemento estrutural.	5.8
Figura 5.7 – Variantes à rigidez do elemento de ligação entre rótulas.	5.9
Figuras 5.8 – Curvas de capacidade dos modelos mod4 e mod6, considerando diferentes variantes à modelação da não linearidade material.	5.11
Figuras 5.9 – Diagrama de momentos.	5.12
Figuras 5.10 – Mecanismos de colapso.	5.13
Figuras 5.11 – Curvas de capacidade dos modelos mod12 e wh30, considerando diferentes variantes à modelação da não linearidade material.	5.15
Figuras 5.12 – Curvas de capacidade do modelo mod4 obtidas por análises pushover e considerando variantes à modelação concentrada da não linearidade.	5.17
Figuras 5.13 – Curvas de capacidade do modelo mod6 obtidas por análises pushover e considerando variantes à modelação concentrada da não linearidade.	5.19

Figuras 5.14 – Curvas de capacidade do modelo mod12 obtidas por análises pushover e considerando variantes à modelação concentrada da não linearidade.	5.20
Figuras 5.15 – Curvas de capacidade do modelo wh30 obtidas por análises pushover e considerando variantes à modelação concentrada da não linearidade.	5.21
Figuras 5.16 – Índice BI mediano por nível de intensidade e factor de redução, obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.	5.24
Figuras 5.17 – Desvio-padrão associado ao índice BI por nível de intensidade sísmica..	5.25
Figuras 5.18 – Índice BI mediano por modelo estrutural.	5.27
Figuras 5.19 – Desvio-padrão associado ao índice BI por modelo estrutural.....	5.28
Figuras 5.20 – Índice BI global e desvio-padrão por parâmetro estrutural.....	5.30
Figuras 5.21 – Índice BI mediano por nível de intensidade e perfil de carregamento, obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.	5.36
Figuras 5.22 – Desvio-padrão associado ao índice BI por nível de intensidade sísmica..	5.37
Figuras 5.23 – Índice BI mediano por nível de intensidade e perfil de carregamento, obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.	5.38
Figuras 5.24 – Desvio-padrão associado ao índice BI por nível de intensidade sísmica..	5.39
Figuras 5.25 – Índice BI global por parâmetro estrutural.	5.40

CAPÍTULO 6 – AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

Figuras 6.1 – Funções de probabilidade associadas a variáveis discretas e contínuas (Henriques, A.A.R., 1998).	6.11
Figura 6.2 – Representação do problema da fiabilidade estrutural (Laranja, R.C. & Estêvão, J.M.C., 2000).	6.16
Figura 6.3 – Função de extremos do tipo 1 para caracterização da distribuição da acção sísmica.	6.22
Figura 6.4 – Estratificação da função densidade de probabilidade acumulada para uma variável aleatória X_j	6.24

Figura 6.5 – Simulação de duas variáveis X_1 e X_2 , através de 10 amostras, usando o Método do Hipercubo Latino. Versão standard do método do Hipercubo Latino	6.25
Figura 6.6 – Redução da correlação espúria no processo de selecção.....	6.26
Figuras 6.7 – Representação gráfica de testes de hipótese: a) unilaterais; b) bilaterais. ..	6.30
Figura 6.8 – Exemplo de aplicação do teste de Kolmogorov-Smirnov (Kirkman, T.W., 1996).	6.32
Figura 6.9 – Interpretação geométrica do problema da fiabilidade estrutural (Delgado, J.M., 2002, Henriques, A.A.R., 1998).	6.46
Figura 6.10 – Representação do problema básico da segurança estrutural. Convolução de R e S.....	6.49
Figura 6.11 – Representação do problema básico da segurança estrutural. Diferença de R e S.	6.51
Figura 6.12 – Definição da função de vulnerabilidade.....	6.56
Figuras 6.13 – Valores médios e coeficiente de variação da resposta estrutural em ductilidades em curvaturas disponíveis a um pilar do edifício ICONS.	6.59
Figuras 6.14 – Teste ao ajuste de distribuição Normal a duas secções do edifício ICONS.....	6.61
Figura 6.15 – Determinação da exigência estrutural.	6.62
Figura 6.16 – Procedimento de transformação da exigência da acção para os efeitos da acção.....	6.63
Figura 6.17 – Convolução de R e S para cálculo da probabilidade de ruína.	6.64
Figura 6.18 – Resposta estrutural para um nível de intensidade sísmica, a_i	6.65
Figura 6.19 – Curva de fragilidade.	6.66
Figura 6.20 – Procedimento para definição da capacidade estrutural de um elemento....	6.71
Figura 6.21 – Procedimento para definição da exigência/resposta estrutural por cada elemento.	6.71

Figuras 6.22 – Ajuste aos valores de margem de segurança através de distribuições Normal e de Gumbel, a duas secções de um edifício, e definição da probabilidade de ruína.....	6.73
Figuras 6.23 – Mecanismos de colapso em edifícios típicos da acção sísmica – a) Soft-storey; b) Beam Sway; c) Multi-storey Column Sway.	6.75
Figuras 6.24 – a) mecanismo na forma de sistema paralelo; b) combinação de diferentes mecanismos na forma de sistemas em série.	6.77
Figuras 6.25 – Definição de mecanismo de colapso a partir de uma análise pushover com carregamento no sentido positivo.....	6.83

CAPÍTULO 7 – APLICAÇÕES DE METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA SÍSMICA A EDIFÍCIOS

Figura 7.1 – Representação de um elemento de barra cuja não linearidade se encontra concentrada nas extremidades – rótulas plásticas.	7.3
Figuras 7.2 – Pórticos bidimensionais de betão armado em avaliação.	7.5
Figuras 7.3 – Espectros de resposta.	7.8
Figura 7.4 – Função de distribuição da acção.	7.9
Figuras 7.5 – Mecanismos de colapso para o edifício mod4.	7.11
Figuras 7.6 – Mecanismos de colapso para o edifício mod6.	7.11
Figuras 7.7 – Mecanismos de colapso para o edifício mod12.	7.12
Figuras 7.8 – Mecanismos de colapso para o edifício wh30.	7.12
Figuras 7.9 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Ductilidade exigida em curvaturas.	7.18
Figuras 7.10 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Corte exigido em curvaturas.	7.19
Figuras 7.11 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Rotação da Corda exigida.	7.19

Figuras 7.12 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Drift do primeiro piso.	7.20
Figuras 7.13 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Ductilidade exigida em curvaturas, por evento sísmico e técnica de análise.	7.22
Figuras 7.14 – Probabilidade de ruína por evento sísmico.	7.22
Figuras 7.15 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.	7.23
Figuras 7.16 – Dissipação da energia histerética introduzida pelo método N2.	7.25
Figuras 7.17 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA (considerando os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei Normal ou Lognormal) e baseada na fragilidade estrutural.	7.25
Figuras 7.18 – Probabilidade de ruína global.	7.28
Figuras 7.19 – Probabilidade de ruína por evento sísmico.	7.29
Figuras 7.20 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.	7.30
Figura 7.21 – Definição do ponto de fragilidade da secção S1, para uma intensidade de 200 cm/s^2	7.31
Figura 7.22 – Funções de vulnerabilidade ajustada à média das ductilidades da secção S1.	7.32
Figuras 7.23 – Dissipação da energia histerética introduzida pelo método N2.	7.32
Figuras 7.24 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA (considerando os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei Normal ou Lognormal) e baseada na curva de fragilidade estrutural.	7.33
Figuras 7.25 – Probabilidade de ruína global.	7.34
Figuras 7.26 – Probabilidade de ruína por evento sísmico.	7.36
Figuras 7.27 – Curvas de capacidade e pontos de desempenho estrutural.	7.36
Figuras 7.28 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.	7.37
Figuras 7.29 – Dissipação da energia histerética introduzida pelo método N2.	7.38

Figuras 7.30 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA (considerando os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei Normal ou Lognormal) e baseada na fragilidade estrutural.....	7.38
Figuras 7.31 – Probabilidade de ruína global.	7.39
Figuras 7.32 – Probabilidade de ruína por evento sísmico.	7.41
Figuras 7.33 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.....	7.42
Figuras 7.34 – Dissipação da energia histerética introduzida pelo método N2.	7.42
Figuras 7.35 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA (considerando os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei Normal ou Lognormal) e baseada na fragilidade estrutural.....	7.43
Figuras 7.36 – Probabilidade de ruína global.	7.44
Figuras 7.37 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Ductilidade exigida em curvaturas.	7.46
Figuras 7.38 – Comportamento estrutural do modelo mod4.	7.47
Figuras 7.39 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.....	7.48
Figuras 7.40 – Probabilidade de ruína global.	7.49
Figuras 7.41 – Comportamento estrutural do modelo mod6.	7.50
Figuras 7.42 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.....	7.51
Figuras 7.43 – Probabilidade de ruína global, em que as marcas com preenchimento correspondem a sismos reais e as marcas sem preenchimento a sismos artificiais.....	7.51
Figuras 7.44 – Comportamento estrutural do modelo mod12.	7.52
Figuras 7.45 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.....	7.53

Figuras 7.46 – Probabilidade de ruína global, em que as marcas com preenchimento correspondem a sismos reais e as marcas sem preenchimento a sismos artificiais.....	7.53
Figuras 7.47 – Comportamento estrutural do modelo wh30.	7.54
Figuras 7.48 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.....	7.55
Figuras 7.49 – Probabilidade de ruína global, em que as marcas com preenchimento correspondem a sismos reais e as marcas sem preenchimento a sismos artificiais.....	7.56
Figura 7.50 – Probabilidade de ruína por secção estrutural e por tipo de análise não linear.....	7.57
Figuras 7.51 – Comportamento estrutural do modelo mod4.	7.58
Figura 7.52 – Probabilidade de ruína por secção estrutural e por tipo de análise não linear.....	7.59
Figuras 7.53 – Comportamento estrutural do modelo mod6.	7.59
Figura 7.54 – Probabilidade de ruína por secção estrutural e por tipo de análise não linear.....	7.60
Figuras 7.55 – Comportamento estrutural do modelo mod12.	7.61
Figura 7.56 – Probabilidade de ruína por secção estrutural e por tipo de análise não linear.....	7.61
Figuras 7.57 – Comportamento estrutural do modelo wh30.	7.62
Figura 7.58 – Probabilidade de ruína por secção estrutural (mod12) para o método HCL e utilizando análises dinâmicas, variando o número de simulações.	7.65
Figura 7.59 – Probabilidade de ruína para as secções S3 e S15 (mod12) referentes ao método HCL e utilizando análises dinâmicas, considerando diferente dimensão amostral.....	7.65
Figuras 7.60 – Influência da dimensão amostral na definição dos valores de probabilidade de ruína do modelo mod12, através do método HCL e utilizando análises pushover.	7.66

Figuras 7.61 – Ductilidades disponíveis e exigidas para cada simulação.....	7.68
Figuras 7.62 – Caracterização da margem de segurança estrutural (análise dinâmica)....	7.70
Figuras 7.63 – Ajuste gráfico de distribuições – gráficos de probabilidades.	7.71
Figura 7.64 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.	7.72
Figura 7.65 – Probabilidade de ruína global (Mecanismo 1).....	7.73
Figura 7.66 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.	7.74
Figura 7.67 – Probabilidade de ruína global (Mecanismo 1).....	7.75
Figura 7.68 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.	7.76
Figura 7.69 – Probabilidade de ruína global (Mecanismo 1).....	7.76
Figura 7.70 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.	7.77
Figura 7.71 – Probabilidade de ruína global (Mecanismo 1).....	7.78
Figuras 7.72 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.	7.83
Figuras 7.73 – Valores da margem de segurança e respectivo ajuste para a secção S17 no sentido negativo de actuação da acção sísmica, usando análises dinâmicas.....	7.84

ANEXO A – MODELOS ESTRUTURAIS

Figura A.1 – Pórtico mod4.....	A.2
Figura A.2 – Pórtico mod6.....	A.3
Figura A.3 – Pórtico mod12.....	A.5
Figura A.4 – Pórtico mod14.....	A.6
Figura A.5 – Pórtico mod16.....	A.8

Figura A.6 – Pórticos em betão armado dimensionados sismicamente, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).	A.11
Figura A.7 – Configuração dos pórticos 3S e 3SW, (Ohtori, Y. et al., 2004).	A.14
Figura A.8 – Configuração dos pórticos 9S e 9SW, (Ohtori, Y. et al., 2004).	A.15
Figura A.9 – Configuração do pórtico 20S, (Ohtori, Y. et al., 2004).	A.16

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 – ACCÇÃO SÍSMICA

Quadro 2.1 – Características dos registos sísmicos reais seleccionados.....	2.15
Quadro 2.2 – Factor de escala Média Quadrática.	2.27
Quadro 2.3 – Representação de uma matriz de dados para análise de <i>cluster</i>	2.31
Quadro 2.4 – Correlação entre variáveis.....	2.40
Quadro 2.5 – Formação de <i>clusters</i>	2.42
Quadro 2.6 – Combinações possíveis por dimensão da amostra.	2.44
Quadro 2.7 – Ductilidades exigidas na base do pilar 3.	2.48
Quadro 2.8 – Ductilidades exigidas na base do pilar 3.	2.49
Quadro 2.9 – Ductilidades exigidas na base do pilar 3 após redução do número de registos.	2.50
Quadro 2.10 – Ductilidades exigidas à secção 9.....	2.51
Quadro 2.11 – Ductilidades exigidas à secção 9 após redução do número de registos. ...	2.52
Quadro 2.12 – Registos sísmicos a retirar.....	2.53
Quadro 2.13 – Relação entre o coeficiente de variação e a respectiva dimensão mínima da amostra.	2.58
Quadro 2.14 – Relação entre o coeficiente de variação e a respectiva dimensão mínima da amostra.	2.58

CAPÍTULO 3 – TÉCNICAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR PUSHOVER

Quadro 3.1 – Limites de performance estrutural, recomendados para o dimensionamento de edifícios (SEAOC, 1995).	3.6
Quadro 3.2 – Resumo dos métodos de análise estática não linear.	3.27
Quadro 3.3 – Valores do parâmetro C de acordo com o sistema estrutural.	3.33
Quadro 3.4 – Limites superiores para os factores SR_A , SR_V e SR_D	3.34
Quadro 3.5 – Parâmetros B_{short} e B_{long}	3.36

CAPÍTULO 4 – APLICAÇÕES DE ANÁLISES NÃO LINEARES PUSHOVER A EDIFÍCIOS

Quadro 4.1 – Edifícios em betão armado não dimensionados sismicamente.....	4.3
Quadro 4.2 – Edifícios em betão armado dimensionados sismicamente.....	4.4
Quadro 4.3 – Edifícios em aço dimensionados sismicamente.....	4.5
Quadro 4.4 – Características genéricas da base de sismos utilizada.	4.7
Quadro 4.5 – Níveis de intensidade sísmica máximos considerados.	4.8
Quadro 4.6 – Dispersão no índice BI.....	4.16
Quadro 4.7 – Dispersão no índice BI (desvio-padrão).	4.19

CAPÍTULO 6 – AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

Quadro 6.1 – Estatística Modificada do teste de Anderson-Darling, A^{2*}	6.36
Quadro 6.2 – Valores críticos do teste de Anderson-Darling para diferentes níveis de significância (em %), utilizando uma lei Normal e variando a dimensão da amostra.....	6.37
Quadro 6.3 – Valores críticos do teste de Anderson-Darling para diferentes níveis de significância (em %), utilizando uma lei de Gumbel e variando a dimensão da amostra.....	6.37

Quadro 6.4 – Estatística modificada do teste de Cramér-von-Mises, ω^{2*}	6.39
Quadro 6.5 – Valores críticos do teste de Cramér-von-Mises para diferentes níveis de significância (em %), utilizando uma lei Normal e variando a dimensão da amostra.....	6.40
Quadro 6.6 – Valores críticos do teste de Cramér-von-Mises para diferentes níveis de significância (em %), utilizando uma lei de Gumbel e variando a dimensão da amostra.	6.40

CAPÍTULO 7 – APLICAÇÕES DE METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA SÍSMICA A EDIFÍCIOS

Quadro 7.1 – Caracterização das propriedades materiais admitidas.....	7.7
Quadro 7.2 – Modos de vibração dos modelos – Frequência (Hz)/Massa Efectiva (%). .	7.13
Quadro 7.3 – Secções estruturais críticas.....	7.17
Quadro 7.4 – Secções estruturais críticas.....	7.29
Quadro 7.5 – Secções estruturais críticas.....	7.35
Quadro 7.6 – Secções estruturais críticas.....	7.40
Quadro 7.7 – Probabilidades de ruína para diferentes leis de distribuição estatísticas.....	7.70

ANEXO A – MODELOS ESTRUTURAIS

Quadro A.1 – Secções do modelo mod4.....	A.2
Quadro A.2 – Propriedades dos materiais.....	A.3
Quadro A.3 – Secções do modelo mod6.....	A.4
Quadro A.4 – Propriedades dos materiais.....	A.4
Quadro A.5 – Secções do modelo mod12.....	A.5
Quadro A.6 – Propriedades dos materiais.....	A.6
Quadro A.7 – Secções do modelo mod14.....	A.7

Quadro A.8 – Propriedades dos materiais.	A.7
Quadro A.9 – Secções do modelo mod16.....	A.9
Quadro A.10 – Propriedades dos materiais.	A.9
Quadro A.11 – Propriedades dos materiais.	A.10
Quadro A.12 – Carregamento permanente por piso e massas totais, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).	A.11
Quadro A.13 – Propriedades dos materiais, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).....	A.12
Quadro A.14 – Secções dos modelos irregulares, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).....	A.12
Quadro A.15 – Secções dos modelos regulares, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).....	A.12
Quadro A.16 – Secções dos modelos pórtico-parede, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).	A.13

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Ao longo dos tempos observou-se uma evolução na interpretação e compreensão do Homem acerca dos fenómenos sísmicos. O que era visto como uma crença ou superstição até à Idade Média, cuja origem correspondia à manifestação dos desígnios e vontades divinas sobre o comportamento do Homem, passou a ser encarado como uma causa de origem natural, explicada através do efeito da corrente da água sobre a qual se pensava assentar a Terra ou por ventos no seu interior. É apenas no início do século XX que a teoria actual do movimento das placas tectónicas é aceite como responsável pela libertação brusca de energia devido às deformações geológicas e, consequentemente, o foco das acções sísmicas.

Este período (século XX) corresponde à época onde o conhecimento sobre os sismos tem um grande impulso e pujança, sendo acompanhado por avanços importantes nas diversas ciências. O desenvolvimento científico tem também paralelo nos equipamentos de medição dos movimentos sísmicos e na introdução de mesas sísmicas para trabalhos experimentais, assim como na quantificação da energia libertada pelos eventos sísmicos através da escala de Richter.

É nesta fase que se destaca e dissocia das outras ciências o ramo da Engenharia Sísmica. O seu estabelecimento dependeu grandemente da informação recolhida do registo histórico de eventos sísmicos e no apoio sobre as diversas ciências, como forma de entender os efeitos da acção sobre as estruturas e procurando soluções para as construções serem capazes de resistir.

Assim, o objectivo primordial da Engenharia Sísmica centra-se na redução dos danos provocados pelos sismos, em primeiro lugar as perdas de vidas humanas e num plano secundário, mas intrinsecamente associados, os danos estruturais e de bens essenciais para a sobrevivência. Por conseguinte, inúmeros trabalhos se destacam na procura da representação numérica do comportamento das estruturas e dos solos a estas acções, procurando desenvolver procedimentos de dimensionamento e de avaliação da resposta sísmica a partir das suas características dinâmicas.

No plano nacional, os ensinamentos do sismo de 1755 em Lisboa foram analisados e transportados para o desenvolvimento de metodologias de análise que se centram na redução da vulnerabilidade sísmica das estruturas e que conduzem aos princípios da primeira regulamentação anti-sísmica em Portugal, para a qual se destaca o contributo do Engenheiro Júlio Ferry-Borges como grande impulsionador.

Os métodos de análise e avaliação da segurança estrutural a acções dinâmicas, como o caso dos sismos, requerem a identificação concomitante das características e propriedades das estruturas e das acções. É aqui que surge um conceito importante na abordagem ao problema – a noção de ductilidade, que está inerente à relação entre capacidades resistente e de deformação. Esta relação traduz a capacidade que as estruturas possuem de dissipar a energia da acção, mobilizando forças internas e acomodando deformações. Ou seja, não é suficiente garantir para as estruturas uma resistência mínima, há que dotá-las em simultâneo da capacidade de aceitarem deformações impostas, mesmo para além dos limites da capacidade resistente em regime não linear (ductilidade). Esta nova concepção quebra completamente com o modo de actuação até então, assegurando para as estruturas uma elevada capacidade de dissipação da energia sísmica.

A preocupação de assegurar uma elevada ductilidade para as estruturas conduz a um conjunto de estudos, particularmente dirigidos para os edifícios. A modelação numérica e experimental da avaliação do efeito cíclico da acção sísmica corresponde ao campo de análise com maior preponderância, permitindo estabelecer metodologias de dimensionamento e critérios de ductilidade, que são inclusive previstos pela regulamentação.

Esta abordagem ao problema da verificação da segurança sísmica de estruturas, em particular de edifícios, tem por base a noção de que quer a acção quer a resistência não são variáveis determinísticas, mas sim são caracterizadas por densidades de probabilidade. No

entanto, os procedimentos actuais de dimensionamento e avaliação não contemplam eficazmente este aspecto, em especial quando considerado o comportamento não linear das estruturas, ou apresentam um grau de complexidade elevado que inibe a sua aplicação em ambiente corrente de projecto.

Revela-se, portanto, importante introduzir métodos de análise capazes de reunir estes aspectos através de procedimentos simplificados mas rigorosos, que contemplem o controlo das deformações da estrutura por limites de deslocamentos e verificando neste processo a resistência a forças, controlando assim o nível de dano admissível dos elementos estruturais – como é o caso das análises pushover. Deriva deste controlo um indicador da vulnerabilidade das estruturas – uma probabilidade de ruína – que permite controlar não só aspectos estruturais e correspondente reabilitação, como aspectos económicos.

1.2 OBJECTIVOS

Indicou-se na secção anterior a importância da relação entre a acção e a resposta dinâmica hysterética das estruturas, assim como a necessidade de as caracterizar para promover e validar a segurança estrutural a estas acções. Assim, é neste âmbito que se desenvolve a motivação da presente dissertação, com o objectivo de contribuir para ultrapassar as lacunas e insuficiências presentes nas metodologias de análise correntes, identificadas anteriormente.

O estudo centra-se na avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios propondo procedimentos de análise não linear dinâmica e estática, simplificados, incorporando o carácter probabilístico e aleatório das variáveis intervenientes no problema. Este trabalho debruçar-se-á igualmente sobre a definição e caracterização da acção sísmica a considerar para análise, que é actualmente um aspecto preponderante para a avaliação da segurança sísmica de estruturas.

Estabeleceram-se procedimentos e metodologias de análise capazes de cumprir um conjunto de objectivos (que podem ser divididos nas etapas de caracterização da acção e na avaliação estrutural):

- Evidenciar a importância da selecção de uma acção sísmica real homogénea uniforme e coerente com o local, capaz de minimizar os efeitos da sua

variabilidade na resposta das estruturas. Reunião dos contributos relevantes para a comunidade científica e, com base no seu conteúdo, conduzir o estudo da caracterização da acção. São englobadas as técnicas de escalamento de acelerogramas para redução da dispersão, a definição do número mínimo de registos sísmicos a incluir nas análises não lineares dinâmicas, a utilização de acelerogramas artificiais como alternativa à acção sísmica real e a proposta de uma metodologia inovadora para selecção de eventos sísmicos com base nas suas semelhanças.

- Avaliar a resposta estrutural à acção dinâmica dos sismos propondo alterações à convencional modelação da não linearidade material concentrada dos elementos. O comportamento das estruturas é descrito por uma metodologia de análise estática – designada comumente de análise pushover. Neste trabalho estudam-se diversas propostas recentes de métodos de análise estática, assim como as variantes a cada procedimento, utilizando como referência os resultados de análises dinâmicas e procurando como objectivo final indicar a melhor técnica de análise.
- Incluir o carácter probabilístico das variáveis intervenientes no problema da segurança estrutural. As origens de dispersão poderão advir da variabilidade associada às propriedades dos materiais, assim como da caracterização da acção sísmica, sendo ambas incluídas nas análises não lineares. O objectivo fundamental consiste na caracterização da vulnerabilidade dos edifícios através de uma probabilidade de ruína. Avalia-se a capacidade de deformação das estruturas, introduzindo como aspecto inovador a utilização de análises pushover. Por fim, é também estudada a possibilidade de utilização de registos sísmicos artificiais nas metodologias de análise probabilística.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O trabalho apresentado na presente tese encontra-se organizado em três grandes temas, com o objectivo de percorrer sequencialmente os diversos passos para a Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas, em particular o caso de edifícios. A primeira etapa corresponde à caracterização da acção sísmica, seguindo-se um segundo momento onde se procura avaliar o comportamento das estruturas utilizando procedimentos de análise não

linear estática e dinâmica, e concluindo com a fase de identificação da vulnerabilidade das estruturas utilizando metodologias de análise probabilísticas, em que se inclui o carácter aleatório das variáveis presentes no problema da segurança estrutural. Assim, a dissertação encontra-se distribuída por oito capítulos e um anexo, onde se procura desenvolver e propor mecanismos de abordagem e análise do comportamento sísmico de edifícios.

- No **Capítulo 2** é conduzido um estudo sobre a caracterização da acção sísmica. É utilizada uma base de 20 eventos sísmicos reais, sobre a qual é avaliado um conjunto de técnicas de escalamento, procurando minimizar a variabilidade da acção. É proposta uma metodologia de redução da base sísmica a partir da selecção de registos sísmicos, de acordo com as diferenças entre espectros ou os efeitos produzidos nas estruturas (um edifício e um viaduto). Esta técnica é baseada no método de análise estatística de agrupamento de classes – análise de Clusters. Neste capítulo é ainda estudado o número mínimo de acelerogramas necessário para a análise sísmica de estruturas, procurando-se também avaliar a possibilidade de se utilizarem acelerogramas artificiais.
- O **Capítulo 3** é um capítulo introdutório à temática das análises não lineares estáticas. Nele são descritos procedimentos e metodologias apresentadas pela comunidade científica, compreendendo os métodos de análise não linear pushover para avaliação da capacidade e da exigência estrutural. São também apresentadas diferentes possibilidades para incluir, nos métodos de análise pushover, a capacidade que as estruturas apresentam durante uma acção sísmica de dissipar energia – energia histerética. Este objectivo é conseguido a partir da redução das ordenadas espectrais de um espectro de resposta representativo da exigência sísmica. Por fim, são apresentados pormenores a ter em consideração na modelação da não linearidade material dos elementos estruturais.
- Os Capítulos 4 e 5 consistem na aplicação dos métodos de análise indicados no Capítulo 3 a um conjunto de 16 edifícios, representativos do tecido urbano europeu.

- No **Capítulo 4** é efectuado um estudo paramétrico dos factores de redução das ordenadas espectrais, procurando indicar qual o método que melhor representa a dissipação de energia histerética. É também incluído neste capítulo um estudo comparativo da avaliação do desempenho estrutural utilizando vários procedimentos de análise estática com diferente grau de refinamento (entre outros aspectos considerando o contributo dos modos de vibração superiores). As aplicações utilizam uma modelação distribuída da não linearidade material dos elementos.
- O **Capítulo 5** evidencia a importância da modelação concentrada da não linearidade material, debruçando sobre os possíveis erros ou imperfeições cometidos na sua definição e a correspondente influência na avaliação final do comportamento de edifícios. São apresentadas variantes a esta modelação com o intuito final de aproximar o desempenho estrutural à modelação distribuída da não linearidade material. Após calibração da modelação por rótulas plásticas é incluído um estudo paramétrico de avaliação da capacidade e desempenho estrutural de edifícios considerando análises pushover adaptativas e não adaptativas. Em cada estudo comparativo os valores de referência correspondem aos resultados das análises dinâmicas considerando a não linearidade concentrada e análises pushover considerando a não linearidade distribuída.
- No **Capítulo 6** é concedida atenção ao problema da avaliação probabilística da segurança sísmica de estruturas (em particular o caso de edifícios), tema central desta dissertação. São apresentadas três propostas de metodologias probabilísticas da avaliação da vulnerabilidade sísmica, baseadas em: funções de vulnerabilidade, ajustadas aos efeitos da acção nas estruturas; curvas de fragilidade, incluindo com um grau superior de precisão a variabilidade da acção sísmica; técnicas de simulação, caracterizando a função margem de segurança (diferença entre a resistência e os efeitos da acção, R-S). É também incluído neste capítulo a descrição do método de simulação utilizado, o método do Hipercubo Latino, e detalhadas as diferentes técnicas estatísticas de validação do ajuste de leis.

- O **Capítulo 7** é uma extensão do Capítulo 6, onde são feitas aplicações a 4 edifícios de betão armado, envolvendo as três metodologias de avaliação probabilística referidas. Como aspecto inovador salienta-se a utilização de análises não lineares pushover para caracterizar a resposta estrutural, determinando-se os desvios relativamente aos resultados através de análises dinâmicas. Acresce-se ao estudo o uso de acelerogramas gerados artificialmente como alternativa aos registos sísmicos reais.
- A última etapa deste trabalho culmina com o **Capítulo 8**, onde são descritas sinteticamente as principais conclusões retiradas do trabalho realizado ao longo da dissertação. Apresentam-se ainda indicações quanto às possibilidades de extensão a trabalhos futuros dos aspectos relacionados com a Avaliação Probabilística da Segurança Sísmica de Edifícios.

CAPÍTULO 2

ACÇÃO SÍSMICA

2.1 INTRODUÇÃO

Os registos sísmicos desempenham um papel determinante quando se procede a análises estruturais, em particular quando utilizadas análises dinâmicas e principalmente quando conjugadas com o comportamento não linear material de cada elemento. Esta acção sísmica é normalmente caracterizada envolvendo diversos níveis de intensidade, a que correspondem diferentes probabilidades de ocorrência. Por outro lado, as próprias características de forma e conteúdo energético inerentes a cada sismo condicionam fortemente a resposta das estruturas. Por este conjunto de razões é importante analisar cuidadosamente que conjunto de sismos deve ser utilizado para análise.

Na análise sísmica de estruturas, a utilização de acelerogramas artificiais consiste numa alternativa importante aos registos reais, e que é necessário validar, devido nomeadamente à dificuldade de selecção destes últimos. A utilização de acelerogramas reais tem sido objecto de estudo e tem conhecido alguns progressos nos últimos anos. O próprio Eurocódigo 8 prevê a utilização de registos sísmicos reais dando-lhes mesmo preferência em relação a acelerogramas artificiais, para análises não lineares, Parte 2 – Pontes (CEN, 2004). No caso de edifícios, Parte 1 (CEN, 2003), é permitida indistintamente a opção por qualquer um dos tipos.

A escolha do tipo de acelerograma a adoptar envolve, naturalmente, a análise das vantagens e potencialidades de cada variante. Se por um lado interessa o lado prático e sistemático da análise, por outro devem ser evitadas acções sísmicas que conduzam a

efeitos excessivos e ao consequente afastamento da realidade, por conseguinte a efeitos de sobredimensionamento.

A escolha do conjunto de acelerogramas a adoptar deve ser feita tendo em conta as suas magnitudes e distâncias epicentrais. Podem, no entanto, ser adicionados outros critérios de selecção baseados em técnicas de agrupamento de elementos semelhantes, como a análise de *clusters*, aplicados ao conjunto de registos seleccionado inicialmente, construindo-se deste modo uma sub-base composta por um número de registos inferior comparativamente com a base sísmica inicial.

Interessa ainda ter em conta a necessidade prática de simplificar as tarefas de projecto e dimensionamento, sendo importante procurar que as análises sejam razoáveis em termos de tempo e simplicidade de cálculo. Assim, é importante estudar a viabilidade da redução do número de análises a efectuar, isto é, do número de acelerogramas a considerar, impondo-se que esse número reduzido seja capaz de traduzir fidedignamente o comportamento do conjunto.

Outro aspecto que importa considerar é a definição da necessidade e do modo de escalamento no caso de se optar por acelerogramas reais. A selecção de registos reais, ainda que criteriosa, implica forçosamente níveis de dispersão elevados logo na própria acção, o que se reflecte por vezes até de modo inflacionado numa também elevada dispersão das respostas.

Procura-se, assim, escalar os diversos acelerogramas para o mesmo nível de intensidade sugerindo-se vários parâmetros, como alternativa aos tradicionais valores de pico. Esses parâmetros têm sido essencialmente divididos em dois grupos: o primeiro, compreendendo os que são obtidos a partir das características de cada acelerograma, e o segundo, em que os parâmetros são obtidos a partir do espectro de resposta.

Deste modo, o presente capítulo procura traduzir o estudo sobre a acção sísmica cujos trabalhos foram efectuados em paralelo para o projecto europeu Lessloss (2004), englobando os seguintes pontos:

- Referência ao estado do conhecimento, incidindo sobre os diferentes métodos de escalamento, selecção de acelerogramas e número mínimo de registos para análise, propostos pela comunidade científica e evidenciando os principais avanços sobre a temática da acção sísmica.

- Descrição e selecção da base de sismos reais a utilizar. Paralelamente, e como alternativa aos acelerogramas reais, com respectivo tratamento prévio de escalamento e redução da dispersão, são criteriosamente gerados e estudados acelerogramas artificiais, referindo-se o procedimento de geração.
- Aplicação prática das metodologias propostas a duas estruturas. Esta envolve a caracterização da acção sísmica, ou seja, a avaliação dos níveis de dispersão, a exploração de diferentes técnicas de escalamento e a escolha das mais vantajosas no que diz respeito à homogeneização e uniformização dos acelerogramas.
- Utilização de um método de análise estatística de agrupamento de classes – análise de *clusters* – para identificação, de modo analítico, dos acelerogramas que, após um escalamento apropriado, mantêm um comportamento desviante relativamente ao conjunto.
- Estudo quanto ao número mínimo de acelerogramas para análise, procurando assim reduzir o número de análises a efectuar.
- Comparação entre a utilização de sismos reais e artificiais, admitindo diferentes técnicas de escalamento.

2.2 ESTADO DO CONHECIMENTO

2.2.1 Introdução

Nos últimos anos, têm sido publicados no seio da comunidade científica vários estudos sobre a acção sísmica, pretendendo-se, neste ponto, evidenciar os desenvolvimentos que têm sido feitos no âmbito da utilização de sismos reais para análises dinâmicas de estruturas.

A aplicação de registos sísmicos reais tem vindo, ao longo do tempo, a ser preferencialmente utilizada, motivada pela existência de bases de dados de diversas regiões que reúnem os eventos sísmicos ocorridos e aliado ao carácter mais realista que se introduz nas análises dinâmicas.

Assim sendo, parece emergir, associada ao uso dos acelerogramas reais, uma combinação vantajosa do que se pretende realizar – uma análise o mais realista possível – com o que é mais prático fazer – retirar directamente um conjunto de acelerogramas do vasto catálogo existente, sem se levantarem as questões comumente associadas às condições de compatibilidade para gerar acelerogramas artificiais.

No entanto, e como facilmente se depreende, a dispersão associada a este tipo de acelerogramas apresenta, logo à partida, níveis muito superiores, em oposição ao observado para os acelerogramas artificiais. A dispersão é verificada em termos das características dos acelerogramas – grandezas como a duração, magnitude, distância epicentral, aceleração de pico – e dos seus efeitos – espectro de resposta, ductilidades exigidas em estruturas.

Assim, torna-se imperioso, de modo a poder incorporar acelerogramas reais em análises correntes, proceder ao estudo de técnicas de selecção e escalamento eficazes na homogeneização das suas características e resultados, em simultâneo com a procura da definição do número de acelerogramas a utilizar para estabilizar resultados e ainda assim conseguir abarcar o carácter aleatório da acção sísmica.

Pretende-se nesta secção evidenciar os recentes estudos que abordam esta temática, procurando sugerir análises complementares de interesse e indicar possíveis caminhos a seguir a partir das conclusões existentes.

2.2.2 Técnicas de escalamento e níveis de dispersão

A utilização da informação contida nos espectros de resposta para o dimensionamento corrente de estruturas à acção sísmica, através de métodos simplificados, permite conciliar e englobar as características da acção (traduzida pelos acelerogramas) com os seus efeitos nas diversas estruturas.

Deste modo, importa, no seguimento do que foi já referido anteriormente, uniformizar os espectros de resposta referentes aos vários acelerogramas seleccionados para uma análise dinâmica. Daí a procura de técnicas de escalamento que se revelem eficazes na redução (no limite minimização) da dispersão associada aos acelerogramas reais seleccionados.

A redução da dispersão da acção sísmica para análise pode ser conseguida através da utilização de técnicas de escalamento ou pela selecção prévia de um conjunto reduzido de

acelerogramas com características semelhantes, a partir de uma base inicial de maior dimensão. A primeira via será introduzida seguidamente, remetendo-se o segundo aspecto para uma secção posterior.

Assim, relativamente às técnicas de escalamento, são de considerar alguns estudos efectuados.

2.2.2.1 Estudo de Nau, J. & Hall, W. (1984) sobre métodos de escalamento para espectros de resposta

Nau, J. e Hall, W. procuram estabelecer neste estudo os parâmetros baseados no próprio espectro de resposta, associado a cada acelerograma, como uma alternativa aos valores de pico tradicionalmente utilizados (aceleração, velocidade e deslocamentos). São estabelecidos dois tipos de parâmetros: os calculados somente a partir do acelerograma, portanto a partir dos dados da acção, e os que são calculados já com base na interacção com a estrutura, ou seja, quantidades a partir do espectro de resposta.

Do lado da acção

1) Valores de pico (acelerações, velocidades e deslocamentos) – *Peak Ground Motion Values* (PGA, PGV e PGD)

Este indicador apresenta algumas limitações uma vez que dois acelerogramas podem ter a mesma aceleração de pico e apresentar conteúdo, durações e energias distintas e, consequentemente originarem respostas significativamente diversas.

2) *Square Ground Motion* (E_a , E_v e E_d)

$$S = E_z = \int_0^{t_f} z^2(t).dt . \quad (2.1)$$

Na expressão 2.1 o parâmetro z corresponde à aceleração (a) sísmica do terreno, à velocidade (v) ou ao deslocamento (d).

Esta medida está associada à energia libertada durante o movimento sísmico, em que t_f é a duração total do sismo.

3) *Root Square Ground Motion*

$$RS = \sqrt{E_z} = \sqrt{\int_0^{t_f} z^2(t).dt} . \quad (2.2)$$

4) *Mean Square Ground Motion*

$$MS = \frac{1}{t_{95} - t_5} \cdot \int_0^{t_f} z^2(t).dt . \quad (2.3)$$

Considera-se $t_{95} - t_5$ como a duração significativa do sismo, período de tempo em que o movimento é mais intenso.

5) *Root Mean Square Ground Motion*

$$RMS = \sqrt{MS} = \sqrt{\frac{1}{t_{95} - t_5} \cdot \int_0^{t_f} z^2(t).dt} . \quad (2.4)$$

Do lado da resposta

6) *Intensidade espectral – Spectrum Intensity*

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} S_v(\beta, T).dT . \quad (2.5)$$

Esta quantidade proposta por Housner, G. (1952) é definida a partir do espectro de pseudo-velocidades, para um coeficiente de amortecimento β , e pode representar, segundo alguns autores, uma medida da severidade do sismo. Usualmente os valores recomendados para T_1 e T_2 são 0.1 e 2.5s, respectivamente.

7) *Amplitude média de Fourier*

Este parâmetro pode ser interpretado como uma medida da energia total e representa, no fundo, a máxima velocidade atingida por um oscilador de um grau de liberdade em vibração livre após a acção sísmica cessar ($t > t_f$).

Principais conclusões

Utilizando uma base de 12 acelerogramas sem, aparentemente, nenhuma semelhança particular, como magnitude ou localização geográfica, são retiradas algumas conclusões da aplicação das diferentes técnicas de escalamento expostas.

Através de *valores de pico*, verifica-se que acelerações, velocidades ou deslocamentos têm efeitos distintos dependendo da gama de frequências. Enquanto que o escalamento por acelerações de pico reduz a dispersão nas frequências mais altas, para as frequências mais baixas os deslocamentos de pico surtem melhor efeito, sendo as velocidades de pico melhores para escalar em frequências intermédias.

Passando para os parâmetros introduzidos, não usados até então, verifica-se que o *Square* (S) e o *Mean Square* (MS) são parâmetros relativamente pobres em termos de escalamento. Os parâmetros *Root Square* (RS) e *Root Mean Square* (RMS) revelaram uma *performance* ligeiramente melhor na gama das baixas frequências, comparativamente com os valores de pico.

Por outro lado, dos parâmetros baseados em quantidades estimadas a partir da resposta destaca-se a *Intensidade Espectral* (SI), que se revela mais eficaz na redução da dispersão ainda que tenha de ser avaliado criteriosamente, isto é, por gama de frequências. Para cada uma destas, a SI deve ser avaliada para a respectiva grandeza que conduz a melhores resultados: deslocamentos, velocidades ou acelerações.

Assim, nenhum dos parâmetros obtidos somente a partir dos acelerogramas, isto é, do lado da acção, se revelou particularmente vantajoso na redução da dispersão, enquanto que do lado da resposta o parâmetro que se revelou mais promissor foi a *Intensidade Espectral*, em espectro elástico e inelástico de moderada ductilidade.

2.2.2.2 Estudo de Kappos, A. & Kyriakakis, P. (2000) sobre a aplicação de técnicas de escalamento para sismos naturais

Neste estudo, Kappos, A. e Kyriakakis, P. revisitam a questão do escalamento de acelerogramas analisando a dispersão da resposta estrutural e procurando focar alguns aspectos menos tratados até aí. Novamente procuram comparar as diversas técnicas, aplicando-as simultaneamente ao mesmo grupo de registos, ao mesmo tempo que

apresentam uma nova proposta para escalar acelerogramas reais. Os acelerogramas usados têm origem em duas bases: uma de registos Americanos e outra de registos Europeus. Deste modo, a base de acelerogramas utilizada é diferente da utilizada na referência anterior na medida em que apresentam características semelhantes, em magnitude e valores de pico, fruto da similitude geográfica.

Destacam-se um conjunto de aspectos presentes neste trabalho:

- O estudo efectuado foi aplicado a estruturas várias, de um e múltiplos graus de liberdade.
- A técnica de escalamento foi sempre a mesma e consiste em escalar para o valor médio de cada parâmetro.
- A mesma análise foi efectuada três vezes de acordo com o agrupamento feito: por tipo de solo (rocha ou aluvionar), por regime tectónico (Europeu ou Americano) e considerando também um grupo global com todos os registos.

Incluem-se três novos parâmetros relativamente ao trabalho anterior: *Intensidade de Arias*, índice I_v e *Intensidade Espectral Modificada*.

8) Intensidade de Arias – Arias Intensity

$$IA = \frac{\pi}{2 \cdot g} \cdot \int_0^{t_d} [a(t)]^2 \cdot dt . \quad (2.6)$$

A IA (Arias, A., 1970) é uma medida da intensidade do movimento sísmico de duração t_d , e dependente da aceleração das ondas sísmicas, $a(t)$.

9) Índice I_v

$$I_v = PGV \cdot t_d^{0.25} . \quad (2.7)$$

Este índice, proposto por Fajfar, P. *et al.* (1990), apresenta a clara vantagem de incorporar a duração do acelerograma que se suspeita, nalguns casos, poder estar na origem de níveis de dispersão elevados.

10) Intensidade espectral modificada – *Modified Spectrum Intensity*

$$SI_m = \int_{T_0}^{\alpha T_0} S_v(\beta, T) . dT . \quad (2.8)$$

O objectivo deste parâmetro é conseguir localizar melhor a intensidade espectral, já estudada atrás, em termos da estrutura que se está a analisar. O coeficiente α , que deverá ser superior a 1, permite definir um período efectivo da estrutura em regime inelástico, $T_{\text{eff}} = \alpha . T_0$, uma vez que, em regime inelástico, a dispersão aumenta. Deste modo pensa-se ser possível obter melhores resultados, em termos de dispersão das respostas, já que a análise se adequa melhor à estrutura em causa. A dificuldade na utilização deste parâmetro está na definição dos limites de integração que dependem do nível de inelasticidade.

Principais conclusões

Verifica-se que os parâmetros dependentes da velocidade (valor de pico, SI, I_v) apresentam melhores resultados nos períodos mais altos, enquanto que os relacionados com a aceleração são melhores para uma gama de períodos mais baixa.

Nos parâmetros relacionados com a aceleração, o valor de pico é o que apresenta níveis de dispersão mais baixos. Já no lado das velocidades, as diferenças são pequenas, sendo melhor, para períodos intermédios, o parâmetro SI. Para períodos mais elevados, os parâmetros PGV e I_v revelam-se mais eficazes.

Verifica-se que utilizando o parâmetro SI ao longo de toda a gama de períodos, como foi aliás sugerido por Nau, J. e Hall, W., consegue-se obter resultados relativamente satisfatórios traduzidos por coeficientes de variação que raramente excedem 50%.

Ao passar para o novo parâmetro sugerido – SI_m – constata-se que a sua aplicação pode conduzir a alguma diminuição na dispersão de resultados. Os autores concluem no entanto que as melhorias verificadas não justificam o aumento de complexidade para a determinação desse parâmetro.

É ainda interessante realçar que a dispersão verificada em solo aluvionar é maior do que a encontrada em rocha. Por outro lado os resultados são semelhantes quer se trate de estruturas com um grau de liberdade ou com múltiplos graus de liberdade.

Deste modo parece verificar-se que este segundo trabalho analisado não traz grande acrescento ao já estudado na referência anterior, continuando no sentido de que o parâmetro SI pode ser uma alternativa vantajosa ao escalamento por valores de pico. A base de acelerogramas seleccionada foi no entanto mais refinada do que a anterior.

2.2.2.3 Estudo de Kurama, Y. & Farrow, K. (2003) sobre a aplicação de técnicas de escalamento para diferentes tipos de solo e características dos edifícios

Nesta publicação mais uma vez são analisadas várias técnicas de escalamento, havendo uma tentativa por parte dos autores de confirmar as tendências verificadas nos estudos anteriores, principalmente no que diz respeito às vantagens anunciadas do parâmetro Intensidade Espectral, em simultâneo com a proposta de mais um parâmetro a utilizar no escalamento.

Ao mesmo tempo é estudado o comportamento das diversas técnicas para vários tipos de solo e mais uma vez para estruturas com diferentes graus de liberdade.

É ainda analisada a dependência de resultados em relação ao modelo histerético adoptado.

Os acelerogramas utilizados foram seleccionados de acordo com 3 tipologias de solo – muito denso, rijo e mole – sendo em cada grupo a característica comum aos acelerogramas o tipo de solo. Deste modo é também possível retirar conclusões quanto à influência do tipo de solo nos resultados.

Para além dos parâmetros de escalamento já utilizados, no estudo subjacente a este artigo foram estudados os valores efectivos de pico de velocidade e aceleração: *Effective Peak Acceleration* – EP_a – e *Effective Peak Velocity* – EP_v . É proposto um novo parâmetro de avaliação designado de *Máxima Velocidade Incremental* – MIV – bem como a utilização das acelerações espectrais, para o período da estrutura em questão.

11) Valores de pico efectivos

$$EP_a = \frac{\bar{S}_a[T_{0.1}-T_{0.5}]}{2.5} . \quad (2.9)$$

$$EP_v = \bar{S}_v[T_{0.8}-T_{1.2}] . \quad (2.10)$$

12) Máxima velocidade incremental

A *máxima velocidade incremental* (MIv) corresponde à máxima área definida pelo acelerograma entre dois zeros consecutivos. Os autores consideram este parâmetro como um melhor indicador do potencial de dano que o sismo possui, sendo capaz de captar as suas características em termos de impulso.

13) Aceleração espectral para o período da estrutura (Sa_{T0}) ou aceleração espectral média para um dado intervalo de período ($Sa_{T0-T\mu}$)

Os acelerogramas são escalados de acordo com cada um dos parâmetros, de modo a que o valor do parâmetro, para cada acelerograma, iguale o valor médio do conjunto.

Principais conclusões

A análise relativa das técnicas de escalamento foi efectuada avaliando a dispersão da resposta das estruturas, representada tanto pelo valor do deslocamento máximo, como pela ductilidade exigida.

Os autores analisam a dispersão dos resultados estabelecendo um paralelismo entre cada uma das técnicas de escalamento utilizada com o escalamento efectuado por aceleração de pico.

Mais uma vez é concluído que os parâmetros baseados em acelerações são melhores para os períodos mais baixos. Os parâmetros que se revelam mais vantajosos na redução da dispersão do deslocamento máximo são o MIv e os parâmetros baseados em ordenadas espectrais – Sa_{T0} e $Sa_{T0-T\mu}$. Relativamente a estes dois últimos parâmetros, a máxima velocidade incremental, MIv, é o parâmetro mais vantajoso já que as acelerações espectrais não são necessariamente eficazes em toda a gama de períodos, especialmente para solos moles.

Quando se passa para a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade, os resultados que daí advêm são concordantes com os obtidos para o oscilador de um grau de liberdade. O parâmetro MIv é aquele que reduz mais significativamente a dispersão da resposta da estrutura, quando comparado com as acelerações espectrais.

No que diz respeito ao modelo hysterético adoptado as conclusões vão no sentido do já verificado por outros autores: a dispersão não é muito afectada pelo tipo de modelo que se considera.

Quanto ao tipo de solo, a dispersão encontrada foi maior em solo mole.

A desvantagem associada à utilização do método de escalar por utilização da *Máxima Velocidade Incremental* consiste na falta de meios para estimar a frequência média anual de excedência para valores de MIV, bem como para a maioria dos outros parâmetros que se têm revelado como alternativas promissoras em relação aos valores de pico.

2.2.3 Selecção de acelerogramas para análise a partir de uma base sísmica inicial

Do estudo da acção sísmica, esta é talvez a temática menos desenvolvida. Nos três estudos já referidos, a base de acelerogramas de onde se parte para estudar as técnicas de escalamento é sempre pouco criteriosa. Num dos casos ela é completamente aleatória, nos outros dois parece ter sido definida essencialmente a partir de uma origem geográfica e/ou tipo de solo comuns.

Assim, como complemento às técnicas de escalamento descreve-se, no ponto seguinte, uma publicação que introduz um incremento de informação mais significativo para a selecção de acelerogramas.

2.2.3.1 Estudo de Bommer, J. & Acevedo, A. (2004) sobre a utilização de acelerogramas reais em análises dinâmicas

Este trabalho procura estabelecer alguns critérios que permitam seleccionar, a partir de uma base mais ou menos extensa, acelerogramas reais adequados para aplicar em análises dinâmicas de estruturas.

São sugeridos dois tipos de selecção, um baseado em parâmetros directamente relacionados com o acelerograma em si, e outro de acordo com parâmetros geofísicos como magnitude, distância epicentral ou tipo de solo.

O objectivo é seleccionar acelerogramas através das duas propostas e observar a partir de qual existe uma aproximação superior do espectro médio dos acelerogramas seleccionados

(S_{a_s}) ao espectro elástico de dimensionamento (S_{a_0}), na zona do período da estrutura, procurando simultaneamente minimizar a necessidade de escalamento.

Para avaliar a maior ou menor aproximação do espectro observado ao espectro pretendido, os autores utilizam um coeficiente, D_{rms} , que é dado pela raiz do desvio quadrático médio entre os espectros, equação 2.11. Em que PGA_0 e PGA_s correspondem aos valores de acelerações de pico do espectro de resposta médio e de dimensionamento, respectivamente.

$$D_{rms} = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{i=1}^N \left(\frac{S_{a_0}(T_i)}{PGA_0} - \frac{S_{a_s}(T_i)}{PGA_s} \right)^2} . \quad (2.11)$$

Principais conclusões

Utilizando a primeira metodologia de selecção foram escolhidos os acelerogramas que apresentavam um valor para D_{rms} mais baixo e valores de pico da aceleração e da intensidade espectral mais próximos dos do espectro pretendido.

Da análise dos acelerogramas seleccionados conclui-se que, na tentativa de procurar a semelhança entre os espectros relativamente à forma, as suas características (nomeadamente magnitude e distância epicentral) diferem bastante dos valores associados ao espectro de dimensionamento pretendido.

A selecção pela semelhança de valores da magnitude e distância epicentral, permite concluir, em sintonia com o verificado anteriormente, que a dispersão em termos de forma do espectro é elevada, sendo necessário proceder a um escalamento individual para garantir que o espectro médio seja sempre superior ao espectro de dimensionamento.

Avaliando o coeficiente de variação associado às duas formas de selecção, verificou-se que a avaliação dos acelerogramas pelo D_{rms} apresenta menor dispersão.

2.2.4 Definição do número mínimo necessário de acelerogramas a usar

A recomendação de um número mínimo de acelerogramas para análise não é contudo um aspecto devidamente aprofundado, sendo a sua definição remetida essencialmente para regulamentos nacionais ou para o Eurocódigo 8, onde é tido como referência o número mínimo de 3 acelerogramas sendo, neste caso, necessário utilizar os valores máximos dos

resultados obtidos. Quando é utilizado um conjunto de 7 acelerogramas é comum aceitar o uso do valor médio exigido.

Shome, N. *et al.* (1998) demonstraram que 7 acelerogramas corresponde a um número aceitável para que esteja associada uma baixa dispersão nas respostas estruturais, partindo do pressuposto já conhecido de que a dispersão é inversamente proporcional à raiz quadrada do número de registos utilizados.

No estudo de Bommer, J. & Acevedo, A. (2004) é evidenciada, para além da preocupação em estabilizar os valores médios dos resultados, a necessidade de ter em atenção a máxima excedência espectral de cada um dos acelerogramas. Deste modo, os mesmos autores defendem que a aplicação do parâmetro D_{rms} permite reduzir o risco de ter um espectro médio semelhante, assim como espectros individuais significativamente distintos.

2.3 BASE SÍSMICA REAL

Neste ponto serão evidenciados os sismos seleccionados para aplicação dos procedimentos e metodologias desenvolvidas e abordadas ao longo do presente capítulo. Salienta-se a base de sismos reais considerada e descreve-se o mecanismo de geração de sismos artificiais, assim como as características admitidas para esta base sísmica artificial.

O conjunto de sismos reais utilizados corresponde a 20 registos sísmicos seleccionados de uma base de acelerogramas elaborada e mantida pelo Imperial College – *European Strong Motion Database* (Ambraseys, N. *et al.*, 2004).

Estes sismos estão associados a diferentes características, nomeadamente o tipo de solo, distância epicentral e magnitude, figura 2.1, cobrindo de forma suficientemente representativa os respectivos domínios destas grandezas mais comuns na Europa.

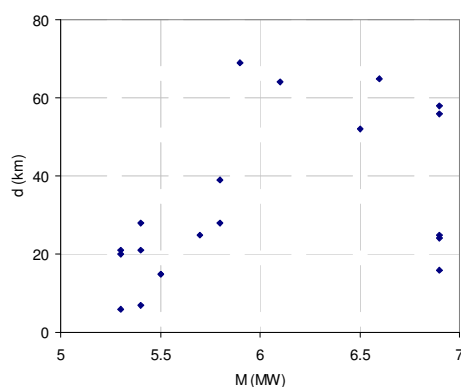


Figura 2.1 – Magnitude (M) e distância epicentral (d) dos registos seleccionados.

No quadro 2.1 apresenta-se, de modo resumido, as características principais da base de 20 acelerogramas reais.

Quadro 2.1 – Características dos registos sísmicos reais seleccionados.

	Região	Data	Distância epicentral (km)	Magnitude (Mw)	Ac. Pico Horizontal (m/s ²)	Ac. Pico Vertical (m/s ²)	Duração (s)
1	Montenegro	1979	56	6.9	0.572	0.347	15.94
2	Campano Lucano	1980	58	6.9	0.532	0.283	13.04
3	Erzincan	1992	65	6.6	0.297	0.168	18.56
4	South Iceland	2000	52	6.5	0.692	0.258	21.58
5	Montenegro	1979	25	6.9	4.453	2.086	48.23
6	Montenegro	1979	24	6.9	2.88	4.49	48.22
7	Campano Lucano	1980	16	6.9	1.725	1.64	45.54
8	Friuli (aftershock)	1976	21	5.3	1.701	0.504	7.19
9	Friuli (aftershock)	1976	15	5.5	2.273	1.162	23.82
10	Friuli (aftershock)	1976	15	5.5	0.898	0.446	86.06
11	Friuli (aftershock)	1977	7	5.4	2.365	1.304	48.98
12	Dursunbey	1979	6	5.3	2.824	1.477	18.31
13	Preveza	1981	28	5.4	1.402	0.849	14.93
14	Etolia	1988	20	5.3	0.584	0.245	21.88
15	Etolia	1988	21	5.4	0.383	0.143	30.50
16	Umbria Marche	1997	25	5.7	0.519	0.42	46.33
17	Valnerina	1979	39	5.8	0.386	0.232	38.41
18	Lazio Abruzzo	1984	69	5.9	0.171	0.095	23.21
19	Potenza	1990	28	5.8	0.944	0.312	20.38
20	South Aegean	1994	64	6.1	0.565	0.176	35.00

2.4 BASE SÍSMICA ARTIFICIAL

O recurso a acelerogramas artificiais reveste-se de grande importância, quer pela dificuldade em garantir uma base de sismos reais credível e coerente do local em que será feita a análise, quer pela facilidade que existe em se obter de forma artificial o número de acelerogramas desejados, para um conjunto de características sismológicas pretendidas do local. A regulamentação actual (Eurocódigo 8) também prevê a geração de sismos artificiais dependendo do tipo de análise a ser efectuada e de acordo com a informação disponível.

2.4.1 Geração de sismos artificiais

Quando se procede à geração de acelerogramas artificiais pode-se seguir um caminho em que o espectro de resposta associado a um evento sísmico coincide com um espectro de resposta de referência, de acordo com uma tolerância adequada. O espectro de resposta de referência poderá ser real ou regulamentar.

No presente trabalho revela-se a importância da utilização de acelerogramas artificiais. Por um lado estes permitirão aferir quanto à maior ou menor dispersão entre espectros e dos respectivos efeitos nas estruturas, por outro lado permitirão a comparação com os resultados obtidos na utilização de acelerogramas reais.

Desta forma, o estudo centrar-se-á na avaliação da possibilidade da utilização de sismos artificiais como alternativa aos sismos reais, assim como identificar qual o número mínimo de sismos artificiais a considerar para análise.

2.4.2 Algoritmo de geração de sismos artificiais

Neste trabalho utilizou-se um procedimento de geração de sismos artificiais que tem como base um espectro de resposta elástico, em pseudo-velocidades, conhecido à partida.

Esta metodologia foi inicialmente introduzida por Gasparini, D. & Vanmarcke, E. (1976), sendo um dos métodos mais aplicados e conhecidos ainda actualmente. É com base nos seus princípios que assentam diversos trabalhos, como por exemplo o estudo de Barbat, A.H. & Canet, J.M. (1994) – aquele pelo qual foi guiado o presente trabalho e sob o qual foi adaptado o algoritmo de geração de acelerogramas artificiais.

O procedimento adoptado consiste na definição da aceleração sísmica, função do tempo, como uma sobreposição de ondas sinusoidais, equação 2.12.

$$\ddot{a}(t) = I(t) \cdot \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sin(\omega_i t + \varphi_i). \quad (2.12)$$

Em que A_i representa a amplitude, ω_i a frequência angular e φ_i o ângulo de fase. $I(t)$ consiste numa função de intensidade, que traduz a forma da envolvente de cada acelerograma.

O algoritmo desta metodologia começa por fixar n frequências, ω_i , igualmente espaçadas, dentro do intervalo de todas as frequências a considerar. O passo seguinte consiste em gerar um número n de ângulos de fase aleatórios (entre 0 e 2π), sendo este o modo de garantir a aleatoriedade nos sinais gerados. Desta forma, para os diferentes ângulos de fase e para o espectro de resposta em pseudo-velocidades fornecido podem ser obtidos os acelerogramas artificiais, idênticos no seu conteúdo em frequências.

É obtido também um conjunto de n valores de amplitudes A_i , equação 2.13 a partir de uma relação simplificada entre elas e a função de densidade espectral de potência $S_{\ddot{x}}(\omega_i)$, baseada na definição de variância de uma função sinusoidal $\ddot{y}(t) = A \cdot \sin(t)$, válida apenas quando n é elevado. A função $S_{\ddot{x}}(\omega_i)$ é também obtida, de modo aproximado, a partir do espectro de resposta em pseudo-velocidades fornecido.

$$A_i \approx \sqrt{2 \cdot S_{\ddot{x}}(\omega_i) \cdot \Delta \omega_i}. \quad (2.13)$$

As amplitudes podem ser recalculadas e modificadas de modo a que o espectro de resposta, obtido a partir do sinal gerado, se aproxime o mais possível do espectro de resposta definido à partida.

Para a definição da função de densidade espectral de potência, Gasparini, D. e Vanmarcke, E. (1976) sugerem a equação, aproximada, 2.14.

$$S_{\ddot{x}}(\omega_i) \approx \frac{1}{\omega_i \cdot \left(\frac{\pi}{4\nu_{t_e}} - 1 \right)} \cdot \left[\frac{\omega_i^2 \cdot S_v^2(\omega_i)}{\zeta_{p,t_e}^2} - \int_0^{\omega_i} S_{\ddot{x}}(\omega) \cdot d\omega \right]. \quad (2.14)$$

Em que $\zeta_{p,te}$ representa o factor de pico, definido em função da duração, t_e , do sismo gerado e de um nível de probabilidade, p . Ensaios numéricos demonstram que para um valor de $p=0.367$ ($\ln p=-1$) obtêm-se bons resultados, na situação de sinais de duração relativamente curta. v_{te} é uma fracção do amortecimento crítico artificial. Caso se considere para duração do sinal a gerar, uma duração próxima do sismo real, v_{te} tenderá a aproximar-se de um valor igual ao do amortecimento real, v .

A aplicação desta expressão é feita começando pela frequência natural mais baixa, ω_1 , para a qual o valor do integral é nulo.

O ajuste entre espectros, gerado e fornecido, é tanto melhor quanto maior for a duração t_e .

2.4.3 Espectros de resposta de referência

Depois de definido o procedimento para a obtenção de sinais artificiais é necessário definir que sismos gerar e com que características. Como foi referido anteriormente, o objectivo da geração de sismos consiste essencialmente em estabelecer uma correspondência entre estes e os reais, em termos de acelerogramas e de efeitos.

Desta forma torna-se prioritário estabelecer um critério para a obtenção dos sinais gerados artificialmente, de modo a ser possível cumprir o objectivo proposto e a comparação entre acelerogramas reais e artificiais poder ser feita de forma coerente.

A comparação entre sinais reais e artificiais é feita tendo como base a definição de espectro de resposta isoprovável. Um espectro isoprovável vem definido a partir da informação contida nas curvas de *Hazard*, para um período de retorno predefinido, correspondendo a um espectro de resposta associado a uma determinada probabilidade de excedência.

A definição dos espectros isoprováveis parte de uma aceleração de pico à qual se define um nível de probabilidade específico. Pode assim definir-se o espectro isoprovável correspondente a uma determinada intensidade de pico, isto é, com uma probabilidade de excedência igual à da aceleração de pico correspondente.

Na figura 2.2 são representados dez espectros de resposta isoprováveis, cada um associado a uma aceleração de pico pré-estabelecida (de 0.1g a 1.0g), definidos a partir das curvas de Hazard para a região de Reggio Calabria (fornecidas pela organização do projecto europeu Lessloss)

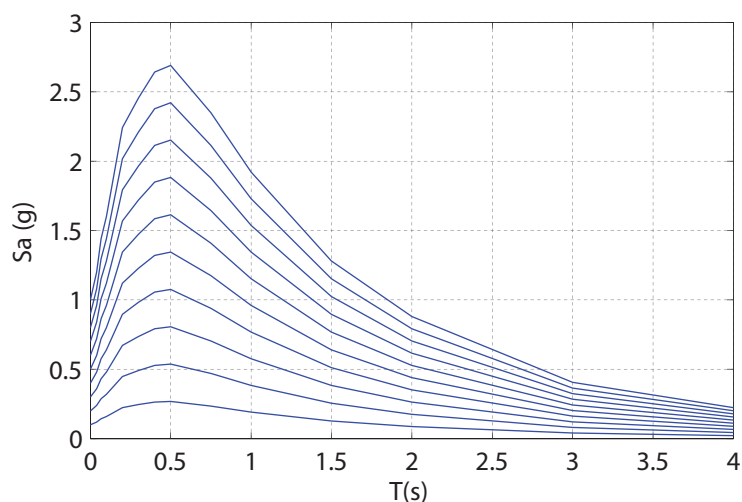


Figura 2.2 – Espectros isoprováveis para diferentes probabilidades de excedência.

A partir destes espectros é possível gerar sismos artificiais comparáveis com os sismos reais, sendo que para isso o espectro de resposta real médio é escalado para uma aceleração de pico igual à do espectro isoprovável de referência.

Importa esclarecer que a base de comparação centrar-se-á sempre nos espectros de resposta isoprováveis, uma vez que se conhece a sua distribuição de Hazard, estabelecendo critérios baseados nas suas características e que se pretende que sejam comuns em ambos os tipos de sinal.

Tem-se portanto um vasto conjunto de vertentes possíveis de análise e comparação entre sismos reais e artificiais, que serão descritas detalhadamente e incluem o procedimento anteriormente referido. No entanto a comparação assenta em três variantes distintas:

- Igualdade de acelerações de pico
- Igualdade de valores espectrais na frequência da estrutura
- Variante ao procedimento de geração de sismos artificiais indicada pelo Eurocódigo 8

Estas três variantes permitirão efectuar a comparação de efeitos provocados nas estruturas entre sismos reais, escalados por acelerações de pico e acelerações espectrais, e entre sismos artificiais, gerados com base nestes procedimentos.

2.4.3.1 Igualdade de acelerações de pico

1) Geração de sismos artificiais com base no espectro de resposta isoprovável

O primeiro modo de geração de acelerogramas artificiais tem como objectivo a comparação entre a dispersão dos efeitos da acção sísmica real, escalada por acelerações de pico, e a acção sísmica artificial gerada a partir de um espectro de resposta isoprovável.

2) Geração de sismos artificiais com base no espectro de resposta médio real, escalado por acelerações de pico, reescalado para diferentes acelerações de pico isoprováveis

Este procedimento consiste em garantir como característica comum entre o espectro de resposta médio real, gerado por acelerações de pico, e o espectro de resposta isoprovável, o valor das suas acelerações de pico.

A figura 2.3 evidencia o conjunto de 10 espectros de resposta médios reais reescalados de modo a atingirem o valor das acelerações de pico correspondentes aos espectros isoprováveis.

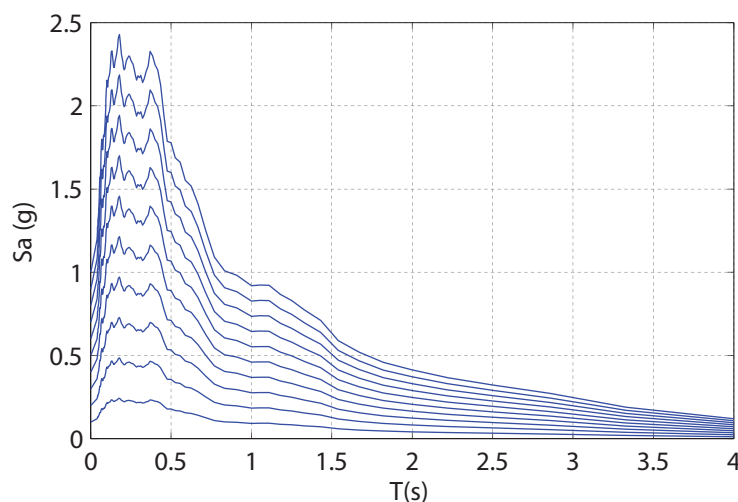


Figura 2.3 – Espectros de resposta médios reais, escalados para acelerações de pico.

Uma vez definidos os espectros de resposta de referência serão gerados os acelerogramas artificiais. Pretende-se, assim, avaliar a dispersão de efeitos entre os sismos reais e os sismos artificiais gerados a partir do espectro de resposta real médio, reescalado de modo a atingir como pico os valores do espectro isoprovável.

2.4.3.2 Igualdade de acelerações espectrais

3) Geração de sismos artificiais com base no espectro de resposta médio real, escalado por acelerações espectrais

Esta vertente de geração de sismos artificiais depende do período fundamental das estruturas em análise. Assim, determina-se inicialmente o nível de probabilidade de excedência, através do espectro de resposta isoprovável. Seguidamente, o espectro de resposta médio real é escalado de modo a igualar a aceleração espectral do espectro de resposta isoprovável para o período da estrutura.

O espectro de resposta de referência para a geração de sismos artificiais será o espectro de resposta médio real. Na figura 2.4 é representado o escalamento considerando um espectro isoprovável de 0.5g de aceleração de pico, para um edifício (ICONS) cujo período fundamental é de 0.63 s.

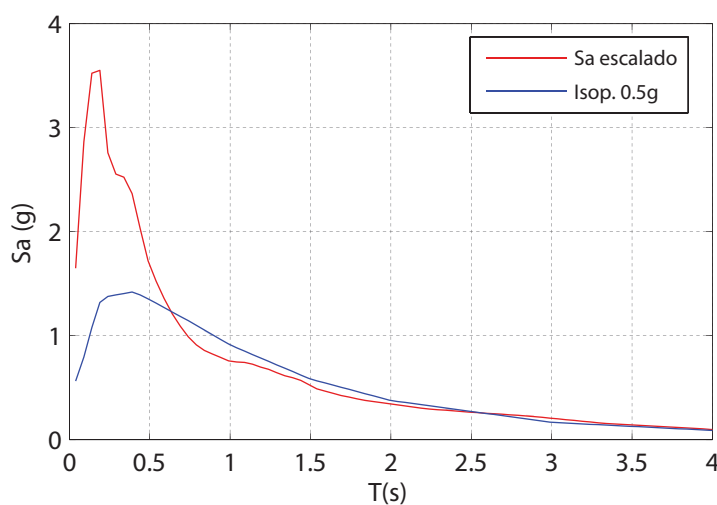


Figura 2.4 – Reescalamento do espectro de resposta real, a partir do espectro de resposta isoprovável.

2.4.3.3 Variante ao Eurocódigo 8

4) Geração de sismos artificiais com base em espectros de resposta suavizados pela metodologia indicada pelo Eurocódigo 8

O Eurocódigo 8 indica a possibilidade de serem gerados e utilizados sismos artificiais no entanto apresenta um conjunto de regras que devem ser atendidas. Estas regras serão adaptadas de modo a suavizar os espectros para geração de sismos artificiais.

Este procedimento consiste em, no intervalo entre $0.2T$ e $2T$ (em que T é o período fundamental da estrutura) *forçar* a que as diferenças entre o espectro de resposta a utilizar e o espectro de resposta isoprovável sejam mínimas.

O espectro de resposta a utilizar neste procedimento corresponde ao espectro de resposta médio real, escalado por acelerações de pico, cujo factor de escala é determinado pela expressão 2.16 que resulta de 2.15.

$$\sum_{i=1}^n (\alpha a_i - ais_i) = 0, \quad (2.15)$$

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n ais_i}{\sum_{i=1}^n a_i}. \quad (2.16)$$

Na expressão 2.16, α corresponde ao factor de escala a aplicar ao espectro de resposta real, ais_i o espectro de resposta isoprovável e a_i o espectro de resposta médio real, escalado por acelerações de pico.

Na figura 2.5 é visível a interacção entre os espectros de resposta suavizados e os espectros de resposta isoprováveis correspondentes, para o período fundamental da estrutura $T=0.63s$.

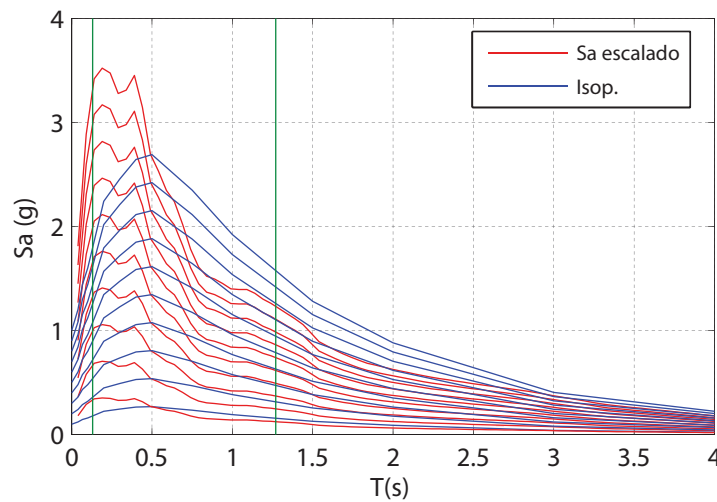


Figura 2.5 – Espectros de resposta suavizados e respectivos espectros de resposta isoprováveis, na banda de escalamento ($T=[0.2T; 2T]s$).

2.4.4 Características dos sinais gerados artificialmente

Uma vez identificados os procedimentos para a definição dos espectros de resposta, que servirão como referência para a geração dos sismos artificiais pretendidos, é necessário esclarecer as características gerais desejadas para estes sinais.

Utiliza-se um espectro de resposta de referência em pseudo-velocidades, em que o sinal gerado apresente um desvio, ao longo do domínio de períodos, inferior a 20 %. Constatou-se que dispersões ou afastamentos do espectro gerado inferiores a 15 % não eram possíveis de conseguir pela técnica de geração de sismos utilizada.

Relativamente às características dos acelerogramas artificiais a gerar encontram-se a duração, o tipo de função de intensidade envolvente, o intervalo de tempo que define o sinal e o valor para a aceleração de pico desejada.

No caso do parâmetro *duração*, apesar da sua importância, não está claramente definido, regulamentarmente, um critério para o estabelecer. Deste modo optou-se por utilizar a indicação do valor mínimo referida no Eurocódigo 8, correspondente a 10 s.

O tipo de *função de intensidade* define a envolvente do acelerograma a gerar, estabelecendo a sua forma. Existem diferentes possibilidades para caracterizar esta função: rectangular, trapezoidal, exponencial e composta (associação das funções exponencial e potência, em que a primeira representa o decaimento da forma do sinal e a segunda representa a forma de crescimento do sinal). Para este estudo utilizou-se uma forma rectangular.

Por fim, refira-se que o *intervalo de tempo*, Δt , considerado foi de 0.01 s.

2.5 CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Em virtude das características significativamente distintas entre os registos da base sísmica considerada, torna-se importante avaliar a dispersão associada. Assim, poderão ser analisados os registos sísmicos e respectivos espectros de resposta, por exemplo quanto à forma ou intensidade, ou ainda os efeitos que eles produzem nas estruturas.

Para se proceder a este estudo comparativo, para além de se seleccionar os parâmetros a que corresponde uma correlação superior entre os registos sísmicos, é necessário assegurar o mesmo nível de intensidade.

2.5.1 Metodologias de escalamento em análise

O objectivo primordial consiste em aferir, analisando diversas técnicas de escalamento, aquela que apresente uma dispersão de resultados menor, para o conjunto de vinte sismos em análise.

Com este procedimento far-se-á também uma avaliação quanto ao comportamento médio dos espectros de resposta (com um coeficiente de amortecimento de 5%), para todas as técnicas de escalamento, verificando a coerência desse comportamento médio entre todas as metodologias de escalamento.

São diversas as metodologias de escalamento propostas pela comunidade científica, e já abordadas na secção 2.2.2, dividindo-se em dois grupos: as que se baseiam nos acelerogramas e as que se baseiam nos espectros (resposta e potência). Seguidamente serão evidenciadas aquelas que serão consideradas para o estudo paramétrico, onde serão envolvidas duas estruturas conceptualmente diferentes, um viaduto (LORDO) e um edifício (ICONS).

2.5.1.1 Escalamento baseado nos acelerogramas

As metodologias de escalamento baseadas em acelerogramas utilizadas neste trabalho, seleccionadas a partir da descrição apresentada na secção 2.2.2, foram as seguintes:

- Acelerações de pico – A_p
- *Square ground motion* – E_a (expressão 2.1)
- *Root square ground motion* – RS (expressão 2.2)
- *Mean square ground motion* – MS (expressão 2.3)
- *Root mean square ground motion* – RMS (expressão 2.4)

Para a metodologia de escalamento por acelerações de pico é necessário definir o patamar de referência a estabelecer para todos os acelerogramas, tendo sido assumido o valor de 0.2g de aceleração máxima, aplicando-se seguidamente esse factor de escala aos espectros de resposta.

Para as restantes formas de escalar os espectros de resposta adopta-se como referência o acelerograma correspondente ao primeiro sismo, devidamente escalado para atingir uma aceleração de pico correspondente a 0.2g.

2.5.1.2 Escalamento baseado nos espectros

As metodologias de escalamento espectral baseadas nos espectros e utilizadas neste estudo foram as seguintes:

- Intensidade espectral – SI
- Aceleração espectral – Ae
- Espectro de potência – Psd
- Raiz do espectro de potência – $\sqrt{\text{Psd}}$

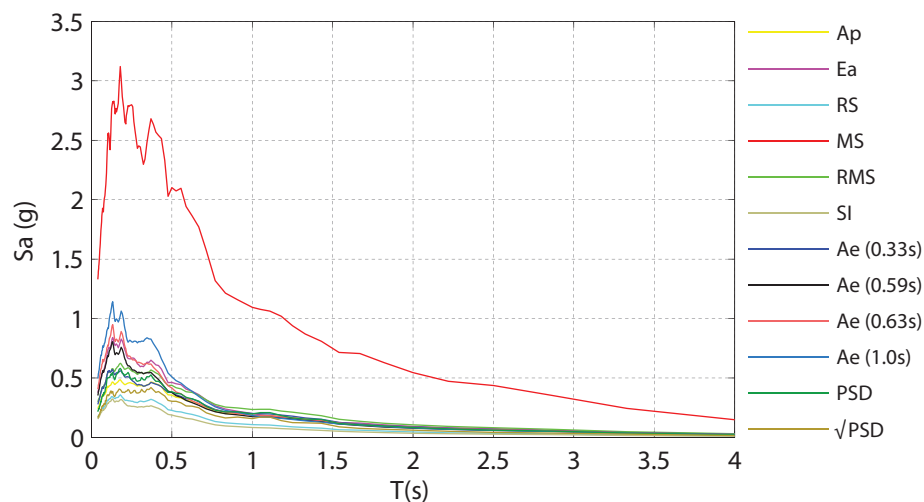
As metodologias de escalamento do presente grupo baseiam-se nas características dos espectros de resposta.

As duas anteriores técnicas, Psd e $\sqrt{\text{Psd}}$, apesar de não estarem presentes na descrição do estado de conhecimento (secção 2.2.2), serão consideradas também na análise. Estes procedimentos consistem em igualar a área de cada espectro de potência a uma área de referência.

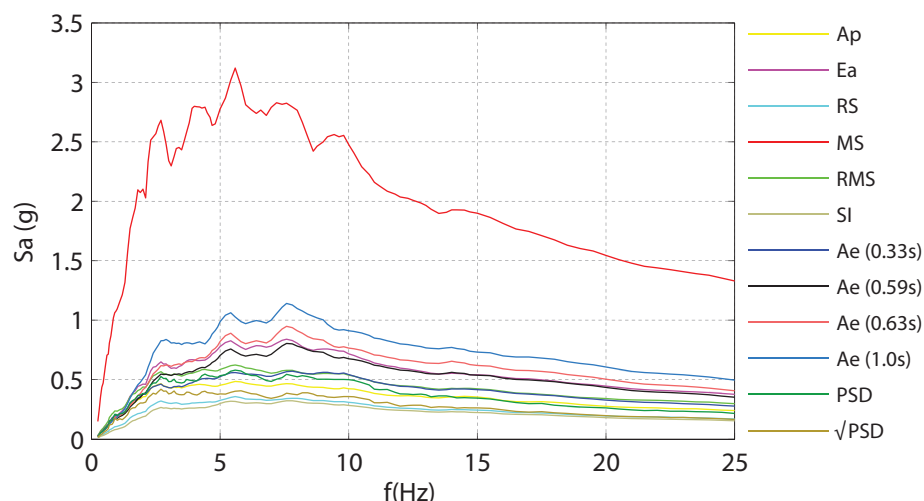
No caso da técnica de escalamento por acelerações espectrais foram fixados os períodos das estruturas a considerar, $T=0.59\text{s}$ para o viaduto LORDO e $T=0.63\text{s}$ no caso do edifício ICONS, acrescentando-se dois valores de período (0.33 e 1.0s). Os factores de escala resultam da relação entre a aceleração espectral dada pelo espectro de resposta médio (o obtido pela metodologia de acelerações de pico) e a aceleração espectral para cada sismo.

2.5.2 Avaliação dos espectros de resposta médios escalados

As técnicas de escalamento seleccionadas serão aplicadas ao conjunto de sismos do quadro 2.1, obtendo-se os respectivos espectros de resposta médios escalados por cada metodologia, apresentados nas figuras 2.6a e b.



a) Em função do período



b) Em função da frequência

Figuras 2.6 – Espectros de resposta médios para cada técnica de escalamento.

As figuras anteriores indicam o efeito do escalamento no espectro de resposta para cada metodologia. Constatase que, em termos gerais, as diversas técnicas conduzem a espectros de resposta médios com formas idênticas em todo o domínio, com a exceção da técnica *Média Quadrática* (MS). Os valores máximos das acelerações espectrais variam sensivelmente entre os 0.5 e 1.0 g, o que indica a aproximação entre os diversos espectros escalados através desta técnica.

No entanto a principal evidência reside na grandeza das acelerações espectrais para a técnica de escalamento *Média Quadrática* (MS), que é significativamente superior à das restantes. Contudo este aspecto é explicado pelo espectro tido como de referência, no caso o espectro correspondente ao primeiro sismo escalado para uma aceleração de pico de

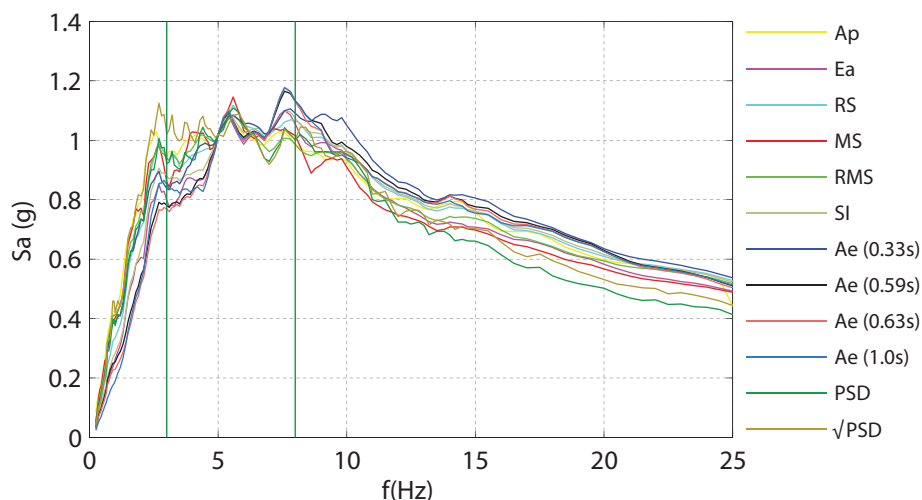
0.2g. Deste modo, e uma vez que para avaliar o parâmetro em questão entram em jogo a energia de cada um dos vinte sismos, assim como os tempos correspondentes a 5 e 95% dessa energia, verifica-se que existe uma grande oscilação destas duas grandezas entre todos os sismos. Este aspecto aliado à escolha de um espectro (o primeiro) cujo parâmetro a analisar é elevado, reflecte-se nos valores dos factores de escala. Estes factores apresentam uma gama de valores muito distinta e elevada, tal como se apresenta no quadro 2.2 para os 20 registos sísmicos.

Quadro 2.2 – Factor de escala *Média Quadrática*.

	Energia	t₅	t₉₅	1/Δt	Energia/Δt	Factor
1	1.257	2.66	6.15	0.287	0.360	1.00
2	0.187	1.03	7.00	0.168	0.031	11.50
3	0.649	3.09	7.90	0.208	0.135	2.67
4	1.521	1.26	5.31	0.247	0.376	0.96
5	25.502	6.30	18.31	0.083	2.123	0.17
6	10.426	2.59	27.70	0.040	0.415	0.87
7	0.314	5.59	33.67	0.036	0.011	32.22
8	1.092	0.95	3.72	0.361	0.394	0.91
9	0.093	6.18	22.45	0.061	0.006	63.36
10	5.905	6.00	53.73	0.021	0.124	2.91
11	0.349	1.93	35.04	0.030	0.011	34.14
12	1.448	1.34	10.53	0.109	0.158	2.29
13	0.026	0.25	12.54	0.081	0.002	170.14
14	0.108	1.75	20.25	0.054	0.006	61.77
15	0.149	3.68	23.65	0.050	0.007	48.41
16	0.272	1.53	26.22	0.041	0.011	32.66
17	0.261	3.99	15.14	0.090	0.023	15.36
18	0.094	2.65	10.44	0.128	0.012	29.76
19	0.070	1.14	10.01	0.113	0.008	45.93
20	0.330	6.27	29.68	0.043	0.014	25.55

Assim, para esta técnica (MS) a escolha do primeiro sismo como referência para o escalamento implicará factores de escala muito díspares, uma vez que o valor de referência é muito superior ao dos restantes sismos.

De modo a ser possível analisar a coerência quanto à forma dos diversos espectros ao longo do período (ou frequência) podem ser aplicados de novo factores de escala com vista a igualar uma ordenada espectral em todos os espectros de resposta. Assim, definiu-se o ponto de abcissa igual a 5 Hz como aquele cujas ordenadas seriam fixadas em um valor de 10 m/s², figura 2.7.



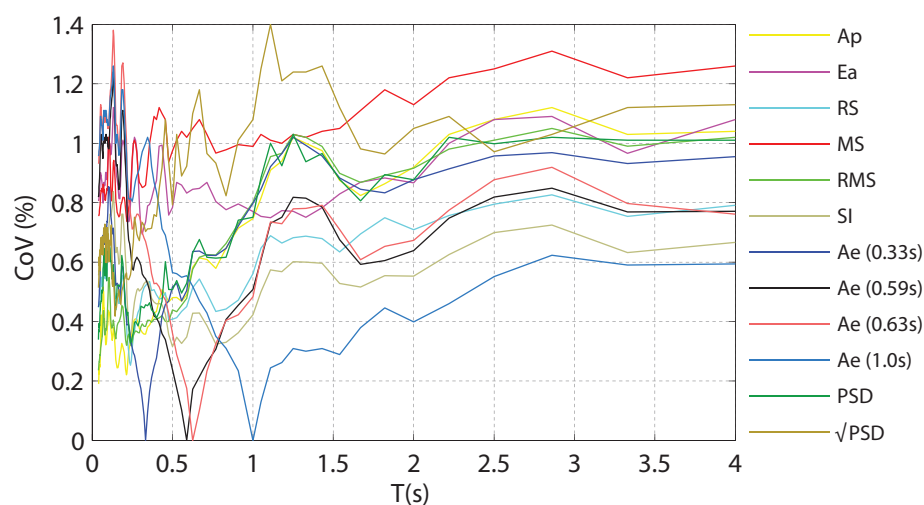
Figuras 2.7 – Espectros de resposta médios normalizados para a mesma aceleração espectral.

A figura anterior indica que, em termos de configuração, os espectros se apresentam semelhantes em toda a gama de frequências, destacando-se três fases distintas e definidas de igual modo para todas as técnicas: uma fase de crescimento, até sensivelmente 3 Hz; uma fase de pico, entre os 3 e os 8 Hz; e por fim a fase de decrescimento, dos 8 Hz até ao final.

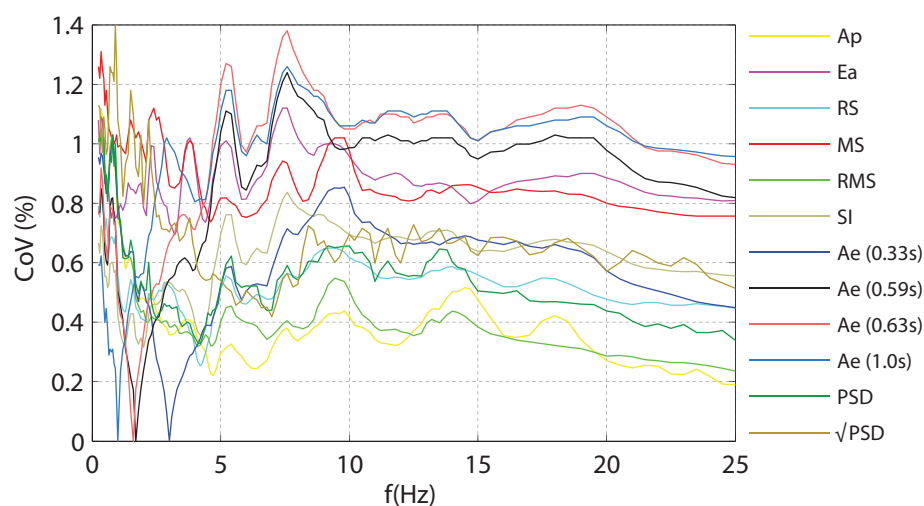
2.5.3 Avaliação da dispersão associada às técnicas de escalamento

No ponto anterior foi identificada a importância das metodologias de escalamento para a definição dos espectros de resposta. Igualmente importante é a caracterização da variação das acelerações espectrais em torno da média.

A dispersão em torno do espectro médio é definida, para cada forma de escalar, a partir do coeficiente de variação, obtido como a relação entre o desvio-padrão e a média dos 20 espectros, presente nas figuras 2.8a e b ao longo do período e frequência, respectivamente.



a) Em função do período



b) Em função da frequência

Figuras 2.8 – Coeficiente de variação para cada técnica de escalamento.

As figuras anteriores permitem detectar que a técnica de escalamento por *Acelerações Espectrais* apresenta baixos valores de dispersão para um reduzido intervalo de frequências (ou períodos), próximo do valor da frequência fundamental da estrutura. Pelo contrário, quando se afasta deste intervalo os valores da dispersão são bastante elevados, manifestando-se inclusive como uma das piores técnicas analisadas. Assim, na figura 2.9, apresentar-se-á o conjunto de técnicas com a excepção das acelerações espectrais.

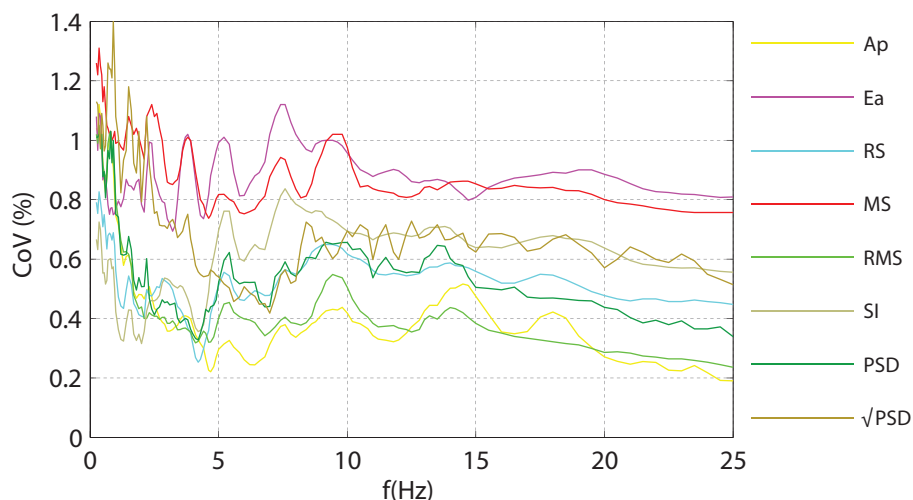


Figura 2.9 – Coeficiente de variação para cada técnica de escalamento (retirando a técnica *Acelerações Espectrais*).

A figura 2.9 permite identificar dois grupos de metodologias cujo comportamento se distingue: o primeiro engloba as técnicas Ap, RMS, RS, Psd e $\sqrt{\text{Psd}}$, a que está associado um coeficiente de variação entre os 30 e 80%; o segundo que reúne as metodologias SI, Ea e MS, cujo coeficiente de variação se situa entre os 80 e os 120%.

A metodologia *Acelerações Espectrais* para períodos superiores acompanha o comportamento das técnicas com coeficiente de variação superiores, enquanto que para períodos menores o comportamento aproxima-se do evidenciado pelas técnicas com menores valores de coeficiente de variação.

Para a região de baixas frequências (até sensivelmente 2 Hz) é o indicador SI que apresenta menor dispersão, enquanto que a partir deste valor são as técnicas RMS e Ap.

Deste modo, uma vez que apresentam menor dispersão, as técnicas de escalamento que se utilizarão em futuras análises serão as baseadas em *Acelerações Espectrais* e em *Acelerações de Pico*.

2.6 ANÁLISE DE CLUSTERS

2.6.1 Introdução

Uma análise de *clusters* é um método estatístico que classifica observações individuais, designadas por *clusters*, de acordo com a sua semelhança (Maroco, J., 2003). Esta

classificação tem como efeito a redução da dimensão dos dados iniciais. Assim, *clusters* são grupos ou classes que apresentam um determinado número de observações relacionadas entre si – diga-se semelhantes.

Esta forma de análise permite explorar um vasto número de dados e aferir quanto às suas relações, assim como identificar elementos com características que se desenquadraram e desadequam do comportamento do restante grupo de elementos.

As semelhanças referidas e que permitem agrupar as variáveis ou os sujeitos são definidas a partir de medidas de distância ou de semelhança entre estes, usando técnicas hierárquicas ou não hierárquicas de agrupamento de *clusters* (Everitt, B.S. *et al.*, 2009).

Define-se por variável cada coluna da matriz de dados, isto é, o conjunto de dados cuja característica ou parâmetro seja a mesmo em estudo, enquanto que sujeito corresponde a cada elemento que define as variáveis, quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Representação de uma matriz de dados para análise de *cluster*.

	Variável 1	...	Variável n
1	Sujeito 11	...	Sujeito n1
...	...	...	...
m	Sujeito 1m	...	Sujeito nm

Assim no caso de se pretender analisar a **dependência entre variáveis** (para este estudo, espectros de resposta), a matriz de dados a definir terá como colunas (as variáveis) cada um dos 20 espectros, onde os elementos da matriz serão as correspondentes ordenadas espectrais (os sujeitos), ou seja, cada linha da matriz de dados será pertencente aos 20 sujeitos associados a um mesmo período.

Por outro lado, a matriz de dados pode ser estabelecida admitindo que cada coluna representa cada período do espectro (a variável) e que cada linha representa as ordenadas espectrais (sujeitos), avaliando-se desta feita as **diferenças entre sujeitos**, ou seja, a grandeza das acelerações espectrais, ao longo do período.

Serão portanto estas duas possibilidades de análise, a dependência entre variáveis e as diferenças entre sujeitos, que se procurará esclarecer. A classificação comporta dois passos essenciais: a avaliação das distâncias ou da semelhança entre objectos e o agrupamento destes de acordo com as medidas avaliadas.

2.6.2 Medidas de afastamento ou de proximidade

Para avaliar as semelhanças ou diferenças do comportamento entre sujeitos ou variáveis recorre-se a um conjunto de medidas. Nas análises de *clusters* de sujeitos, o agrupamento é feito avaliando um tipo de distância métrica, enquanto que nas análises de variáveis recorre-se a medidas de correlação ou de associação.

1) Agrupamento de sujeitos

Existe um conjunto de medidas de semelhança e também de dissemelhança (distâncias), que habitualmente permitem avaliar a relação entre sujeitos:

- ***Distância Euclidiana***

Consiste na avaliação do comprimento do segmento de recta entre dois elementos da mesma variável (no caso do domínio ser superior ao bidimensional resulta na raiz quadrada do somatório das diferenças quadráticas entre os mesmos dois elementos consecutivos, para as várias variáveis). As variáveis podem ser as originais ou por sua vez estandardizadas (neste caso a distância euclidiana não é influenciada pela amplitude das variáveis). Esta é a medida utilizada mais frequentemente. (Johnson, R. & Wichern, D., 2002)

- ***Distância de Minkowski***

A distância entre dois pontos $P=(x_1, x_2, \dots, x_n)$ e $Q=(y_1, y_2, \dots, y_n)$ vem definida pela expressão 2.17 de ordem p (Johnson, R. & Wichern, D., 2002).

$$d_{p,Q} = \left(\sum_{i=1}^n |x_i - y_i|^p \right)^{1/p}. \quad (2.17)$$

No caso de $p=2$ está-se perante a distância Euclidiana, se $p=1$ designa-se de distância de *Manhattan* e caso $p \rightarrow \infty$ designa-se de distância de *Chebyshev*.

- ***Distância de Mahalanobis***

Esta distância pode ser entendida como uma medida de dissemelhança entre dois quaisquer vectores $\bar{x}$ e $\bar{y}$ da mesma distribuição e com uma matriz de covariância S , equação 2.18, (Johnson, R. & Wichern, D., 2002).

$$d_{(\vec{x}, \vec{y})} = \sqrt{(\vec{x} - \vec{y})^T \cdot S^{-1} \cdot (\vec{x} - \vec{y})} . \quad (2.18)$$

No caso da matriz de covariância ser a matriz identidade esta medida corresponde à distância Euclidiana, por outro lado se a matriz de covariância for diagonal resulta a equação 2.19.

$$d_{(\vec{x}, \vec{y})} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \frac{(x_i - y_i)^2}{\sigma_i^2}} . \quad (2.19)$$

▪ ***Medida de semelhança do cosseno***

É uma medida de semelhança métrica, avaliando a proximidade entre dois sujeitos i e j para n variáveis pelo menos intervalares, expressão 2.20, (Anderberg, M., 1973).

$$CoSIN_{ij} = \frac{\sum_{k=1}^p x_{ik} \cdot x_{jk}}{\sqrt{\sum_{k=1}^p x_{ik}^2 \cdot \sum_{k=1}^p x_{jk}^2}} . \quad (2.20)$$

▪ ***Coefficiente de Jaccard, de Russel & Rão e medidas de associação binárias***

Estas medidas são utilizadas quando os sujeitos de uma amostra multivariada são caracterizados por variáveis nominais, e portanto as medidas de distância métrica não são válidas.

2) Agrupamento de variáveis

Quando a análise de *clusters* se destina a agrupar variáveis utiliza-se um parâmetro que avalie a correlação, de acordo com o tipo de variável em estudo.

Para esta situação recorre-se a coeficientes de correlação das amostras de variáveis. Assim, no caso de variáveis contínuas (variáveis que podem tomar um número infinito não numerável de valores reais) a medida mais utilizada é o coeficiente de correlação de *Pearson*, enquanto que no caso de variáveis ordinais (variáveis definidas segundo uma relação descritível mas não quantificável) o coeficiente de *Spearman* é o mais utilizado e para variáveis nominais (variáveis medidas em classes discretas mas que não permitem

estabelecer à partida um qualquer tipo de qualificação ou ordenação, por exemplo o sexo ou a raça) o coeficiente de *Phi*.

- ***Agrupamento de variáveis contínuas*** – coeficiente de *Pearson*

Como se referiu uma forma de agrupar variáveis pode ser efectuada através da avaliação das suas relações, isto é, através de um indicador que permita aferir quanto à dependência entre variáveis.

Um desses indicadores é o coeficiente de correlação de *Pearson* ($\text{corr}(x,y)$ ou r), que é um coeficiente de correlação entre duas variáveis (X e Y), em que interagem a covariância (cov) e os desvios padrões (σ) das duas variáveis.

Para dois conjuntos (X e Y) de n elementos, o coeficiente de correlação de *Pearson* pode ser estimado da seguinte forma.

$$\text{cov}(x, y) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y}), \quad (2.21)$$

$$\text{corr}(x, y) = \frac{\text{cov}(x, y)}{\sigma_x \cdot \sigma_y}, \quad (2.22)$$

$$r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \right) \cdot \left(\frac{y_i - \bar{y}}{\sigma_y} \right). \quad (2.23)$$

Em que $\bar{x}$ e $\bar{y}$ representam, respectivamente, as médias amostrais das variáveis X e Y ; σ_x e σ_y são os desvios padrão amostrais das variáveis X e Y , respectivamente, e n o número de elementos que definem o intervalo de integração.

– Propriedades do coeficiente de correlação de *Pearson*:

- O seu valor varia entre -1 e 1.
- Quanto mais elevado for o seu valor absoluto, maior será a dependência linear entre as duas variáveis.
- O sinal indica-nos a direcção da relação entre variáveis, diz-se que a correlação entre elas é positiva (ou directa) se for superior a 0, ou negativa (ou inversa) se for inferior a 0.

- Não é afectado por transformações ou pelas unidades de medida das variáveis.
- A correlação de X com Y é simétrica à correlação de Y com X
- Pode ser interpretado como uma proporção da Variância explicada (parcela da Variância que é explicada pelas rectas de regressão).

Valores para o coeficiente de *Pearson* superiores a 0.8 indicam uma correlação forte entre as variáveis; valores entre 0.5 e 0.8 pressupõe uma dependência moderada, enquanto que uma fraca dependência pode ser considerada para coeficientes inferiores a 0.5.

2.6.3 Tipos de agrupamento de variáveis

Existem duas vertentes principais no agrupamento através da análise de *clusters*: o agrupamento hierárquico de *clusters* e o agrupamento não hierárquico.

O procedimento hierárquico envolve a construção de uma árvore hierárquica que estabelece a relação entre os objectos de análise. No algoritmo não hierárquico é estabelecido um ponto central a partir do qual são avaliadas as diversas medidas. É, portanto, a dificuldade em se estabelecer um adequado ponto central o motivo pelo qual se utiliza com maior frequência o agrupamento hierárquico e como tal será aquele que se aborda neste estudo.

2.6.3.1 Agrupamento hierárquico de *clusters*

O agrupamento hierárquico pode seguir dois métodos de formação de *clusters*, aglomerativo ou divisivo. No primeiro considera-se inicialmente cada sujeito (ou variável) como um grupo ou *cluster* individual e vai sendo feita a agregação de acordo com medidas de proximidade, e no segundo tomam-se todos os sujeitos (ou variáveis) como parte de um único *cluster* e vai sendo feita a divisão em outros *clusters* de acordo com medidas de distância.

O método aglomerativo surge com mais frequência e apresenta um algoritmo de fácil compreensão, que se descreve em seguida:

- Começa-se com um número N de *clusters*, igual ao número de sujeitos (ou variáveis), calculando-se a matriz de dissemelhança ou proximidade, D (de dimensão $N \times N$), através das medidas já referidas anteriormente.

- Construída a matriz D procuram-se os pares de sujeitos (ou variáveis) i e j mais semelhantes ou mais próximos, isto é, aqueles que apresentem menor distância d_{i-j} . No caso de existir mais do que um par d_{i-j} de valor igual deve-se escolher aquele que possuir um menor valor alfanumérico, ou seja as primeiras variáveis ou sujeitos a surgir (por exemplo, se os sujeitos 2 e 7 tivessem uma distância igual à dos sujeitos 9 e 10 dever-se-ia optar pelo agrupamento dos sujeitos 2 e 7).
- O passo seguinte consiste em agrupar num único *cluster* ij os dois *clusters* i e j (aqueles cuja distância d_{i-j} é inferior), eliminando da matriz D as linhas e colunas i e j , correspondentes, adicionando uma nova linha e coluna associada às distâncias entre o novo *cluster* ij aos restantes *clusters*.
- Finalmente repetem-se os procedimentos referentes ao segundo e terceiro pontos para um número de iterações igual a $N-1$, reunindo todos os sujeitos (ou variáveis) num único *cluster*, permitindo visualizar-se a evolução em cada passo de reunião e a distância entre os elementos do *cluster*.

O procedimento descrito passa, como se disse, por englobar num mesmo *cluster* dois sujeitos ou variáveis que apresentem a menor distância, no entanto para a iteração seguinte surge uma dificuldade que se prende com a avaliação da medida de distância que permite comparar um *cluster* formado por dois ou mais elementos, com um *cluster* de um elemento só. Existem diversos métodos hierárquicos que permitem calcular essas distâncias:

1) Menor distância

$$d_{(i-j)-k} = \min\{d_{i-k}; d_{j-k}\}, \quad (2.24)$$

2) Maior distância

$$d_{(i-j)-k} = \max\{d_{i-k}; d_{j-k}\}, \quad (2.25)$$

3) Distância média entre *clusters*

$$d_{(i-j)-k} = \text{média}\{d_{i-k}; d_{j-k}\}, \quad (2.26)$$

4) Distância média dentro dos *clusters*

Medida idêntica à *média entre clusters* mas onde os *clusters* são unidos de modo a que a soma dos quadrados dos erros seja a menor possível.

5) Distância mediana

$$d_{(i-j)-k} = \text{mediana}\{d_{i-k}; d_{j-k}\}, \quad (2.27)$$

6) Método do centróide

Nesta situação o novo *cluster* formado é representado por um ponto cujas coordenadas são a média dos sujeitos que fazem parte do *cluster* para cada uma das variáveis, ou seja pelo centróide.

7) Método de Ward

Os *clusters* neste método são formados tal que minimizem a soma dos quadrados dos erros, sendo que em cada passo do algoritmo os *clusters* retidos são, entre todos os possíveis, aqueles com a menor soma quadrática dos erros.

Em termos gerais pode dizer-se que o método da menor distância tende a formar o menor número de *clusters* possível enquanto que o método da maior distância tende a minimizar a distância entre *clusters* em cada passo e produzir *clusters* mais compactos. Os restantes métodos produzirão resultados intermédios a estes dois referidos.

Em termos de representação existem diversas formas de se visualizar os resultados obtidos: graficamente, através de dendogramas, ou através de matrizes de proximidade ou de dissemelhança. É ainda possível identificar numa tabela os resultados do agrupamento, necessitando de se estipular à partida o número de *clusters* pretendido.

2.6.4 Procedimento a adoptar

Na presente secção será indicado um conjunto de procedimentos a seguir numa análise de *clusters*.

De modo a ser possível avaliar a semelhança ou dissemelhança entre elementos, o primeiro passo consiste em organizar a matriz de dados a introduzir, de acordo com as características a analisar.

Construída a matriz de dados é necessário definir o tipo de análise, hierárquica ou não hierárquica, assim como o tipo de agrupamento pretendido, de sujeitos ou variáveis, e quais as distâncias a medir que melhor se enquadrem com os dados inseridos.

Finalizadas as vertentes possíveis de análise torna-se necessário definir o *output* pretendido dos resultados, de modo a identificar a dependência entre sujeitos ou variáveis.

No que concerne ao presente trabalho, a análise de *clusters* terá a sua aplicação segundo duas vertentes: uma em que se pretende analisar o conjunto de espectros de resposta e as suas relações de proximidade; e uma outra vertente de análise a jusante, que consiste em avaliar os efeitos produzidos pelos sismos, escalados para a mesma intensidade com diferentes técnicas de escalamento nas duas estruturas, edifício e ponte.

Deste modo, quando se analisam espectros de resposta importa aferir quanto à sua forma, isto é, como ela evolui ao longo do período ou frequência, assim como as diferenças entre os diversos espectros, recorrendo a relações de dependência ou independência. Por conseguinte, procura-se definir uma matriz cujas colunas (variáveis) são os espectros de resposta e as linhas cada período, às quais se associa uma ordenada espectral. Avalia-se a dependência entre espectros de resposta recorrendo a uma análise hierárquica e aglomerativa de variáveis, usando o coeficiente de correlação de *Pearson* como medida de semelhança. Para a formação de *clusters* nas iterações seguintes utiliza-se o método da menor distância.

Quando se analisam os efeitos produzidos nas estruturas em estudo, através do parâmetro ductilidades exigidas em curvaturas, será importante comparar as grandezas desta quantidade para os 20 acelerogramas. Neste caso, cada coluna (variável) corresponde às diferentes intensidades sísmicas consideradas e cada linha (sujeitos) às ductilidades referentes a cada um dos 20 acelerogramas.

O método de agrupamento utilizado é o método hierárquico aglomerativo por sujeitos, de modo a analisar as diferenças em termos de grandezas e verificar simultaneamente quais os acelerogramas que produzem resultados nas estruturas mais diferentes do padrão médio. Para a formação de *clusters* nas iterações seguintes utiliza-se a medida da distância euclidiana e o método da menor distância.

2.6.5 Exemplos de agrupamento

Pretendendo-se clarificar quanto aos mecanismos de acção das duas possibilidades de análise (de sujeitos ou de variáveis), será apresentado um conjunto de exemplos referentes às duas metodologias. Tem-se então como primeiro procedimento uma análise de variáveis e como segundo procedimento uma análise de sujeitos.

2.6.5.1 Análise de variáveis

O estudo conduzido quanto ao agrupamento com base numa análise de variáveis recaiu sobre quatro funções sinusoidais, das quais se fará a interpretação quanto à sua semelhança:

- Fun. 1 – $y = \sin(\pi + x)$
- Fun. 2 – $y = \sin(0.6 \cdot \pi + x)$
- Fun. 3 – $y = \sin(2 \cdot \pi + x)$
- Fun. 4 – $y = 2 \cdot \sin(2 \cdot \pi + x)$

Para esta análise a matriz de dados é definida de modo a que cada coluna corresponda à variável em estudo, ou seja, cada função anterior, e cada linha será um sujeito, ou seja, às ordenadas destas funções.

O parâmetro que caracteriza a relação entre as diversas variáveis, numa análise hierárquica, consiste no coeficiente de correlação de *Pearson*. Este coeficiente determina o tipo de correlação entre as variáveis em estudo.

Seguidamente serão descritas as constatações referentes à metodologia em causa, provenientes das interacções entre funções, figura 2.10.

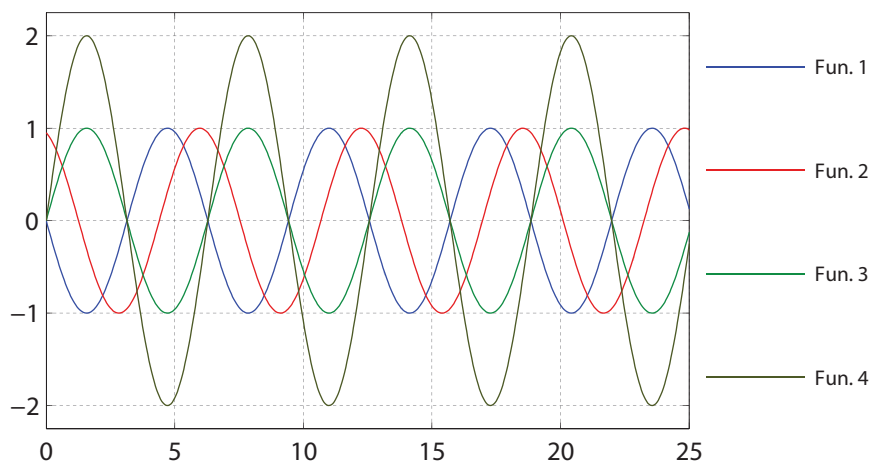


Figura 2.10 – Funções sinusoidais a avaliar na análise de *clusters* de variáveis.

A dependência existente entre as quatro funções sinusoidais está presente no quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Correlação entre variáveis.

	Variável 1	Variável 2	Variável 3	Variável 4
Variável 1	1.000	1.000	-1.000	0.817
Variável 2	1.000	1.000	-1.000	0.817
Variável 3	-1.000	-1.000	1.000	-0.817
Variável 4	0.817	0.817	-0.817	1.000

Regista-se que translações laterais provocam uma correlação menor entre as variáveis (como é o caso das variáveis 3 e 4), sendo a correlação total quando as variáveis estão em fase ou em total oposição de fase.

Contrariamente, não existe sensibilidade às translações verticais.

Em elementos cuja variação é linear, caso de rectas, a correlação é também total.

2.6.5.2 Análise de sujeitos

Nesta segunda análise é avaliada a relação existente entre sete funções para cada valor de abcissa, utilizando as distâncias já referidas.

As funções utilizadas foram as seguintes:

- Fun. 1 – $y = \sin(\pi + x)$
- Fun. 2 – $y = \sin(2 \cdot \pi + x)$
- Fun. 3 – $y = 2 \cdot \sin(2 \cdot \pi + x)$
- Fun. 4 – $y = \sin(2 \cdot \sin(\pi + x) + \pi)$
- Fun. 5 – $y = \sin(0.2 \cdot \pi + x)$
- Fun. 6 – $y = 0.02 \cdot x$
- Fun. 7 – $y = 0.6$

Deste modo a matriz de dados apresentará diferenças comparativamente com o procedimento para análise de variáveis. Ter-se-á, uma matriz de dados cujas colunas (variáveis) serão definidas pelos diversos valores de abcissas, enquanto que, como linhas (sujeitos) surgirão cada uma das funções – é uma matriz transposta da anterior.

Ao ser assim definida a matriz, as distâncias a calcular serão avaliadas ao longo de todas as abcissas, entre cada conjunto de duas e mais funções.

Neste tipo de procedimento, a avaliação da relação entre as diversas funções é feita, não em termos do grau de correlação linear mas sim em termos da distância global ao longo das abcissas. Desta forma existe sensibilidade a translações laterais e verticais, assim como na forma que cada função apresente, dado que está em causa o afastamento entre elas.

Estas constatações estão presentes na figura 2.11, em que é evidenciada a interação de 7 funções, com características distintas.

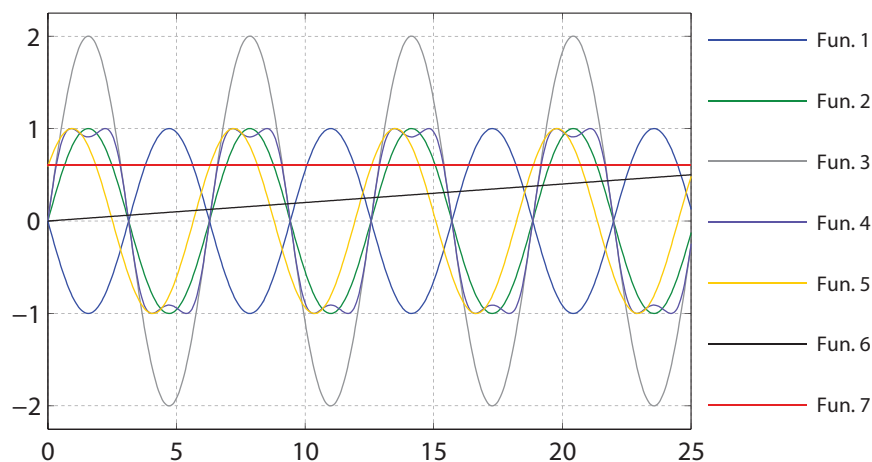


Figura 2.11 – Funções a avaliar na análise de *clusters* de sujeitos.

O quadro 2.5 representa a sequência de agrupamento de *clusters* para o conjunto de 7 funções.

Quadro 2.5 – Formação de *clusters*.

Fase	Combinação de <i>clusters</i>		Distância	Fase Seguinte
	<i>cluster 1</i>	<i>cluster 2</i>		
1	2	4	4.281	2
2	2	7	16.307	4
3	5	6	20.378	5
4	2	3	42.809	6
5	1	5	50.781	6
6	1	2	54.392	0

Os resultados anteriores indicam que as funções 2 e 4 são as mais próximas, e portanto será este o primeiro agrupamento a ser criado.

A diferença entre este procedimento e o anterior está patente na relação entre as variáveis 1 e 2. Enquanto que no caso da análise de variáveis a correlação seria total (mas de sentido inverso), na análise de sujeitos estas duas funções são as mais distantes, o que seria também constatado por mera observação.

Assim, neste procedimento de agrupamento verifica-se que o tipo de função e a correspondente forma são características importantes da semelhança entre elas.

2.7 NÚMERO MÍNIMO DE SISMOS PARA ANÁLISE

Neste ponto pretende-se estudar a possibilidade de encontrar um número mínimo de acelerogramas para análise, tal que o efeito da acção sísmica nas estruturas mantenha a mesma representatividade que a base de sismos inicial.

2.7.1 Introdução

Na prática corrente de projecto de estruturas, uma análise sísmica que implique a aplicação de 15 ou 20 acelerogramas revela-se pouco prático, particularmente quando se introduz a não linearidade nos elementos. Assim, será necessário fazê-lo do modo mais expedito

possível, sendo de inegável interesse reduzir o número de acelerogramas a utilizar sem perder na qualidade e abrangência dos resultados.

O processo de análise passará por, partindo de um conjunto inicial de n registos sísmicos, fazer reduzir a dimensão da amostra até encontrar o número de elementos, desses n , que seleccionados ao acaso, conseguem provocar um efeito equivalente ao conjunto total.

Importa, primeiro que tudo, definir o critério de comparação do efeito da totalidade com o de cada amostra testada. O mais lógico será, por certo, garantir uma ductilidade média exigida semelhante.

A viabilidade deste processo dependerá forçosamente da homogeneidade do conjunto de acelerogramas utilizados. Se se estiver perante uma amostra com vincadas diferenças entre os vários acelerogramas, isto é, muito heterogénea, possivelmente apenas se conseguirá atingir os valores médios da ductilidade do conjunto com dimensões reduzidas muito próximas do total. Para cada dimensão testada será importante construir várias amostras de modo a incorporar o efeito da aleatoriedade da selecção.

2.7.2 Procedimento adoptado

Iniciou-se a avaliação a partir de uma base de 20 acelerogramas, tendo sido reduzida para 15 através de uma análise de *clusters*.

Partindo do princípio de que esses 15 acelerogramas apresentam disparidades atenuadas, será de esperar que o seu efeito numa estrutura possa ser igualmente conseguido por um número menor. Assim, começar-se-á por testar a possibilidade de traduzir o mesmo efeito por um conjunto de três acelerogramas, passando para quatro, cinco e assim sucessivamente até se atingir uma dimensão máxima que faça sentido considerar reduzida em relação aos 15.

Analizando os limites considerados para a análise verifica-se que começar com amostras de três acelerogramas parece lógico, sendo inclusivamente referido no Eurocódigo 8, Parte 1, nas Regras Gerais para a Acção Sísmica e Regras para Edifícios. A partir de 10 acelerogramas as amostras apresentam uma dispersão já muito semelhante à dos 15 acelerogramas iniciais, não fazendo sentido considerá-las. Pode-se, inclusivamente, referir que se não existirem efeitos notórios até às amostras de 10 registos, então será desnecessário reduzir o conjunto inicial.

As amostras consideradas variam na sua dimensão e nos elementos admitidos. Os elementos que constituem cada amostra de dimensão p são seleccionados de modo completamente aleatório a partir do conjunto de n acelerogramas, utilizando o método de Monte Carlo.

Deste modo, o número N de amostras diferentes de p elementos, que é possível constituir a partir de um conjunto de n acelerogramas é dado pela expressão 2.28.

$$C_p^n = \frac{n!}{p!(n-p)!} \quad (2.28)$$

O quadro 2.6 apresenta as combinações possíveis para as várias dimensões de amostras, a partir de um conjunto de 15 acelerogramas.

Quadro 2.6 – Combinações possíveis por dimensão da amostra.

Dimensão da amostra, p	C_p^{15}
3	455
4	1365
5	3003
6	5005
7	6435
8	6435
9	5005
10	3003

Atendendo às diferentes possibilidades de combinações apresentadas no quadro anterior, admitiu-se gerar 450 amostras de cada dimensão. Mantendo o número de simulações, é legítimo observar a evolução de resultados com o aumento de p .

Por conseguinte, a partir de N amostras de cada dimensão (neste caso 450), é possível, calculando a ductilidade exigida média de cada amostra, μ_i , obter uma distribuição de ductilidades médias. Para esta distribuição obtém-se o coeficiente de variação (CoV) relativamente ao valor médio real da amostra (com 15 registos), $\bar{\mu}$. Esse parâmetro, CoV, pode ser calculado pela expressão 2.29.

$$CoV = \frac{\sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N (\mu_i - \bar{\mu})^2}}{\bar{\mu}}. \quad (2.29)$$

Será portanto possível definir uma curva que representa a evolução deste coeficiente de variação em função da dimensão da amostra.

Espera-se ser possível retirar do andamento dessa curva alguma conclusão quanto ao número mínimo de acelerogramas a considerar para que os resultados do conjunto se continuem a verificar.

2.7.3 Caso de estudo

2.7.3.1 Estruturas em análise

Para a avaliação do número mínimo de acelerogramas para análise consideraram-se duas estruturas bidimensionais, um pórtico – ICONS – e um viaduto – LORDO. Estas estruturas foram analisadas inicialmente no âmbito do projecto europeu *LESSLOSS* (Pinto, P.E., 2007), onde se efectuou uma análise probabilística quanto à sua segurança sísmica (aspecto que será igualmente referido nos Capítulos 6 e 7).

1) Viaduto LORDO

O viaduto LORDO é constituído por 11 tramos, apoiados em 10 pilares e dois encontros, sendo os pilares de altura variável e crescente desde os encontros até, sensivelmente, metade do tabuleiro. Os tramos possuem comprimentos semelhantes, apresentando, no entanto, maior comprimento junto da extremidade esquerda. Análises prévias, modal e de comportamento não linear, revelaram ser os pilares 3 e 4 (na base) – figura 2.12 – os que suportam maiores exigências de ductilidade, e portanto as secções consideradas no estudo.

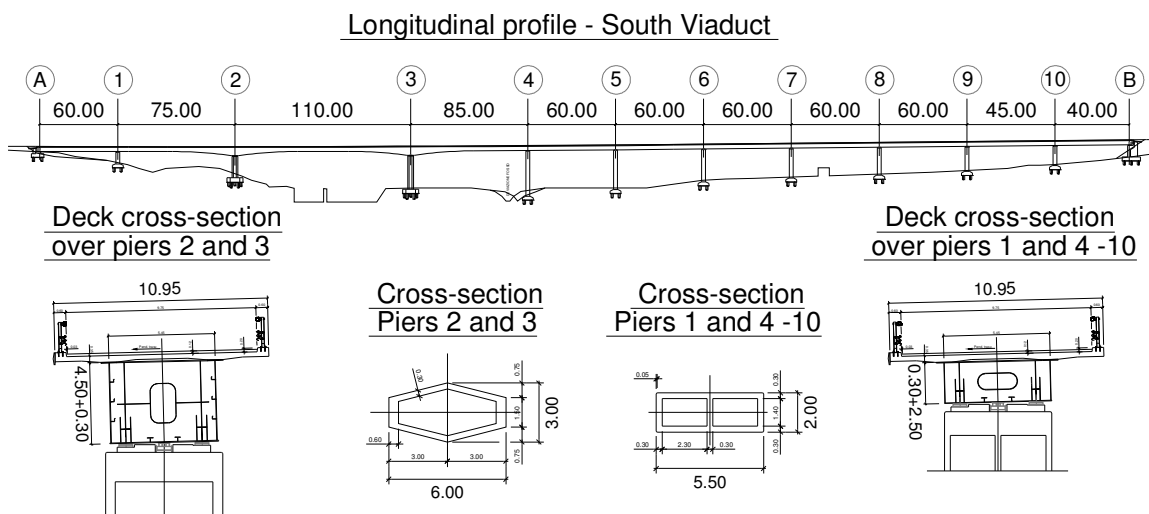


Figura 2.12 – Viaduto LORDO – secções críticas.

2) Pórtico ICONS

Este edifício é constituído por quatro pisos e três tramos, definindo-se 56 secções (uma por cada extremidade das barras que convergem num nó. Análises (probabilísticas) prévias permitiram identificar quatro secções críticas – secções 9, 11, 17 e 22 – que serão analisadas no presente caso de estudo, figura 2.13.

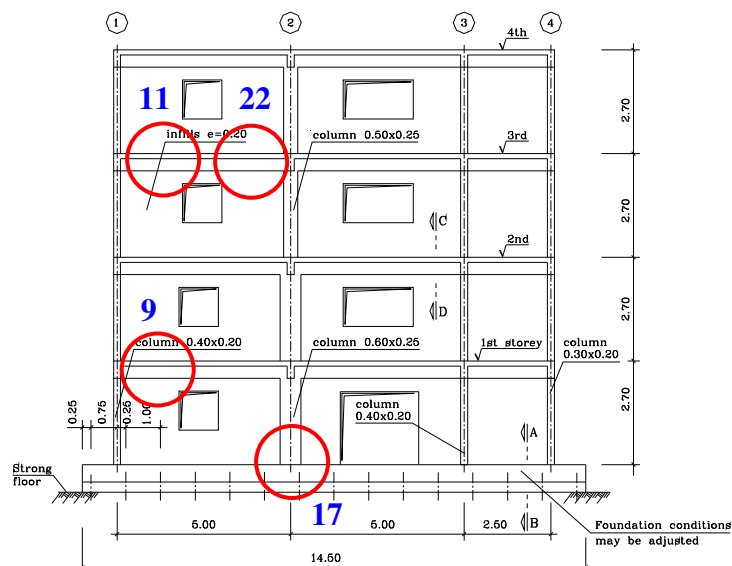


Figura 2.13 – Pórtico ICONS – secções críticas.

2.7.3.2 Resultados – ductilidades exigidas (selecção e níveis de dispersão)

Apresentam-se, de modo individualizado por estrutura, os efeitos da acção sísmica definida pelos 20 acelerogramas iniciais e pela base sísmica reduzida através de uma análise de *clusters*. Consideram-se 10 níveis de intensidade crescente no caso da análise do edifício ICONS (de 0.1g a 1.0g, com intervalos de 0.1g) e 7 níveis de intensidade para o viaduto LORDO, com intervalos de 0.25g (entre 0.5g a 2.0g).

As técnicas de escalamento consideradas na análise derivam das conclusões já expostas, tendo sido utilizado os escalamentos por acelerações espectrais e acelerações de pico.

Como consequência do número de secções, intensidades, metodologias de escalamento, base sísmica (original e reduzida) e sentido de aplicação da acção sísmica, decorre uma quantidade de informação elevada. Assim, serão evidenciados seguidamente os resultados para uma secção apenas, no sentido positivo da acção sísmica e admitindo a metodologia de escalamento por acelerações espectrais.

Refira-se que os efeitos da acção sísmica foram obtidos utilizando análises não lineares dinâmicas a partir do programa de cálculo baseado em rótulas plásticas PNL, que será também abordado no Capítulo 5.

1) Viaduto LORDO

O quadro 2.7 exhibe os efeitos da acção sísmica através do parâmetro ductilidades exigidas em curvaturas (positivas), para a base original de 20 registos e níveis crescentes de intensidade.

Após uma análise de *clusters* aos efeitos da base sísmica original de 20 acelerogramas, reduziu-se este número para 15 registos utilizando o procedimento proposto na secção 2.6.4. No quadro 2.8 é apresentada a evolução de formação de *clusters*.

Quadro 2.7 – Ductilidades exigidas na base do pilar 3.

Acelerograma	0.5g	0.75g	1.0g	1.25g	1.5g	1.75g	2.0g
1	1.58	3.04	4.29	5.01	6.15	9.01	7.77
2	1.88	2.93	4.24	4.44	6.07	4.90	8.32
3	1.26	2.97	3.29	3.18	4.02	5.41	7.43
4	2.41	2.07	2.77	2.96	4.92	3.21	2.73
5	1.17	1.64	1.99	2.77	2.94	5.13	5.86
6	0.94	1.83	4.31	7.39	10.35	14.12	13.43
7	0.85	1.42	3.17	5.59	12.04	12.47	24.36
8	1.55	1.76	3.33	3.61	4.74	6.18	5.32
9	0.87	1.30	2.37	5.40	7.76	7.11	8.90
10	0.95	3.15	9.07	15.68	20.64	31.59	35.83
11	0.89	2.28	9.93	28.59	21.36	33.46	42.72
12	0.82	1.41	2.70	3.33	3.12	6.53	10.14
13	1.31	1.72	2.12	1.86	3.00	2.90	4.43
14	0.89	1.65	2.21	4.53	4.55	9.00	14.51
15	1.21	2.62	2.62	2.17	2.83	4.88	5.25
16	0.92	2.01	2.95	3.78	4.45	5.81	9.28
17	1.35	3.03	4.52	4.86	6.20	6.89	8.65
18	1.41	1.63	2.37	2.41	2.97	3.37	3.89
19	0.86	1.31	1.65	2.20	2.51	4.04	4.98
20	2.14	2.10	6.66	15.76	15.25	17.99	19.44
Média	1.26	2.09	3.83	6.28	7.29	9.70	12.16
Desvio-Padrão	0.46	0.64	2.26	6.54	5.76	8.70	10.75
CoV (%)	36.2	30.5	59.1	104.2	79.0	89.7	88.4

Quadro 2.8 – Ductilidades exigidas na base do pilar 3.

Acelerograma	8 clusters	7 clusters	6 clusters	5 clusters	4 clusters	3 clusters
1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1
5	1	1	1	1	1	1
6	2	2	2	1	1	1
7	3	3	3	2	1	1
8	1	1	1	1	1	1
9	4	1	1	1	1	1
10	5	4	4	3	2	2
11	6	5	5	4	3	3
12	1	1	1	1	1	1
13	1	1	1	1	1	1
14	7	6	1	1	1	1
15	1	1	1	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
18	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1
20	8	7	6	5	4	1

O quadro anterior permite identificar a evolução do agrupamento através de uma análise de *clusters*. É visível que os efeitos correspondentes aos acelerogramas 10 e 11 são os elementos mais díspares, identificando-se que os 5 acelerogramas cujos efeitos são mais distintos são o 6, 7, 10, 11 e 20, que se verifica quando se agrupam os 20 registos em 6 *clusters*.

No quadro 2.9 apresentam-se as ductilidades exigidas na base do pilar 3 para o conjunto reduzido de acelerogramas.

Quadro 2.9 – Ductilidades exigidas na base do pilar 3 após redução do número de registos.

Acelerograma	0.5g	0.75g	1.0g	1.25g	1.5g	1.75g	2.0g
1	1.58	3.04	4.29	5.01	6.15	9.01	7.77
2	1.88	2.93	4.24	4.44	6.07	4.90	8.32
3	1.26	2.97	3.29	3.18	4.02	5.41	7.43
4	2.41	2.07	2.77	2.96	4.92	3.21	2.73
5	1.17	1.64	1.99	2.77	2.94	5.13	5.86
8	1.55	1.76	3.33	3.61	4.74	6.18	5.32
9	0.87	1.30	2.37	5.40	7.76	7.11	8.90
12	0.82	1.41	2.70	3.33	3.12	6.53	10.14
13	1.31	1.72	2.12	1.86	3.00	2.90	4.43
14	0.89	1.65	2.21	4.53	4.55	9.00	14.51
15	1.21	2.62	2.62	2.17	2.83	4.88	5.25
16	0.92	2.01	2.95	3.78	4.45	5.81	9.28
17	1.35	3.03	4.52	4.86	6.20	6.89	8.65
18	1.41	1.63	2.37	2.41	2.97	3.37	3.89
19	0.86	1.31	1.65	2.20	2.51	4.04	4.98
Média	1.30	2.07	2.89	3.50	4.42	5.62	7.16
Desvio-Padrão	0.44	0.66	0.88	1.14	1.58	1.89	3.00
CoV (%)	33.6	31.8	30.4	32.4	35.7	33.6	41.8

As principais diferenças registadas antes e após redução da base de sismos estão presentes quer ao nível dos valores médios dos efeitos (em ductilidades exigidas), quer na correspondente dispersão.

Verifica-se que para os dois primeiros níveis de intensidade, 0.5g e 0.75g, os valores médios para os 20 e os 15 sismos são semelhantes, assim como os valores do coeficiente de variação. No entanto quando se caminha para incursões superiores em regime não linear existem diferenças significativas nos valores médios e respectiva dispersão, que é introduzida pelos elementos *outliers* removidos na análise de *clusters*.

2) Pórtico ICONS

O quadro 2.10 exhibe os efeitos da acção sísmica através do parâmetro ductilidades exigidas em curvaturas (positivas), para a base original de 20 registos e níveis crescentes de intensidade.

Quadro 2.10 – Ductilidades exigidas à secção 9.

Acelerograma	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g	0.8g	0.9g	1.0g
1	0.07	0.46	1.16	1.82	2.73	3.92	5.60	7.27	8.54	10.03
2	0.06	0.64	1.41	2.22	3.35	4.30	5.39	5.95	6.95	7.88
3	0.07	0.76	1.35	1.88	2.62	3.32	3.92	4.46	5.06	5.54
4	0.04	0.11	0.54	1.09	1.94	3.06	3.79	4.64	5.43	6.25
5	0.34	0.89	1.26	1.57	1.91	2.38	2.67	2.69	2.96	3.23
6	0.29	1.65	5.06	9.85	12.95	15.63	17.96	20.66	23.09	25.34
7	0.89	1.88	8.19	11.07	12.60	13.47	15.45	16.90	16.66	15.79
8	0.07	0.20	0.67	1.04	1.41	1.89	2.51	3.15	3.69	4.31
9	0.22	0.80	1.31	1.68	2.17	3.01	3.36	3.90	5.17	7.00
10	0.60	1.92	7.19	10.43	12.75	14.83	16.75	19.87	22.14	24.94
11	0.60	2.46	6.09	9.54	12.82	16.89	20.57	23.05	24.57	25.62
12	0.17	1.69	2.02	3.21	4.43	5.82	7.16	8.39	9.60	11.35
13	0.11	0.58	0.95	1.06	1.19	1.31	1.37	2.11	2.88	3.65
14	0.51	1.32	2.17	3.06	3.42	4.44	6.45	8.95	12.12	14.89
15	0.19	0.39	1.03	1.44	1.82	2.38	3.02	3.87	5.55	6.78
16	0.08	0.47	1.12	1.82	2.35	3.54	5.44	7.15	8.91	10.63
17	0.19	1.05	1.59	2.19	2.98	4.02	4.97	5.73	6.46	6.86
18	0.06	0.36	1.15	2.68	4.47	6.66	8.69	11.44	14.11	17.19
19	0.37	1.46	3.18	5.11	8.71	11.61	13.15	13.86	15.75	16.79
20	0.52	1.21	1.96	4.01	5.22	6.18	7.12	8.16	10.47	12.56
Média	0.27	1.01	2.47	3.84	5.09	6.43	7.77	9.11	10.51	11.83
Desvio-Padrão	0.24	0.66	2.28	3.44	4.28	5.04	5.76	6.43	6.80	7.20
CoV (%)	87.98	64.83	92.19	89.54	84.04	78.38	74.18	70.53	64.74	60.88

Após uma análise de *clusters* aos efeitos da base sísmica original de 20 acelerogramas, reduziu-se este número para 15 registos apresentados no quadro 2.11.

Quadro 2.11 – Ductilidades exigidas à secção 9 após redução do número de registos.

Acelerograma	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g	0.8g	0.9g	1.0g
1	0.07	0.46	1.16	1.82	2.73	3.92	5.60	7.27	8.54	10.03
2	0.06	0.64	1.41	2.22	3.35	4.30	5.39	5.95	6.95	7.88
3	0.07	0.76	1.35	1.88	2.62	3.32	3.92	4.46	5.06	5.54
4	0.04	0.11	0.54	1.09	1.94	3.06	3.79	4.64	5.43	6.25
5	0.34	0.89	1.26	1.57	1.91	2.38	2.67	2.69	2.96	3.23
8	0.07	0.20	0.67	1.04	1.41	1.89	2.51	3.15	3.69	4.31
9	0.22	0.80	1.31	1.68	2.17	3.01	3.36	3.90	5.17	7.00
12	0.17	1.69	2.02	3.21	4.43	5.82	7.16	8.39	9.60	11.35
13	0.11	0.58	0.95	1.06	1.19	1.31	1.37	2.11	2.88	3.65
14	0.51	1.32	2.17	3.06	3.42	4.44	6.45	8.95	12.12	14.89
15	0.19	0.39	1.03	1.44	1.82	2.38	3.02	3.87	5.55	6.78
16	0.08	0.47	1.12	1.82	2.35	3.54	5.44	7.15	8.91	10.63
17	0.19	1.05	1.59	2.19	2.98	4.02	4.97	5.73	6.46	6.86
18	0.06	0.36	1.15	2.68	4.47	6.66	8.69	11.44	14.11	17.19
20	0.52	1.21	1.96	4.01	5.22	6.18	7.12	8.16	10.47	12.56
Média	0.18	0.73	1.31	2.05	2.80	3.75	4.76	5.86	7.19	8.54
Desvio-Padrão	0.16	0.44	0.47	0.86	1.19	1.56	2.05	2.66	3.35	4.13
CoV (%)	88.53	60.47	35.50	42.14	42.34	41.59	43.03	45.36	46.61	48.34

As constatações detectadas para o viaduto LORDO são extrapoladas para o caso do pórtico ICONS, no entanto a redução nos valores de ductilidades exigidas médias e dispersão associadas ocorre para todos os níveis de intensidade sísmica. Contudo esta redução é menos importante para a presente estrutura.

2.7.3.3 Comparação do agrupamento com base na acção ou nos efeitos da acção

Apresenta-se no quadro resumo 2.12 os registos sísmicos a retirar da base original, com base na forma dos espectros de resposta e nos efeitos da acção (de acordo com o tipo de escalamento) por estrutura.

Quadro 2.12 – Registos sísmicos a retirar.

Espectro de resposta	Efeitos da acção – LORDO		Efeitos da acção – ICONS	
	Acelerações espectrais	Acelerações de pico	Acelerações espectrais	Acelerações de pico
1	1	1	1	1
2	2	2	2	2
3	3	3	3	3
4	4	4	4	4
5	5	5	5	5
6	6	6	6	6
7	7	7	7	7
8	8	8	8	8
9	9	9	9	9
10	10	10	10	10
11	11	11	11	11
12	12	12	12	12
13	13	13	13	13
14	14	14	14	14
15	15	15	15	15
16	16	16	16	16
17	17	17	17	17
18	18	18	18	18
19	19	19	19	19
20	20	20	20	20

O quadro anterior permite comparar a selecção da acção sísmica pela técnica de *clusters* segundo duas alternativas: através da forma dos espectros de resposta ou a partir dos efeitos da acção, usando dois tipos de escalamento (acelerações espectrais e de pico).

Conclui-se que a concordância entre as várias possibilidades de selecção – por espectros e efeitos – é superior no caso da ponte LORDO. Ao mesmo tempo verifica-se que a selecção feita por efeitos da acção se aproxima mais da selecção a partir dos espectros de resposta quando utilizada a metodologia de escalamento por acelerações espectrais.

2.7.3.4 Definição do número mínimo de registos sísmicos

Um dos objectivos assumidos neste capítulo passa por estabelecer um número mínimo de acelerogramas para a análise sísmica de estruturas. Como foi já indicado, a base de sismos definida inicialmente por 20 registos foi reduzida numa primeira fase para 15 eventos,

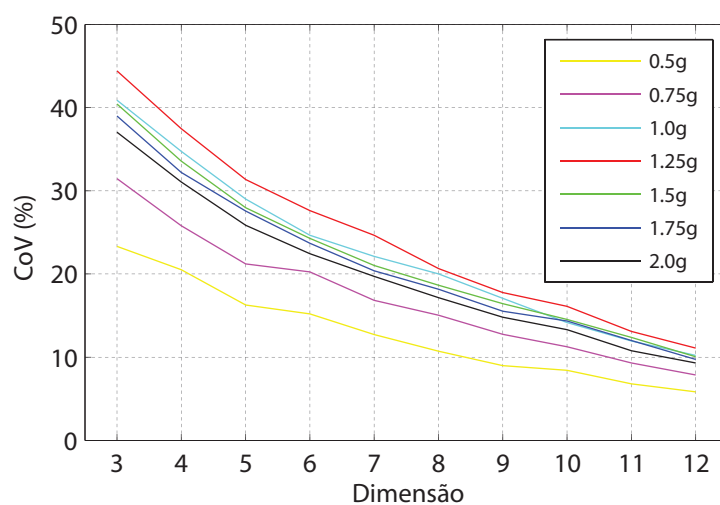
utilizando uma análise de *clusters* que seleccionou os elementos mais díspares em termos dos efeitos produzidos nas estruturas (ou, alternativamente, pelas diferenças entre espectros de resposta).

A partir desta abordagem procurar-se-á avaliar se a redução da base original de eventos poderá ser direccionada para um número ainda menor de eventos sísmicos. O procedimento adoptado foi identificado na secção 2.7.2 e consiste em identificar a evolução dos desvios relativamente aos valores médios dos efeitos da base de 15 eventos sísmicos, expressão 2.29, com a dimensão da amostra (para 450 simulações).

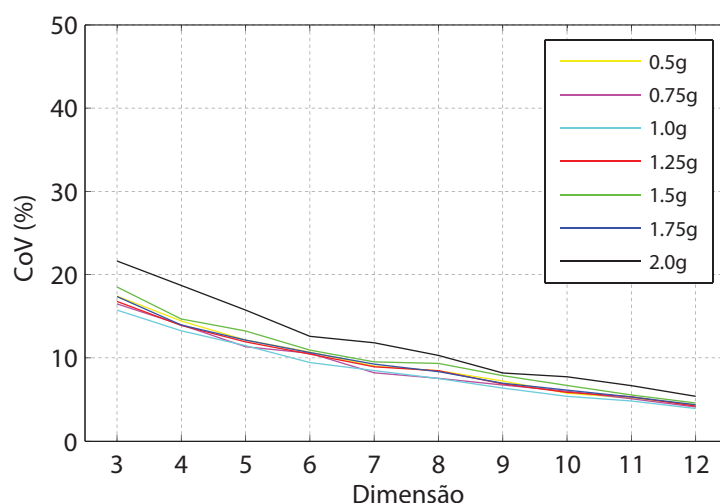
Os resultados serão expostos, analogamente ao referido na secção 2.7.3.2 para as duas estruturas e secções críticas.

1) Viaduto LORDO

Havia já sido constatado, ao analisar as ductilidades exigidas, que escalar por acelerações de pico induz maior dispersão na resposta. Em conformidade, verifica-se agora também que, ao reduzir o número de acelerogramas considerados, a proximidade entre o valor médio da amostra simulada e a amostra de 15 eventos é superior no caso do escalamento por acelerações espectrais, aproximadamente o dobro. Comparando as figuras 2.14a e b, observa-se uma diferença de valores máximos de CoV de 20 para 40% e mínimos de 5 para 10%.



a) Acelerações de pico

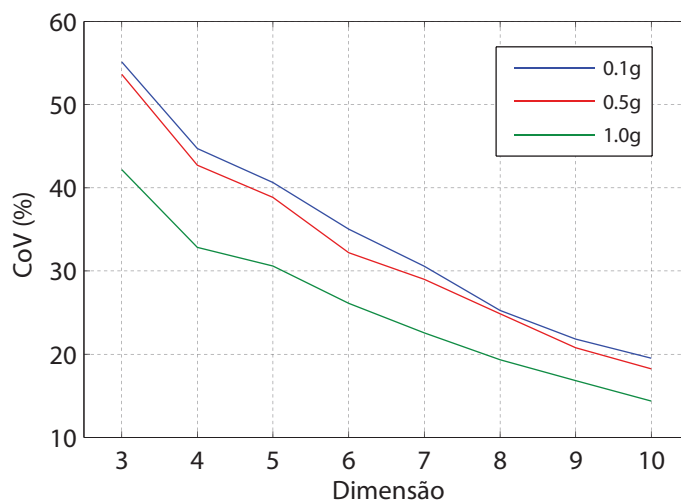


b) Acelerações espectrais

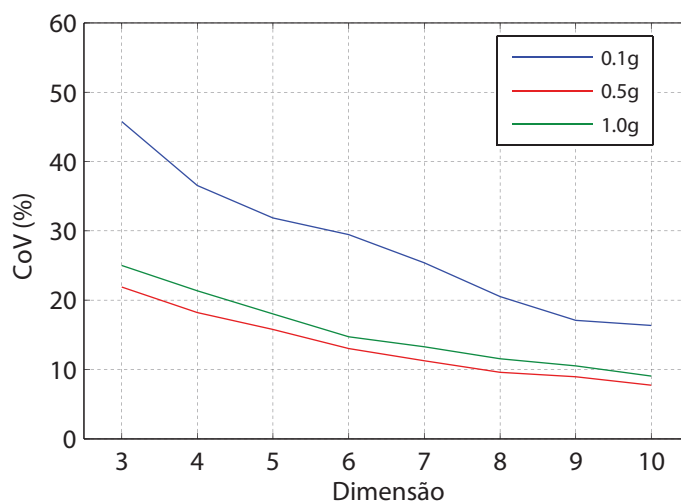
Figuras 2.14 – Evolução do CoV dos efeitos da acção na base do pilar P3 em função da dimensão da amostra.

2) Pórtico ICONS

Para o edifício ICONS mantém-se a tendência de a técnica de escalamento baseada em acelerações de pico corresponder a desvios superiores relativamente à base de 15 sismos. As figuras 2.15a e b permitem ainda acrescentar que as diferenças no CoV para as diferentes intensidades são mais notórias nesta estrutura, assim como a taxa de variação da dispersão (declive), apesar de idêntica, é ligeiramente superior para o edifício.



a) Acelerações de pico



b) Acelerações espectrais

Figuras 2.15 – Evolução do CoV dos efeitos da acção na secção 9 em função da dimensão da amostra.

Dada a menor diferença na dispersão em torno do valor médio real (da base de 15 sismos), opta-se por analisar com maior detalhe os resultados obtidos por acelerações espectrais, com o objectivo de procurar o número mínimo de acelerogramas. O estudo será também direccionado apenas para o viaduto LORDO uma vez que as conclusões são extensíveis às duas estruturas.

Assim, ajusta-se através do método dos mínimos quadrados uma função por cada nível de intensidade. Derivando esta função ajustada é possível obter a taxa de variação do parâmetro CoV, figura 2.16, o que permite, em conjunto com as curvas iniciais, concluir

quanto à dimensão a partir da qual as ductilidades exigidas na secção são suficientemente próximas das obtidas com a totalidade dos acelerogramas.

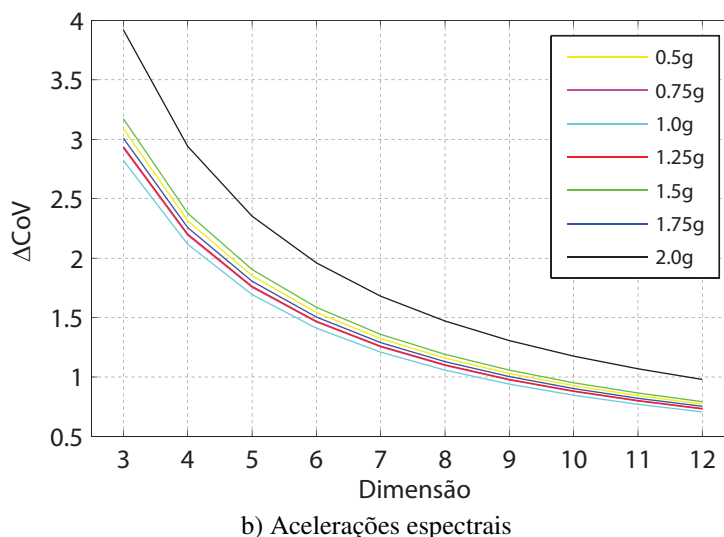


Figura 2.16 – Taxa de variação do CoV dos efeitos da acção na base do pilar P3 em função da dimensão da amostra.

A figura anterior permite identificar que é para um valor limite mínimo de sete registos sísmicos que a taxa de variação assume valores mais constantes, a partir do qual uma eventual redução do número de eventos corresponderá a um incremento significativo do declive da tangente a cada dimensão amostral.

Analisando as figuras 2.14 referentes ao viaduto LORDO verifica-se que o andamento das curvas não é muito claro. Não é imediato constatar a partir de que dimensão da amostra o desvio do valor médio da ductilidade em relação ao real estabiliza, traduzido pelo coeficiente de variação. Ambas as curvas apresentam um decréscimo no CoV que, apesar de não ser constante, também nunca se anula.

Os níveis de dispersão em relação aos valores obtidos com a totalidade dos acelerogramas são relativamente baixos. Começam entre 15 a 20%, quando são consideradas amostras de três sismos, terminando muito próximos de 5% se se estender a dimensão das amostras a 12 sismos no caso do viaduto LORDO (não muito distinto no caso do edifício ICONS).

É também simples a observação de que um coeficiente de variação de 10% é garantido com a dimensão mínima de sete sismos (para acelerações espectrais). Estendendo esta análise aos níveis de CoV de 5 e 15%, as dimensões mínimas das amostras que os garantem são, respectivamente, 4 e 12, quadro 2.13.

Quadro 2.13 – Relação entre o coeficiente de variação e a respectiva dimensão mínima da amostra.

CoV (%)	Dimensão mínima da amostra
5	12
10	7
15	4

A observação deste quadro remete para a questão de saber até que ponto é satisfatório determinado desvio em relação ao valor real. Se se optar, com base no quadro anterior, por um coeficiente de variação intermédio, 10%, sete seria o número mínimo de acelerogramas necessários.

Se se prosseguir com a observação quantitativa para a figura 2.16 repara-se que a partir de 6 sismos, a variação no valor de CoV é sempre inferior a 1.5%, e duplamente mais lenta, o que pode ser considerado negligenciável, se for invocada alguma leveza na interpretação. Parece não existir grande vantagem em aumentar a dimensão a partir de seis para um ganho inferior a 1.5% de proximidade com o valor médio dos 15.

Confrontando os resultados da ponte LORDO com os do pórtico ICONS, figuras 2.14 e 2.15, é possível verificar que o nível de dispersão em relação ao valor real é relativamente baixo – nunca superior a 25%. Se pelo menos seis acelerogramas forem considerados este limite superior passa para 15%, o que é encorajador. No caso da ponte LORDO, sete acelerogramas são suficientes para garantir um coeficiente de variação abaixo de 10%. Já para o pórtico ICONS, oito acelerogramas seriam necessários para alcançar esse valor. O quadro 2.14 resume estas conclusões.

Quadro 2.14 – Relação entre o coeficiente de variação e a respectiva dimensão mínima da amostra.

CoV (%)	Dimensão mínima da amostra	
	LORDO	ICONS
15	6	6
10	7	8

Deste modo parece continuar a ser consistente considerar o número sete, ao invés da totalidade dos 15 acelerogramas, como uma dimensão adequada para obter resultados de modo satisfatório.

2.7.3.5 Utilização de eventos sísmicos gerados artificialmente

O uso de registos artificiais surge como uma representação alternativa da acção sísmica. Pretende-se desta forma comparar valores médios dos efeitos da acção (através das ductilidades exigidas às secções críticas), como também a dispersão associada, entre resultados provenientes de acelerogramas reais e artificiais.

Como previamente demonstrado foi analisado o conjunto inicial de 20 sismos reais e um subconjunto deste correspondente aos 15 mais semelhantes. Estes dois grupos serão usados no âmbito da comparação referida.

Os acelerogramas artificiais são gerados, através da compatibilidade de espectros de resposta, de acordo com os pressupostos apresentados na secção 2.4.

É intuitiva a previsão de que com acelerogramas artificiais os níveis de dispersão nos resultados serão menores que os observados caso se usem acelerogramas reais. Deste modo será suficiente, e vantajoso em termos de esforço de cálculo, utilizar um número de registos inferior aos 20 ou mesmo 15 com que se partiu no caso dos acelerogramas reais.

Após o estudo sobre o número mínimo de acelerogramas necessário, que de certo modo apontou para o número sete, entendeu-se conveniente gerar os acelerogramas artificiais nesta quantidade e daí prosseguir com a análise da dispersão.

Esta análise comparativa é desenvolvida para duas técnicas de escalamento: acelerações de pico (PGA) e acelerações espectrais (Sa).

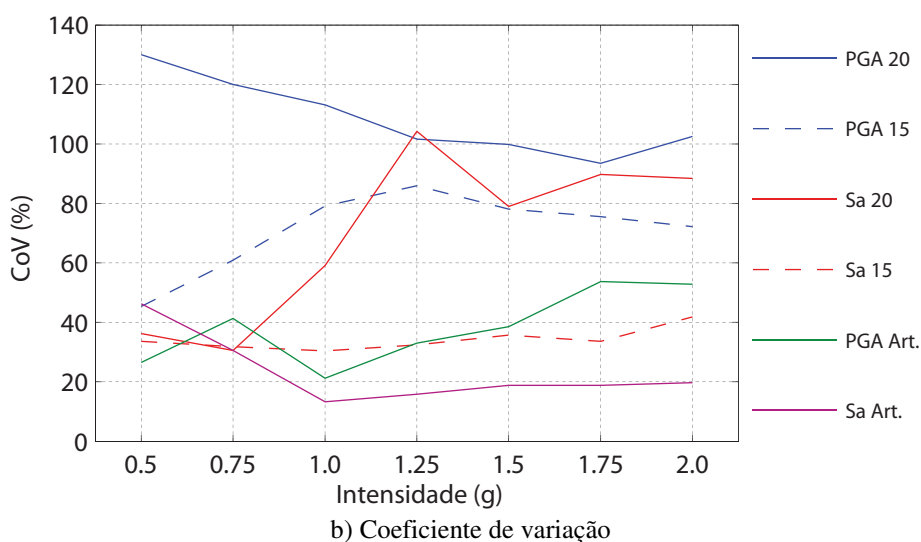
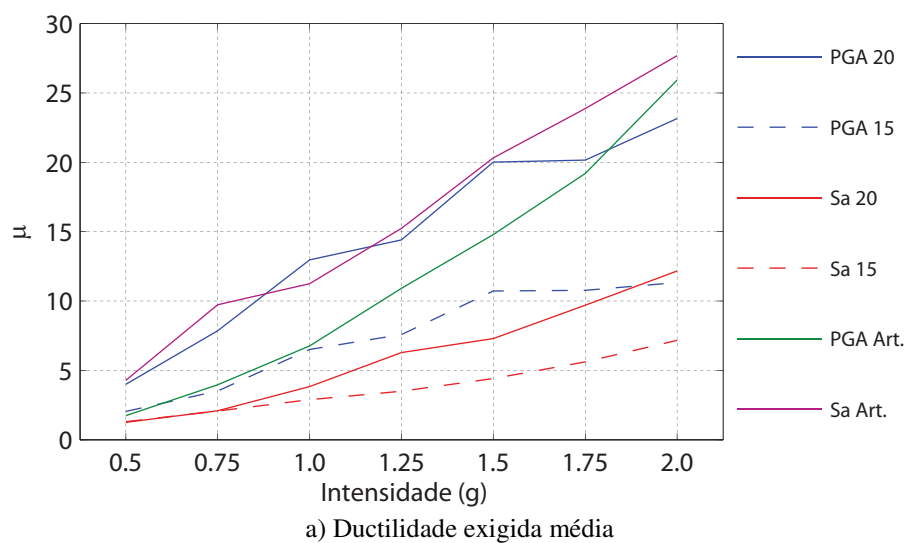
Como se indicou, o estudo paramétrico conduzido envolveu, para as duas estruturas, a análise conjunta de duas bases de registos sísmicos reais (com 20 e 15 sismos) e uma base sísmica gerada artificialmente (com sete sismos). Por cada conjunto de eventos consideram-se as técnicas de escalamento por acelerações de pico e acelerações espectrais. Resultando, assim, seis variantes:

- Base de 20 sismos reais escalados por acelerações de pico – PGA20
- Base de 15 sismos reais escalados por acelerações de pico – PGA15
- Base de 20 sismos reais escalados por acelerações espectrais – Sa20
- Base de 15 sismos reais escalados por acelerações espectrais – Sa15
- Base de 7 sismos artificiais escalados por acelerações de pico – PGA art.

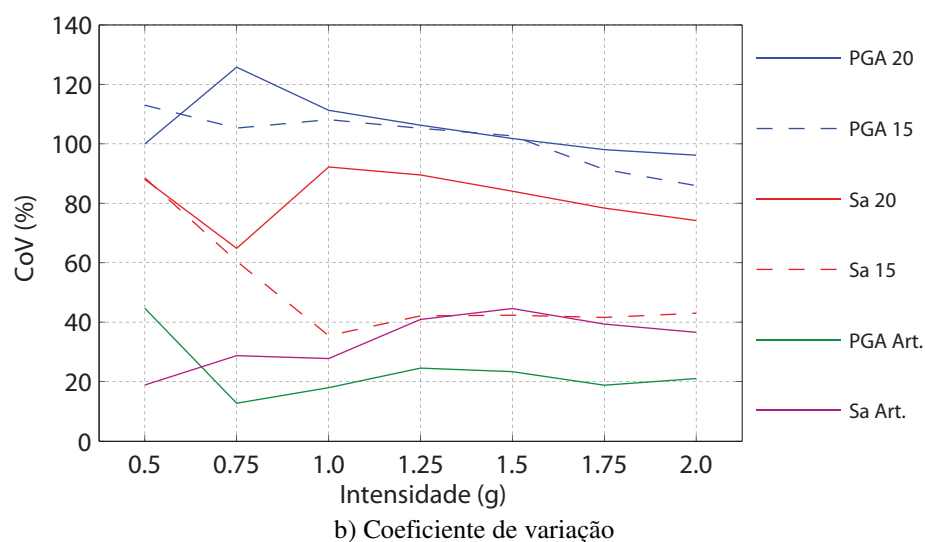
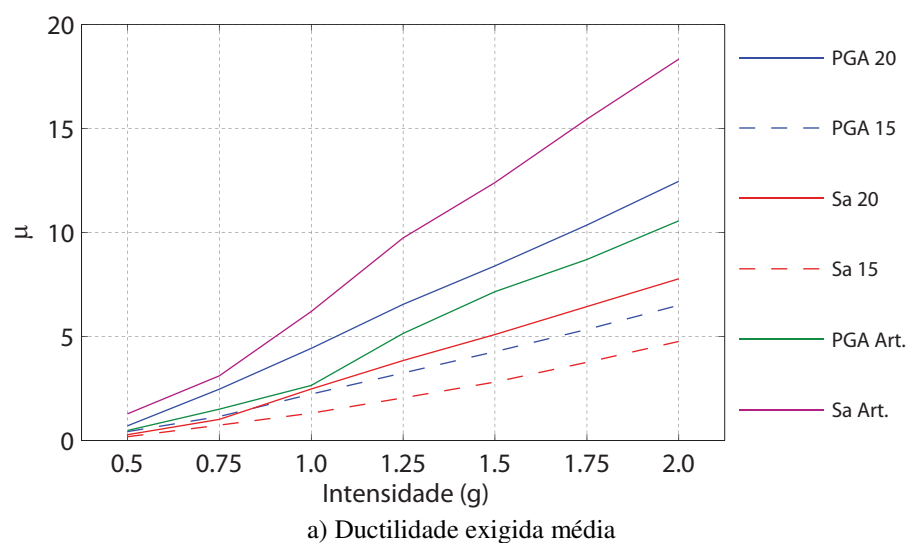
- Base de 7 sismos artificiais escalados por acelerações espectrais – Sa art.

Pretende-se com esta análise avaliar um conjunto de aspectos, nomeadamente a utilização de sismos reais ou artificiais, o efeito da redução na base de sismos reais, assim como a técnica de escalamento utilizada.

As figuras 2.17 e 2.18 representam respectivamente os efeitos da acção no viaduto LORDO e no pórtico ICONS, evidenciando-se as ductilidades exigidas médias e respectiva dispersão.



Figuras 2.17 – Pilar P3 – Viaduto LORDO.



Figuras 2.18 – Secção 9 – Pórtico ICONS.

Relativamente aos valores do coeficiente de variação, representado nas figuras 2.17b e 2.18b, pode-se concluir que os acelerogramas escalados por acelerações de pico apresentam valores de dispersão consideravelmente elevados (CoV superior a 100%). Por sua vez os acelerogramas artificiais conduzem às dispersões mais baixas, tal como esperado, enquanto que os acelerogramas escalados por acelerações espectrais apresentam valores intermédios.

Após a selecção dos elementos *outliers* e consequente redução da base de sismos de 20 para 15 registos, é a técnica de escalamento por acelerações espectrais que, nas duas estruturas, sofre superior redução na dispersão dos efeitos. Regista-se igualmente a

particularidade de o escalamento por acelerações de pico, após redução, conduzir a valores de CoV próximos da base original de 20 registos escalados por acelerações espectrais.

Relativamente às ductilidades exigidas médias, figuras 2.17a e 2.18a, observa-se que os valores mais elevados são obtidos para a base sísmica artificial, com maior preponderância para a metodologia de escalamento por acelerações espectrais, a que se deve o enriquecimento destes registos na região do período fundamental da estrutura. Simultaneamente, a base de 20 sismos escalada por acelerações de pico apresenta também valores elevados de ductilidade exigida.

2.7.4 Conclusões

Pretendeu-se ao longo desta secção avaliar quanto ao número mínimo de sismos reais ou artificiais necessário utilizar em análises não lineares dinâmicas de estruturas. Com este objectivo seleccionaram-se duas estruturas, o viaduto LORDO e o pórtico ICONS, e a partir dos diversos assuntos detalhados e propostos ao longo do capítulo efectuou-se a sua aplicação ao caso de estudo.

Com base nas conclusões do estudo prévio relativo às técnicas de escalamento procedeu-se ao escalamento da acção através de acelerações espectrais e de pico.

A análise de *clusters* aplicada directamente à acção sísmica ou aos efeitos da acção sobre as estruturas permite a redução do número mínimo de sismos com base nas suas semelhanças ou dissemelhanças. Com este estudo foi possível definir grupos de 15 sismos claramente semelhantes, reduzindo assim a base inicial de 20 sismos.

Tendo como referência os efeitos da base de 15 sismos, procurou-se identificar o menor número possível de sismos que assegure idêntico comportamento nas estruturas, utilizando a técnica de simulação de Monte Carlo para formar todas as possíveis combinações de elementos, por dimensão avaliada. Este estudo conduziu ao número mínimo de sete sismos para análise, cuja conclusão derivou dos resultados obtidos para o viaduto LORDO e o pórtico ICONS.

Por fim, o estudo sobre a utilização de sismos artificiais permitiu concluir que a conjugação da técnica de escalamento por acelerações espectrais com acelerogramas gerados artificialmente pode ser uma alternativa viável para análises não lineares dinâmicas. Será contudo esperada uma exigência superior que, apesar de em

dimensionamento e avaliação se tornar num efeito favorável, poderá ser excessivamente considerada. Verificou-se, na mesma linha das conclusões já identificadas, que é na técnica de escalamento baseada em acelerações espectrais que a redução de uma base de 20 para 15 registos sísmicos conduz a níveis de dispersão inferiores (com valores de CoV semelhantes aos dos registos sísmicos artificiais).

CAPÍTULO 3

TÉCNICAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR PUSHOVER

3.1 INTRODUÇÃO

Actualmente entende-se o dimensionamento sísmico como uma prática que engloba um conjunto de regras e pressupostos assentes no conceito de que o comportamento das estruturas, nos níveis local e global, deverá ser controlado em função das suas deformações. Esta visão inovadora da origem do dano estrutural, através do controlo dos deslocamentos, e não estrutural, pelo controlo do drift, é a principal responsável pelo aparecimento de novos procedimentos de dimensionamento e avaliação.

Com esta nova abordagem procura-se garantir que a estrutura assuma um comportamento controlado durante a actuação da acção sísmica, com um conjunto de danos e respectivas localizações previsíveis. Assim, consegue-se um melhor controlo dos danos estruturais e das zonas onde estes irão ocorrer através da definição inicial da sequência de formação das rótulas plásticas e da sua localização, conduzindo à definição de mecanismos desejados e evitando roturas frágeis.

O dimensionamento e avaliação baseados em deslocamentos, *Performance-based Design and Assessment Engineering*, foi inicialmente introduzido na década de 60, no entanto a apresentação de um método de aplicação desta nova estratégia de concepção, designado por *Displacement-based Seismic Design*, surgiu apenas nas duas últimas décadas (Priestley, M.J.N., 1993, Priestley, M.J.N., 2000). A sua concepção passa pelo dimensionamento das estruturas de modo a que atinjam um predeterminado estado de deformação, “*target displacement*” ou nível de desempenho. Aumenta-se assim o nível de

detalhe, sendo possível também controlar os deslocamentos exigidos nos diferentes elementos, ao invés de se admitir igual solicitação para todos os elementos.

Neste âmbito realça-se o empenho da *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), que após um esforço conjunto de cooperação e trabalho divulgou (desde 1996) uma sucessão de guões e linhas de procedimento para a avaliação e o reforço sísmico de estruturas (ATC40, 1996, FEMA273, 1997, FEMA310, 1998, FEMA356, 2000). Com estes documentos procuram-se essencialmente soluções estruturais económicas e racionais aplicadas às novas estruturas, particularmente a edifícios.

Estes sugerem a aplicação de diferentes metodologias, em função da regularidade estrutural em resistência e rigidez, compreendendo análises lineares, equivalentes estáticas ou multimodais, assim como análises não lineares pushover ou dinâmicas. Seguindo a filosofia do dimensionamento baseado em deslocamentos, estes documentos utilizam comparações ao nível da exigência e capacidade de deformação estrutural dos elementos individuais existentes, novos ou reforçados, em oposição aos coeficientes de comportamento (Fardis, M., 2000).

Estes métodos abandonam, ou pelo menos afastam-se, da formulação e dos pressupostos de dimensionamento sísmico presentes nos métodos lineares tradicionais baseados em forças laterais horizontais, que não são mais do que uma extensão dos princípios de dimensionamento a uma acção gravítica. A esta formulação introduzem-se coeficientes (de comportamento) de modo a ter em conta a dissipação de energia, a ductilidade e a capacidade de redistribuição de esforços, “simulando” o carácter não linear que é incluído na análise. No grupo de métodos denominados por *Force-based Design Methods* encontram-se, entre outros, o método de Rayleigh ou o método Estático (REBAP, 1983, RSA, 1983, e o método base do EC8 (CEN, 2003, CEN, 2003).

É com base nestes conceitos de dimensionamento sísmico que deriva um conjunto de procedimentos para a determinação e avaliação do desempenho ou concepção sísmica de estruturas, fazendo uso de análises pushover.

Consensualmente, as análises não lineares dinâmicas, utilizando sismos reais ou gerados artificialmente, são identificadas como o meio mais preciso para definir a exigência estrutural, utilizadas em especial na caracterização de modelos laboratoriais ou estruturas de reduzida complexidade (Fajfar, P., 1998). No entanto, mesmo uma análise não linear no

tempo não é garantia de fornecer em todas as situações uma exacta previsão do comportamento das estruturas, devido essencialmente ao número elevado de variáveis envolvidas e intervenientes na resposta inelástica (Fajfar, P., 1998, Meyer, C., 1989, Park, R. & Paulay, T., 1975), assim como, e apesar das suas vantagens, se reconhece que as análises não lineares dinâmicas podem tornar-se demasiadamente complexas e impraticáveis para uso corrente, enquanto técnicas principais. A par desta constatação está também a reduzida preparação e sensibilidade dos projectistas para a inclusão da não linearidade no comportamento estrutural, optando na generalidade das situações por métodos simplificados de análise.

É neste contexto e preocupação que durante a última década as metodologias de análise não linear pushover têm ganho relevo e aplicação na sociedade de engenharia estrutural. Estas ferramentas têm como objectivo primordial a avaliação do desempenho estrutural, estimando simultaneamente as capacidades de resistência e de deformação através de análises de carácter não linear e estático, comparando estas capacidades com as exigências para níveis de performance específicos. Este método tem em consideração a não linearidade geométrica e material, assim como a redistribuição de forças internas, assentando na definição de uma curva de capacidade estrutural que corresponde à evolução do deslocamento em função do corte basal. Esta relação permite caracterizar ao longo da análise determinados parâmetros estruturais, como por exemplo, a deformação dos elementos, as forças internas desenvolvidas, ou os drifts por piso e globais.

Apesar da informação importante fornecida por estes parâmetros, que não é capaz de ser garantida através dos métodos elásticos convencionais, estáticos ou dinâmicos, a técnica de análise pushover apresenta também limitações. Estas estão essencialmente relacionadas com a aproximação do método a forças estáticas, o que restringe a representação do fenómeno dinâmico com um grau elevado de precisão. As limitações referidas estão também presentes na dificuldade e, inclusive, incapacidade para incluir os efeitos devido à influência de modos de vibração superiores ou a degradação de rigidez progressiva, assim como à definição do perfil de carregamento lateral (Krawinkler, H. & Seneviratna, G.D.P.K., 1998).

Como forma de contrapor e colmatar as imperfeições intrínsecas às análises pushover têm surgido continuamente propostas de métodos, em especial na procura de um procedimento completamente adaptativo. Evidencia-se um inovador método pushover adaptativo

apresentado por Antoniou, S. e Pinho, R. (Antoniou, S. & Pinho, R., 2004, Antoniou, S. & Pinho, R., 2004), onde o carregamento lateral é variável e continuamente actualizado durante o processo de análise, de acordo com a deformada modal e os factores de participação modal definidos por sua vez, a cada passo, por uma análise modal. Esta técnica tem em conta a degradação de resistência das estruturas e as modificações nas forças de inércia devido à amplificação espectral, apresentando um carácter multimodal. Duas variantes deste método são apresentadas de acordo com o tipo de carregamento: em forças, designando-se por *Force-based Adaptive Pushover* (FAP) ou em deslocamentos, designando-se por *Displacement-based Adaptive Pushover* (DAP).

Assim, o presente capítulo surge com o intuito de apresentar os avanços recentes no domínio da análise não linear pushover, divulgando as diferentes alternativas de métodos de análise estática e referindo em particular as suas limitações e vantagens. Procura-se ainda salientar, de entre este conjunto de métodos, aquele que melhor se adequa à generalidade das situações.

Será também evidenciada uma série de procedimentos de análise estática, *Nonlinear Static Procedures* (NSP), que têm vindo a acompanhar ao longo do tempo a necessidade de suprir as insuficiências demonstradas pelas análises pushover.

Ao mesmo tempo, e ainda do lado da exigência, será feita referência à importância em admitir correctamente a dissipação de energia histerética das estruturas. Assim, endereça-se neste capítulo para diversas possibilidades de redução espectral com o objectivo final de identificar o melhor factor de redução a utilizar num procedimento de análise estática.

A importância da modelação da não linearidade estrutural material no âmbito das análises pushover é um aspecto que tem sido pouco referenciado, sendo relevante a sua inclusão neste trabalho. Avaliar-se-á a dicotomia entre não linearidade distribuída e concentrada, avaliando quanto à possibilidade de utilizar uma modelação menos realista como é o caso da baseada em rótulas plásticas, mas também menos complexa, mantendo um nível de precisão desejado. Como forma de estabelecer um padrão de referência neste estudo, utilizam-se análises não lineares dinâmicas.

O ponto anterior abriu um conjunto de possibilidades de estudo nomeadamente, e aquele que se seguiu, a comparação entre as duas hipóteses de modelação da não linearidade considerando análises pushover não adaptativa e adaptativa. Implementou-se num

programa académico de análise não linear (Varum, H., 1995), baseado na modelação concentrada da não linearidade material, um método pushover adaptativo com imposição de deslocamentos. Efectivou-se o estudo comparativo utilizando um *software* comercial em que a modelação da não linearidade é distribuída ao longo da extensão dos elementos, *SeismoStruct* (SeismoSoft, 2006).

A partir do desenvolvimento desta ferramenta tornou-se possível ainda sugerir um conjunto de aspectos e cuidados a ter em consideração quando seguida uma análise pushover, admitindo a não linearidade concentrada.

3.2 CONCEITO DE *PERFORMANCE BASED SEISMIC ENGINEERING*

A visão mais recente da engenharia sísmica no que concerne à concepção e avaliação de estruturas compreende os pressupostos presentes no conceito da designada *Performance-based Seismic Engineering* (PBSE). Esta definição vem abandonando os ensinamentos clássicos, que admitiam como agente avaliador da performance estrutural a comparação entre as forças actuantes/exigentes e as forças resistentes. Em oposição vem-se firmando um procedimento de aplicação baseado em estados limite definidos de acordo com as deformações das estruturas.

Este conceito é particularmente sensível e importante nas incursões em regime não linear da resposta das estruturas, motivado pelo facto de ser no campo inelástico que os deslocamentos se revelam como os melhor indicadores do dano estrutural, ao contrário do que se passa com as forças, não existindo inversão significativa do sentido da sua distribuição quando ultrapassado o limite elástico.

O PBSE está presente na definição de critérios de dimensionamento, do sistema estrutural mais apropriado, na proporção e pormenorização da estrutura e dos elementos não estruturais, na garantia do controlo da qualidade de construção e na manutenção a longo prazo. Com estes critérios pretende-se que as estruturas se comportem e reajam de acordo com níveis especificados e esperados para os diferentes eventos sísmicos e graus de severidade, não ultrapassando esses limites de dano (ATC40, 1996, SEAOC, 1995). Deste modo este conceito é também visto como um conjunto de estados limites (Fajfar, P., 1998), surgindo na concepção inicial do projecto e perdurando durante a vida da estrutura (Bertero, R.D. & Bertero, V.V., 2002).

Para o caso de edifícios são estabelecidos pelo comité *Vision 2000* quatro limites de dano (SEAOC, 1995), definidos a partir da conjugação entre os níveis esperados de comportamento estrutural e os níveis de intensidade sísmica esperados, presentes na quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Limites de performance estrutural, recomendados para o dimensionamento de edifícios (SEAOC, 1995).

		Níveis de Performance Estrutural				
		Totalmente Operacional	Operacional	Limite de Utilização	Colapso Iminente	
Níveis de Dimensionamento Sísmico	Frequente (45 anos)	■	Objectivo Básico		Performance inaceitável (para novas construções)	
	Ocasional (72 anos)	■				
	Raro (475 anos)	■	Objectivo Essencial			
	Muito Raro (970 anos)	■				
		Objectivo Crítico de Segurança				

A visão estratégica existente no PBSE orienta o processo para que o comportamento das estruturas seja direccionado para o estudo da exigência local e global, à semelhança da ideia presente nos procedimentos de análise estática não linear, que fazem uso de análises pushover.

É com o crescente ganho de importância do dimensionamento com base nos princípios do *performance-based* que se têm destacado os procedimentos de análise não linear pushover. Existe de facto um compromisso entre ambos na medida em que o PBSE procura integrar num procedimento de dimensionamento a identificação e avaliação da capacidade das estruturas, que é conseguida a partir das análises pushover.

Ao longo dos últimos anos têm surgido diversas propostas de procedimentos não lineares estáticos, onde a filosofia de definição de um ponto de desempenho estrutural é evidente. Refere-se como primordiais abordagens o caso do método dos Coeficientes de Deslocamentos (FEMA273, 1997, FEMA356, 2000, FEMA440, 2005) – *Displacement Coefficient Method* – que utiliza uma análise pushover em conjugação com uma versão modificada da igualdade de deslocamentos (onde o deslocamento inelástico é admitido igual ao deslocamento que ocorreria caso a estrutura permanecesse em regime perfeitamente elástico), aplicando um conjunto de coeficientes para corrigir o deslocamento linear elástico ou a aceleração espectral para o período fundamental e

amortecimento equivalente de um sistema de um grau de liberdade (*Single Degree of Freedom* – SDOF); o método *N2* desenvolvido em meados de 1980 na Universidade de Ljubljana (Fajfar, P. & Fischinger, M., 1988), modificado do seu modelo original (Fajfar, P., 1998) e incluído no regulamento sísmico europeu (CEN, 2004), assim como o método *Capacity Spectrum Method* (CSM) proposto inicialmente por Freeman, S. *et al.* (1975).

Estes procedimentos compreendem uma fase inicial onde é definida a curva de capacidade, que corresponde à evolução do comportamento estrutural em resposta a uma solicitação que pretende simular a acção sísmica. Esta curva é definida a partir de uma análise pushover com um carregamento horizontal incremental aplicado a toda a altura da estrutural, até atingido o limite da capacidade – colapso estrutural. A segunda fase consiste na definição do ponto de performance, que traduz a resposta inelástica da estrutura à acção sísmica definida. Para a caracterização desse ponto a curva de capacidade de um sistema de múltiplos graus de liberdade (*Multi Degree of Freedom* – MDOF) é modificada de modo a ser transformada numa curva associada a um sistema de um grau de liberdade.

Na qualidade de técnicas simplificadas para a avaliação do desempenho das estruturas procuram atingir o reconhecido grau de precisão inerente às análises não lineares dinâmicas. Contudo os procedimentos referidos nos seus fundamentos iniciais revelaram algumas e importantes falhas, como não serem capazes de se direccionar para um ambiente de projecto, assim como também não estenderem a sua aplicação à diversidade de sistemas estruturais existentes.

Estas lacunas estão presentes nos procedimentos que utilizam análises pushover convencionais, onde os perfis de forças constantes aplicados em altura podem não ser capazes de traduzir a evolução da redistribuição de forças em regime inelástico, particularmente presente em estruturas irregulares.

É na sequência destas preocupações que surgem novas abordagens como a metodologia proposta por Chopra, A.K. e Goel, R.K. designada de *Modal Pushover Analysis* (Chopra, A.K. & Goel, R.K., 2002), com o objectivo de incluir o contributo de modos de vibração superiores na análise da resposta estrutural; ou o procedimento *Adaptive Modal Combination Procedure* (AMC) sugerido por Kalkan, E. & Kunnath, S.K. (2006) com a finalidade de melhorar as metodologias CSM e MPA com a introdução de um processo adaptativo; ou ainda o método igualmente adaptativo desenvolvido por Casarotti, C. & Pinho, R. (2007) denominado por *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM).

Seguidamente será feita referência às diferentes modalidades de métodos e procedimentos pushover, expondo as suas particularidades e direcção de aplicação de acordo com o problema em análise, debruçando-se em especial sobre a problemática da representação da resposta de um sistema estrutural em regime inelástico, assim como a resposta de um sistema MDOF a partir de um sistema equivalente SDOF.

3.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR PUSHOVER PARA A AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE ESTRUTURAL

Como já se referiu, o objectivo principal de uma avaliação sísmica consiste na identificação do potencial risco para a segurança estrutural e como este evolui, evidenciando os elementos de maior fragilidade e o mais provável percurso para a ruína global. Por conseguinte, um método baseado em procedimentos simples e de rápida aplicação corresponde ao perfil desejado para uma metodologia de avaliação da segurança de estruturas.

É neste âmbito e expectativa que em meados de 1970 surgem as primeiras aplicações de análises pushover, com o trabalho de Gulkan, P. & Sozen, M.A. (1974) onde um sistema SDOF procura representar a estrutura de múltiplos graus de liberdade através de uma estrutura equivalente. A curva que representa a relação entre a força e o deslocamento da estrutura equivalente é definida através de análises de elementos finitos ou cálculos simplificados, de modo a caracterizar a rigidez inicial, a resistência de cedência e a resistência última.

Mais recentemente, estudos direccionados para estruturas complexas e incluindo a não linearidade na análise têm sido alvo de investigação científica e aplicação intensivas, em particular ao longo da última década onde ao invés de se debruçaram apenas sobre a comparação com análises dinâmicas (Krawinkler, H. & Seneviratna, G.D.P.K., 1998), divergem para a importância da influência dos modos de vibração superiores na resposta estrutural (Chopra, A.K. & Goel, R.K., 2002) e a forma de os contemplar na análise (Casarotti, C. & Pinho, R., 2007, Kalkan, E. & Kunnath, S.K., 2006).

O comportamento estrutural é caracterizado a partir de um algoritmo de análise não linear estático que comporta um conjunto de forças ou deslocamentos laterais incrementados, *empurrando* a estrutura até atingir o colapso ou um pré-estabelecido deslocamento,

definido de acordo com um critério estrutural (por exemplo através do drift máximo admissível entre pisos ou ductilidade). O *output* da análise utiliza parâmetros de resposta globais, onde o mais importante passa pela definição de uma curva designada por curva de capacidade, definida através de uma relação força aplicada *vs* deslocamento lateral do topo da estrutura (no caso de edifícios é este o nó de referência). Nesta curva concentra-se uma grande informação do estado estrutural, desde a rigidez elástica inicial, ao início da fase de cedência, às fases de degradação de rigidez ou a resistência máxima (Tso, W.K. & Moghadam, A.S., 1998).

É portanto evidente, através da experiência de anteriores trabalhos científicos, que as análises pushover, enquanto técnicas de avaliação e dimensionamento de estruturas, se mostram como alternativas viáveis às tradicionais análises não lineares dinâmicas. Apesar da sua simplicidade são capazes de representar eficientemente a informação da resposta estrutural, identificando regiões críticas onde são esperadas deformações inelásticas elevadas ou irregularidades de rigidez em planta ou em altura, assim como avaliar os efeitos P-delta e controlar o dano estrutural incluindo no modelo todos os elementos (Krawinkler, H. & Seneviratna, G.D.P.K., 1998). Permitem também identificar o percurso de cedência e ruína dos elementos até ao colapso final da estrutura.

É no entanto evidente que estas vantagens acarretam, por sua vez, algoritmos de análise pushover mais refinados e por conseguinte um esforço de cálculo superior.

Assim, os algoritmos estáticos de avaliação da capacidade estrutural compreendem essencialmente duas vertentes: os designados de métodos convencionais e os métodos adaptativos.

3.3.1 Algoritmos convencionais de análise pushover

A primeira forma enunciada dos métodos de análise pushover para estimar a capacidade estrutural, definida por métodos convencionais, inclui as abordagens primordiais nesta temática estando associada às distribuições fixas do perfil de carregamento.

Esta formulação consiste, resumidamente, na aplicação de um carregamento predefinido lateral por andar e monotonicamente incrementado, cuja forma é mantida invariável ao longo da análise, envolvendo simultaneamente o carregamento gravítico. Mais

detalhadamente, a análise passa pela obtenção da solução iterativa não linear da equação de equilíbrio 3.1.

$$KU = P \quad (3.1)$$

Na equação 3.1, K representa a matriz de rigidez não linear, U o vector de deslocamentos e P o vector do carregamento incremental (forças ou deslocamentos) aplicado lateralmente por cada piso da estrutura.

O carregamento lateral, P , apresenta um incremento constante ao longo da análise cujo perfil fixo pode ser definido por (Tso, W.K. & Moghadam, A.S., 1998):

- Uma única força ou deslocamento concentrados no topo da estrutura,
- Um carregamento distribuído uniformemente por todos os pisos,
- Uma distribuição triangular, equação 3.2 (onde m_{xi} representa a massa por piso i , h_{xi} e h_{xj} são as alturas das massas m_{xi} e m_{xj} acima do nível de aplicação da acção sísmica e V_b é o corte basal sísmico),

$$F_{x_i} = V_b \cdot \frac{m_{x_i} \cdot h_{x_i}}{\sum_j m_{x_j} \cdot h_{x_j}} \quad (3.2)$$

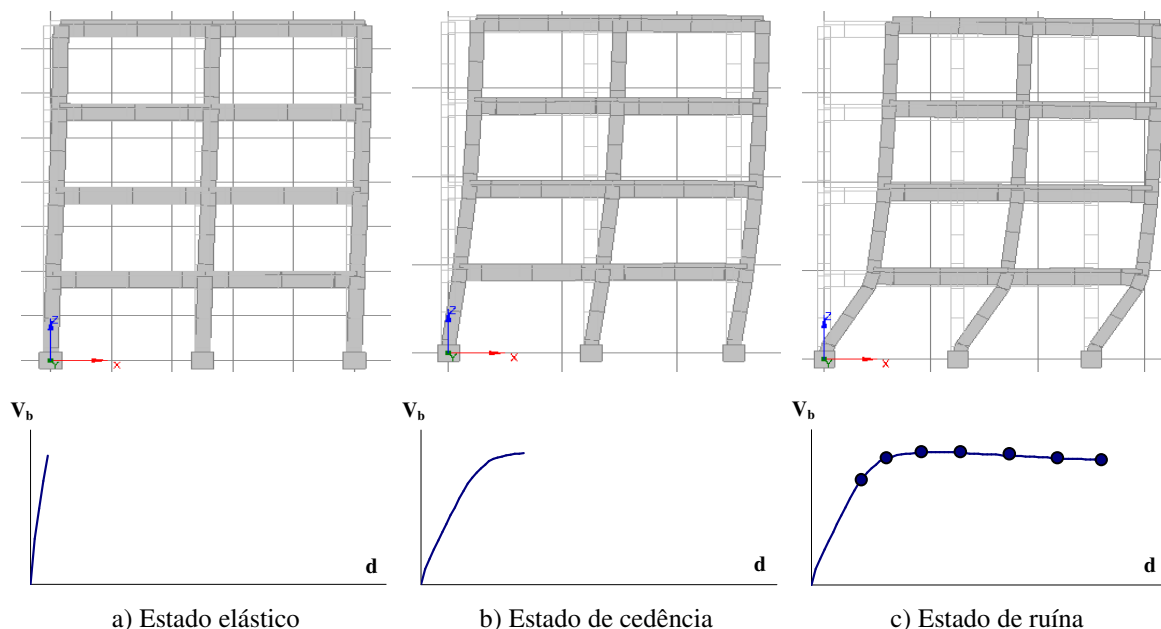
- Uma distribuição proporcional ao produto do vector de massa e o vector próprio correspondente ao modo fundamental de vibração elástico da estrutura (ϕ_x), equação 3.3

$$F_{x_i} = V_b \cdot \frac{m_{x_i} \cdot \phi_{x_i}}{\sum_j m_{x_j} \cdot \phi_{x_j}} \quad (3.3)$$

- Uma distribuição de forças ou deslocamentos laterais baseados numa análise dinâmica linear elástica ou numa análise espectral da estrutura.

Para esta fase incremental inicial obtêm-se as forças por elemento, e define-se um ponto inicial da curva de capacidade. A análise prossegue para um novo incremento de carga, aumentando progressivamente, até se atingir um estado limite definido ou ser atingido o colapso ou instabilidade estrutural (por exemplo, efeito P- Δ).

Nas figuras 3.1a-c é visível para um edifício em betão armado três fases distintas do estado estrutural – 3.1a) regime elástico, 3.1b) regime de cedência e 3.1c) colapso do edifício. Em particular na figura 3.1c representam-se pontos correspondentes à cedência de elementos ou grupos de elementos estruturais do modelo.



Figuras 3.1 – Evolução da curva de capacidade em função do incremento do carregamento lateral.

Na vertente convencional da análise pushover verifica-se portanto que o tipo ou natureza do carregamento lateral – se em forças, se em deslocamentos – o seu perfil em altura e magnitude, a par do número de incrementos de carga são um conjunto de parâmetros críticos que desempenham um papel importante na resposta estrutural (Papanikolaou, V.K. *et al.*, 2006).

Apesar dos aspectos positivos e inovadores introduzidos pelos métodos pushover convencionais, especificamente enquanto métodos paralelos, práticos e mais precisos do que as tradicionais práticas e recomendações regulamentares, apresentaram também um conjunto de deficiências e limitações, relacionadas principalmente com a dificuldade em representarem convenientemente a degradação progressiva de rigidez, as alterações nas características modais e nos valores do período da estrutura.

Um número considerável de estudos e investigadores debruçou-se sobre esta problemática (Kim, S. & D'Amore, E., 1999, Naeim, F. & Lobo, R., 1999) e domínio de aplicação.

- Evidenciaram que a caracterização da deformação estrutural pode ser significativamente imperfeita no caso de os modos de vibração superiores serem relevantes e a estrutura ultrapassar o seu regime de cedência, o que proporciona uma degradação gradual da rigidez face à redistribuição das forças de inércia, alterações no período fundamental da estrutura e consequentemente diferentes amplificações espectrais (Antoniou, S. & Pinho, R., 2004).
- Ao mesmo tempo estas técnicas negligenciam os efeitos dinâmicos, inerente a considerarem como única fonte de energia de dissipação a correspondente à energia de deformação. Assim, outros focos como a energia cinética ou a energia devida ao amortecimento viscoso não são incluídos (Antoniou, S. & Pinho, R., 2004, Papanikolaou, V.K. *et al.*, 2006).
- Assume que o dano estrutural é apenas função da deformação lateral da estrutura, desprezando efeitos como a duração ou as exigências ao nível da energia dissipada (Papanikolaou, V.K. *et al.*, 2006).

A inferior caracterização do comportamento estrutural que ficou aqui demonstrada para determinadas situações, conduziu ao aparecimento de estudos e metodologias alternativas capazes de complementar as análises pushover convencionais e assim ultrapassar as falhas que condicionam a sua eficiência, comparativamente com as análises dinâmicas.

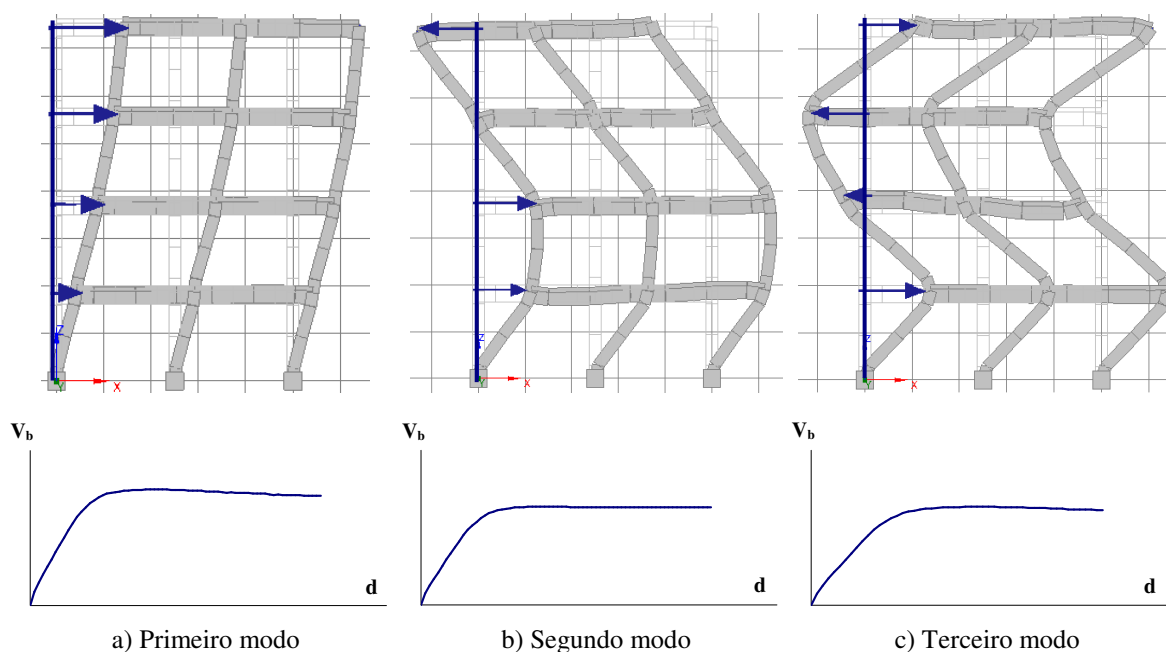
Destes desenvolvimentos destacam os procedimentos que consideram o efeito de modos de vibração superiores e os procedimentos completamente adaptativos. Estes admitem as alterações na resistência dos elementos e consequentemente as características modais da estrutura.

3.3.2 Algoritmos de análise pushover que consideram a influência de modos de vibração superiores – *semi-adaptativos*

Diversos estudos foram introduzindo ao longo dos últimos anos processos simplificados de considerar a adaptabilidade do carregamento ao estado de inelasticidade da estrutura (Paret, T. *et al.*, 1996, Sasaki, K. *et al.*, 1998), na procura final de apresentar um procedimento completamente adaptativo.

Nos trabalhos de Paret, T. e Sasaki, K. (cujo procedimento se designa de *Multi-modal Pushover Procedure*, MMP) a adaptabilidade é garantida através da aplicação a cada

estrutura de uma sequência de análises, em número igual aos modos de vibração desejados, onde são admitidos perfis de forças distintos e representativos de cada modo de vibração, figuras 3.2a-c. Por fim a resposta estrutural é avaliada a partir da combinação de cada uma das soluções obtidas isoladamente, tornando-se evidente qual dos modos apresenta um papel mais relevante.



Figuras 3.2 – Perfil de carregamento proporcional a cada modo de vibração.

O processo é prático e providencia informação determinante quanto à importância dos efeitos dos modos de vibração superiores, no entanto estes efeitos não são facilmente obtidos.

Um outro procedimento designado de *Pushover Results Combination* (PRC) (Moghadam, A. & Tso, W., 2002) apresenta uma configuração em tudo semelhante, na qual a resposta final da estrutura é definida pela soma ponderada de cada análise, utilizando os factores de participação modal de cada um dos modos.

Poderia ainda ser incluído como procedimento multimodal inelástico o método *Modal Pushover Analysis* (MPA) (Chopra, A.K. & Goel, R.K., 2002), no entanto o único ponto de divergência para o MMP prende-se com a consideração da exigência estrutural, que será alvo de avaliação numa secção posterior deste trabalho.

As metodologias multimodais aqui descritas resumidamente manifestam-se como um acréscimo significativo na qualidade da representação do comportamento estrutural

comparativamente com as análises pushover convencionais. Esta robustez é contudo contrabalançada com algumas falhas, como a não consideração ao longo da análise do dano acumulado na estrutura e as consequentes alterações nos parâmetros modais, afectando assim a resposta global.

Face a estas imperfeições procurou-se um procedimento alternativo capaz de garantir a completa adaptabilidade ao longo da análise, e assim ter em conta a cada passo as alterações na rigidez dos elementos.

3.3.3 Algoritmos de análise pushover que consideram a influência de modos de vibração superiores – *completamente adaptativos*

Procurando melhorar a performance dos métodos multimodais anteriormente descritos chega-se a um conjunto de procedimentos que se designam habitualmente por completamente adaptativos (*fully adaptive*). A diferença essencial que os distingue passa pela actualização do perfil de carregamento a cada passo da análise, de acordo com um número de modos de vibração devidamente ponderados.

Recentemente têm sido apresentados diversos estudos neste campo, que conduzem à crescente aproximação entre as análises estáticas e dinâmicas. Estes métodos têm em conta um número superior de modos de vibração, o escalamento espectral, as variações de resistência e características modais da estrutura e a actualização do perfil de carregamento em função dos modos de vibração inelásticos, obtidos a cada iteração considerando as matrizes de rigidez não linear instantânea e de massa (Casarotti, C. *et al.*, 2005).

A primeira incursão nesta temática foi introduzida por Bracci, J. *et al.* (1997), sendo o procedimento implementado mais tarde como uma extensão do método. Este processo consiste em aplicar um perfil de forças laterais inicial, sendo actualizado no passo seguinte em função do corte basal e das resistências por andar, evidenciados no passo anterior.

Os procedimentos completamente adaptativos surgem, após esta abordagem inicial, presentes no trabalho de Gupta, B. & Kunnath, S.K. (2000) no qual as forças aplicadas são constantemente actualizadas em função das características dinâmicas em cada passo, e a forma do perfil de carregamento é amplificada através de um espectro característico do local da estrutura a avaliar. Antes de cada incremento de carga é efectuada uma análise dos modos de vibração considerando as alterações da rigidez. Seguidamente é efectuada uma

análise estática para cada modo, independentemente, e os efeitos são combinados através da técnica SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*) e acumulados aos efeitos do passo anterior. No final avalia-se o estado de rigidez de modo a incluir na análise dos modos de vibração do passo seguinte. Contudo a combinação da resposta estrutural de cada modo por SRSS implica que o equilíbrio não é garantido.

Ao mesmo tempo surgem outros estudos que complementam a preocupação que fomentou a procura de procedimentos de análise pushover alternativos (Elnashai, A.S., 2001, Papanikolaou, V., 2000, Requena, M. & Ayala, G., 2000) no entanto é com as propostas de Antoniou, S. & Pinho, R. (2004 & 2004) que é apresentado um procedimento completamente adaptativo e actualizado por incremento, em que a aproximação às análises dinâmicas é mais evidente. Este é também o método que será utilizado nas aplicações práticas de análises pushover adaptativas da presente tese.

Este é um método multimodal, onde o carregamento é sempre actualizado a cada passo da análise em função do perfil dos modos de vibração e dos factores de participação modal, definidos no início de cada incremento de carga por uma análise dos modos de vibração. Em oposição aos anteriores, a combinação modal é aplicada ao carregamento ao invés das respostas, considerando duas variantes no carregamento: forças (*Force-based Adaptive Pushover*, FAP) ou deslocamentos (*Displacement-based Adaptive Pushover*, DAP).

O procedimento adaptativo compreende quatro etapas principais:

- Definição do vector de carga nominal e massa;
- Cálculo do factor multiplicativo a aplicar ao perfil de carregamento;
- Cálculo do vector normalizado de escalamento (onde é efectuada a combinação dos modos por SRSS, se os modos são totalmente desacoplados, ou em outra situação por *Complete Quadratic Combination*, CQC);
- Actualização do vector de carregamento.

Com este procedimento contempla-se a degradação da rigidez estrutural a cada passo da análise considerando as alterações no período de vibração, assim como as variações nas forças de inércia devido à amplificação espectral.

Verificou-se que a aplicação da modalidade baseada em forças, FAP, estima com boa precisão as curvas de capacidade do comportamento estrutural, no entanto apresenta uma

inferior concordância quando avaliados os drifts entre pisos ou a distribuição do corte. Esta limitação deve-se à impossibilidade de inversão do sinal das forças aplicadas, necessária para representar a súbita redução local das forças internas nos casos de formação de mecanismos. Quando utilizado um perfil de carregamento impondo deslocamentos (DAP) ultrapassa-se esta imprecisão, conseguindo representar a inversão de forças internas como resultado do equilíbrio estrutural com o perfil de deslocamentos aplicados. Assim é mantida a boa coerência na representação da resposta global e melhorada a distribuição local do corte.

3.4 METODOLOGIAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR PUSHOVER PARA A AVALIAÇÃO DA EXIGÊNCIA ESTRUTURAL

No ponto anterior identificou-se a evolução nos algoritmos de análise pushover para representar a capacidade estrutural, identificando-se os procedimentos convencionais e estáticos, os métodos multimodais semi-adaptativos e os métodos completamente adaptativos. Seguidamente serão discutidas metodologias capazes de representar a exigência estrutural de uma acção sísmica pré-estabelecida, para avaliação do correspondente desempenho de edifícios, designadas habitualmente por procedimentos de análise estática não linear (*Nonlinear Static Procedures*, NSP) e associados à aplicação prévia de diferentes algoritmos de análise pushover.

Actualmente estas metodologias estão incluídas em regulamentos de dimensionamento anti-sísmico (CEN, 2004, OPCM, 2003) e em diversos documentos ou normas (ATC40, 1996, FEMA273, 1997, FEMA356, 2000).

Um total de cinco procedimentos não lineares estáticos vão ser apresentados nesta exposição, ordenados por data de apresentação dos respectivos trabalhos científicos.

O primeiro método considerado designa-se de *Capacity Spectrum Method* (CSM), introduzido por Freeman, S. no seu formato original e mais tarde aperfeiçoado (Freeman, S., 1998, Freeman, S. *et al.*, 1975). O documento ATC40 inclui a versão original do CSM, enquanto a versão modificada está presente no FEMA440 (2005).

Igualmente simplificada é a metodologia a N2, apresentada por Fajar, P. e colaboradores (Fajfar, P., 1999, Fajfar, P. & Fischinger, M., 1988), que foi adoptada no Eurocódigo 8 como uma análise não linear estática alternativa.

Os dois procedimentos estáticos indicados inserem-se no grupo de técnicas simplificadas que fazem uso do modo de vibração fundamental das estruturas, e onde a curva de capacidade é definida através de análises pushover com perfis de carregamento invariáveis.

Por outro lado, menciona-se um segundo grupo de métodos que abrange procedimentos aperfeiçoados e completamente adaptativos como o *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM), proposto por Casarotti, C. & Pinho, R. (2007), o método *Modal Pushover Analysis* (MPA) apresentado por Chopra, A.K. & Goel, R.K. (2002) onde o perfil de carga é modificado de acordo com as características modais, ou o *Adaptive Modal Combination Procedure* (AMC) sugerido por Kalkan, E. & Kunnath, S.K. (2006).

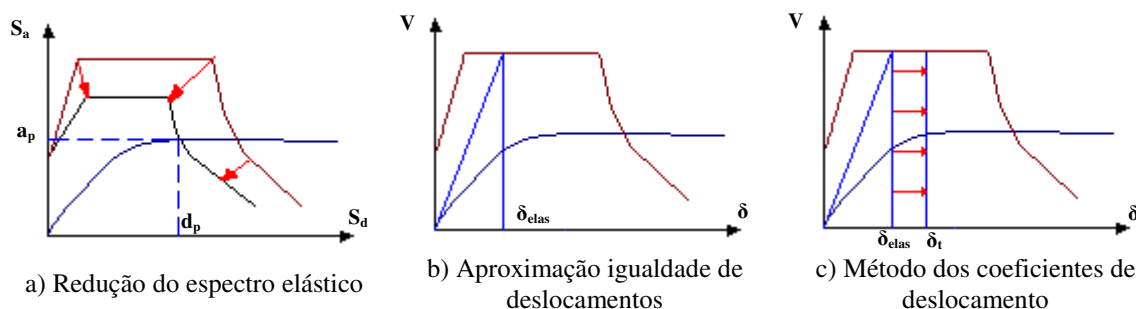
3.4.1 *Capacity Spectrum Method* (CSM)

O método proposto por Freeman, S. *et al.* (1975) foi inicialmente introduzido como uma ferramenta de rápida avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas. Mais tarde, em meados de 1980, esta metodologia foi utilizada para aferir a qualidade do emprego de eventos sísmicos na verificação do desempenho de edifícios, adoptada pela directriz *Applied Technology Council* (ATC10, 1982).

A capacidade de um determinado sistema estrutural, representada pela curva de capacidade (relação corte basal e deslocamento de um nó de referência) de um SDOF equivalente, é comparada com a exigência sísmica, expressa sob a forma de um espectro de resposta. O carácter intuitivo e gráfico do *capacity spectrum method* torna-se ainda mais evidente quando modificado do formato tradicional aceleração espectral (S_a) *versus* período (T) para o formato aceleração *versus* deslocamento espectrais (Acceleration – Displacement response-spectrum, ARDS), (Mahaney, J.A. *et al.*, 1993).

Graficamente o CSM é ainda capaz de identificar a forma como cada estrutura responde a um evento sísmico severo, permitindo a sua aplicação num contexto de dimensionamento PBSD.

No ATC40 são indicadas três variantes possíveis de definição da exigência sísmica: através da redução de um espectro de resposta elástico (figura 3.3a); admitindo que o deslocamento inelástico é igual ao deslocamento que ocorreria caso a estrutura permanece completamente elástica, δ_{elas} , (figura 3.3b); modificando o valor de δ_{elas} utilizando coeficientes para calcular o deslocamento objectivo, δ_t , (figura 3.3c).



Figuras 3.3 – Três representações da exigência estrutural presentes no ATC40.

O ponto de desempenho ou performance estrutural consiste na intersecção entre a curva de capacidade e a exigência sísmica, ao qual todos os parâmetros de resposta avaliados se referem. O comportamento não linear e a correspondente energia histerética dissipada são tidos em consideração através de espectros de resposta, construídos para diferentes níveis de amortecimento. Estes espectros, sobreamortecidos, resultam do escalamento de um espectro de resposta elástico de uma quantidade de amortecimento viscoso equivalente. O amortecimento viscoso equivalente é obtido somando o amortecimento viscoso elástico com o amortecimento histerético.

Realça-se um conjunto de importantes considerações a ter em conta:

- O CSM é dependente de um nó de referência que deve ser definido. No caso de edifícios é usual considerar um nó do topo;
- É utilizada a forma do modo de vibração fundamental para executar a análise pushover e determinar a curva de capacidade;
- O factor de redução espectral baseado no amortecimento e proposto no ATC40 é dependente da duração da vibração (curta ou longa) e do tipo de estrutura, num total de três possibilidades. Mais recentemente são introduzidas no FEMA440 novas e aperfeiçoadas expressões para determinar o amortecimento e período efectivos, assim como uma nova técnica para determinar o correspondente factor de redução espectral, que é dependente do modelo histerético, da rigidez pós-cedência e da ductilidade do sistema. (Relativamente aos factores de redução espectral e suas expressões será dada ênfase na secção 3.5)

3.4.2 N2

Um método de análise não linear de aplicação endereçada para o PBSD foi proposto por Fajfar, P. & Fischinger, M. (1988), contemplando as análises pushover de um sistema MDOF que são posteriormente representadas através de uma curva de capacidade de um sistema SDOF equivalente. Esta curva corresponde à relação entre o corte basal e deslocamento do nó de referência do sistema de um grau de liberdade, proveniente de uma análise pushover.

O método N2 foi introduzido no regulamento europeu Eurocódigo 8 (CEN, 2004) como o procedimento de análise estática recomendado. À semelhança do método CSM, a curva pushover é directamente dependente de um nó de referência e do perfil de carregamento. No EC8 o nó de referência é também definido como um nó do topo do edifício, admitindo dois tipos alternativos de perfis de carga invariante: uma uniforme em altura e outra proporcional ao modo fundamental da estrutura.

Esta metodologia insere-se no grupo de técnicas que considera apenas o contributo do modo de vibração fundamental, desprezando o efeito dos modos superiores e da degradação de rigidez ao longo da análise.

Sumariamente pode ser descrita em quatros pontos principais:

- A transformação da estrutura num sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF).

Em que F^* e d^* são, respectivamente, a força de corte basal e deslocamento do nó de controlo do sistema SDOF e F_b e d_n as mesmas quantidades mas da estrutura MDOF, Γ é o factor de participação modal que depende da massa e dos deslocamentos modais em cada nó i .

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \phi_i}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} \quad (3.4)$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.5)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.6)$$

Resultando, assim, o deslocamento na cedência do sistema idealizado SDOF, d_y^* , equação 3.7, onde d_m^* representa o deslocamento correspondente ao mecanismo de colapso do sistema SDOF, F_y^* a força de corte para a cedência e E_m^* a energia actual de deformação, definindo deste modo a curva de capacidade do sistema SDOF.

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.7)$$

Define-se a partir destas quantidades a relação bilinear idealizada elasto-perfeitamente plástico força-deslocamento, obtida pela igualdade das áreas superior e inferior entre as curvas idealizada e actual, figura 3.4.

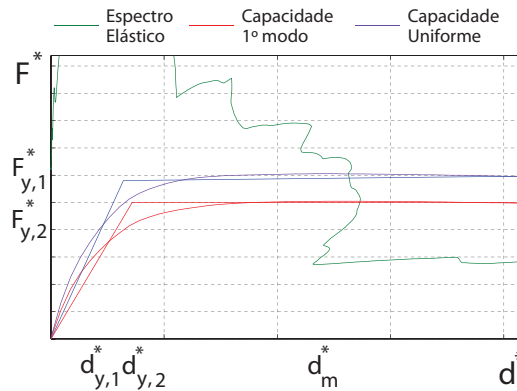


Figura 3.4 – Curva de capacidade e bilinearização.

- Determinação do período do sistema idealizado SDOF equivalente, T^* , equação 3.8.

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.8)$$

- Determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente SDOF, d_t^* .

O deslocamento d_t^* é definido a partir de expressões de acordo com o período do sistema, dependentes do deslocamento elástico e de um factor qu devido à dissipação histerética.

- Determinação do deslocamento objectivo da estrutura MDOF, d_t .

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (3.9)$$

O ponto de performance estrutural é estabelecido a partir da intersecção entre o período de vibração inicial do sistema SDOF equivalente e um espectro inelástico baseado na ductilidade da estrutura, sendo esta a principal diferença para o procedimento estático não linear anterior.

Um procedimento iterativo opcional pode ser aplicado para calcular o deslocamento objectivo (*target displacement*), utilizado particularmente para determinar a relação em regime elasto-perfeitamente plástico força-deslocamento. Este procedimento deverá ser utilizado sempre que o deslocamento objectivo (d_t^*) for consideravelmente inferior ao deslocamento associado à formação do mecanismo de colapso (d_m^*), repetindo-se os passos anteriormente referidos mas substituindo o deslocamento d_m^* por d_t^* .

3.4.3 Modal Pushover Analysis (MPA)

A metodologia MPA insere-se no grupo de procedimentos que introduzem um conjunto de melhoramentos significativos face à falta de precisão revelada, por vezes, nas versões originais dos métodos referidos CSM e N2 e explicada pela não consideração dos modos de vibração superiores.

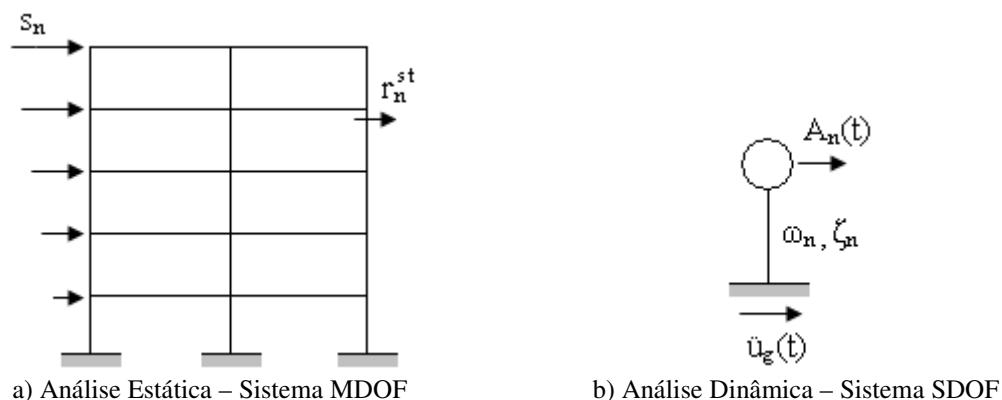
Inicialmente proposto por Chopra, A.K. & Goel, R.K. (2002), consiste essencialmente na aplicação de múltiplas análises não lineares pushover, de acordo com os modos de vibração mais significativos. Por cada modo de vibração considerado, a estrutura é submetida a um carregamento proporcional em altura, determinando-se a curva de capacidade e retirando-se os resultados do comportamento estrutural. As quantidades finais são obtidas a partir de uma combinação quadrática das quantidades individualizadas para cada modo.

Globalmente, o procedimento assemelha-se ao seguido pelos anteriores métodos:

- O primeiro passo consiste numa análise pushover utilizada para determinar a máxima resposta do sistema inelástico MDOF a um conjunto de forças efectivas (s_n) que pretendem simular a acção sísmica.
- Define-se a curva pushover do sistema inelástico MDOF para cada modo de vibração significativo.
- A curva de capacidade do sistema inelástico SDOF é depois determinada, transformando e bilinearizando a relação corte basal-deslocamento, utilizando as n quantidades modais e o deslocamento do nó de referência (topo do edifício).
- A máxima deformação deste sistema equivalente é obtida, recorrendo-se a um de três modos distintos: utilizando uma análise no tempo, designada de *Response History Analysis* (RHA), um espectro de resposta inelástico ou equações empíricas para definir os rácios de deformação de sistemas elásticos e inelásticos. A partir desta informação, determina-se o ponto de desempenho.
- A derradeira fase consiste na combinação das quantidades de resposta individualizadas por modo de vibração (r_n) utilizando uma regra de combinação modal adequada (por exemplo a SRSS), sendo obtida a exigência total.

A análise RHA passa por efectuar uma análise dinâmica não linear ao sistema de um grau de liberdade equivalente por cada modo de vibração significativo, figuras 3.5a e b, caracterizado por uma curva pushover bilinearizada, da qual se extrai o deslocamento máximo exigido.

Esta metodologia é também dependente do nó de referência seleccionado.



Figuras 3.5 – Análise modal RHA do sistema SDOF.

Uma metodologia alternativa foi ainda apresentada (Chopra, A.K. *et al.*, 2004), designando-se por *Modified Modal Pushover Procedure* (MMPA). A principal diferença face ao procedimento MPA reside apenas no aspecto de que as exigências sísmicas devidas aos modos superiores são calculadas a partir do pressuposto de que o sistema é elástico. A partir desta fase a análise é idêntica a análises modais para sistemas lineares (Chopra, A.K., 2001), sendo desprezada a análise pushover correspondente a modos superiores.

3.4.4 *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM)

O método ACSM, proposto por Casarotti, C. & Pinho, R. (2007), combina elementos do *Direct Displacement-based Design* (Priestley, M.J.N. *et al.*, 2007) com a formulação do método *Capacity Spectrum Method*, sendo desenvolvidos e aperfeiçoados numa perspectiva adaptativa.

Resumidamente, esta técnica procura obter um ponto da performance estrutural, definido a partir da intersecção entre a curva de capacidade de um sistema equivalente SDOF e um espectro representativo da acção representado no formato ARDS. A metodologia ACSM é separada em duas fases:

- na primeira, define-se a curva pushover do sistema estrutural MDOF, recorrendo a análises pushover adaptativas baseadas em deslocamentos, o que envolve a contribuição dos efeitos de modos de vibração superiores e a degradação de rigidez actualizada passo a passo.
- na segunda fase, calcula-se a curva de capacidade do sistema SDOF equivalente, figura 3.6, sem que esteja associada a um nó de referência (por conseguinte é anulada a arbitrariedade da selecção de um nó de controlo) nem a uma deformada modal, seja elástica ou inelástica, mas sim definida passo a passo de acordo com o perfil de deformação actual. Consequentemente, todos os parâmetros referentes ao sistema SDOF equivalente são também avaliados em cada incremento da análise e baseados no perfil de deformação actual.

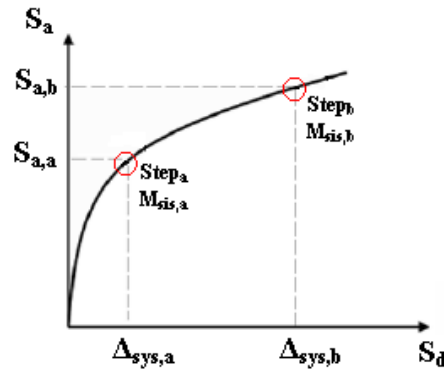


Figura 3.6 – Curva de capacidade do sistema de um grau de liberdade.

A curva de capacidade da figura 3.6 (onde são assinalados dois incrementos, a e b, da análise) é sucessivamente actualizada através do cálculo do deslocamento, $\Delta_{sis,k}$, e da aceleração, $S_{a,k}$, do sistema SDOF equivalente, a partir da deformada relativa e massa por cada nó i , em cada passo k da análise, de acordo com as expressões 3.10, 3.11 e 3.12:

$$\Delta_{sis,k} = \frac{\sum_i m_i \cdot \Delta_{i,k}^2}{\sum_i m_i \cdot \Delta_{i,k}} \quad (3.10)$$

$$S_{a,k} = \frac{V_{b,k}}{M_{sis,k} \cdot g} \quad (3.11)$$

$$M_{sis,k} = \frac{\sum_i m_i \cdot \Delta_{i,k}}{\Delta_{sis,k}} \quad (3.12)$$

Nas equações anteriores, $V_{b,k}$ representa o corte basal total da estrutura e $M_{sis,k}$ a massa efectiva do sistema, no passo k .

A capacidade de dissipação de energia histerética das estruturas é admitida no processo através da redução de um espectro de resposta elástico que representa a exigência sísmica, considerando para o efeito um factor de redução espectral.

Neste domínio, o trabalho conduzido por Casarotti, C. & Pinho, R. (2007) abordou o desempenho de um conjunto de onze factores de redução no estudo de pontes, nove baseados no amortecimento e dois baseados na ductilidade. Destacaram-se três factores que melhores resultados produziram na aplicação do método ACSM. Adicionalmente

aplicou-se idêntico estudo a um conjunto de edifícios, cujos resultados serão identificados em secção posterior.

À formulação original do método ACSM é sugerida uma modificação para o cálculo das forças sísmicas. Assim, utiliza-se a técnica de sobreposição proposta inicialmente por Eibl, J. & Keintzel, E. (1988) designada *Modified Modal Superposition*, posteriormente defendida por Priestley, M.J.N. *et al.* (2007) e aplicada por Chopra, A.K. & Goel, R.K. (2002) na inclusão da técnica *Modal Response Spectrum Analysis* no método que este propôs (MPA), na qual as forças elásticas correspondentes aos modos de vibração superiores (é suficiente admitir dois ou três modos) são combinadas (pela técnica SRSS) com as forças da análise pushover adaptativa obtidas no ponto de desempenho estrutural (pela aplicação inicial do método ACSM).

Assim, o primeiro passo consiste na aplicação de um carregamento lateral distribuído em altura, S_n , proporcional ao vector próprio do modo de interesse, n , e que define a forma do carregamento, ponderado pelo factor de participação modal e a massa por piso da estrutura, equação 3.13.

$$S_n = \Gamma_n \cdot m \cdot \phi_n \quad (3.13)$$

Efectua-se, seguidamente, uma análise estática (st) para a carga definida e obtém-se a resposta respectiva, r_n^{st} , para o modo em questão. A resposta total associada ao modo n , r_{n0} , resultará da aplicação da aceleração espectral correspondente aos valores de r_n^{st} , equação 3.14.

$$r_{n0} = r_n^{st} \cdot A_n \quad (3.14)$$

A resposta final, como se referiu, resulta da ponderação SRSS dos diversos modos.

$$r_0 \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{n0}^2 \right)^{1/2} \quad (3.15)$$

3.4.5 *Adaptive Modal Combination Procedure (AMC)*

O procedimento igualmente adaptativo *Adaptive Modal Combination Procedure*, proposto por Kalkan, E. & Kunnath, S.K. (2006), é conduzido considerando a modificação do carregamento lateral em função das alterações da resposta do sistema estrutural, de modo a capturar a variação das suas características dinâmicas. Baseado no procedimento pushover adaptativo apresentado por Gupta, B. & Kunnath, S.K. (2000), introduz aspectos inovadores adicionais ao combinar elementos de ambos os métodos CSM e MPA (conduzindo a análise da resposta de cada modo separadamente).

A definição dos deslocamentos do sistema SDOF equivalente (a abcissa da curva de capacidade no formato ADRS), em cada passo, é conseguida a partir de uma abordagem baseada na energia e que consiste no cálculo do trabalho desenvolvido pelas forças laterais aplicadas à estrutura MDOF.

A determinação do ponto de performance é conseguida através de um procedimento em tudo semelhante ao apresentado pelo método CSM, utilizando contudo espectros de resposta inelásticos, obtidos para um conjunto de níveis de ductilidade.

A intersecção entre a curva de capacidade do sistema SDOF equivalente e o espectro de resposta inelástico define um ponto de performance dinâmico (*dynamic target point*), em correspondência com a ductilidade global do sistema. De modo análogo ao efectuado no método MPA, o procedimento repete-se para cada um dos n modos relevantes, individualmente, obtendo-se a resposta total da estrutura a partir da combinação das respostas máximas por modo utilizando uma regra adequada (SRSS ou CQC).

Para aplicar a presente metodologia, é necessário efectuar, paralelamente à definição do sistema equivalente de um grau de liberdade, n análises pushover adaptativas à estrutura MDOF, considerando um carregamento de forças, s_n^i , por passo i , actualizadas a cada passo em função das alterações na rigidez da estrutura. A partir do incremento de deslocamento por piso j , $\Delta d_{n,j}$, e das forças laterais aplicadas a cada piso, $F_{n,j}^i$, define-se a abcissa do sistema SDOF para o incremento i e consequentemente a sua ordenada, equações 3.16 e 3.17 respectivamente. Repetindo este procedimento obtém-se a curva de capacidade do sistema SDOF equivalente, figura 3.7.

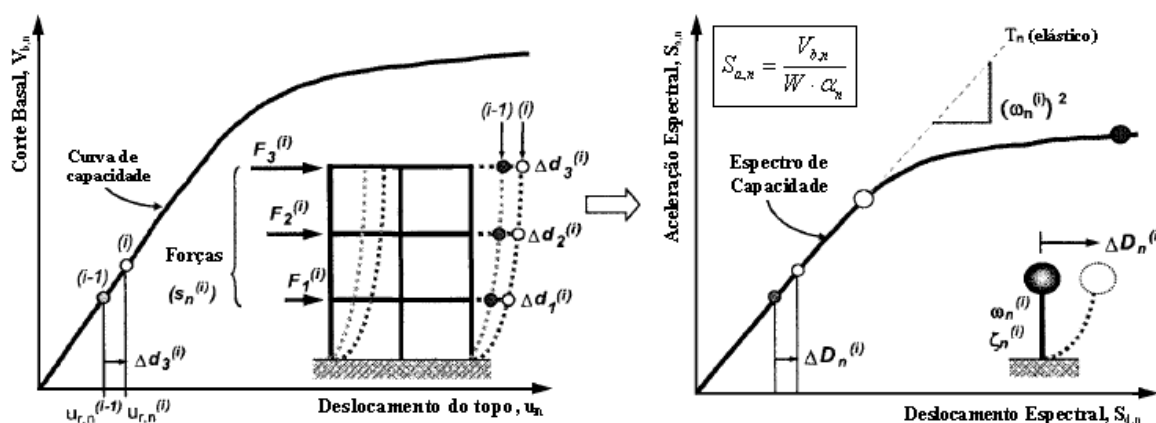


Figura 3.7 – Representação do sistema SDOF equivalente baseado na energia mobilizada no sistema MDOF, para a configuração de forças proporcional ao modo n , (Kalkan, E. & Kunnath, S.K., 2006).

$$S_{d,n} = \sum \Delta D_n^i = \sum \left[\frac{\sum_{j=1,p} F_{n,j}^i \cdot \Delta d_{n,j}^i}{\sum_{j=1,p} F_{n,j}^i} \right] \quad (3.16)$$

$$S_{a,n} = \frac{V_{b,n}}{W \cdot \alpha_n} \quad (3.17)$$

3.4.6 Resumo

Apresenta-se neste ponto um quadro resumo envolvendo as diferentes técnicas de análise estática abordadas, onde se refere o tipo de análise pushover, o tipo de carregamento, a definição da curva de capacidade e a curva de exigência sísmica.

Quadro 3.2 – Resumo dos métodos de análise estática não linear.

	ACSM	CSM	N2	MPA	AMC
Tipo de análise pushover	Adaptativo, baseado em deslocamentos	Convencional, baseado em forças			
Carregamento	Deslocamentos adaptativos	Forças proporcionais ao primeiro modo	Forças uniformes ou proporcionais ao primeiro modo	Forças proporcionais aos modos significativos	
Curva de capacidade	Corte basal <i>versus</i> deslocamentos, definida para todos os nós	Corte basal <i>versus</i> deslocamento de um nó de referência (topo do edifício)			
Curva de exigência	Espectro elástico reduzido com base no amortecimento viscoso equivalente		Espectro inelástico reduzido com base na ductilidade		Espectro inelástico definido para diferentes níveis de ductilidade

3.5 FACTORES DE REDUÇÃO ESPECTRAL PARA A AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

No âmbito da aplicação de procedimentos de análise não linear estática à avaliação sísmica de edifícios verifica-se que um dos aspectos fulcrais consiste na definição da capacidade que as estruturas apresentam durante uma acção sísmica para dissipar energia, a energia histerética. Este objectivo é conseguido a partir da redução das ordenadas espectrais de um espectro de resposta representativo da exigência sísmica, procurando caracterizar o amortecimento histerético, o que contribui para a superior precisão do método e consequente aproximação aos resultados obtidos por análises não lineares dinâmicas.

A referida redução tem sido objecto de investigação por variados autores (Miranda, E., 2000, Miranda, E. & Ruiz-García, J., 2002), cujos estudos paramétricos se têm dedicado à verificação e validação dessas abordagens para traduzir a capacidade de dissipação de energia através da introdução de factores de redução espectral. Contudo o enfoque destes trabalhos reside quase exclusivamente sobre sistemas de um grau de liberdade, tornando-se claro e premente a necessidade de dirigir a verificação em estruturas de múltiplos graus de liberdade, com vista a identificar a efectividade e adaptabilidade das relações que derivam de sistemas SDOF usadas na avaliação de sistemas MDOF.

A redução das ordenadas espectrais pode ser conseguida admitindo a utilização de espectros de resposta elásticos sobreamortecidos (*over-damped spectra*) ou espectros de resposta inelásticos de ductilidade constante (*constant-ductility spectra*).

Na primeira situação – espectro elástico sobreamortecido – utilizam-se expressões para estimar o amortecimento viscoso equivalente, função da ductilidade, que por sua vez é utilizado como variável de entrada para outro conjunto de expressões que determinam, por fim, o factor de redução espectral. A utilização de espectros inelásticos de ductilidade constante para estimar a exigência sísmica é menos frequente no âmbito da avaliação não linear estática de estruturas (Chopra, A.K. & Goel, R.K., 1999, Fajfar, P., 1999), vindo os respectivos factores de redução espectral directamente definidos em função da ductilidade da estrutura.

Assim, os factores de redução dos espectros de resposta são separados em dois conjuntos: os baseados no amortecimento e os baseados em ductilidade.

Os factores baseados no amortecimento são aqueles métodos que, a partir da aplicação de um factor de redução, B , baseado no amortecimento viscoso equivalente (que consiste na adição das parcelas de amortecimento viscoso e hysterético), reduzem de igual quantidade o deslocamento e a aceleração espectrais, como representado na figura 3.8a e equações 3.18 e 3.19.

$$S_{a,damp} = B \cdot S_{a,elástico} \quad (3.18)$$

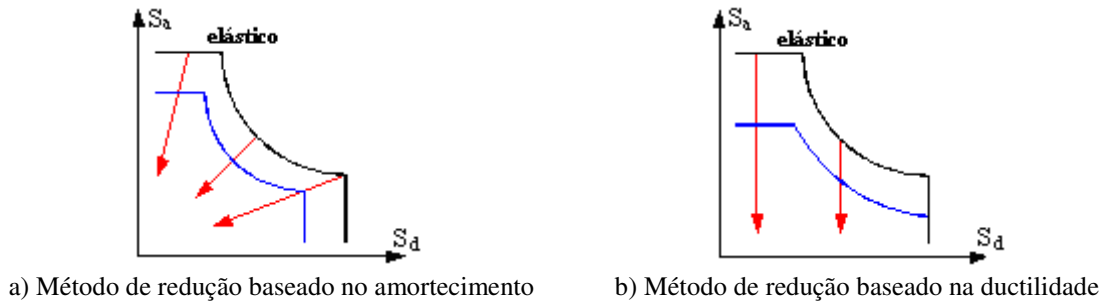
$$S_{d,damp} = B \cdot S_{d,elástico} \quad (3.19)$$

$$S_{d,damp} = \frac{S_{a,damp}}{\omega^2} \quad (3.20)$$

O segundo grupo de factores de redução compreende as abordagens que utilizam um espectro de resposta elástico, cujas ordenadas espectrais são consequentemente reduzidas por um factor, R , definido em função da ductilidade do sistema. Esta redução é sentida verticalmente no espectro de resposta, figura 3.8b e equações 3.21 e 3.22.

$$S_{a,duct} = \frac{S_{a,elástico}}{R} \quad (3.21)$$

$$S_{a,duct} = \frac{\mu}{R} \cdot S_{a,elástico} = C \cdot S_{d,elástico} \quad (3.22)$$



Figuras 3.8 – Redução de um espectro de resposta elástico.

3.5.1 Métodos baseados no amortecimento

No que se refere aos factores de redução baseados no amortecimento devem ser tidos em consideração dois aspectos: o modelo de cálculo utilizado para estimar o amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , e o factor de redução, B , a seleccionar.

Relativamente ao amortecimento viscoso equivalente existem diversas propostas para a sua caracterização, que basicamente são dependentes da ductilidade inerente ao sistema estrutural de acordo com a bilinearização da curva de capacidade correspondente, com um parâmetro representativo do estado de pós-cedência e com o amortecimento viscoso elástico.

Descreve-se, seguidamente, algumas das propostas de modelos de amortecimento apresentados em diferentes trabalhos científicos e que permitem caracterizar os factores de redução espectral baseados no amortecimento.

3.5.1.1 Modelos de amortecimento viscoso equivalente

Estimar o amortecimento viscoso equivalente é, como se viu anteriormente, uma etapa fundamental para a caracterização final do grupo de factores de redução baseados na linearização equivalente. Nas equações que serão apresentadas para cada modelo, ξ_0 representa o amortecimento viscoso elástico e μ a ductilidade atingida pelo sistema, e que é uma variável relacionada com o nível de intensidade e as características de resposta de cada estrutura.

1) ATC40

O documento ATC40 (1996) adopta um modelo de amortecimento que deriva da modificação da proposta de modelo original de Rosenblueth, E. & Herrera, I. (1964). Este é o primeiro método linear equivalente que sugere a utilização da rigidez secante num estado de máxima deformação como a base para a representação da resposta inelástica.

Nesta visão, caso se admita um sistema bilinear com um parâmetro de rigidez pós-cedência, α , resulta um amortecimento viscoso, para o sistema linear elástico equivalente, dado pela equação 3.23.

$$\xi_{eq-ATC40} = \xi_0 + k \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \left[\frac{(1-\alpha) \cdot (\mu-1)}{\mu - \alpha \cdot \mu + \alpha \cdot \mu^2} \right] \quad (3.23)$$

O parâmetro empírico κ é dependente do tipo de estrutura, representando uma medida da qualidade do ajuste do ciclo de reposta histerético da estrutura a um paralelogramo. A equação 3.23 apresenta um máximo quando a ductilidade do sistema assumir o valor dado pela expressão 3.24.

$$\mu = \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha}} + 1 \right) \quad (3.24)$$

São definidos três tipos de comportamento das estruturas, função da configuração do sistema estrutural e duração do movimento sísmico, progredindo do tipo A para B e C de acordo com a diminuição da resistência a acções laterais.

2) Takeda – Kowalsky (*TakKow*)

O segundo modelo de amortecimento, apresentado por Kowalsky, M.J. (1994), assenta nos fundamentos do modelo histerético de Takeda com endurecimento pós-cedência. A partir destes princípios deriva uma equação, 3.25, para estimar o valor do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente, considerando um parâmetro de rigidez pós-cedência (α).

$$\xi_{eq-TakKow} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \cdot \left[1 - \frac{(1-\alpha)}{\sqrt{\mu}} - \alpha \cdot \sqrt{\mu} \right] \quad (3.25)$$

A relação anterior apresenta um máximo para o seguinte valor de μ

$$\mu = \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \quad (3.26)$$

3) Takeda – Gulkan-Sozen (*TakGS*)

O coeficiente de amortecimento definido por Gulkan, P. & Sozen, M.A. (1974), presente na equação 3.27, é estabelecido utilizando igualmente o modelo histerético de Takeda, sem

endurecimento. Resultados experimentais em mesa sísmica, obtidos para modelos de estruturas em betão armado a escala reduzida, suportaram a relação definida.

$$\xi_{eq-TakGulSoz} = \xi_0 + 0.2 \cdot \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] \quad (3.27)$$

4) Iwan

A equação (3.28) para o coeficiente de amortecimento equivalente proposta por Iwan, W.D. (1980) é baseada num modelo hysterético onde as forças de restituição derivam da combinação de elementos elástico-lineares com elementos de deslizamento de Coulomb, calibrado a partir de análises dinâmicas utilizando doze eventos sísmicos. Admitem-se seis sistemas de representação do comportamento hysterético da relação carga-deslocamento.

$$\xi_{eq-Iwan} = \xi_0 + 0.0587 \cdot (\mu - 1)^{0.371} \quad (3.28)$$

5) Dwairi et al. (*DwaKowNau*)

Dwairi, H.M. (2007) propuseram recentemente novas relações para o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (equação 3.29), associadas a quatro sistemas estruturais, função da ductilidade e período de vibração efectivo. Com esta introdução os autores referem reduzir significativamente o erro na estimativa dos deslocamentos inelásticos, assim como minimizar a dispersão nos resultados.

$$\xi_{eq-DwaKowNau} = \xi_0 + C \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\pi \cdot \mu} \right) \quad (3.29)$$

O parâmetro C é dependente do sistema estrutural e do período de vibração efectivo, sendo representado pelas relações 3.30 para o caso de edifícios em betão armado de estrutura reticulada plana ou parede (modelo hysterético reduzido de Takeda – *ST*), e 3.31 para edifícios em aço (modelo hysterético elasto-plástico – *EP*).

$$\begin{aligned} C = C_{ST} &= 0.5 + 0.4 \cdot (1 - T_{eff}) & T_{eff} < 1s \\ C = C_{ST} &= 0.5 & T_{eff} \geq 1s \end{aligned} \quad (3.30)$$

$$\begin{aligned}
 C = C_{EP} &= 0.85 + 0.6 \cdot (1 - T_{eff}) & T_{eff} < 1s \\
 C = C_{EP} &= 0.85 & T_{eff} \geq 1s
 \end{aligned}
 \quad (3.31)$$

6) Priestley et al. (Priestley)

Priestley, M.J.N. *et al.* (2007) propuseram um coeficiente de amortecimento equivalente dependente do tipo de sistema estrutural em análise, equação 3.32.

$$\xi_{eq-Priestley} = \xi_0 + C \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\pi \cdot \mu} \right) \quad (3.32)$$

São apresentados três valores indicativos para o parâmetro C , caso o edifício se trate de um sistema estrutural reticulado plano (baseado na regra histerética de *Takeda Fat* – TF), um edifício com uma estrutura parede (baseado na regra histerética de *Takeda Thin* – TT) ou um edifício em aço (baseado na regra histerética de *Ramberg-Osgood* – RO), quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Valores do parâmetro C de acordo com o sistema estrutural.

	Takeda Fat	Takeda Thin	Ramberg-Osgood
C	0.565	0.444	0.577

3.5.1.2 Factores de redução baseados no amortecimento

Uma vez que se encontram caracterizados alguns dos principais modelos de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , segue-se a exposição dos correspondentes factores de redução espectral baseados no amortecimento, B .

1) Newmark-Hall e ATC40 (NH-ATC40)

Newmark, N.M. & Hall, W.J. (1982) propõe um dos mais populares factores de redução espectral, B_{NH} , para a estimativa mediana da resposta (ou seja, para 50% de probabilidade de excedência). Este factor apresenta três variantes consoante a localização da estrutura no intervalo de períodos do espectro de resposta, ou seja, na região de acelerações constantes ($B_{NH-acel}$), velocidades constantes (B_{NH-vel}) ou deslocamentos constantes ($B_{NH-desl}$), equação 3.33. Em que T_b , T_c e T_d são os períodos de referência do espectro de resposta e

que delimitam as regiões em que não existe variação e são máximas as acelerações (entre T_b e T_c), as velocidades (entre T_c e T_d) ou os deslocamentos (superior a T_d).

$$B_{NH} = \begin{cases} B_{NH-acel} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln(100 \cdot \xi_{eq})}{2.12}, & T_b \leq T < T_c \\ B_{NH-vel} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(100 \cdot \xi_{eq})}{1.65}, & T_c \leq T < T_d \\ B_{NH-desl} = \frac{1.82 - 0.27 \cdot \ln(100 \cdot \xi_{eq})}{1.39}, & T \geq T_d \end{cases} \quad (3.33)$$

Para estabelecer as expressões anteriores Newmark e Hall recorreram à informação sísmica ocorrida anteriormente a 1973, considerando um coeficiente de amortecimento viscoso limitado a 20%. Para o caso de coeficientes de amortecimento superiores a 5% verifica-se que $B_{NH-acel} < B_{NH-vel} < B_{NH-desl}$.

Este método foi adaptado por grande parte dos códigos e documentos sísmicos americanos, como o caso do ATC40, onde o factor de redução espectral B_{ATC40} é dividido nos factores SR_A e SR_V caso se refira à região de acelerações ou velocidades constantes, respectivamente (equação 3.34).

$$B_{ATC40} = \begin{cases} SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln(100 \cdot \xi_{eq})}{2.12} \geq \overline{SR_A}, & T < T_c \\ SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(100 \cdot \xi_{eq})}{1.65} \geq \overline{SR_V}, & T > T_c \end{cases} \quad (3.34)$$

No quadro 3.4 são caracterizados os limites impostos aos factores de redução da equação 3.34, de acordo com o sistema estrutural (definido no documento ATC40). Estas limitações pressupõem os coeficientes de amortecimento máximos admissíveis de 37-40% para o tipo A, 28-29% para o tipo B e 19-20% para o tipo C.

Quadro 3.4 – Limites superiores para os factores SR_A , SR_V e SR_D .

Sistema Estrutural	$\overline{SR_a}$	$\overline{SR_v}$	$\overline{SR_d}$
A	0.33	0.50	0.59
B	0.44	0.56	0.66
C	0.56	0.67	0.73

As relações anteriores foram desenvolvidas baseadas no espectro de dimensionamento do Uniform Building Code (UBC) (UBC, 1997), que efectivamente introduz uma descontinuidade para diferentes espectros de resposta, na localização dos períodos de referência. Como forma de assegurar a continuidade nos espectros diferentes do especificado no UBC, devem ser consideradas as correcções expressas em 3.35 aos períodos de referência.

$$\begin{aligned} T_{c'} &= \frac{B_v}{B_a} T_c \\ T_{c'} &= \frac{SR_v}{SR_a} T_c \end{aligned} \quad (3.35)$$

A formulação NH inicial é complementada com os limites inferiores introduzidos pelo ATC40 para o caso de acelerações e velocidades, acrescentando ainda um factor para o caso de deslocamentos SR_D . A limitação deste factor é similar aos limites para SR_A e SR_V , considerando os valores do factor de amortecimento máximo iguais a 40%, 29% e 20%, caso se tratem de sistemas estruturais do tipo A, B e C, respectivamente.

Assim, este trabalho contempla uma abordagem que aglomera as propostas de Newmark e Hall, em simultâneo com a proposta do ATC40.

2) Eurocódigo 8 (EC8)

No regulamento europeu de análise, avaliação e dimensionamento sísmico EC8 (CEN, 2004) é recomendada a utilização de um factor de redução espectral baseado no período fundamental da estrutura, T , equação 3.36.

$$B_{EC8} = \begin{cases} 1 - (1 - \eta) \cdot \frac{T}{T_b}, & 0 \leq T < T_b \\ \eta & , \quad T \geq T_b \end{cases} \quad (3.36)$$

O coeficiente η presente na equação 3.36 representa um factor correctivo do amortecimento, definido pela equação 3.37, com um limite inferior de 0.55.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + 100 \cdot \xi_{eq}}} \geq 0.55, \quad T \geq T_b \quad (3.37)$$

3) Ramirez et al. (Ramirez)

A proposta apresenta por Ramirez, O.M. *et al.* (2002) para factor de redução espectral consiste numa relação bilinear entre o parâmetro B_{short} e o coeficiente de amortecimento equivalente ξ_{eq} , apenas válida para coeficientes de amortecimento até 50%, equação 3.38.

$$B_{Ram} = \begin{cases} 1 - (1 - B_{short}) \cdot \frac{T}{T_b}, & 0 \leq T < T_b \\ B_{short} & , \quad T \geq T_b \end{cases} \quad (3.38)$$

Quando excedido este limite, a relação bilinear torna-se trilinear e dependente do parâmetro B_{long} , equação 3.39.

$$B_{Ram} = \begin{cases} 1 - (1 - B_{short}) \cdot \frac{T}{T_b} & , \quad 0 \leq T < T_b \\ B_{short} - (B_{short} - B_{long}) \cdot \frac{(T - T_b)}{(T_c - T_b)}, & T_b \leq T < T_c \\ B_{long} & , \quad T \geq T_c \end{cases} \quad (3.39)$$

Nas equações precedentes, T_b e T_c representam o primeiro e segundo períodos característicos, enquanto que os parâmetros B_{short} e B_{long} podem ser consultados no quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Parâmetros B_{short} e B_{long} .

Amortecimento equivalente (%)	B_{short}	B_{long}
5	1.00	B_{short}
10	0.83	B_{short}
20	0.67	B_{short}
30	0.59	B_{short}
40	0.53	B_{short}
50	0.45	B_{short}
60	0.43	0.38
70	0.43	0.34
80	0.42	0.30
90	0.41	0.27
100	0.40	0.25

4) Lin e Chang (*Lin-Chang*)

A recente proposta de Lin, Y.Y. & Chang, K.C. (2003) para factor de redução espectral é dependente do período da estrutura a analisar, baseando-se num estudo paramétrico de análises dinâmicas aplicadas a sistemas SDOF lineares e elásticos, utilizando eventos sísmicos reais dos Estados Unidos da América.

A relação apresentada para o factor de redução tem como principal vantagem, comparativamente com os anteriores factores dependentes do período de vibração, a continuidade em todo o domínio de aplicação da expressão, não sendo necessária qualquer condição ou restrição adicional, equação 3.40.

$$B_{Lin-Chang} = 1 - \frac{a \cdot T^{0.3}}{(T + 1)^{0.65}} \quad (3.40)$$

Na equação anterior o parâmetro a é estimado a partir da equação 3.41.

$$a = 1.303 + 0.436 \cdot \ln(\xi_{eq}) \quad (3.41)$$

5) Priestley et al. (*Priestley*)

Recentemente Priestley, M.J.N. *et al.* (2007) propuseram um factor de redução espectral baseado unicamente no amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , equação 3.42.

$$B_{Priestley} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (3.42)$$

Este factor foi introduzido nas versões iniciais do regulamento EC8, mas abandonada posteriormente.

3.5.1.3 Considerações finais

Um estudo recente (Pinho, R. *et al.*, 2009) englobando estes mesmos factores de redução espectral baseados no amortecimento, mas aplicados a pontes, focou-se na sua efectividade em função da variação do período de vibração e no coeficiente de amortecimento equivalente.

Verificou-se que aquelas abordagens que apresentam limites inferiores impostos (*EC8*, *NH-ATC40* e *Priestley*) tendem a associarem-se às maiores reduções espectrais para baixos coeficientes de amortecimento equivalente. Por outro lado, para valores de coeficiente de amortecimento superiores as relações de *Ramirez* e *Lin-Chang* correspondem a maiores reduções. Constatou-se ainda que a dispersão entre todas as propostas aumentam também com o valor do coeficiente de amortecimento.

Por fim, a abordagem *NH-ATC40* mostrou ser fortemente afectada por variações no período, aumentando significativamente para períodos superiores.

Deste modo, e face ao constatado, a proposta *NH-ATC40* foi abandonada neste trabalho, enquanto que a redução espectral obtida pelas relações *EC8* e *Ramirez* foi agregada numa só equação designada por *EC8-Ram*, equação 3.43.

$$B_{EC8-Ram} = \begin{cases} B_{EC8} & 0 \leq T < T_{dd} = T_d \cdot \frac{B_{Ram}}{B_{EC8}} \\ B_{Ram} & T \geq T_{dd} \end{cases} \quad (3.43)$$

3.5.2 Métodos baseados na ductilidade

Como se referiu, a possibilidade adicional para a redução das ordenadas espectrais recai na utilização de um factor de redução directamente dependente da ductilidade atingida pelo sistema estrutural. De entre um conjunto de propostas salientam-se duas abordagens que serão expostas seguidamente.

3.5.2.1 Factores de redução baseados na ductilidade

1) Miranda (*Mir2000*)

Miranda, E. (2000) observou que para regiões onde as ondas de corte apresentam velocidades médias superiores a 180 m/s, e profundidades no solo inferiores a 30 m (típico de solos A, B, C e D dos documentos ATC e FEMA), os deslocamentos inelásticos não são significativamente afectados pelas condições do local nem pelas variações na magnitude e distância epicentral dos eventos sísmicos. Este factor de redução é representado pela equação 3.44.

$$C_{Mir} = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \cdot \exp(-12 \cdot T \cdot \mu^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (3.44)$$

2) Vidic et al. (*VidFajFisch*)

Um factor de redução espectral, função do período $T_{C'}$ e dependente do período espectral característico T_C (3.46), foi proposto por Vidic, T. *et al.* (1994), equação 3.45.

$$C_{VidFajFisch} = \begin{cases} \mu \cdot \left[1.35 \cdot (\mu - 1)^{0.95} \cdot \frac{T}{T_{C'}} + 1 \right]^{-1}, & T \leq T_{C'} \\ \mu \cdot \left[1.35 \cdot (\mu - 1)^{0.95} + 1 \right]^{-1}, & T > T_{C'} \end{cases} \quad (3.45)$$

$$T_{C'} = 0.75 \cdot \mu^{0.2} \cdot T_C \leq T_C \quad (3.46)$$

3.6 MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL EM MÉTODOS DE ANÁLISE PUSHOVER

O estudo do comportamento estrutural de edifícios sujeitos à acção sísmica requer, de entre os aspectos já abordados anteriormente, que seja efectuada uma caracterização e interpretação adequada da exigência e do dano introduzido nos diferentes elementos, em particular em regime não linear.

Esta premissa está inclusive presente nos mais recentes códigos de dimensionamento e avaliação, onde é enfatizada a necessidade de aplicação de análises ou procedimentos não lineares para a representação mais precisa e rigorosa da deformação estrutural. Paralelamente, é com o desenvolvimento do *Performance-based Seismic Engineering* (PBSE), que requerem informação mais detalhada acerca dos deslocamentos, drifts e deformações inelásticas, que as análises estruturais não lineares se tornam imprescindíveis (Bozorgnia, Y. & Bertero, V., 2004).

Assim, o recurso a procedimentos de análise estática não linear, enquanto ferramenta para a avaliação e dimensionamento de edifícios, constitui uma possibilidade viável e importante. Simultaneamente, os aspectos relacionados com a modelação estrutural

assumem um papel determinante, vindo a definição da curva pushover do comportamento influenciada pelo modelo utilizado.

Correntemente, são admitidas duas possibilidades de modelação da não linearidade dos materiais: admitindo que a plasticidade é distribuída ao longo dos elementos, onde a não linearidade material é representada em função das deformações inelásticas ocorridas na extensão do elemento – designando-se de modelos de fibras; ou considerando a plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos – designando-se modelos de rótulas plásticas. Estas duas modelações apresentam diferenças conceptuais na sua formulação, que se reflectem na resposta estrutural às acções sísmicas.

O modelo que admite a não linearidade distribuída é reconhecido como o mais preciso e robusto, no entanto apresenta uma limitação importante que decorre da sua superior complexidade e instabilidade numérica, requerendo consequentemente uma análise rigorosa e sensível, caso a caso, na modelação das estruturas.

Em contraste, o modelo que admite a plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos representa uma modelação mais simples para a definição da não linearidade material, promovendo reduções significativas no tempo de cálculo nas análises sísmicas, podendo, no entanto, conduzir a resultados menos precisos.

É a partir desta dicotomia de características e aspectos principais intrínsecos às modelações da não linearidade material que surge neste trabalho a motivação pelo estudo da aplicação das duas possibilidades, evidenciando e discutindo as vantagens e desvantagens, assim como a garantia de representatividade do comportamento estrutural.

Apesar de a modelação da não linearidade material surgir dirigida intencionalmente para as aplicações a análises pushover, os conceitos que se apresentarão poderão ser alargados e entendidos como comuns a outras aplicações, como por exemplo a análises não lineares dinâmicas.

3.6.1 Modelação distribuída da não linearidade – modelo de fibras

A utilização de modelos que consideram a distribuição da inelasticidade ao longo do comprimento dos elementos estruturais tem sido amplamente verificada, não só no domínio da investigação científica (Calabrese, A. *et al.*, 2010, Fragiadakis, M. & Papadrakakis, M., 2008) mas também em aplicações práticas de dimensionamento, em

gabinetes de engenharia especializados. Este advento tem sido tanto mais importante quanto o aumento da potência computacional.

Uma das principais vantagens desta formulação, comparativamente com a utilização de um modelo que admita a plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos estruturais, passa pela localização das regiões de comportamento inelástico. Essa localização é dependente da zona dos elementos onde são máximos os momentos flectores para a combinação das acções sísmica e variáveis. Apesar de admissível no caso dos elementos verticais, no que se refere às vigas, particularmente nas dos pisos superiores do edifício, nem sempre é verificada esta assunção.

Uma outra vantagem dos modelos de fibras prende-se com o facto de não ser necessário efectuar qualquer calibração inicial dos parâmetros envolvidos, em correspondência com a resposta de um elemento sob condições de carregamento idealizadas (Bozorgnia, Y. & Bertero, V., 2004), assim como não ser necessário definir um comprimento pré-definido onde pode ocorrer a plasticidade. No caso da resposta dos elementos onde se admite a plasticidade concentrada este passo é essencial e está dependente da relação momentos-curvaturas das suas componentes.

Esta modelação introduz na análise da resposta estrutural o comportamento hysterético dos elementos, representado e implícito nos modelos constitutivos de comportamento dos materiais. Adicionalmente, é também modelada directamente a interacção entre o carregamento axial e os momentos flectores, assim como efectuada a representação directa do carregamento biaxial e a interacção entre a resistência à flexão nas direcções ortogonais (SeismoSoft, 2006).

A não linearidade material está explicitamente representada nesta formulação através de um modelo de fibras que permite a extensão da inelasticidade não só ao longo do desenvolvimento do elemento mas também pela sua secção transversal, assim como a precisa definição da distribuição do dano estrutural, figura 3.9. Assim, num modelo de fibras todo o elemento é não linear.

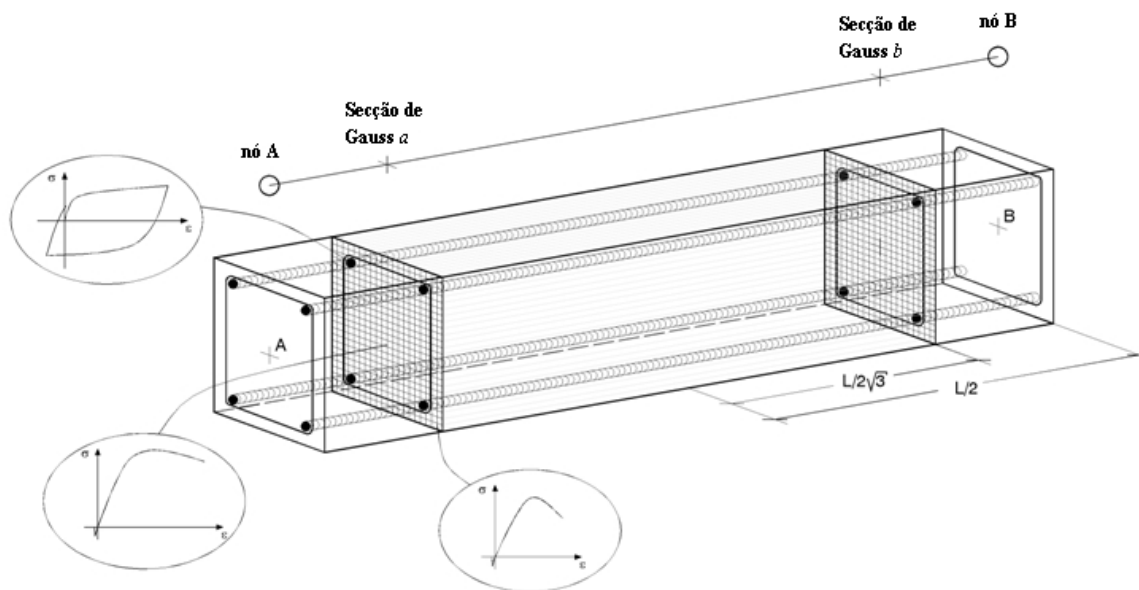


Figura 3.9 – Representação do modelo de fibras para distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento (SeismoSoft, 2006).

O estado da relação tensão-extensão de cada secção transversal é obtido pela integração da resposta não linear uniaxial tensão-extensão do conjunto de todas as fibras, em que se encontra subdividida a secção, figura 3.10. O número de fibras condiciona a distribuição da não linearidade ao longo da secção, admitindo-se um número entre 300 e 400 fibras como suficiente para representar a modelação da distribuição da plasticidade, mesmo para regimes de elevada não linearidade.

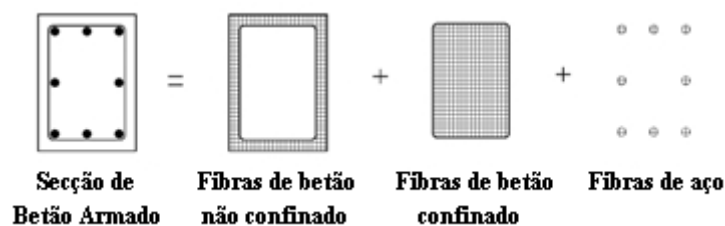


Figura 3.10 – Representação das fibras por secção transversal do elemento (SeismoSoft, 2006).

Na formulação que se utilizará neste trabalho, e que é utilizada correntemente, são definidos dois nós de controlo por membro estrutural – dois pontos de integração de Gauss – distribuídos ao longo do seu eixo longitudinal. Os resultados em termos de esforços e deformações referem-se sempre às secções de Gauss e não às extremidades do membro.

Para cada ponto de Gauss a resposta não linear da secção transversal do elemento inclui o contributo individual da área de cada fibra, secções *a* e *b* da figura 3.9.

Estes pontos (ver figura 3.9) são usados na integração numérica, envolvendo uma formulação cúbica inelástica sugerida por Izzuddin, B.A. (1991) que caracteriza a distribuição da não linearidade ao longo da extensão de cada elemento. Os dois pontos de integração de Gauss por elemento são utilizados para a integração numérica das equações que governam esta formulação. Se for considerado um número suficiente de elementos de barra consegue-se estimar de modo preciso o comprimento da rótula plástica dos membros estruturais sujeitos a níveis elevados de não linearidade.

Refira-se que as extensões transversais, ao longo da secção do elemento, não são modeladas. Por outro lado utiliza-se a rigidez elástica torsional na formulação dos elementos não lineares, o que envolve um grau de aproximação para o caso das secções em betão armado.

A equação 3.47 rege o comportamento da deformação transversal, *v*, como função da rotação das extremidades, ϑ , e numa posição relativa *x* da extensão do elemento.

$$v(x) = \left(\frac{\vartheta_1 + \vartheta_2}{L^2} \right) \cdot x^3 - \left(\frac{2\vartheta_1 + \vartheta_2}{L} \cdot L \right) \cdot x^2 + \vartheta_1 x \quad (3.47)$$

A equação anterior é adoptada frequentemente para elementos de betão armado de curta extensão, onde a força axial assume nesse desenvolvimento um valor predominantemente constante. Apesar de nem sempre se verificar o mesmo esforço axial ao longo do elemento, em particular em regime não linear, a variação é pouco importante e como tal não justifica a introdução de um procedimento iterativo, por motivos de eficiência.

A não linearidade distribuída pelos elementos estruturais pode ser introduzida segundo duas formulações de elementos finitos: uma formulação clássica baseada em deslocamentos (DB) (Hellesland, J. & Scordelis, A., 1981, Mari, A. & Scordelis, A., 1984) e uma formulação recentemente introduzida, baseada em forças (FB) (Spacone, E. *et al.*, 1996). São ainda reconhecidas formulações híbridas que compreendem aspectos daquelas baseadas em deslocamentos e em forças (Alemdar, B. & White, D., 2005).

Numa modelação baseada em deslocamentos é imposto um campo de deslocamentos, por outro lado, na modelação baseada em forças o equilíbrio é completamente assegurado e

não são colocadas quaisquer restrições ao desenvolvimento de deformações não lineares ao longo do elemento (Arêde, A., 1997, Calabrese, A. *et al.*, 2010). Deste modo, os modelos baseados em forças são vistos como formulações inovadoras e apelativas para as aplicações, no domínio da engenharia sísmica, onde são esperadas incursões significativas no campo não linear material.

Apesar de, em geral, corresponder a uma boa aproximação do comportamento real das estruturas, apresenta um conjunto de limitações e desvantagens que podem desviar consideravelmente a avaliação desse comportamento.

A maior exigência de cálculo numérico, não só no tempo de análise como também na memória e no espaço em disco, corresponde à principal limitação deste tipo de modelações. Contudo, a par desta dificuldade estão também aspectos da análise que não são considerados, como é o caso da degradação de rigidez em flexão e corte, o efeito de *pinching* ou a impossibilidade de incluir os efeitos da degradação local por encurvadura em elementos metálicos.

3.6.2 Modelação concentrada da não linearidade – modelo de rótulas plásticas

A modelação da não linearidade material, nas suas aplicações iniciais, remonta cronologicamente para os anos de 1960, onde surgem as formulações que admitem a plasticidade dos elementos como concentrada (*lumped inelasticity*) em zonas específicas da sua extensão. Estes modelos apresentam-se mais simples conceptualmente, e paralelamente, menos exigentes em recursos de cálculo.

Esta formulação admite que as deformações inelásticas que ocorrem estão concentradas junto das extremidades dos elementos estruturais, numa determinada extensão ao longo da qual ocorrem fenómenos de comportamento não linear material – designadas por rótulas plásticas. Esta suposição está associada aos fenómenos que ocorrem nas estruturas porticadas, onde para intensidades sísmicas importantes o comportamento de pórticos de médio e alto porte é controlado, geralmente, pela sua capacidade de dissipação de energia nas rótulas plásticas.

A modelação típica do comportamento material de um elemento estrutural compreende a associação em série de três subelementos, definindo-se duas zonas distintas: duas regiões inelásticas, localizadas nas extremidades de cada membro, e uma região central de

comportamento elástico e linear, situada no intervalo entre as duas zonas anteriores (Varum, H., 1995). Este elemento estrutural idealizado consiste num macro-elemento de barra que associa em série três subelementos, figura 3.11.

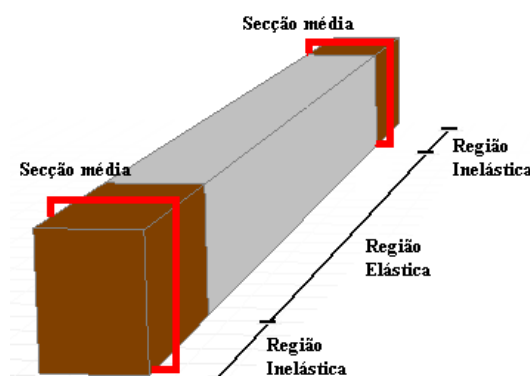


Figura 3.11 – Representação de um macro-elemento no modelo de rótulas plásticas.

Como se indicou, os dois subelementos extremos representam as zonas inelásticas do elemento, com o comportamento a ser descrito por leis de restituição definidas pelo modelo histerético adoptado e aplicado às relações momentos-curvaturas numa secção média de cada subelemento extremo. A definição da deformabilidade não linear dos elementos, caracterizada através das leis momentos-curvaturas das secções médias, pressupõe que a curvatura é constante nos subelementos inelásticos e assume o valor da curvatura da secção média nos subelementos extremos. Estas regiões pretendem representar a descontinuidade de rotação nas zonas críticas dos elementos, a que corresponde a excedência dos esforços de fendilhação que ocorrem num comprimento específico numa estrutura.

Admitindo as relações momentos-curvaturas nas secções médias de cada subelemento extremo é permitido defini-las directamente a partir do comportamento das secções sem que seja necessário fixar à partida uma distribuição de esforços ao longo de cada elemento de barra.

As regiões críticas dos elementos de betão armado onde é assumida a não linearidade material – rótulas plásticas – estão associadas à deformação inelástica das armaduras, ocorrendo num comprimento espacial limitado (comprimento da rótula plástica, l_p), devidas à perda de aderência das armaduras e formação de fendas diagonais (Varum, H., 1995). Procura-se desta forma traduzir os fenómenos histeréticos que possam ocorrer nessas regiões.

Relativamente ao troço linear elástico intermédio admite-se que o comportamento é inalterado ao longo do carregamento, contudo na hipótese de este troço se encontrar em regime fendilhado é comum definir para esse subelemento uma rigidez de flexão reduzida daquela assumida em regime elástico.

3.6.2.1 Considerações particulares e calibrações

Apesar das vantagens inerentes à simplicidade desta modelação, existem alguns aspectos que lhe podem comprometer a performance em análises sísmicas de estruturas e que carecem de uma calibração inicial para potenciar a qualidade da análise. Talvez o mais importante destes aspectos se concentre nas características das rótulas plásticas. No entanto a definição da relação momentos-curvaturas de cada secção inelástica é também crucial.

É a partir destas constatações que se torna primordial esclarecer e indicar os passos principais a tomar previamente a uma análise cuja modelação estrutural considere a plasticidade concentrada, de modo a fornecer indicações para futuras aplicações.

1) Extensão das rótulas plásticas

Como se referiu é nas extremidades dos elementos que as deformações não lineares se concentram devido aos superiores esforços de flexão aí localizados, quando se inicia o processo de fendilhação das secções de betão armado. Contudo, apesar de identificada a região do elemento onde se admite todo o comportamento inelástico será necessário definir com alguma exactidão a extensão concreta de cada rótula plástica.

A simplificação estabelecida nesta região de admitir uma distribuição de curvaturas constantes e de valor igual à obtida para a secção média do troço não linear, pode induzir em resultados incoerentes caso o comprimento considerado seja excessivo ou por defeito.

A extensão da rótula plástica apresenta-se portanto dependente da zona de plastificação das armaduras longitudinais, sendo também afectada por um fenómeno designado de *yield penetration* e pela inclinação das fendas provocadas pelo esforço transversal.

A situação correspondente ao *yield penetration* consiste num impedimento físico de a curvatura, na zona de encastramento, reduzir de um valor máximo para zero num infinitésimo de comprimento e por conseguinte gerar uma rotação adicional. A extensão deste fenómeno, para além do nó onde ocorre, depende de diversos factores dos quais se

salienta o número de ciclos inelásticos de carregamento, a relação entre a altura da secção transversal e o diâmetro das armaduras, a tensão de cedência das armaduras, o esforço axial e a tensão na armadura (Dhakal, R. & Fenwick, R., 2008).

Verifica-se também a inclinação das fendas, provocadas pelo esforço transversal presente no elemento. Este fenómeno decorre da perda de validade da hipótese das secções planas, em que as tensões e deformações presentes nas armaduras se apresentam superiores às inicialmente calculadas e consequentemente há um aumento da rótula plástica (Varum, H., 1995).

Diversos estudos procuraram relações que fossem capazes de estimar valores aproximados para o comprimento das rótulas plásticas com base em trabalhos experimentares, conduzido sob elementos de betão armado. Uma das primeiras propostas (Baker, A.L.L. & Amarakone, A.M.N., 1964), presente no trabalho de Park, R. & Paulay, T. (1975), baseia-se em resultados teórico-experimentais para deduzir as expressões empíricas que permitem estimar o comprimento da rótula plástica, concluindo que esta extensão é proporcional à distância da secção crítica onde se concentram as deformações plásticas ao ponto de momentos nulos designada por *contraflexure point*.

Os estudos de Priestley, M. & Park, R. (1987) constituem um importante contributo para esta temática, tendo sido constatado que o comprimento da rótula plástica não é praticamente influenciado pela distância da secção crítica ao ponto de momento nulo. Foram sugeridas duas relações para o cálculo do comprimento da rótula plástica: a primeira para o caso de secções rectangulares – função unicamente da altura da secção transversal, h , expressão 3.48; e a segunda para secções circulares – dependente do diâmetro da secção, expressão 3.49.

$$l_p = 0.5 \cdot h \quad (3.48)$$

$$l_p = 0.5 \cdot d \quad (3.49)$$

Priestley, M. & Park, R. (1984) propuseram uma expressão para o cálculo da extensão da rótula plástica (3.50), dependente do diâmetro da armadura longitudinal, d_b , e do comprimento do elemento, L , supondo uma aproximação bilinear para a relação

momentos-curvaturas na região da rótula plástica e que a curvatura é constante em toda a extensão.

$$l_p = 0.08 \cdot L + 6 \cdot d_b \quad (3.50)$$

A expressão anterior, em virtude de a relação momentos-curvaturas não ser de facto bilinear nem a curvatura constante em toda a extensão de rótula plástica, foi actualizada (Paulay, T. & Priestley, M.J.N., 1992, Priestley, M. *et al.*, 1996) tendo sido sugerida a expressão 3.51, função da distância da rótula plástica ao ponto de momentos nulos, l_c , da tensão de cedência da armadura longitudinal, f_{ye} , e do diâmetro da armadura longitudinal, d_b .

$$l_p = 0.08 \cdot L_c + 0.022 \cdot f_{ye} \cdot d_b \geq 0.044 \cdot f_{ye} \cdot d_b \quad (3.51)$$

Berry, M. *et al.* (2008) propuseram recentemente uma alternativa para definir a extensão das rótulas plásticas, em particular para o estudo e análise de pontes, incluindo a resistência do betão e as propriedades e quantidades de armadura longitudinal, equação 3.52.

$$l_p = 0.05 \cdot L + 0.1 \cdot f_y \cdot d_b / \sqrt{f'_c} \quad (3.52)$$

A performance desta relação foi comparada pelos autores com a expressão 3.51, tendo sido identificada uma adequada estimativa da resposta avaliada em forças e deslocamentos comparativamente com os resultados experimentais de pilares circulares de pontes.

Um estudo de sensibilidade compreendendo as expressões 3.48, 3.50 e 3.51, conduzido por Coutinho, D. (2008) na avaliação de pórticos planos em betão armado, revelou diferenças pouco significativas entre as três hipóteses consideradas independentemente da variação do esforço axial nos elementos.

2) Relação momentos-curvaturas

A definição da relação momentos-curvaturas inerente ao comportamento não linear de cada região inelástica de elementos sujeitos a flexão alternada consiste num passo de capital importância, a par da caracterização do comprimento da rótula plástica.

No presente trabalho faz-se referência a um modelo de degradação da rigidez com um comportamento tetralinear, que representa a evolução da resposta dos elementos a acções

que actuam na estrutura ao longo de um intervalo de tempo (análises dinâmicas) ou conjunto de passos (análises pushover).

As leis momentos-curvaturas usadas na idealização do comportamento das secções de betão armado são definidas através da modificação do modelo trilinear de *Takeda* (CEB, 1994, Costa, A. & Costa, A., 1987, Takeda, T. *et al.*, 1970) tendo por base a fendilhação inicial do betão e a cedência das armaduras para reflectir as variações dos materiais e as propriedades histeréticas ao longo de uma acção sísmica.

O modelo trilinear de *Takeda*, na sua formulação original ou modificada, é introduzido em diversos programas de análise de estruturas, integrado em particular no comportamento cíclico das secções a análises dinâmicas. Nele são incluídas comumente a degradação da rigidez com a deformação, resistência e a inversão do carregamento, o efeito $P-\Delta$, a influência do esforço transversal, a perda de aderência e escorregamento das armaduras e a evolução assimétrica do comportamento de acordo com o sentido de carregamento.

O comportamento monotónico trilinear idealiza os fenómenos sísmicos através de leis com troços lineares, previamente calibradas em ensaios estáticos por imposição de forças ou deslocamentos. A inclinação de cada troço traduz a perda de rigidez ao longo do processo de carga repetido e alternado.

Este modelo histerético das secções de betão armado compreende seis estados que caracterizam a resposta de acordo com o nível e sentido dos esforços (no caso de secções simétricas a evolução monotónica será igual para os dois sentidos de esforços e por conseguinte será suficiente caracterizar apenas um dos sentidos), figura 3.12. Para cada sentido admitem-se os estados: pré-fendilhação – a que se associa uma rigidez inicial (K_0) e que termina com o ponto de fendilhação, (1) e (4); pós-fendilhação – a que corresponde uma rigidez pós-fendilhação (K_1) e termina com o ponto de cedência, (2) e (5); e pós-cedência – associado a uma rigidez pós-cedência (K_2) e que caracteriza a incursão de cada secção no regime não linear, (3) e (6).

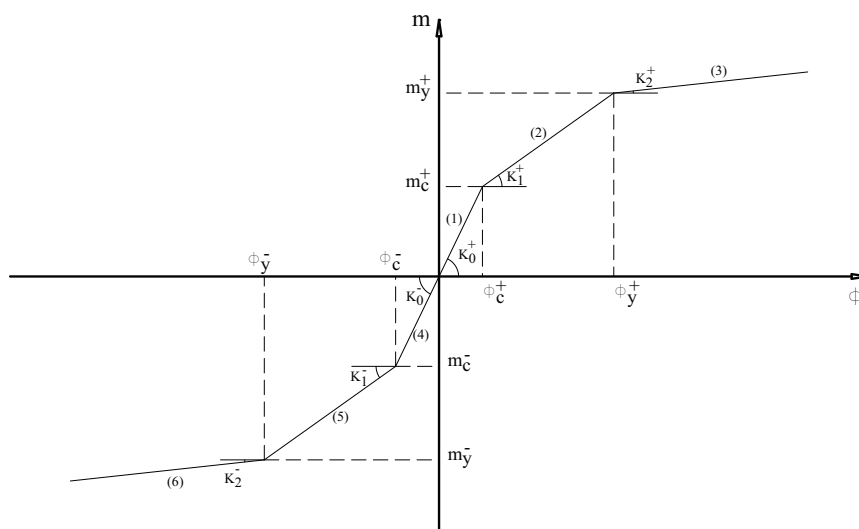


Figura 3.12 – Modelo trilinear para a flexão, relação momentos-curvaturas.

O momento correspondente à fendilhação (*cracking*, *c*) da secção corresponde aos pontos de coordenadas (ϕ_c^+, m_c^+) e (ϕ_c^-, m_c^-) , para os sentidos de esforços positivos e negativos respectivamente. Do mesmo modo a cedência (*yielding*, *y*) ocorre para o sentido positivo no ponto (ϕ_y^+, m_y^+) e no sentido negativo para (ϕ_y^-, m_y^-) .

Para este modelo refere-se que após a cedência da secção o comportamento estrutural é indiferenciado qualquer que seja a curvatura imposta, sendo admitida a mesma rigidez da secção (declive dos troços 3 e 6) até ao final da análise.

Contudo o comportamento das secções de betão armado idealizado por um modelo trilinear carece de refinamento em particular na região pós-pico, onde para garantir o equilíbrio interno de forças devido a um aumento do carregamento imposto decorre a consequente perda acentuada de rigidez. Este aspecto pode ser ultrapassado considerando pontos adicionais entre os pontos de cedência e último na relação momentos-curvaturas (para cada sentido do carregamento), transformando-a num modelo tetralinear (Arêde, A. & Pinto, A.V., 1996), figura 3.13.

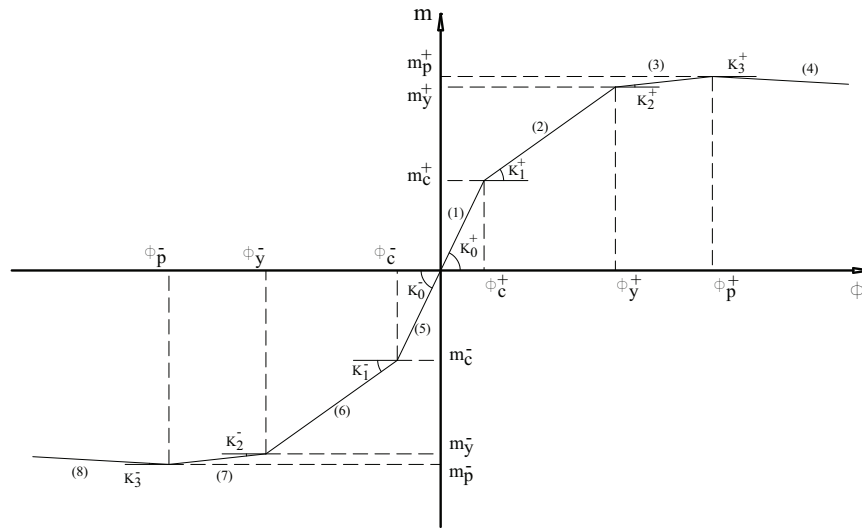


Figura 3.13 – Modelo tetralinear para a flexão, relação momentos-curvaturas.

No comportamento tetralinear englobam-se os troços lineares pós-pico (4) e (8), para os sentidos positivo negativo respectivamente, distinguindo-se os pontos correspondentes ao pico positivo (ϕ_p^+, m_p^+) e negativo (ϕ_p^-, m_p^-) da resposta.

A definição de qualquer uma das envolventes monotónicas (trilinear ou tetralinear) do comportamento hysterético idealizado para as secções de betão armado pode ser conseguida tendo por base um modelo de fibras, como proposto por Vaz, C.T. (1992) e desenvolvido num programa designado *BIAX*, ou através da metodologia proposta no trabalho de Arêde, A. & Pinto, A.V. (1996), também desenvolvido num programa denominado *Trilin*.

Na primeira situação, modelo de fibras, os elementos de betão armado são dispostos segundo o seu eixo longitudinal em secções e ao nível de cada secção discretizados em fatias (*a.* caso de flexão uniaxial) ou filamentos (*b.* caso de flexão biaxial) com comportamento uniaxial segundo o seu eixo longitudinal, figura 3.14, desprezando-se os efeitos devido ao esforço transversal. Admite-se que as secções mantêm-se planas após a deformação, resultando a aproximação do cálculo de extensões axiais na secção função exclusiva da extensão axial média associada ao centro de gravidade da secção, ε_m , e das curvaturas segundo o eixo de flexão considerado, ϕ_x e ϕ_y .

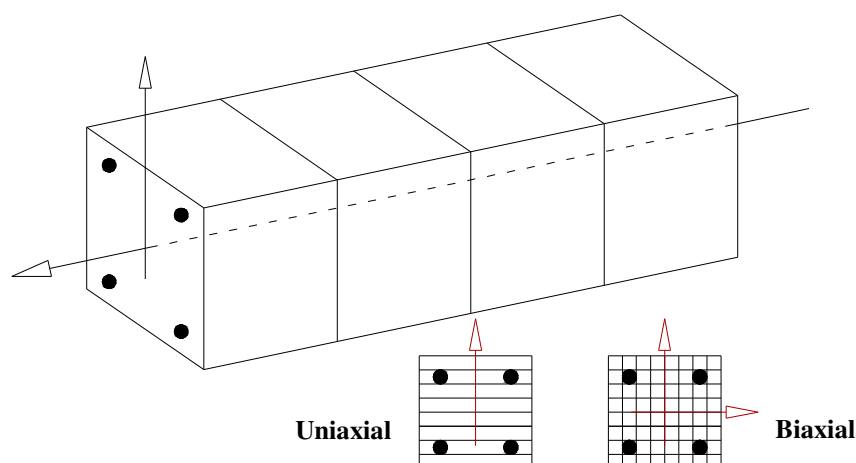


Figura 3.14 – Modelos de fibras para discretizar elementos e seções.

Definidas as extensões por fatia obtêm-se as respectivas tensões, calculadas a partir das relações tensões-extensões consideradas para os materiais. Os momentos flectores presentes na secção são determinados pela integração das tensões ao longo da área da secção.

A definição da lei monotónica do comportamento da secção passa pela imposição sucessiva de curvaturas, repetindo-se o processo descrito anteriormente para avaliar os correspondentes valores de momentos flectores. A lei trilinear ou tetralinear envolvente vem ajustada ao conjunto de pontos momentos-curvaturas para um intervalo de deformação pré-estabelecido.

Este procedimento apresenta-se moroso e carece de rigor, estando sujeito a arbitrariedades que podem ser importantes e desviar a correcta caracterização do comportamento da secção.

A segunda proposta de definição da lei monotónica da secção apoia-se nos modelos de comportamento dos materiais aço e betão confinado, e surge como alternativa aos entraves inerentes ao procedimento descrito anteriormente.

A primeira fase consiste na passagem do regime elástico para o regime fendilhado, a partir do ponto de fendilhação e que ocorre quando a fibra mais traccionada atinge a tensão limite de tracção, f_{ct} , a que corresponde a transferência das tensões no betão fendilhado para as armaduras de tracção e fibras de betão vizinhas, vindo a rigidez da secção determinada desprezando o betão abaixo do eixo neutro.

O ponto de cedência da secção é definido quando a armadura traccionada atinge a correspondente tensão de cedência, podendo as fibras de betão comprimido exibir comportamento não linear. Estabelecem-se dois critérios possíveis para o ponto de cedência, sendo adoptado aquele que apresentar menor curvatura para a secção: admitir que a fibra do aço que se encontra mais traccionada atinge a extensão de cedência; ou que a fibra de betão mais comprimida atinge a extensão máxima.

No ponto último da relação momentos-curvaturas da secção verifica-se um comportamento não linear acentuado, sendo definido quando o aço ou o betão atingem uma extensão pré-definida. Para este ponto estabelecem-se também dois critérios possíveis, resultando o ponto último para o critério que conduza à menor curvatura da secção: que a fibra de aço mais traccionada atinge uma extensão máxima definida à partida, ou que a fibra de betão que se encontra mais comprimida atinge a extensão residual correspondente à tensão residual.

3.7 FERRAMENTA DE ANÁLISE NÃO LINEAR PUSHOVER ADAPTATIVA ADMITINDO PLASTICIDADE CONCENTRADA

Na presente secção será feita uma breve exposição do trabalho desenvolvido no âmbito da implementação de um algoritmo de análise pushover adaptativa, a um programa de análise não linear em flexão de pórticos planos considerando a plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos.

Como se identificou previamente, a aplicação de uma modelação baseada em rótulas plásticas está associada ao binómio simplicidade/rigor e à procura da sua optimização, isto é, apesar de corresponder a um modelo mais básico de cada elemento a que lhe é intrínseca a rapidez de processos, está também associada à menor precisão na representação da não linearidade material, assim como a um conjunto de calibrações iniciais que deverão ser cuidadosas. Deste modo, depreende-se a importância na introdução de uma técnica de análise pushover adaptativa, cujo desempenho é reconhecido e comprovado em diversos estudos como a ferramenta que mais próxima se situa da performance das análises dinâmicas, no corrente ambiente de modelação.

O programa de cálculo automático, designado *PORANL*, foi desenvolvido inicialmente por Varum, H. (1995) compreendendo a representação do comportamento não linear material

nas extremidades dos macro-elementos estruturais utilizando o modelo histerético de Takeda modificado, através das relações momentos-curvaturas nas regiões inelásticas. Este programa permite realizarem-se análises estáticas não adaptativas (com forças aplicadas ou deslocamentos impostos) e dinâmicas.

3.7.1 Algoritmo de análise pushover adaptativa

O algoritmo de análise pushover adaptativa adicionado ao programa *PORANL* segue os fundamentos indicados no trabalho de Antoniou, S. & Pinho, R. (2004), onde é referido um método pushover baseado em deslocamentos (DAP), e cujo perfil de imposição do carregamento é adaptado de acordo com o estado de rigidez da estrutura. Neste procedimento optou-se por incluir a versão de pushover adaptativo baseada em deslocamentos face à melhor representação e equilíbrio no processo súbito de redução local das forças internas, identificado na secção 3.3.3.

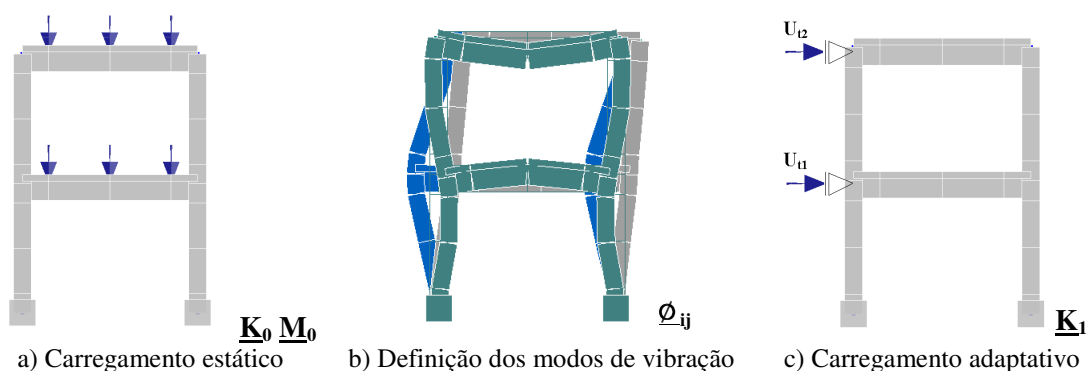
O algoritmo de análise pushover adaptativa é introduzido simulando apoios fixos com deslocamentos prescritos e variáveis em cada incremento da análise unicamente numa direcção, a de actuação da acção sísmica, nos nós onde se pretende aplicar deslocamentos. Descreve-se resumidamente os passos principais da análise estática não linear adaptativa da estrutura:

- O passo inicial consiste na resolução incremental da estrutura para as cargas estáticas actantes (dividindo o carregamento em n incrementos pré-definidos), figura 3.15a.
- No final da etapa anterior determina-se a rigidez global da estrutura (secante, para utilizar na obtenção dos modos de vibração respectivos, e tangente, para determinar o equilíbrio estrutural por incremento), $\underline{K}_0$.
- Leitura dos parâmetros de entrada para a análise adaptativa: nós para imposição de deslocamentos, deslocamento máximo admissível, número de modos de vibração a considerar e número de incrementos de deslocamento.
- Definição dos modos de vibração de acordo com o estado actual de rigidez (secante) da estrutura, ϕ_{ij} (nó i e modo j), figura 3.15b.

- Definição do perfil de carregamento, U_{0i} , inicial de acordo com a conjugação da deformada modal dos modos de vibração admitidos e a fracção incremental do deslocamento máximo considerado. Aplicação do carregamento à estrutura, figura 3.15c.

Início do ciclo de deslocamentos impostos.

- Resolução do sistema de equações e cálculo não linear da estrutura, corrigindo a rigidez onde houve variação das características não lineares dos elementos.
- Actualização da rigidez da estrutura, $\underline{K}_1$.
- Definição dos modos de vibração de acordo com o estado actual de rigidez (secante) da estrutura.
- Actualização do perfil de carregamento de acordo com as propriedades da estrutura e passagem para o segundo incremento de deslocamentos, U_{1i} .



Figuras 3.15 – Passos no processo incremental adaptativo.

A definição do perfil de carregamento incremental adaptativo, quer o inicial quer os sucessivos perfis, compreende também um conjunto de etapas comuns. Neste procedimento descrevem-se quatro etapas principais:

- 1) Definição do vector nominal de carregamento, U_0 .
- 2) Definição do factor de carga, λ . Representa o incremento de carga e varia entre 0 e 1.
- 3) Definição do vector de escalamento normalizado, $\bar{D}$.

Este vector caracteriza a forma do vector de carregamento em cada incremento, sendo precedido por uma análise dos modos de vibração tendo em conta o estado actual da

rigidez da estrutura. Os modos de vibração pretendidos são ponderados através da regra de combinação SRSS.

Neste passo existem duas opções de escalamento: baseado em deslocamentos ou no drift entre pisos.

Escalamento baseado em deslocamentos

Neste tipo de escalamento o perfil de deslocamentos, D_i , é obtido directamente da análise aos modos de vibração da estrutura pela equação 3.53, para o piso i e o modo j , sendo Γ_j o factor de participação modal para o j -ésimo modo e ϕ_{ij} o valor do deslocamento modal normalizado correspondente ao piso i e modo j .

$$D_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n D_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \cdot \phi_{i,j})^2} \quad (3.53)$$

Escalamento baseado no drift entre pisos

Este tipo de escalamento permite simular com superior precisão o dano ocorrido entre pisos, e que na anterior versão não é possível já que está associado a uma diferença de deslocamentos entre o piso i e a base. Nesta situação os vectores dos modos de vibração, Δ_{ij} , são posteriormente utilizados para determinar os drifts entre pisos em cada modo a partir da equação 3.55.

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \quad (3.54)$$

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j \cdot (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j})]^2} \quad (3.55)$$

Adicionalmente, são admitidos na definição do perfil de deslocamentos os efeitos que o conteúdo de frequências de um evento sísmico de entrada introduz na resposta da estrutura em análise. Assim, considera-se que a equação 3.55 é modificada por um parâmetro, $S_{d,j}$, que representa a ordenada espectral para o período de vibração do modo de vibração j , designado de amplificação espectral, resultando a equação 3.56.

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n \left[\Gamma_j \cdot (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j}) \cdot S_{d,j} \right]^2} \quad (3.56)$$

Este factor que é incluído em 3.56 permite melhorar a performance inerente à utilização de modos de vibração superiores inadequadamente ponderados pela regra de combinação SRSS.

Por fim o vector normalizado de deslocamentos por piso, $\bar{D}_i$, é normalizado em função do valor máximo dos deslocamentos, D_i , reportando a forma do perfil de carregamento, de acordo com a equação 3.57.

$$\bar{D}_i = \frac{D_i}{\max(D_i)} \quad (3.57)$$

4) Actualização do vector de deslocamentos impostos, U_t .

A actualização do vector de deslocamentos em cada incremento t pode ser efectuada por uma actualização total (equação 3.58) ou incremental (equação 3.59) do vector. No presente algoritmo, em consequência da maior instabilidade numérica associada à opção de total actualização do vector de deslocamento admitiu-se unicamente a opção incremental.

$$U_t = \lambda_t \cdot \bar{D}_i \cdot U_0 \quad (3.58)$$

$$U_t = U_{t-1} + \Delta\lambda_t \cdot \bar{D}_i \cdot U_0 \quad (3.59)$$

Na equação 3.59 o parâmetro $\Delta\lambda_t$ representa o factor de carga incremental.

3.7.2 Interface desenvolvida

Como etapa final são apresentadas as possibilidades de visualização de resultados, implementadas no programa PORANL. Através da ferramenta gráfica desenvolvida é possível preparar a introdução adequada dos dados de entrada e compilar os resultados obtidos, não só para a opção de pushover adaptativo introduzida, mas também para outros tipos de análises (estática e dinâmica).

No menu principal são fornecidas as informações quanto à localização e nome da estrutura para análise, permitindo a selecção entre os tipos de análise pretendidos, figura 3.16.

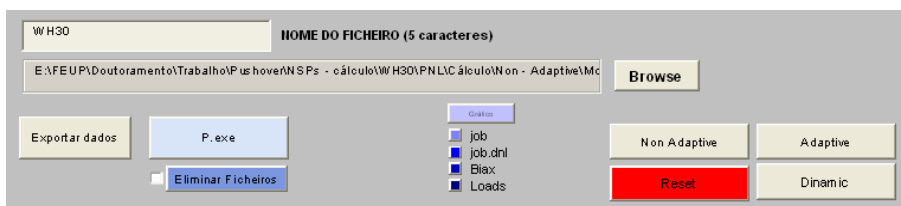


Figura 3.16 – Menu de entrada de dados para análise.

A definição da lei monotónica de carregamento das secções de betão armado é também possível de ser caracterizada, utilizando o modelo de fibras incorporado no programa BIAX, sendo estabelecida para cada secção (representada pelas fibras de aço e betão) a envolvente tri ou tetralinear, figura 3.17.

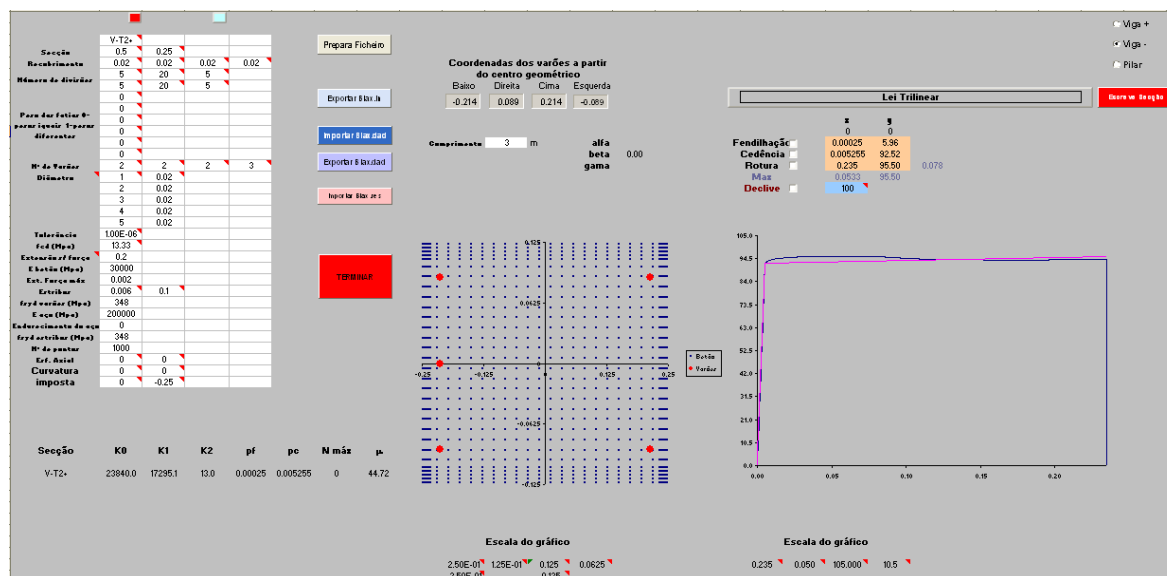


Figura 3.17 – Menu de entrada de dados para análise.

Os resultados das análises estruturais, nomeadamente os modos de vibração e deformadas modais, diagramas de esforços e o regime de cada rótula plástica, são implementados nesta interface em sobreposição à representação gráfica da estrutura.

Na opção de modos de vibração é possível individualizar um modo de vibração, optando pela selecção da deformada modal elástica ou pela deformada modal para um passo específico da análise pushover adaptativa, sendo indicados os respectivos valores da frequência e período, figura 3.18.

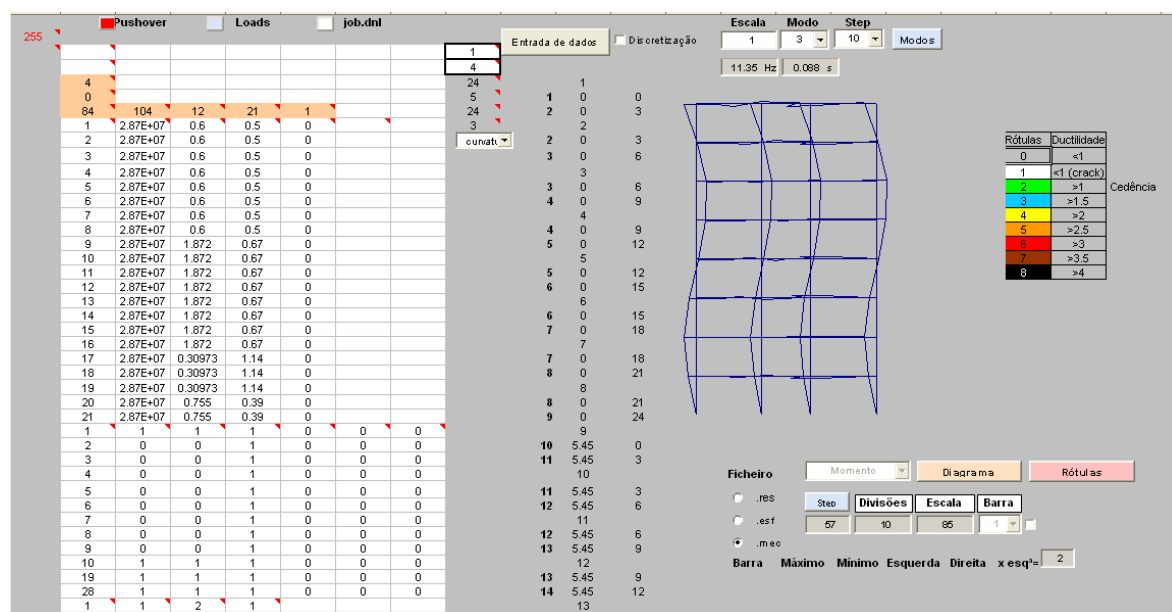
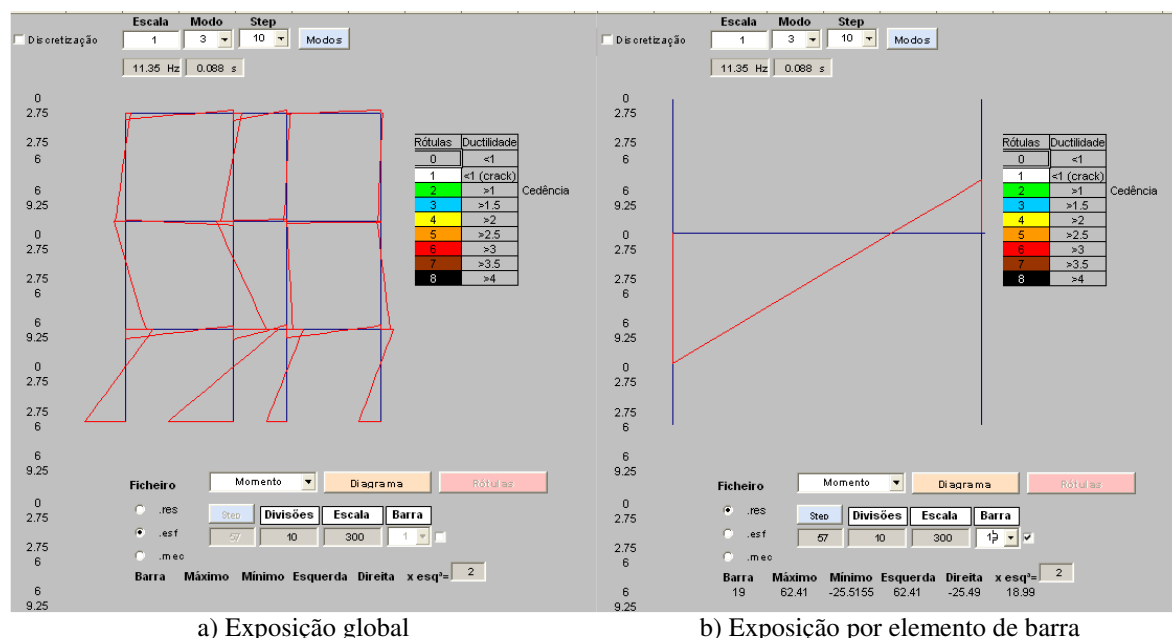


Figura 3.18 – Representação gráfica dos modos de vibração da estrutura.

No que diz respeito à visualização dos diagramas de esforços, é possível efectuar a exposição global ao nível da estrutura ou individualizar por elemento estrutural. Para ambas as situações há a hipótese de seleccionar um passo da análise estática em específico, figuras 3.19a e b.



Figuras 3.19 – Representação gráfica de diagramas de esforços.

Por fim, existe a capacidade de representação do estado das rótulas plásticas de cada região de comportamento não linear para um determinado step incremental da análise estática,

definindo-se nove níveis: uma fase inicial correspondente à situação não fendilhada da secção; uma segunda fase entre o início da fendilhação e a cedência da secção; e os restantes intervalos correspondem a diferentes níveis de incursão não linear, existindo um código de cores como se apresenta na figura 3.20.

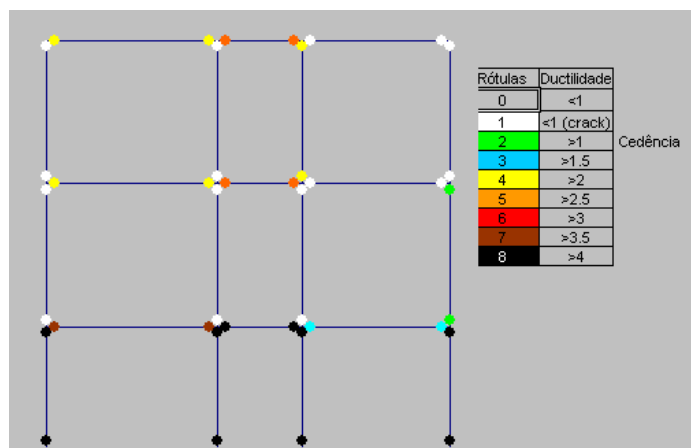


Figura 3.20 – Representação das rótulas plásticas e seus estados.

CAPÍTULO 4

APLICAÇÕES DE ANÁLISES NÃO LINEARES PUSHOVER A EDIFÍCIOS

4.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo de aplicações práticas de análises não lineares pushover a edifícios surge no seguimento da abordagem efectuada no capítulo precedente às técnicas e procedimentos mais comuns e actuais, adicionalmente mais precisas e rigorosas, de avaliação e dimensionamento de estruturas, em particular de edifícios.

Procura-se com esta exposição validar e evidenciar os aspectos elementares de cada ferramenta de análise não linear estática, apresentada com detalhe anteriormente. Existe simultaneamente a preocupação constante em estabelecer um paralelismo de confirmação com análises identificadas como mais rigorosas, na busca do objectivo final que passa por providenciar técnicas mais simples e eficazes de dimensionamento e avaliação de edifícios, capazes de serem integradas num ambiente de projecto.

Nestas apreciações serão admitidas estruturas reais e representativas da malha edificável portuguesa e europeia, contemplando estruturas construídas em betão armado e em aço, de diferentes períodos de construção e por conseguinte encarando diferentes níveis de dimensionamento anti-sísmico. As estruturas consideradas para análise serão encaradas numa modelação bidimensional em sistema de pórticos planos, utilizando diferentes programas de cálculo automático.

A acção sísmica utilizada nas diferentes análises estáticas e avaliações será comum à que é aplicada nos restantes estudos paramétricos desta tese, sendo caracterizada detalhadamente na respectiva secção.

Estruturalmente este capítulo será organizado por uma etapa descritiva, onde como se referiu serão evidenciadas as estruturas analisadas e a acção sísmica real seleccionada, e por uma fase que compreende a aplicação prática das metodologias e procedimentos identificados no capítulo anterior.

No que se refere aos casos de aplicação será referido um estudo focalizado na importância dos factores de redução espectral para as análises pushover, identificando qual o factor que conduz a melhores performances. Ainda nesta fase enquadra-se o estudo dos procedimentos não lineares de análise estática, procurando avaliar de entre o conjunto de métodos propostos aquele que melhor conjuga a relação exequibilidade e rapidez de aplicação. Por fim debruça-se sobre os tipos de modelação da não linearidade material e a sua influência nas análises pushover, assim como sobre a avaliação da representação do comportamento estrutural utilizando análises pushover adaptativas e não adaptativas.

4.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS

As aplicações práticas para avaliar o desempenho das análises pushover recaem sobre um grupo de edifícios que procura abranger o panorama actual da construção em Portugal e na Europa, seleccionando-se dezasseis edifícios.

A base inicial de estruturas é dividida de acordo com o tipo de material de construção e o dimensionamento anti-sísmico. Deste modo, definem-se três classes: a primeira, com cinco edifícios em betão armado não dimensionados sismicamente; a segunda, de seis edifícios em betão armado dimensionados sismicamente; e por fim, a terceira que corresponde a cinco edifícios em aço e dimensionados sismicamente.

Seguidamente serão apresentadas as características gerais e resumidas de cada uma das estruturas, remetendo-se para Anexo adicionais pormenores e descrições.

4.2.1 Edifícios em betão armado

4.2.1.1 Não dimensionados sismicamente

A primeira classe de edifícios avaliados corresponde aos edifícios construídos em betão armado, anteriores à regulamentação sísmica, cujo dimensionamento apenas acautela as

acções gravíticas actuantes. As suas características genéricas concentram-se no seguinte quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Edifícios em betão armado não dimensionados sismicamente.

Designação	País/Década de Construção	Altura (m)	Pisos	Alinhamentos	Sistema	Referência
mod4	Itália / 70	9.25	3	3	Pórtico Regular Assimétrico	Cosenza, E., 2000
mod6	Portugal / 60	10.8	4	3	Pórtico Regular	Carvalho, E.C. <i>et al.</i> , 1999
mod12	Itália / 60	18.0	6	3	Pórtico Regular	Moratti, M., 2000
mod14	Ex-Jugoslávia / 80	21.75	7	3	Pórtico Regular	ACI, 1984
mod16	Itália / 70	24.0	8	2	Pórtico Regular	Cosenza, E., 2000

Esquemáticamente os modelos não dimensionados para a acção sísmica podem ser representados na figura 4.1.

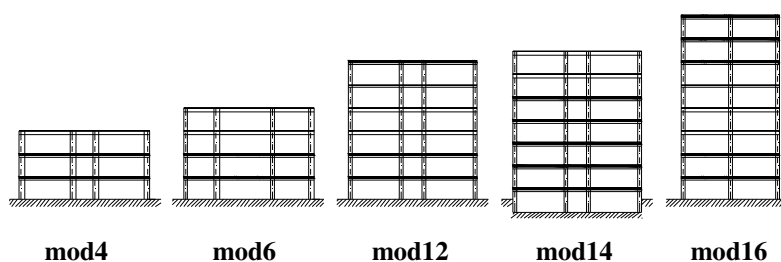


Figura 4.1 – Representação esquemática dos pórticos bidimensionais em betão armado não dimensionados sismicamente.

4.2.1.2 Dimensionados sismicamente

O presente conjunto de edifícios em betão armado e dimensionados sismicamente, cujas características genéricas se apresentam no quadro 4.2, corresponde a modelos estruturais dimensionados e detalhados de acordo com o Eurocódigo 8 (EC8, 2005) na Universidade de Patras (Fardis, M.N., 1994) por Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S. (2001).

Quadro 4.2 – Edifícios em betão armado dimensionados sismicamente.

Designação	Altura (m)	Pisos	Alinhamentos	Sistema
RH30	36.0	12	5	Pórtico Regular
RM30	36.0	12	5	Pórtico Regular
IH30	25.5	8	5	Pórtico Irregular
IM30	25.5	8	5	Pórtico Irregular
WM30	24.0	8	3	Pórtico-parede Regular
WH30	24.0	8	3	Pórtico-parede Regular

Refira-se que a denominação associada a cada modelo está associada ao tipo de sistema estrutural – *R* se sistema em pórtico regular, *I* se sistema em pórtico irregular e *W* se sistema em pórtico-parede; à sua classe de ductilidade – *H* se alta e *M* se média; e à aceleração de pico de dimensionamento – 30 corresponde a uma aceleração de 0.30g.

Na figura 4.2 encontra-se um esquema gráfico bidimensional de cada um dos pórticos em betão armado dimensionados à acção sísmica.

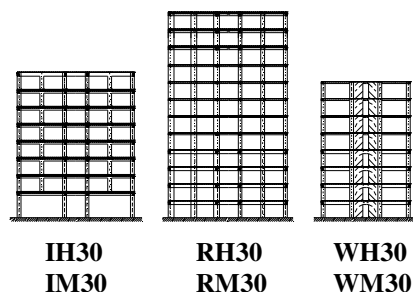


Figura 4.2 – Representação esquemática dos pórticos bidimensionais em betão armado dimensionados sismicamente.

4.2.2 Edifícios em aço

O último agrupamento corresponde aos edifícios em aço, que foram também dimensionados à acção sísmica. Aqui procurou-se enquadrar estruturas com diferentes alturas, assim como a irregularidade em altura e, inclusive, considerar a influência de pisos enterrados no comportamento dos edifícios.

Os modelos utilizados são protótipos de edifícios desenvolvidos no âmbito do projecto SAC Joint Venture da *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) descrito no

documento ATC40 (1996). Consideraram-se três diferentes modelos, figura 4.3, admitindo-se uma variação em dois edifícios forçando o comportamento de piso fraco (*W – weak*) no primeiro nível, resultando no total cinco estruturas.

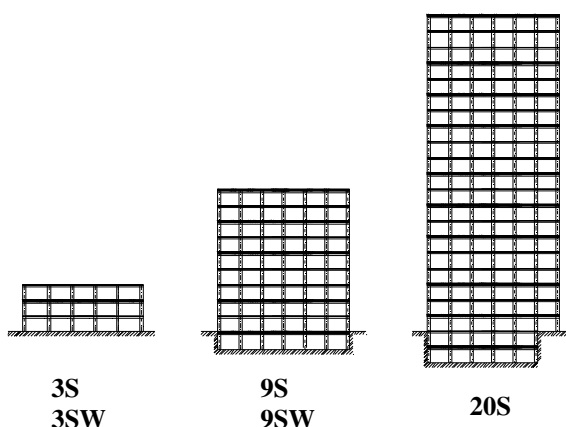


Figura 4.3 – Representação esquemática dos pórticos bidimensionais em aço e dimensionados sismicamente.

No quadro 4.3 são identificadas as características gerais de cada modelo em aço.

Quadro 4.3 – Edifícios em aço dimensionados sismicamente.

Designação	Altura (m)	Pisos	Alinhamentos	Sistema
3S	11.89	3	5	Pórtico Regular
3SW	11.89	3	5	Pórtico / Regular Piso Fraco
9S	37.19	9	5	Pórtico / Irregular Cave
9SW	37.19	9	5	Pórtico / Irregular Cave Piso Fraco
20S	80.77	20	5	Pórtico / Irregular Cave

Os edifícios foram dimensionados de acordo com o regulamento Uniform Building Code de Los Angeles (UBC, 1997). As estruturas de 3 e 9 pisos foram remodeladas de modo a que se formasse um piso mais fraco no primeiro nível. Assim, reduziu-se a resistência dos pilares correspondentes ao primeiro piso sem modificar a sua rigidez, o que mantém não só as propriedades elásticas como também os períodos de vibração, afectando unicamente o mecanismo de colapso da estrutura.

Nos sistemas estruturais dos edifícios de aço foi incluída uma coluna gravítica em toda a altura de modo a reproduzir os efeitos *P-Δ* nos restantes elementos resistentes.

O modelo histerético dos elementos de aço contempla um comportamento bilinear, definindo o rácio de rigidez pós-cedência de modo a atingir a mesma curva pushover correspondente ao perfil de distribuição de carregamento lateral proporcional ao primeiro modo de vibração referido no documento FEMA440 (2005).

4.3 ACÇÃO SÍSMICA

Como forma de permitir uniformizar a diversidade de aplicações práticas que se apresentará ao longo deste capítulo torna-se crucial, entre outros aspectos, definir uma acção sísmica coerente e única, que seja capaz de assegurar a validade dos estudos paramétricos e até estabelecer paralelismos com os demais casos de estudo presentes nesta tese.

Perante esta preocupação a acção sísmica foi seleccionada a partir do trabalho de tratamento e triagem de uma base de sismos reais, que consistia no objectivo do projecto promovido e financiado pelo FEMA e desenvolvido em 1994, designado por SAC – *Joint Venture Steel Project Phase 2*, cujo objectivo recaía sobre o estudo do dano provocado nos edifícios em aço devido ao sismo de Northridge.

Neste projecto foram estimados os movimentos do solo de características identificadas com diferentes regiões sísmicas nos Estados Unidos: Boston, Seattle e Los Angeles. Por cada região estão associados os níveis de probabilidade de ocorrência de 2% e 10% em 50 anos (no caso de Los Angeles é ainda admitida a probabilidade de 50%), para as condições de solo firme. Os eventos sísmicos foram seleccionados tendo em conta a magnitude e distância epicentral.

A utilização de uma base diversificada de sismos procura estatisticamente representar a variabilidade das propriedades médias e seus efeitos sobre o comportamento, linear e não linear, das estruturas. Por conseguinte, não foram modificadas as formas dos espectros de resposta de cada sismo utilizado, tendo no entanto sido aplicado um factor de escalamento de modo a minimizar a soma dos erros quadráticos entre um espectro de resposta de referência do local (o espectro de dimensionamento do *National Earthquake Hazards Reduction Program* – NEHRP, 1997) e o espectro correspondente à média dos espectros das duas componentes horizontais.

Para as aplicações práticas deste capítulo utilizou-se uma base de dez sismos da região de Los Angeles resultantes de acontecimentos históricos ou simulações físicas, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos (período de retorno de 475 anos) e admitindo apenas uma das suas componentes horizontais. Esta base compreende os eventos sísmicos que apresentem um intervalo de magnitudes de 6.5 a 7.3 e valores de distância epicentral entre 5 e 40 Km. A duração significativa de cada um dos eventos sísmicos, designada por duração efectiva, é definida como o intervalo entre 5% e 95% da quantidade *Total Arias Intensity* Bommer, J. & Martínez-Pereira, A., 1999.

No quadro 4.4 são apresentadas as propriedades genéricas de cada um dos sismos seleccionados.

Quadro 4.4 – Características genéricas da base de sismos utilizada.

Designação	Sismo	Magnitude	Distância (Km)	Duração (s)	Duração Efectiva (s)	PGA (cm/s ²)
LA02	El Centro, 1940	6.9	10.0	53.48	24.52	662.88
LA04	Imperial Valley, 1979	6.5	4.1	39.38	7.09	478.65
LA06	Imperial Valley, 1979	6.5	1.2	39.09	11.22	230.08
LA08	Landers, 1992	7.3	36.0	79.98	22.24	417.49
LA10	Landers, 1992	7.3	25.0	79.98	20.72	353.35
LA12	Loma Pietra, 1989	7.0	12.0	39.98	6.40	950.93
LA14	Northridge, 1994	6.7	6.7	59.98	5.52	644.49
LA16	Northridge, 1994	6.7	7.5	14.945	7.04	568.58
LA18	Northridge, 1994	6.7	6.4	59.98	5.30	801.44
LA20	North Palm Springs, 1986	6.0	6.7	59.98	6.78	967.61

A aplicação prática às análises não lineares pushover (NSP) envolveu o espectro de resposta correspondente à mediana dos dez espectros de resposta da base de sismos utilizada. Esta opção assumida permite suavizar potenciais irregularidades presentes individualmente em cada espectro, que podem resultar num problema de convergência na redução das ordenadas espectrais (Miranda, E. & Ruiz-García, J., 2002).

É admitido ainda que a base de sismos detalhada no quadro anterior corresponde ao nível de intensidade unitário, introduzindo-se adicionalmente cinco factores proporcionais: 0.25, 0.5, 0.75, 1.25 e 1.75.

No entanto, o limite máximo aplicado a cada modelo estrutural vem definido segundo a garantia de convergência na validação de dois critérios (OPCM, 2003):

- Garantir que no caso da aplicação de análises dinâmicas não lineares são utilizados pelo menos sete acelerogramas, permitindo assim calcular a média dos valores da resposta máxima por cada evento sísmico.
- Garantir que os drifts entre pisos, avaliados por análises dinâmicas usando pelo menos cinco acelerogramas, não são superiores a 4%. Acrescenta-se ainda que não foi considerado qualquer acelerograma que conduza a valores de drift superiores a 4%

Com a excepção dos modelos em betão armado e não dimensionados sismicamente, todos os pórticos cumprem as duas anteriores condicionantes até ao nível de intensidade de 1.75. Para as estruturas em que existe o incumprimento de pelo menos um destes aspectos e por conseguinte o risco de formação de mecanismos de colapso instáveis, apresenta-se no quadro resumo 4.5, a sombreado, os níveis válidos de intensidade sísmica.

Quadro 4.5 – Níveis de intensidade sísmica máximos considerados.

Modelo	0.25	0.5	0.75	1.0	1.25	1.75
mod4						
mod6						
mod12						
mod14						
mod16						

4.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA ANÁLISE

Na presente secção serão referidos os aspectos suplementares a considerar para a aplicação prática das análises não lineares pushover aos modelos estruturais já identificados, designadamente o tipo de *software* utilizado, parâmetros estruturais avaliados e o seu modo de representação.

4.4.1 Instrumentos de cálculo automático

Ao longo deste capítulo e em cada estudo paramétrico recorre-se a diferentes ferramentas de cálculo de acordo com o tipo de análise e modelação estrutural pretendida.

A abordagem à temática dos factores de redução e ao estudo comparativo entre os diferentes tipos de procedimentos não lineares estáticos é conseguida utilizando-se o *software SeismoStruct* (SeismoSoft, 2006). Este programa desenvolvido por Pinho, R. e

Antoniou, S., permite o estudo analítico do comportamento sísmico de diferentes estruturas, no plano ou tridimensionais. Envolve também um conjunto de possibilidades de métodos de análise, entre procedimentos dinâmicos e estáticos, considerando a aplicação de forças ou deslocamentos e definindo diferentes critérios de performance. É um programa com uma interface gráfica apelativa e intuitiva, permitindo seleccionar entre os diversos modelos dos materiais e seus parâmetros, o que o direcciona para o uso académico ou de projecto. A não linearidade material é admitida por defeito como distribuída ao longo dos elementos, cujo fundamento foi já identificado no capítulo anterior, contudo existe também a possibilidade de considerar a plasticidade como concentrada.

Acompanhando este *software* para a análise dinâmica e estática do comportamento dos modelos de edifícios, encontra-se um conjunto de rotinas de *Matlab* (Mathworks, 2007), aplicadas à posteriori, e desenvolvidas em cada caso específico com a finalidade de serem implementadas na avaliação do desempenho estrutural de edifícios. Estas rotinas incluem os diversos procedimentos de análise estática (CSM, N2, MPA, ACSM e AMC), respectivos factores de redução espectral e modelos de amortecimento viscoso equivalente.

4.4.2 Índices estruturais

Os resultados do desempenho estrutural de cada um dos modelos serão avaliados tendo em conta um grupo de parâmetros representativos do comportamento dos edifícios. Esta exigência é avaliada a partir de indicadores estruturais locais: por elemento, nó ou piso; ou globais. Consideraram-se os parâmetros Deslocamentos (D), Drift entre pisos (ID), Corte Basal (V), Esforço Transverso por piso (IV) e Momentos flectores por piso (IM).

Cada uma destas quantidades, avaliadas através de *software* e tipos de análise distintos, é normalizada em função de uma análise de referência. Assim, no caso de se procurar identificar o procedimento estático que remeta para um desempenho estrutural superior, há que identificar qual a análise de referência – no caso, uma análise dinâmica incremental (IDA). Para esta situação, a normalização consiste no cálculo do rácio entre os resultados provenientes de um procedimento de análise não linear estático (por exemplo, ACSM) e os resultados medianos de todas as análises IDA, expressão 4.1, para um parâmetro de resposta Δ e por cada nó i , expressão 4.2. Um rácio unitário representa uma correspondência ideal entre análises.

$$\hat{\Delta}_{i,IDA} = \text{mediana}_{j=1,10} [\Delta_{i,j_{IDA}}] \quad (4.1)$$

$$\bar{\Delta}_i = \frac{\Delta_{i,NSP}}{\Delta_{i,IDA}} \dots \xrightarrow{\text{idealmente}} 1.0 \quad (4.2)$$

O resultado da expressão 4.1 representa o valor mediano dos dez acelerogramas considerados para a análise IDA do parâmetro Δ , para o nó i .

A normalização presente na expressão 4.2 revela-se uma técnica válida e geral na avaliação da performance dos parâmetros de resposta por cada nó uma vez que todos têm como referência de desempenho ideal o valor unitário. Perante o referido pode ser definida uma quantidade por NSP à qual se atribui a designação genérica de *Building Index* (BI), expressão 4.3, em conformidade com o *Bridge Index* para o caso de pontes (Pinho, R. *et al.*, 2009) e determinada globalmente para todos os nós (m) onde o parâmetro Δ é obtido.

$$BI_{\Delta,NSP} = \text{mediana}_{i=1,m} [\bar{\Delta}_{i,NSP}] \quad (4.3)$$

A dispersão de BI é dada pelo desvio padrão com respeito ao valor mediano, determinado do modo descrito na expressão 4.4, que idealmente assumirá o valor nulo, significando ausência de desvio em torno do valor mediano.

$$STD_{\Delta} = \left[\frac{\sum_{i=1}^m (\bar{\Delta}_{i,NSP} - BI_{\Delta,NSP})^2}{m-1} \right]^{\frac{1}{2}} \dots \xrightarrow{\text{idealmente}} 0.0 \quad (4.4)$$

Ao ser definido o índice BI associado a um método de análise estática referido a um nível de intensidade sísmica particular, é possível para qualquer parâmetro de resposta um estudo quantitativo de comparação entre métodos.

O efeito dos níveis de intensidade sísmica e da tipologia dos edifícios são também estudados através de um outro índice, designado de *Building Index Error* (BIerror), representado na expressão 4.6, na qual i e j representam a intensidade sísmica e edifício, respectivamente.

$$\overline{BI}_{error,\Delta,NSP} = \sqrt{\sum_i^m \sum_j^n (1 - BI_{\Delta,NSP,i,j})^2} \dots \xrightarrow{\text{idealmente}} 0.0 \quad (4.5)$$

$$BI_{error,\Delta,NSP} = \frac{\overline{BI}_{error,\Delta,NSP}}{\max_{i,j} (BI_{\Delta,NSP,i,j})} \quad (4.6)$$

A definição do índice BI para um qualquer modelo de edifício dos parâmetros estruturais já referidos (Deslocamentos, Drift entre pisos, Corte Basal, Esforço Transverso por piso e Momentos por piso) é conseguida do modo esquematizado na figura 4.4 para as quantidades individuais, globais e por andar, respectivamente.

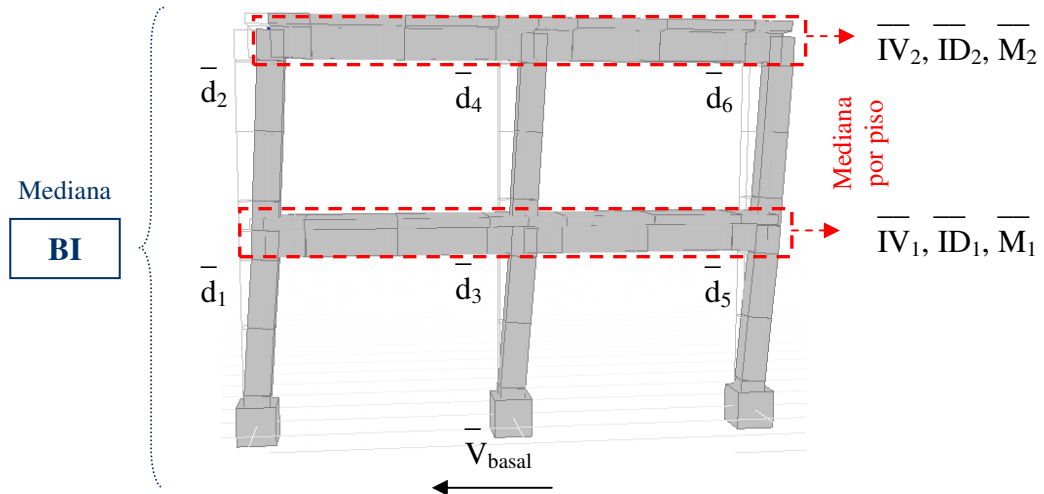


Figura 4.4 – Definição do índice BI para cada parâmetro estrutural normalizado.

O *Building Index* pode ter posteriormente a sua caracterização alargada segundo duas direcções: ao longo das intensidades sísmicas ou ao longo dos modelos estruturais. A cada uma correspondem diferentes interpretações, ou seja, caso se opte pela sua aplicação ao longo de todos os níveis de intensidade envolvidos na análise obter-se-á um índice que caracteriza a performance do método pushover (NSP), representando os resultados para cada edifício; no caso de a aplicação ser dirigida ao longo dos modelos estruturais exclusivamente, o índice BI revela o comportamento do método NSP em estudo por cada valor de intensidade sísmica. Finalmente, caso se opte pela aplicação simultânea nas duas direcções obter-se-ão os resultados do índice BI globalmente, resultando um único valor.

Na figura 4.5 apresenta-se esquematicamente a definição do *Building Index* segundo cada direcção.

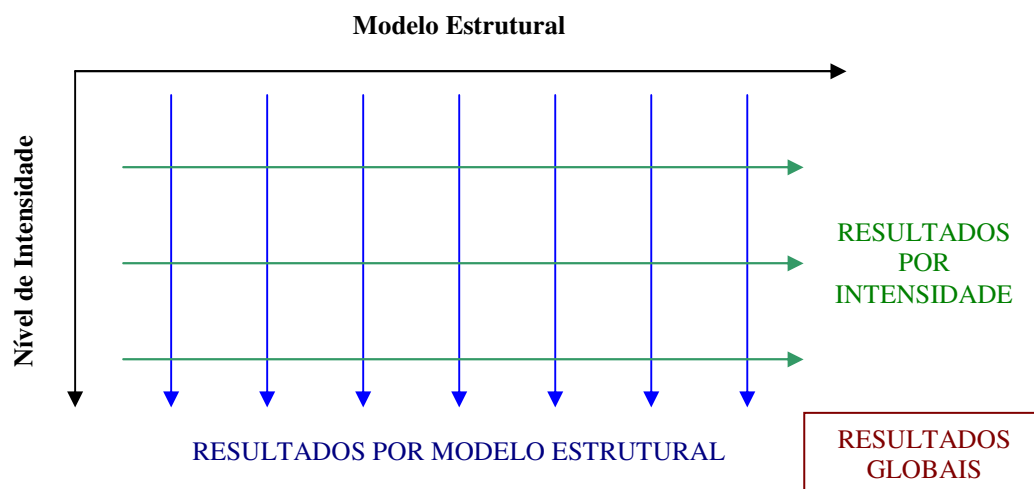


Figura 4.5 – Definição extensiva do índice BI.

A definição deste indicador apesar de ter sido apresentada nas expressões 4.1, 4.2 e 4.4 para a comparação entre os resultados do desempenho estrutural segundo cada um dos procedimentos estáticos de análise não linear (NSP) e os resultados das análises dinâmicas, apresenta um campo de aplicação diverso dada a sua uniformidade. Assim, por exemplo, pode também ser utilizado para revelar a coerência entre os resultados da performance estrutural utilizando uma modelação de rótulas plásticas em função de um modelo de referência – o modelo que considera a plasticidade distribuída.

Por fim, indica-se que nas análises não lineares dinâmicas foi utilizado o amortecimento viscoso equivalente (a adicionar ao amortecimento histerético) de modo a acautelar fenómenos como a fricção entre os elementos estruturais e não-estruturais, a fricção devido à abertura de fendas no betão ou a perda de energia através das fundações, aspectos que não são possíveis de ser modelados correctamente nas análises estruturais. A definição deste amortecimento é efectuada admitindo o amortecimento como proporcional à rigidez tangente (ao invés da habitual opção pelo amortecimento de Rayleigh), referida por diversos autores (Hall, J., 2006, Priestley, M. & Grant, D., 2005, Priestley, N. *et al.*, 2007) como a solução mais estável e que melhor traduz o comportamento real das estruturas, admitindo um coeficiente de amortecimento de 2%.

4.5 INFLUÊNCIA DOS FACTORES DE REDUÇÃO ESPECTRAL NA AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

4.5.1 Introdução

No capítulo anterior procedeu-se à descrição dos diversos factores de redução das ordenadas espectrais correntemente utilizados nos diferentes procedimentos estáticos de análise não linear. Foi referido que estes se encontram separados em dois grupos: os factores baseados no amortecimento e os na ductilidade estrutural. Aqueles que se enquadram na primeira divisão apresentam ainda possibilidade de variação em função do modelo de amortecimento adoptado.

Neste estudo optou-se por avaliar factores de redução baseados no amortecimento e na ductilidade, admitindo também variações no modelo de amortecimento.

A análise estrutural foi avaliada seguindo uma modelação distribuída da plasticidade por elemento e utilizando a base de eventos sísmicos presente no quadro 4.4, e respectivas intensidades, na aplicação de análises não lineares dinâmicas, enquanto que o espectro mediano destes registos corresponde à exigência sísmica para os procedimentos estáticos não lineares (NSP).

Utilizou-se o *software SeismoStruct* para determinar a exigência sísmica ‘real’, ou de referência, através de análises dinâmicas incrementais (IDA). O mesmo *software* foi aplicado na definição das curvas pushover para a análise pushover adaptativa baseada em deslocamentos, um elemento fundamental do *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM). As curvas pushover são convertidas em curvas de capacidade dos sistemas equivalentes de um grau de liberdade seguindo os princípios de substituição e usando os deslocamentos por piso em cada passo da análise pushover, como referido no Capítulo 3. Os pontos de desempenho ou performance são estabelecidos para todas as abordagens de redução espectral, obtendo-se os parâmetros de resposta estrutural correspondentes.

Por fim, efectua-se a comparação entre as respostas obtidas pelo método ACSM segundo cada variante de redução espectral e os correspondentes valores medianos das análises dinâmicas, expressão 4.1, sendo a base para a avaliação da precisão relativa de cada método de escalamento.

4.5.2 Resultados do caso de estudo

Os resultados do estudo paramétrico que se segue são apresentados de modo a permitir identificar o método de escalamento das ordenadas espectrais que melhor se adequa à avaliação sísmica de edifícios, assim como a sua sensibilidade à variação da intensidade sísmica e à tipologia dos edifícios.

O primeiro grupo de técnicas de redução espectral corresponde aos factores de redução baseados no amortecimento. Consideram-se, para esta situação, dois factores:

- *EC8Ram* – que corresponde à convergência das propostas do EC8 e de Ramirez, O.M. *et al.*, indicadas no capítulo anterior.
- *Lin – Chang* – que corresponde à proposta de Lin, Y.Y. e Chang, K.C..

A estes dois factores combinam-se os modelos de amortecimento: *ATC40*; *Takeda – Kowalsky*; *Takeda – Gulkan and Sozen*; *Iwan* e *Dwairi*, abordados no capítulo anterior.

Considerou-se ainda a proposta de Priestley para um terceiro factor de redução a incluir na análise – *Priestley* – e que admite um modelo de amortecimento específico.

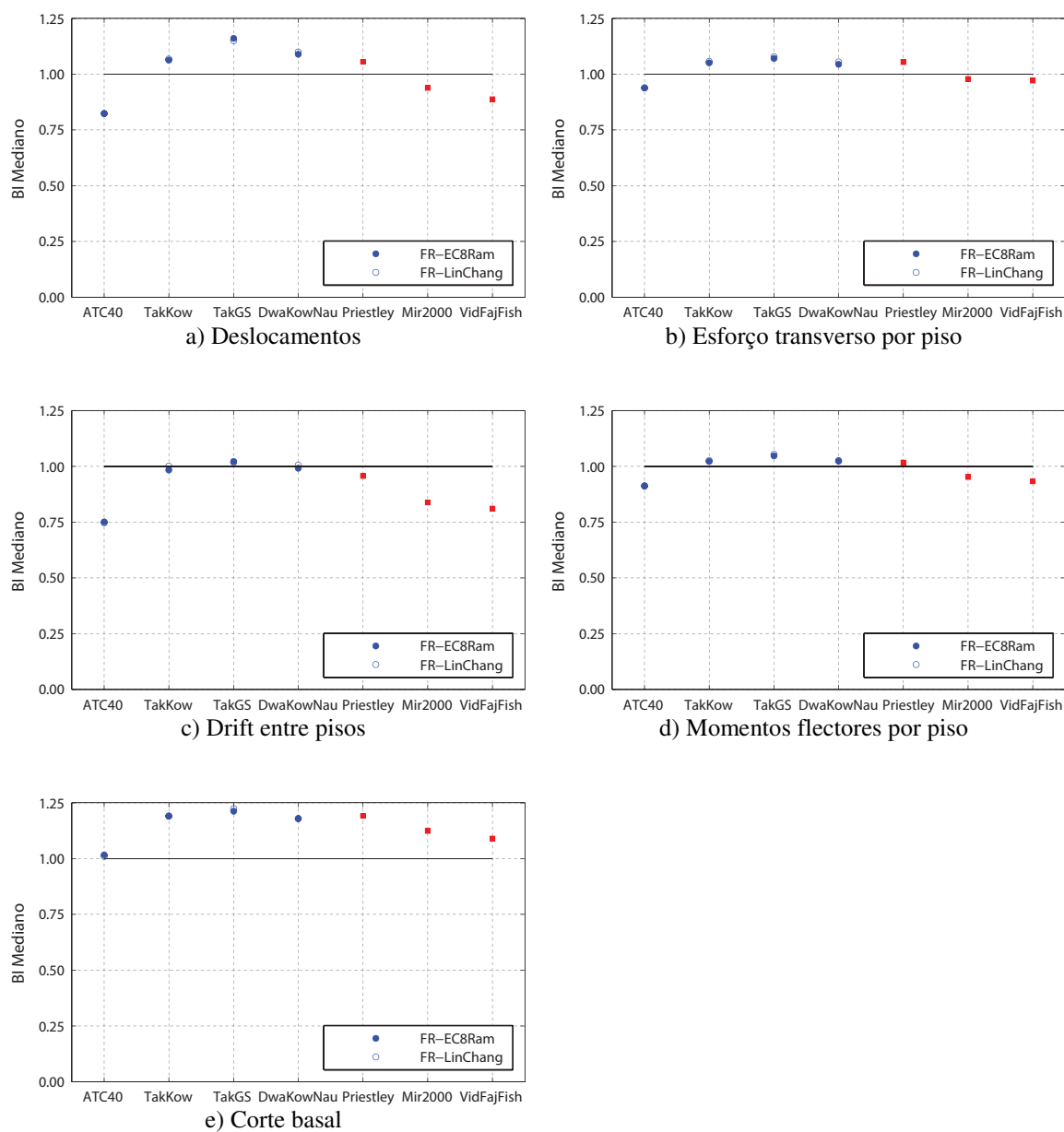
No segundo grupo de factores de redução, incluem-se aqueles que são baseados na ductilidade do sistema. Neste caso, consideram-se as propostas:

- *Mir2000* – que corresponde à proposta de Miranda, E..
- *VidFajFisch* – que corresponde à proposta de Vidic, T. *et al.*.

4.5.2.1 Comparação do índice global *Building Index*

Nesta primeira avaliação, exposta nas figuras 4.6a-e, a comparação do índice BI é feita considerando cinco parâmetros de resposta: Deslocamentos por nó estrutural (D), Esforço Transverso por piso (IV), Drift por piso (ID), Momentos por piso (IM) e Corte Basal (V).

Os parâmetros estruturais são definidos para as dezasseis configurações estruturais sujeitas a seis níveis de intensidade sísmica. O BI é calculado, para cada parâmetro de resposta, como a mediana de todos os BI individuais definidos para cada pórtico e intensidade sísmica.



Figuras 4.6 – Índice BI global por factor de redução e obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.

Paralelamente apresentam-se no quadro 4.6 os valores associados à dispersão em torno do valor mediano do índice BI, obtidos a partir da expressão 4.4 para o desvio padrão.

Quadro 4.6 – Dispersão no índice BI.

Técnicas de redução espectral	D	IV	ID	IM	BS
ATC40 – EC8Ram	0.05	0.11	0.09	0.16	0.13
ATC40 – LinChang	0.07	0.14	0.13	0.18	0.13
TakKow – EC8Ram	0.07	0.15	0.14	0.19	0.10
TakKow – LinChang	0.07	0.14	0.14	0.19	0.11
TakGS – EC8Ram	0.05	0.11	0.10	0.16	0.10
TakGS – LinChang	0.07	0.14	0.13	0.19	0.10
DwaKowNau – EC8Ram	0.07	0.15	0.14	0.21	0.11
DwaKowNau – LinChang	0.07	0.14	0.14	0.19	0.11
Priestley	0.07	0.14	0.13	0.20	0.10
Mir2000	0.06	0.12	0.11	0.21	0.12
VidFajFish	0.06	0.10	0.10	0.17	0.13

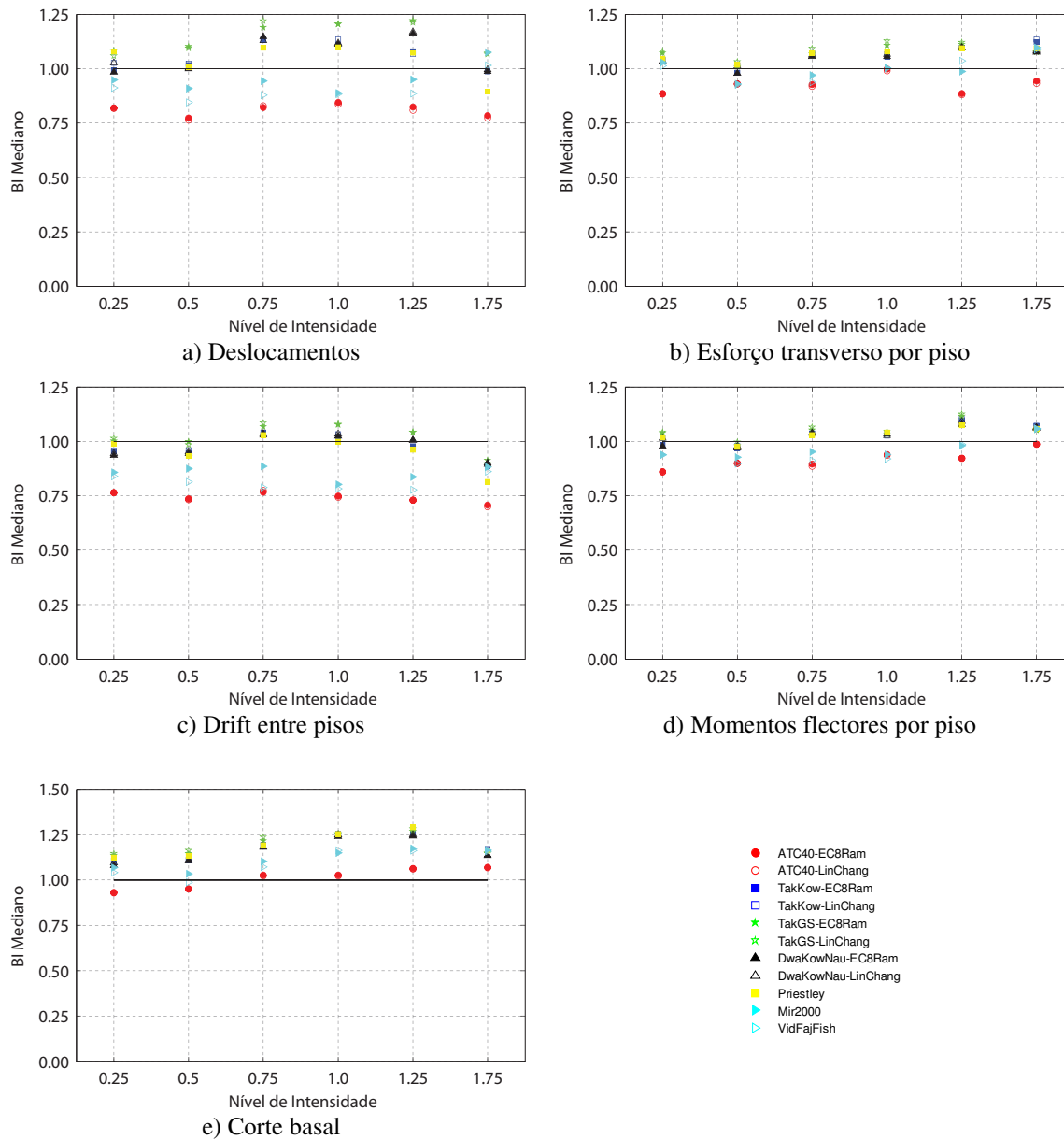
As principais constatações que se salientam deste estudo inicial são evidenciadas nos pontos seguintes:

- Não existem diferenças visíveis nos valores medianos do BI e respectiva dispersão entre os factores de redução espectral baseados no amortecimento, *EC8-Ramirez* e *Lin-Chang*, qualquer que seja o modelo de amortecimento considerado. Consequentemente, a opção por qualquer uma das duas soluções não implica perda significativa de precisão.
- Os modelos de amortecimento admitidos neste estudo influenciam a performance de cada parâmetro estrutural. O modelo do ATC40 é claramente o que apresenta pior desempenho, em particular na avaliação das deformações estruturais (figuras 4.6a e c), enquanto que os restantes três modelos de amortecimento apresentam resultados semelhantes e próximos do valor ideal (unidade), em todos os parâmetros avaliados. Comparativamente, o factor de redução proposto por Priestley, M.J.N. é uma alternativa válida de utilização.
- As respostas estruturais revelaram-se próximas dos valores obtidos por análises dinâmicas para todos os parâmetros avaliados, sendo no entanto para o Corte Basal (figura 4.6e) que se verificou um afastamento superior entre as duas análises. Para este caso, é o modelo de amortecimento do ATC40 e os factores de redução baseados na ductilidade os que apresentam melhor desempenho.
- Os valores mais baixos de dispersão são encontrados para o parâmetro estrutural Deslocamentos (entre 0.05 e 0.07 de valores de desvio-padrão) e os mais

elevados para o caso dos Momentos flectores por piso (entre 0.16 e 0.21). Salientam-se os reduzidos valores de dispersão entre os diversos métodos de redução espectral, assim como a sua reduzida oscilação entre valores máximos e mínimos.

4.5.2.2 Comparação do índice *Building Index* por nível de intensidade

O presente estudo comparativo pretende salientar como o aumento da intensidade sísmica (consequentemente a progressiva incursão das estruturas em regime não linear) influencia os métodos de redução das ordenadas espectrais em cada parâmetro da resposta estrutural. Os resultados do estudo referido por intensidade sísmica encontram-se patentes nas figuras 4.7a-e e no quadro 4.7, nos quais são visíveis os valores medianos do índice BI e da dispersão, respectivamente.



Figuras 4.7 – Índice BI mediano por nível de intensidade e factor de redução, obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.

Quadro 4.7 – Dispersão no índice BI (desvio-padrão).

		ATC40 – EC8Ram	ATC40 – LinChang	TakKow – EC8Ram	TakKow – LinChang	TakGS – EC8Ram	TakGS – LinChang	DwaKowNau – EC8Ram	DwaKowNau – LinChang	Priestley	Mir2000	VidFajFish
0.25	D	0.04	0.04	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.06	0.06	0.04	0.04
	IV	0.05	0.05	0.07	0.07	0.10	0.08	0.07	0.07	0.07	0.06	0.05
	ID	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
	IM	0.15	0.15	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.19	0.18	0.17
	BS	0.08	0.08	0.09	0.09	0.11	0.10	0.09	0.09	0.08	0.11	0.10
0.50	D	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05
	IV	0.09	0.09	0.12	0.12	0.13	0.13	0.13	0.13	0.10	0.10	0.08
	ID	0.09	0.09	0.09	0.10	0.09	0.10	0.09	0.09	0.10	0.09	0.08
	IM	0.15	0.15	0.18	0.17	0.18	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.18
	BS	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.15	0.14	0.14
0.75	D	0.05	0.05	0.07	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06	0.05
	IV	0.08	0.09	0.14	0.14	0.14	0.15	0.14	0.14	0.14	0.12	0.10
	ID	0.13	0.13	0.14	0.14	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.13	0.12
	IM	0.19	0.19	0.24	0.24	0.25	0.25	0.24	0.24	0.23	0.20	0.19
	BS	0.22	0.22	0.16	0.16	0.16	0.15	0.16	0.16	0.16	0.18	0.19
1.0	D	0.05	0.04	0.08	0.08	0.08	0.08	0.07	0.08	0.06	0.05	0.06
	IV	0.11	0.11	0.13	0.13	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.11	0.11
	ID	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.15
	IM	0.26	0.26	0.21	0.21	0.21	0.23	0.22	0.22	0.24	0.24	0.22
	BS	0.29	0.29	0.23	0.23	0.22	0.22	0.23	0.23	0.22	0.26	0.27
1.25	D	0.05	0.05	0.07	0.07	0.08	0.08	0.07	0.08	0.07	0.06	0.05
	IV	0.10	0.10	0.14	0.15	0.16	0.17	0.15	0.15	0.13	0.12	0.11
	ID	0.14	0.14	0.14	0.14	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14	0.15	0.15
	IM	0.16	0.15	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.17	0.23
	BS	0.33	0.33	0.28	0.27	0.27	0.26	0.28	0.28	0.27	0.31	0.33

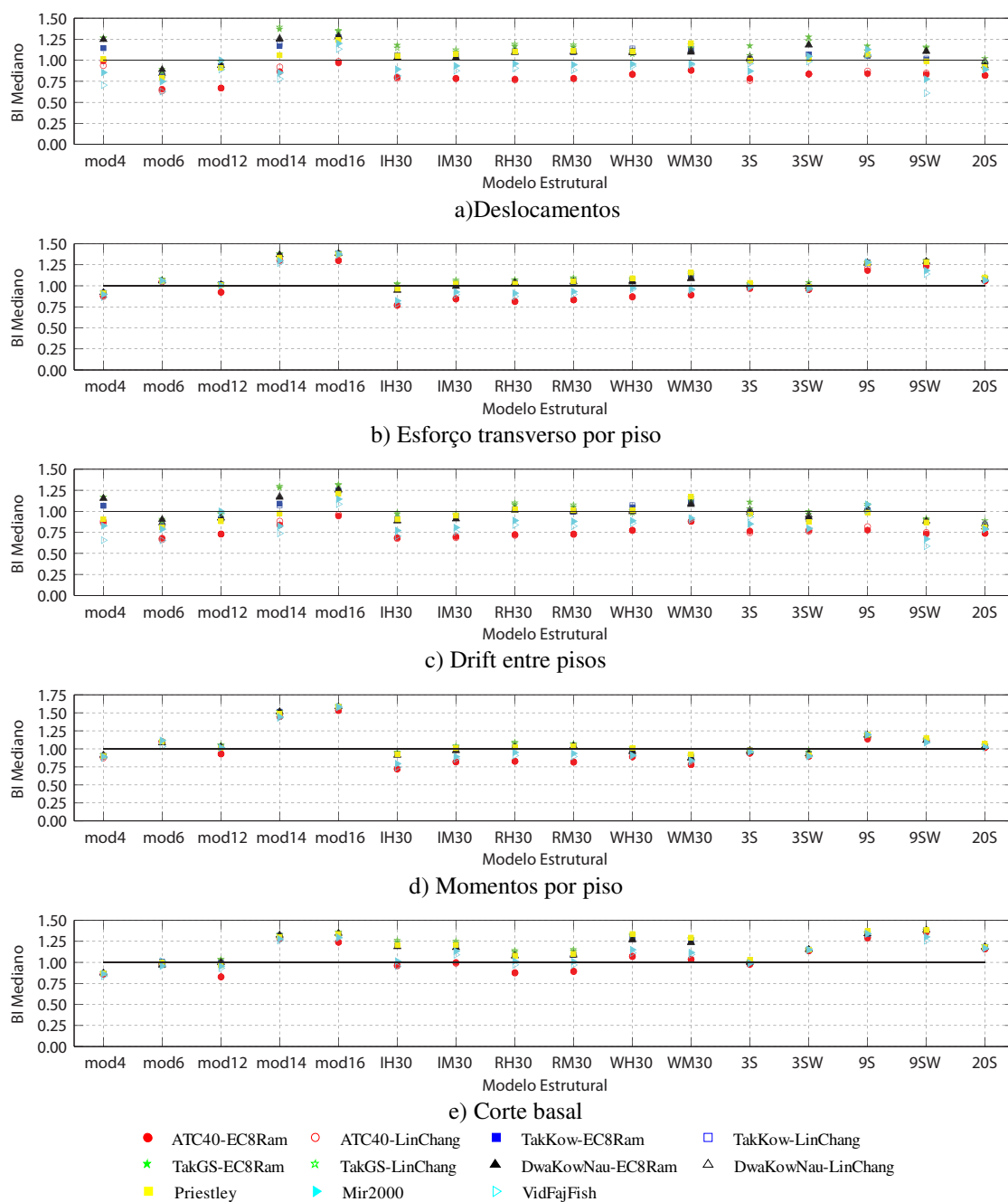
1.75	D	0.05	0.05	0.08	0.08	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.07
	IV	0.08	0.08	0.14	0.13	0.15	0.13	0.12	0.12	0.11	0.15	0.12
	ID	0.13	0.13	0.14	0.14	0.15	0.15	0.14	0.14	0.15	0.14	0.14
	IM	0.24	0.24	0.24	0.24	0.25	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.25
	BS	0.43	0.43	0.38	0.39	0.39	0.39	0.38	0.38	0.40	0.39	0.40

As principais observações registadas nesta segunda fase do estudo dos factores de redução espectral em função do nível de intensidade sísmica são as seguintes:

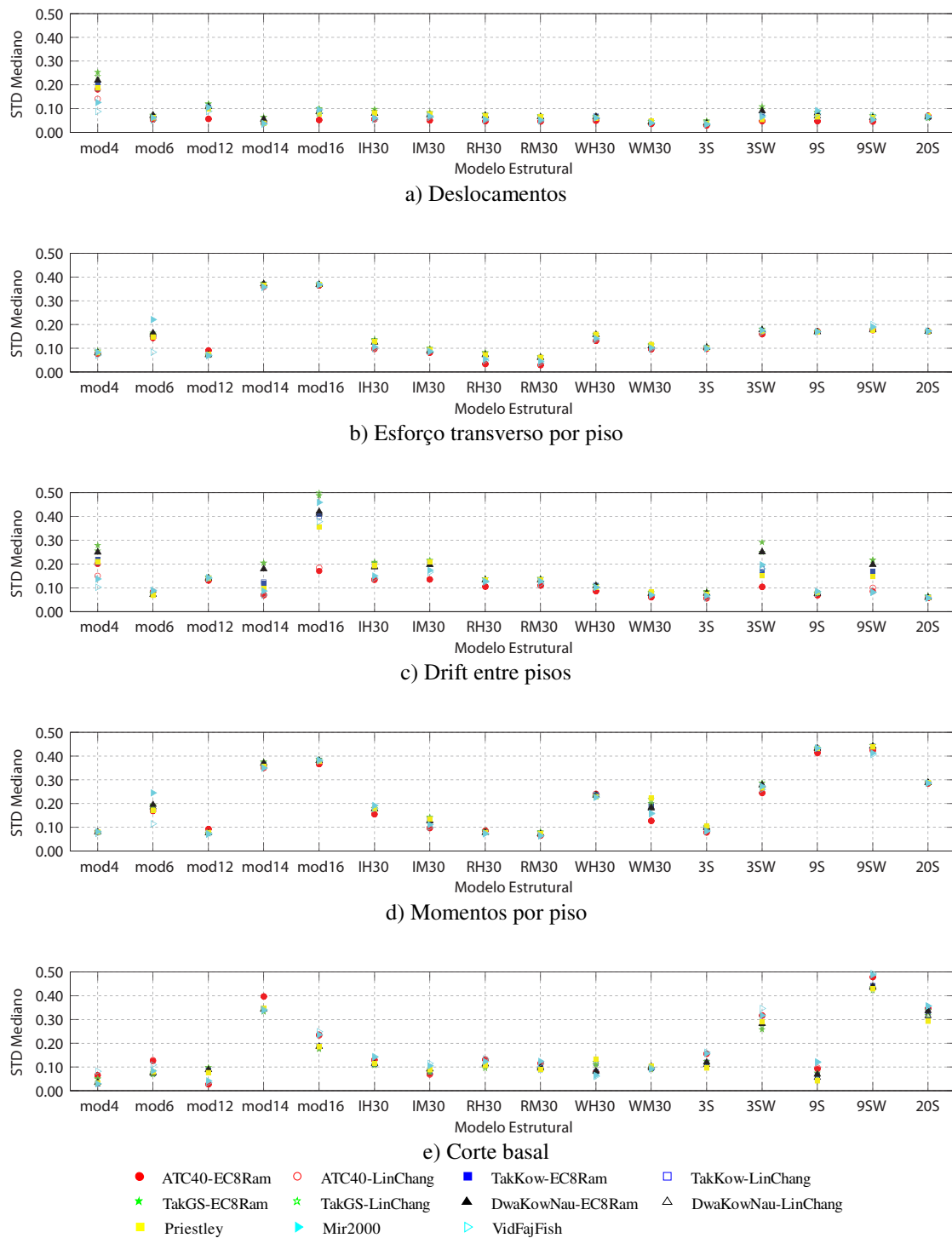
- Verifica-se que o aumento da intensidade sísmica é acompanhado por uma tendência crescente do índice BI, de modo quase linear, para os parâmetros estruturais Esforço Transverso, Momentos por piso e Corte Basal.
- O método proposto no ATC40 revela baixa performance nas baixas intensidades para todos os parâmetros envolvidos no estudo, contudo e à semelhança do registado nas demais relações, o aumento do nível de intensidade conduz a um significativo apuro na concordância entre os resultados de análises estáticas e dinâmicas.
- Verificou-se, à semelhança do estudo anterior, a dificuldade em salientar uma técnica como a que apresenta melhores resultados. Refere-se contudo o melhor desempenho global dos factores de redução baseados no amortecimento, indicando-se a proposta de Gulkan, P. e Sozen, M.A para modelo de amortecimento, ou a formulação sugerida por Priestley, M.J.N. et al.. Analogamente ao já referido, o nível de coerência e precisão aumenta com o aumento do nível de intensidade sísmica, com a excepção das quantidades Deslocamentos e Drifts por piso onde é visível uma inversão desta tendência para a intensidade mais elevada.
- Por outro lado, os métodos baseados na ductilidade comportam-se generalizadamente pior, mantendo-se no entanto a melhoria de resultados com o aumento da intensidade.
- As variações em torno do valor mediano do índice BI mantêm-se constantes para todas as intensidades sísmicas, destacando que não existe uma dependência da dispersão com o aumento da intensidade.

4.5.2.3 Comparação do índice *Building Index* por modelo estrutural

Nesta secção procura-se evidenciar a influência do tipo de modelo estrutural nos resultados dos diferentes métodos de escalamento espectral, figuras 4.8a-e, para isso avaliaram-se dezasseis estruturas e seis níveis de intensidade. Pretende-se com este estudo identificar a preponderância das características mais notáveis dos edifícios, como são a regularidade em altura, o número de pisos, o material de construção, o dimensionamento sísmico e o sistema resistente a acções laterais, nos valores medianos do BI e respectiva dispersão.



Figuras 4.8 – Índice BI e factor de redução por modelo e parâmetro de resposta estrutural.



Figuras 4.9 – Desvio padrão e factor de redução por modelo e parâmetro de resposta estrutural.

Os resultados evidenciados nas figuras anteriores salientam os seguintes aspectos:

- As constatações da análise do índice BI por modelo estrutural são consistentes com as observações anteriores, o modelo de amortecimento proposto por Gulkan, P. e Sozen, M.A. e a proposta de Priestley são as que apresentam uma

melhor aproximação aos valores de referência, ao passo que a relação do ATC40 e os métodos baseados na ductilidade têm o pior desempenho de entre todos os métodos de escalamento espectral. Contudo, é nas quantidades baseadas em deformações (D e ID) que esta evidência é mais notada, vindo o comportamento para os restantes parâmetros semelhante em qualquer configuração estrutural.

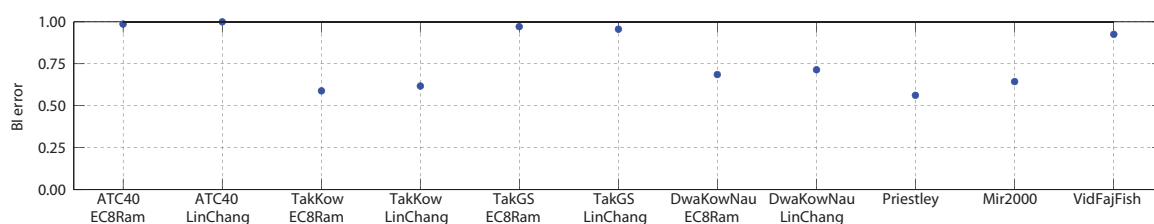
- Verifica-se que a tipologia do edifício influencia a exactidão na estimativa da resposta estrutural avaliada pelos procedimentos não lineares estáticos, conjugados com os métodos de escalamento referidos. Este desempenho é coerente segundo os diferentes parâmetros da resposta de cada modelo, o que reforça a influência da configuração estrutural.
- Apesar da afirmação anterior os resultados não demonstraram uma tendência definitiva para os vários parâmetros em estudo. Registou-se para os modelos em betão e não dimensionados à acção sísmica que, por exemplo, os Deslocamentos exigidos às estruturas foram subestimados nos modelos regulares de 6 e 12 andares (mod6 e mod12), mas sobrestimados para os modelos mod4, mod14 e mod16. O valor extremo superior ocorre para o edifício mod14 e inferior para o modelo mod4, este é também aquele com maior desvio em torno do valor mediano (apesar de reduzido). Os restantes edifícios registam um nível de dispersão reduzido.
- A irregularidade vertical (presente nos modelos em betão dimensionados sísmicamente IH30 e IM30) não introduz nenhuma desvantagem particular na estimativa dos índices BI. Todas as estruturas que foram dimensionadas tendo em atenção a acção sísmica, irregulares em altura (IH30 e IM30), regulares (RH30 e RM30) e parede (WH30 e WM30) conduzem a *Building Index* semelhantes e próximos do valor ideal (unidade). Os modelos IH30 e RM30 são aqueles com superior dispersão nos resultados.
- No caso das estruturas em aço verifica-se alguma semelhança com as estruturas em betão dimensionadas à acção sísmica. A utilização de um piso fraco nos modelos de 3 e 9 pisos, em geral, não conduziu a piores valores do índice BI, mas aumentou a dispersão associada. Observou-se que o modelo de 9 pisos é aquele em que existe uma pior avaliação do Corte Basal e do Esforço

Transverso por piso. Verificou-se também que não existe uma dependência do índice BI e da dispersão com o número de pisos.

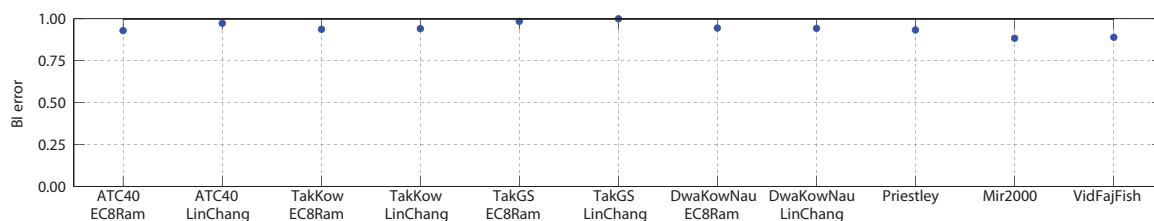
4.5.2.4 Avaliação global dos métodos de escalamento espectral

A derradeira avaliação do desempenho das metodologias de escalamento das ordenadas espectrais na caracterização da resposta estrutural dos modelos descritos anteriormente é apresentada neste ponto de um modo independente da configuração estrutural ou intensidade sísmica. Pretende-se pois, evidenciar de entre o grupo de metodologias de escalamento espectral, aquela que globalmente apresenta melhor performance. Assim, utilizou-se o indicador BI_{error} , definido na expressão 4.6, que ao admitir os desvios quadráticos entre os valores de BI global e o valor unitário reforça a diferença existente entre cada método de escalamento.

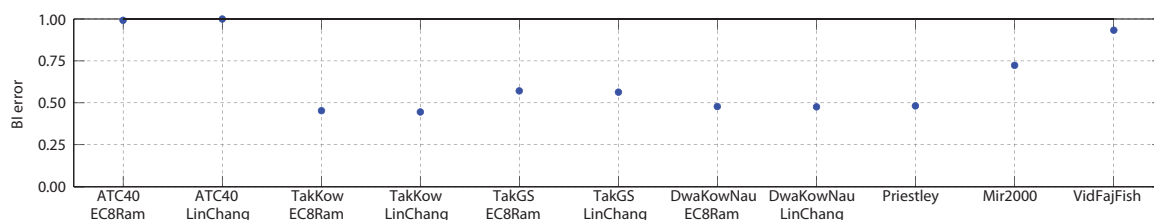
As figuras 4.10a-e representam os resultados do índice BI_{error} obtido para cada método de escalamento e parâmetro estrutural, incorporando a influência da tipologia de edifício e intensidade sísmica. Como foi referido na sua caracterização, o índice BI_{error} assumirá o valor ideal 0.



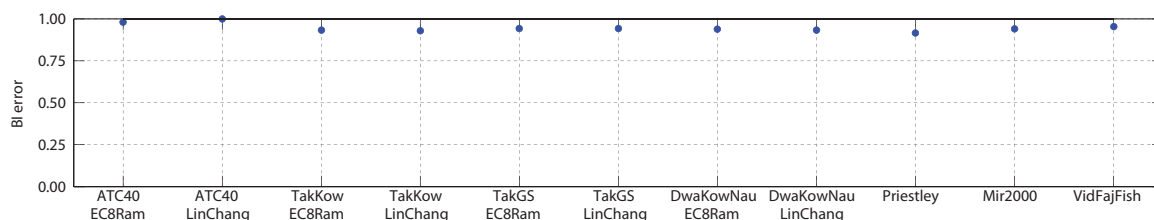
a) Deslocamentos



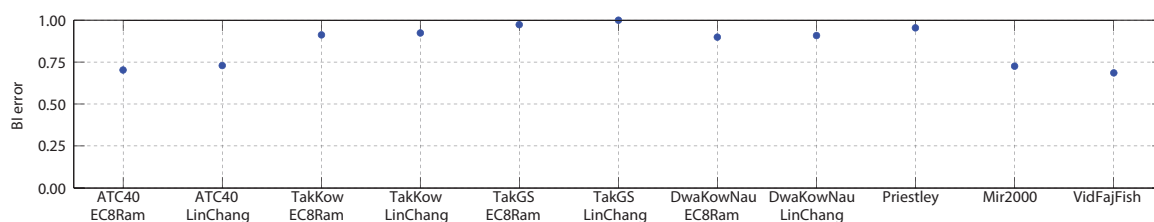
b) Esforço transversal por piso



c) Drift entre pisos



d) Momentos por piso



e) Corte basal

Figuras 4.10 – Índice BIerror para cada parâmetro de resposta estrutural.

As figuras 4.10a-e reforçam as anteriores observações de que a relação prevista no ATC40 e os métodos de redução baseados na ductilidade são aqueles que pior estimam a resposta estrutural, comparativamente com a resposta obtida por análises dinâmicas. Por outro lado, as formulações baseadas nos modelos de amortecimento de Gulkan, P. e Sozen, M.A., de Kowalsky, M.J. e Dwairi et al. apresentam-se próximos no desempenho dos diversos

parâmetros estruturais, a par da proposta de Priestley, M.J.N. et al.. Neste estudo é ainda evidente que o parâmetro Deslocamentos é definido generalizadamente com superior rigor (com valores mínimos de BError de 0.40), sendo o parâmetro Momentos Flectores por piso o pior estimado (com um valor mínimo do BError de 0.80).

4.5.3 Conclusões

O estudo da influência dos factores de redução espectral na avaliação da resposta estrutural de edifícios envolveu um conjunto de onze factores actuais e correntemente utilizados na redução das ordenadas espectrais. Ao longo deste estudo paramétrico foram utilizados dezasseis modelos bidimensionais de edifícios.

A performance de cada método de escalamento espectral foi avaliada comparando a performance estrutural de cinco parâmetros – Deslocamentos, Esforço Transverso por piso, Drift entre pisos, Momentos entre pisos e Corte Basal – obtidos por análises pushover adaptativas em conjugação com o procedimento não linear estático ACSM, com os resultados de referência definidos por análises não lineares incrementais.

Procedeu-se a consequentes estudos paramétricos onde se procurou identificar a sensibilidade dos métodos de escalamento espectral à intensidade sísmica e tipologia dos edifícios. As principais conclusões deste estudo são as seguintes:

- Globalmente os métodos de escalamento baseados no amortecimento conduzem a melhores aproximações às respostas de análises dinâmicas.
- De entre o conjunto de factores de redução baseados no amortecimento, foram as propostas de Gulkan, P. e Sozen, M.A. utilizando o modelo de Takeda, Kowalsky, M.J. e Dwairi et al. que se obtiveram melhores estimativas da resposta estrutural. A proposta de Priestley, M.J.N. et al. é aquela que se apresenta mais estável em todos os parâmetros avaliados e permitindo, igualmente, uma boa aproximação aos resultados das análises dinâmicas. Em oposição, foi a relação do ATC40 a única que indicou piores previsões, subestimando as respostas de referência.
- Os factores baseados em ductilidades subestimam, em geral, as análises dinâmicas.

- A conjugação dos métodos de redução espectral com procedimentos de análise não linear estática (NSP), neste estudo o método ACSM, revelaram-se como alternativas significativamente precisas para a caracterização dos Deslocamentos nos edifícios. Em oposição, o parâmetro Momentos por pisos tende a ser subestimado.
- O estudo da influência da intensidade sísmica na qualidade da resposta indicou que a um aumento do nível de intensidade corresponde um ligeiro aumento nos valores medianos do indicador *Building Index*.
- O estudo da dependência dos edifícios com a configuração dos modelos demonstrou que existe alguma influência no desempenho dos métodos de escalamento espectral, mas não foi observada uma tendência clara e definitiva.

4.6 PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA PARA A AVALIAÇÃO DA RESPOSTA ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS

4.6.1 Introdução

No Capítulo 3 referiu-se o desenvolvimento de um conjunto de procedimentos de análise estática não linear (NSP) associado ao aparecimento de regulamentos e guiões baseados na avaliação da performance sísmica de estruturas (ATC40, 1996, CEN, 2004, FEMA273, 1997). Actualmente existe um amplo campo de aplicações dos NSP como consequência do compromisso eficiência e simplicidade inerentes, em oposição às correntes análises não lineares dinâmicas que para além da sua complexidade reúnem um tempo de cálculo superior.

Estas técnicas são cada vez mais populares não só entre a comunidade científica mas também no domínio corrente da engenharia estrutural, acompanhando não só as fases de avaliação como também de dimensionamento. A importância destas técnicas e a sua abrangência de aplicação faz com que estejam incluídas em regulamentos, como por exemplo o *Capacity Spectrum Method* (CSM, sugerido no ATC40, 1996) ou o método *N2* (proposto no EC8, 2005).

Um outro conjunto de procedimentos de análise estática tem surgido com idêntica finalidade, sugerindo diferentes e inovadoras abordagens ao problema da análise estrutural,

compreendendo entre outros aspectos a influência de modos de vibração superiores e o dano progressivo na resposta das estruturas. Neste grupo podem ser incluídas as metodologias *Modal Pushover Analysis* (MPA), *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM) e o *Adaptive Modal Combination Procedure* (AMC).

Contudo as diferentes propostas carecem de um estudo comparativo capaz de avaliar o seu desempenho na resposta sísmica de estruturas e correspondência aos resultados das análises não lineares dinâmicas.

Neste âmbito, procurou-se analisar a performance de cada uma das cinco anteriores técnicas, envolvendo-as num estudo paramétrico extensivo onde se incluem as 16 configurações estruturais identificadas na secção 4.2 e a base de eventos sísmicos igualmente referida (4.3), com o intuito final de estabelecer recomendações para as suas aplicações.

Os eventos sísmicos são aplicados individualmente para as análises dinâmicas não lineares, enquanto que o correspondente espectro de resposta mediano é utilizado para os procedimentos de análise não linear estática, com o objectivo de eliminar potenciais irregularidades presentes nos espectros de resposta individuais, que não têm qualquer significado estatístico particular e aumentam as dificuldades de convergência na aplicação dos NSP.

O conjunto de cinco procedimentos não lineares estáticos pode ser classificado em dois grupos fundamentais de acordo com o tipo de perfil de carregamento lateral imposto à estrutura durante a análise pushover. O primeiro grupo é composto pelos métodos CSM e N2, cuja definição das respectivas curvas de capacidade é conseguida utilizando um perfil monotónico e invariável de carregamento. O segundo grupo corresponde aos métodos estáticos mais recentes em que as curvas pushover utilizadas são calculadas quer pela aplicação de múltiplas análises pushover usando perfis de carregamento invariantes/adaptativos, tais como o MPA e o AMC, quer por uma única análise pushover utilizando a imposição adaptativa de deslocamentos e que acompanha os efeitos devidos aos modos de vibração superiores e ao dano progressivo em cada passo da análise, caso do método ACSM.

As avaliações sísmicas de referência são determinadas a partir de análises não lineares incrementais dinâmicas (IDA), utilizando o programa de elementos finitos e modelação

distribuída da não linearidade material dos elementos *SeismoStruct*. Para as análises pushover convencionais e adaptativas é utilizado o mesmo *software* de cálculo estrutural.

4.6.2 Estudo preliminar às variantes de análise

Os cinco procedimentos estáticos já identificados, e que aqui se procura avaliar o seu desempenho, contemplam ao longo dos passos de análise um conjunto de variantes alternativas. Estas alternativas dependem, nomeadamente, do algoritmo de análise pushover, da determinação da curva de capacidade do sistema de um grau de liberdade ou da definição do ponto de performance estrutural. Por conseguinte torna-se premente a calibração inicial de cada NSP como forma de identificação e selecção da melhor combinação possível dos parâmetros envolvidos no processo, o que servirá para a aplicação no consequente estudo paramétrico.

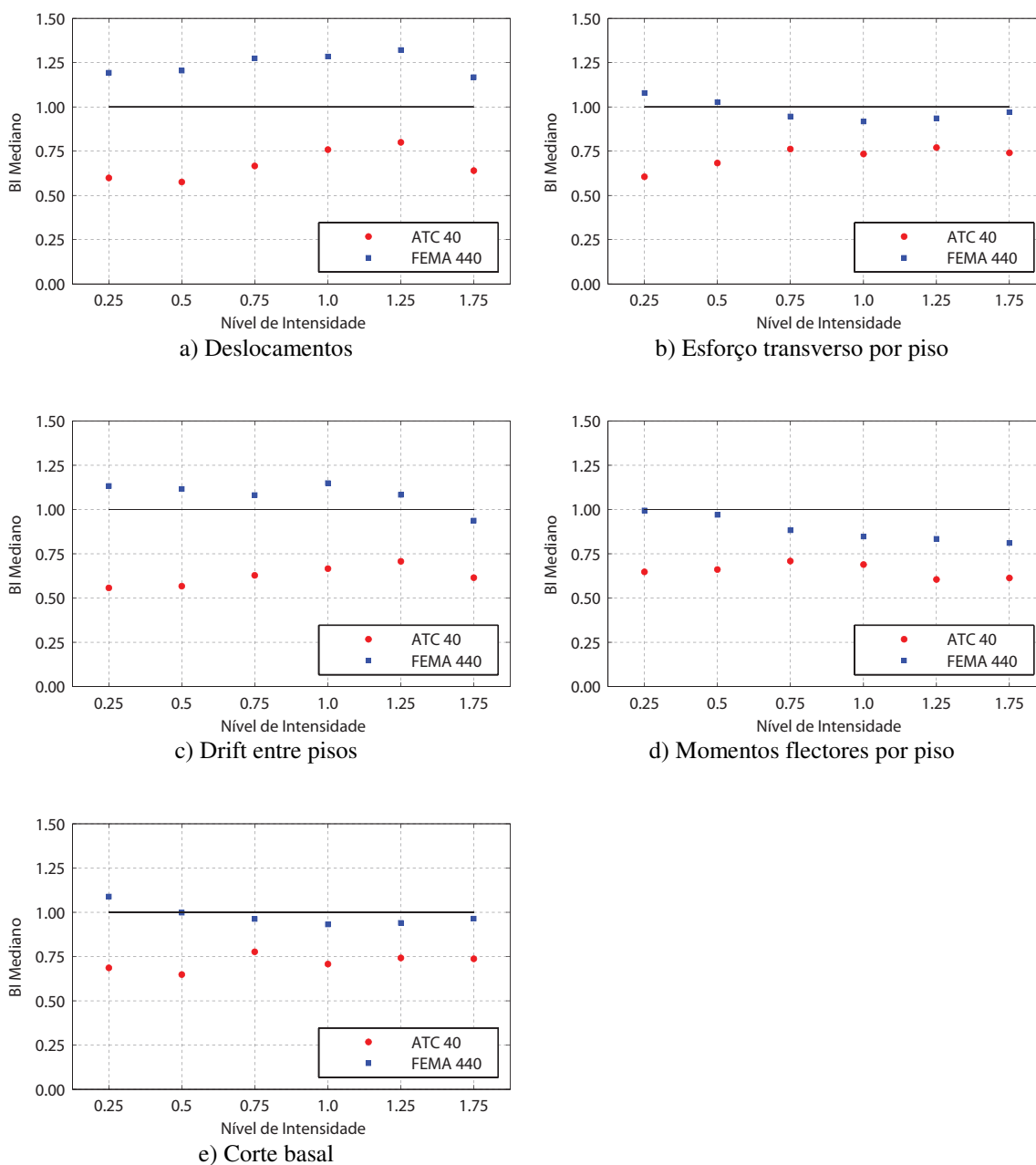
Enunciam-se seguidamente as possibilidades de análise relativas a cada procedimento estático:

- Duas variantes à metodologia CSM – correspondentes às duas relações adoptadas para o amortecimento, designadamente as formulações presentes nos regulamentos ATC40 e FEMA440.
- Três variantes ao método N2 – as alternativas são função do perfil de carregamento lateral utilizado para a construção da curva de capacidade, proporcional ao primeiro modo de vibração ou uniforme. Considerou-se ainda uma alternativa que considera a envolvente da resposta estrutural de cada uma das duas variantes de carregamento distribuído em altura.
- Os métodos MPA e AMC seguiram a sua formulação original.
- O método ACSM é utilizado admitindo, de acordo com o estudo da secção 4.5, o factor de escalamento espectral *Priestley*, escolhido de entre os onze factores de escalamento abordados.

4.6.2.1 Capacity Spectrum Method (CSM)

1) Comparação do índice *Building Index* por nível de intensidade

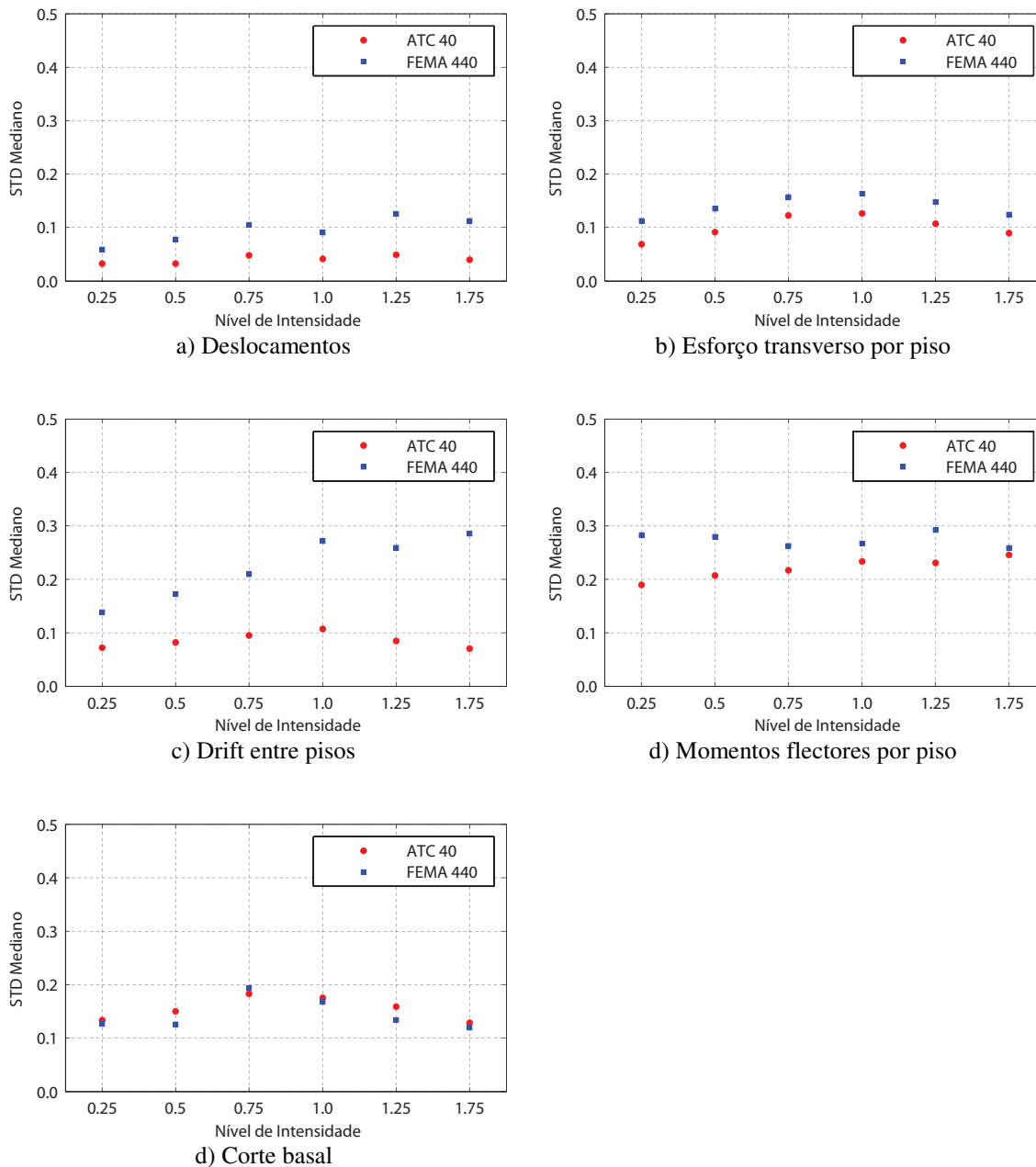
A primeira avaliação será dedicada às alternativas ao método CSM e suas evoluções de acordo com a intensidade sísmica. Nas figuras 4.11 é visível o valor mediano do índice *Building Index* para valores crescentes da intensidade sísmica, em que cada nível corresponde à mediana de todas as configurações estruturais.



Figuras 4.11 – Avaliação preliminar do método CSM – resultados do índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.

Analizando a resposta estrutural de cada parâmetro estrutural torna-se evidente que as relações propostas no FEMA440 conduzem a resultados mais precisos, pese embora a sobrevalorização no caso da avaliação de Deslocamentos (as análises estáticas são cerca de 20% superiores às análises dinâmicas). Simultaneamente, com o aumento no nível de intensidade verifica-se a redução do grau de concordância com as análises dinâmicas de referência nos parâmetros de resposta baseados nos esforços, particularmente notada para os Momentos por piso, contudo para as respostas baseadas em deslocamentos a precisão não é dependente da intensidade sísmica envolvida.

As figuras 4.12 representam o nível de dispersão associado às duas alternativas ATC40 e FEMA440 para cada um dos parâmetros estruturais e segundo os níveis de intensidade sísmica admitidos.



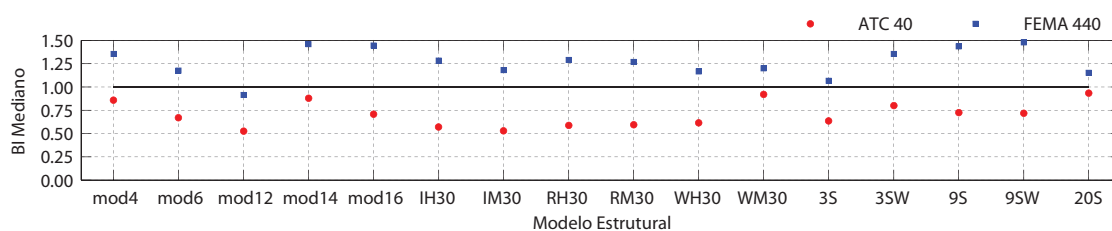
Figuras 4.12 – Avaliação preliminar do método CSM – resultados de dispersão do índice BI por nível de intensidade sísmica.

Verifica-se que a proposta da FEMA440 conduz a níveis ligeiramente superiores de dispersão independentemente do parâmetro avaliado, não existindo uma dependência clara com o nível de intensidade, com a excepção do parâmetro Drifts por piso onde se verificam igualmente os valores de dispersão mais elevados.

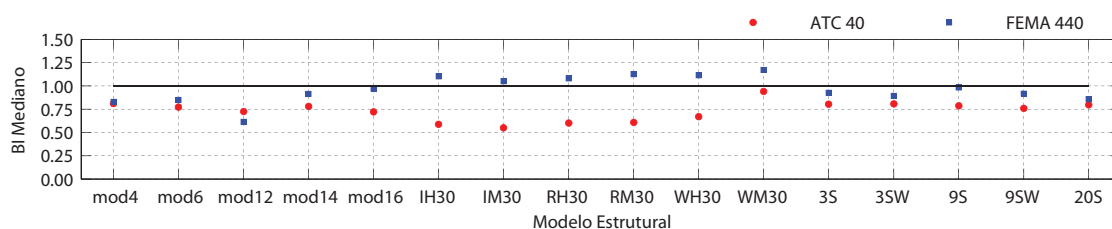
Contudo os desvios em relação aos valores medianos do índice BI não se mostram globalmente importantes, assumindo valores sempre inferiores a 0.30.

2) Comparação do índice *Building Index* por modelo estrutural

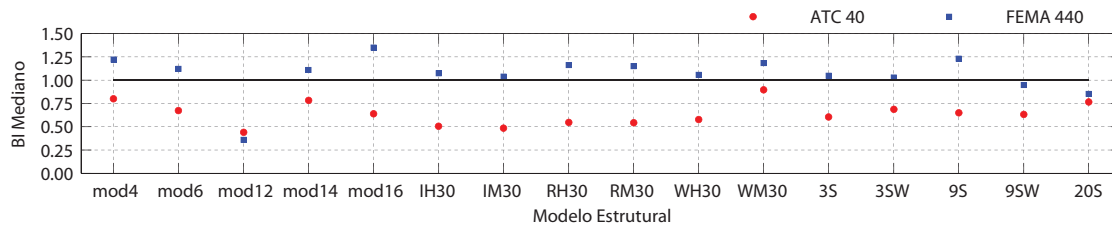
O estudo comparativo seguinte consiste na avaliação do índice BI calculado para cada modelo estrutural como a mediana de todas as intensidades sísmicas. Nas figuras 4.13 representam-se os resultados do índice BI mediano por parâmetro estrutural.



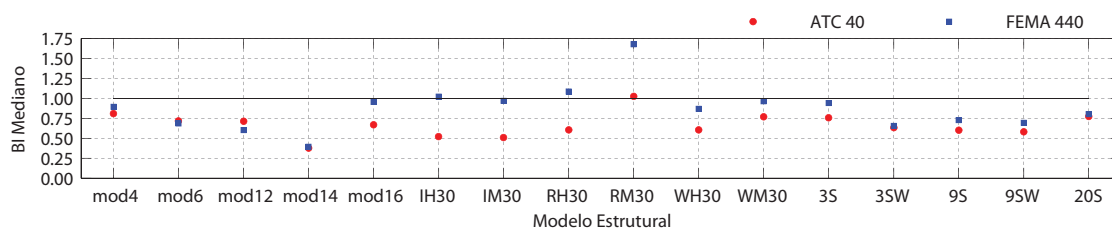
a) Deslocamentos



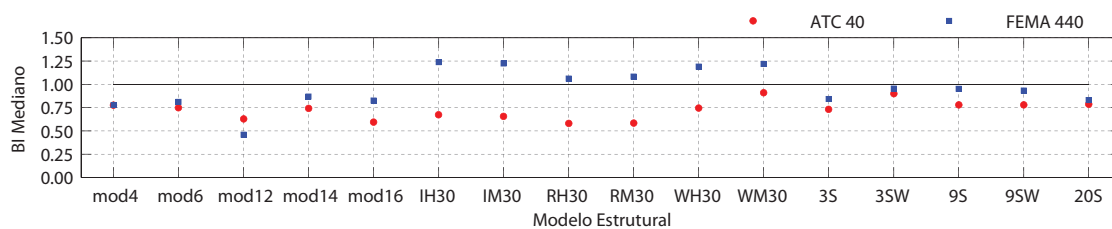
b) Esforço transversal por piso



c) Drift entre pisos



d) Momentos por piso



e) Corte basal

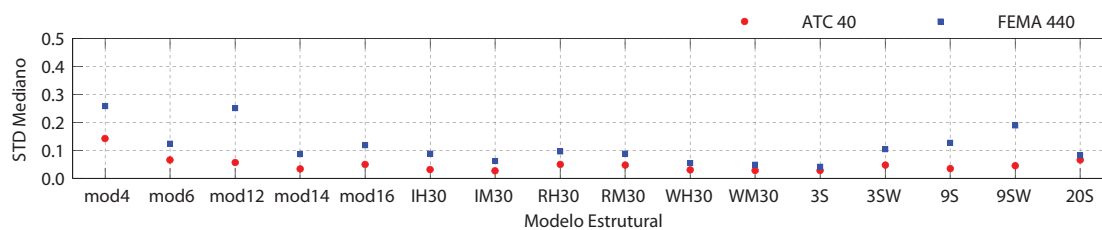
Figuras 4.13 – Avaliação preliminar do método CSM – resultados do índice BI mediano por modelo estrutural.

Constata-se a mesma tendência já verificada anteriormente, onde o método CSM na versão apresentada pelo FEMA surge como a técnica com um melhor desempenho na aproximação aos resultados das análises dinâmicas não lineares.

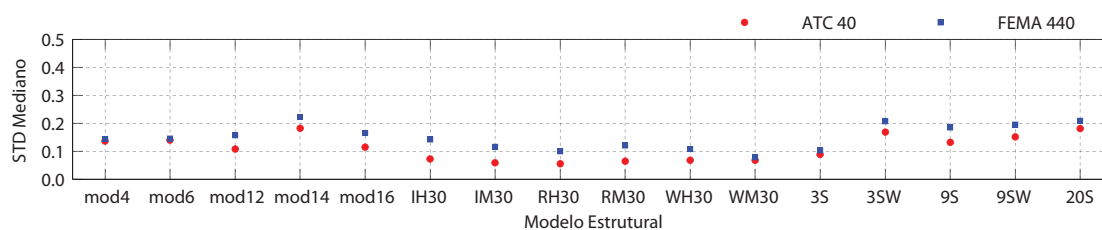
Verifica-se também que a aproximação entre análises estáticas e dinâmicas é maior e mais estável para os modelos de edifícios dimensionamentos sismicamente, para os materiais betão e aço, com a excepção do pórtico RM30 no parâmetro Momentos por piso, associado ao dimensionamento para um nível inferior de ductilidade.

A proposta da FEMA sobrevaloriza ligeiramente a estimativa de praticamente todos os parâmetros estruturais e independentemente do modelo em análise, sendo esta visão menos clara para os Momentos por piso.

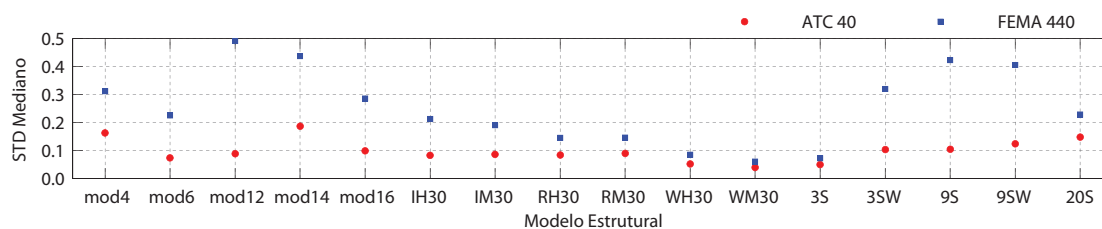
Relativamente aos valores da dispersão associada a cada parâmetro, figuras 4.14, regista-se também a reduzida oscilação em torno do valor mediano qualquer que seja o modelo estrutural em análise e o parâmetro estrutural a avaliar. Este facto é verificado para as duas alternativas propostas ao método CSM – ATC40 e FEMA440 – no entanto refere-se igualmente os resultados ligeiramente superiores no caso da variante do ATC40.



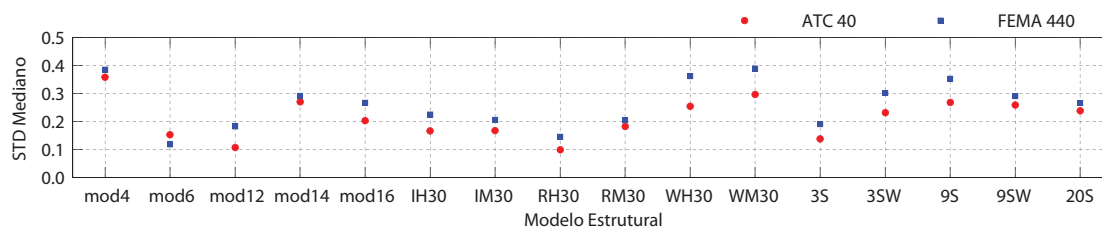
a) Deslocamentos



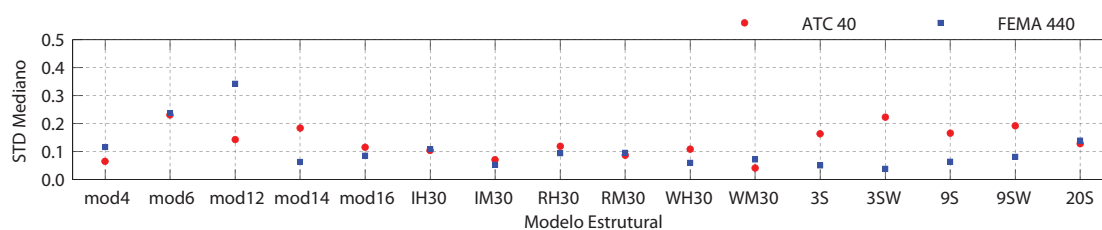
b) Esforço transversal por piso



c) Drift entre pisos



d) Momentos por piso



e) Corte basal

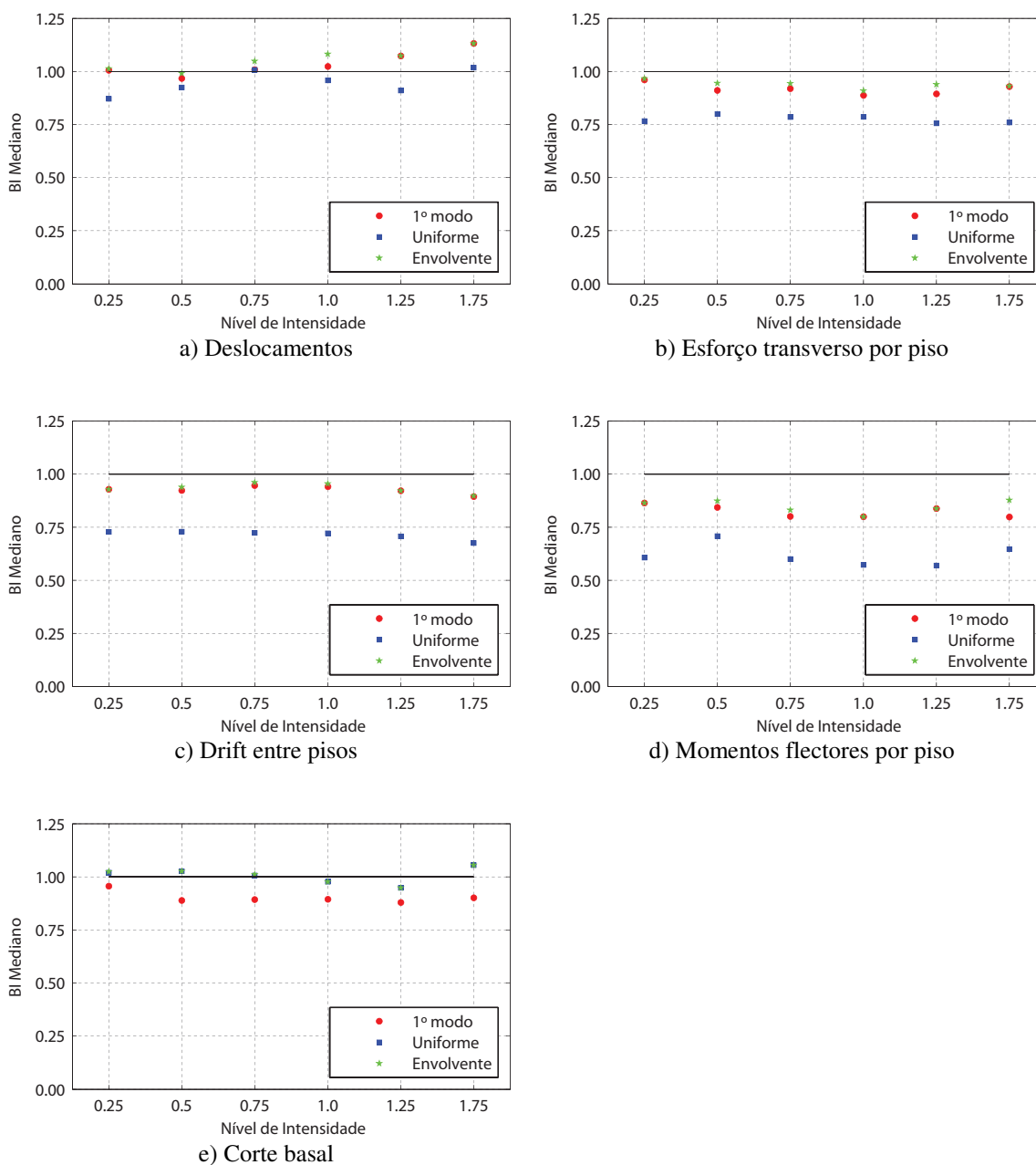
Figuras 4.14 – Avaliação preliminar do método CSM – resultados de dispersão do índice BI por modelo estrutural.

Será portanto a variante proposta pelo FEMA aquela que será adoptada na aplicação do método CSM.

4.6.2.2 N2

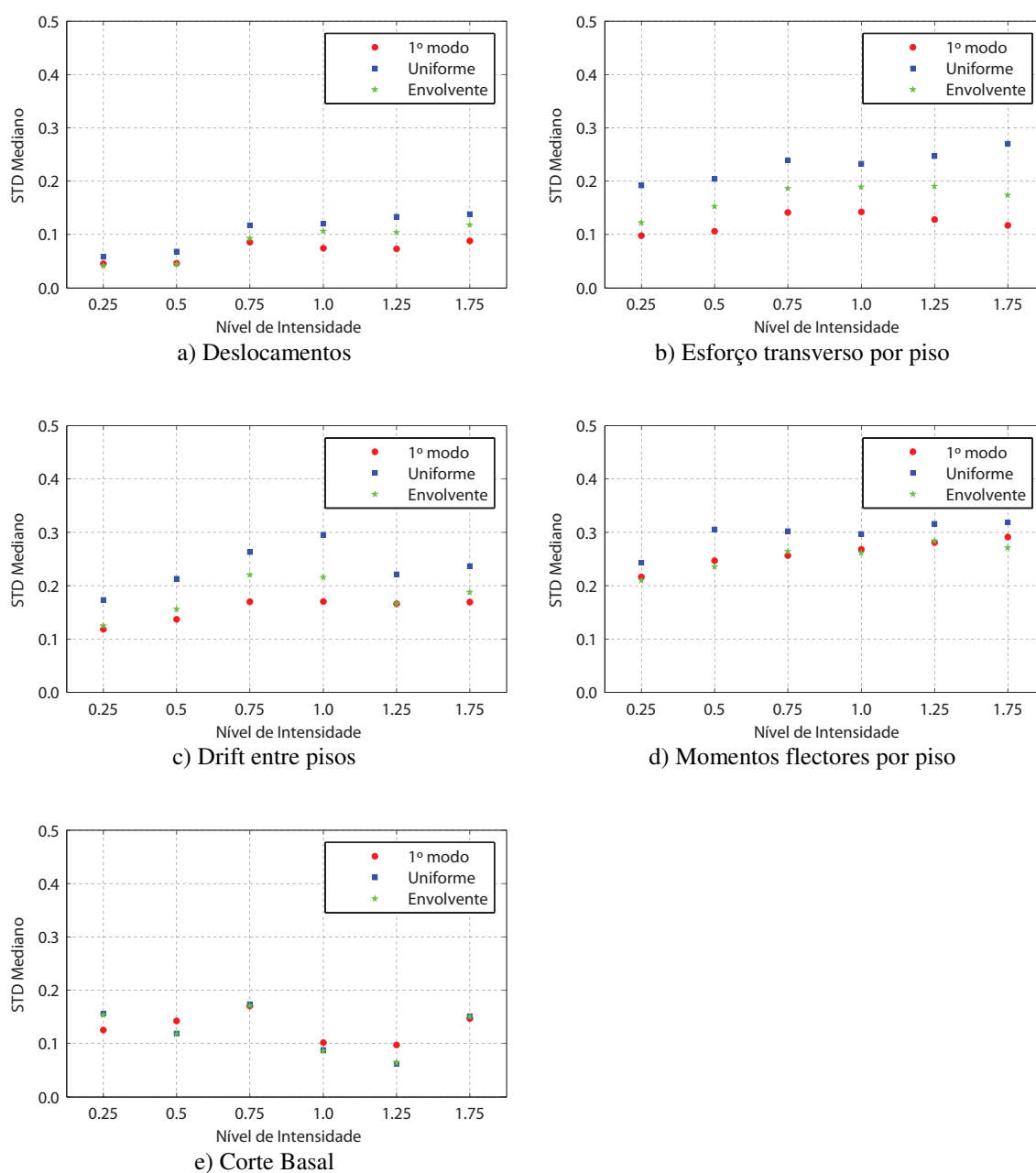
1) Comparação do índice *Building Index* por nível de intensidade

O estudo paramétrico do método N2 segue as relações propostas no FEMA440, já identificadas como aquelas com melhor desempenho. Assim, procedeu-se à verificação da resposta estrutural inerente à aplicação das duas variantes do perfil de carregamento lateral e a envolvente das respostas, com o aumento da intensidade sísmica, figuras 4.15.



Figuras 4.15 – Avaliação preliminar do método N2 – resultados do índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.

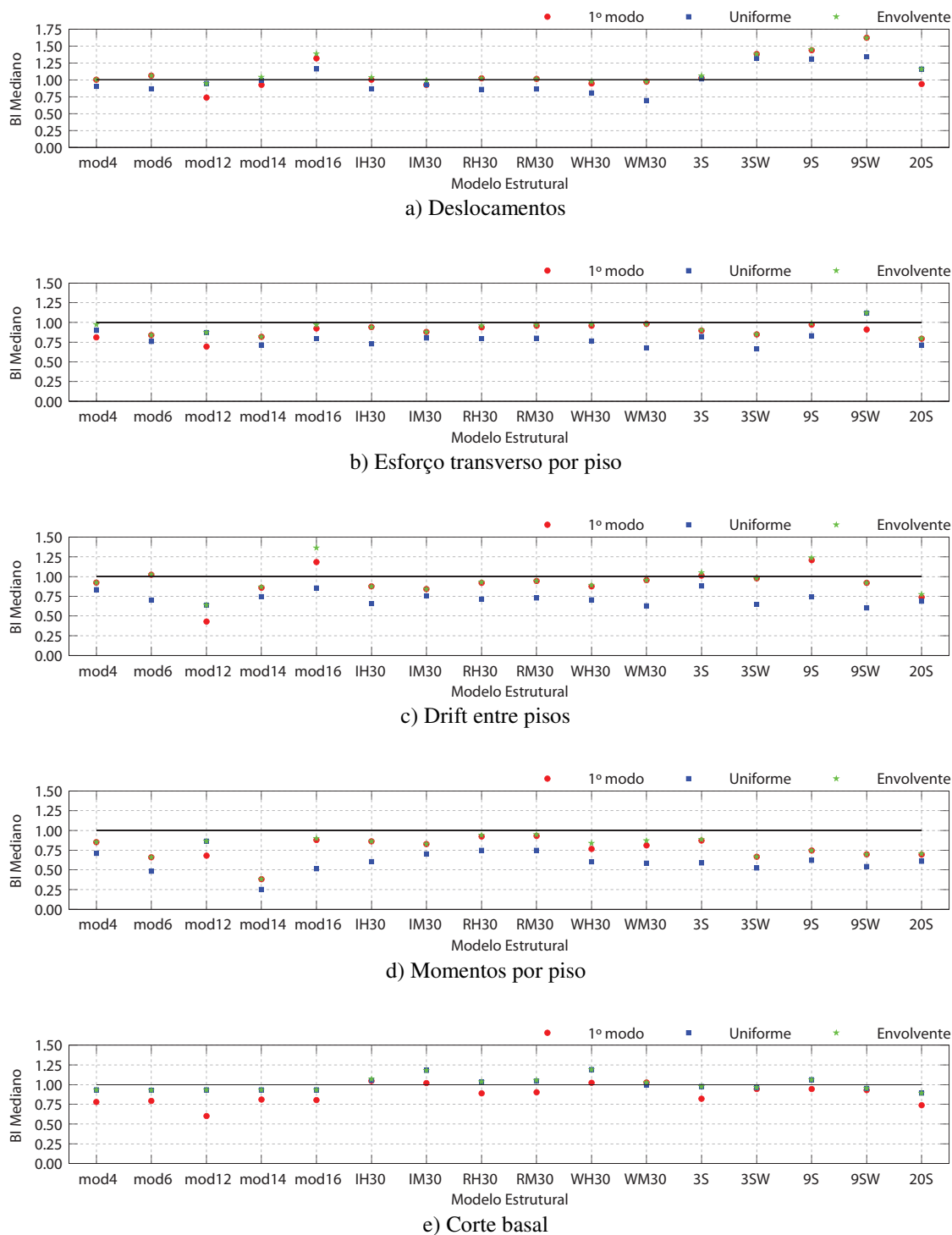
Verifica-se que, apesar não existirem diferenças significativas, a envolvente das respostas estruturais conduz a um melhor desempenho e próximo das análises utilizando um perfil de carregamento proporcional ao primeiro modo, acompanhado de valores de dispersão reduzidos, independentemente do parâmetro estrutural, figuras 4.16. A opção pelo carregamento uniforme apresenta um desempenho claramente inferior e com valores de dispersão superiores (embora menores que 0.35). Destaca-se a quase perfeita aproximação entre análises estáticas e dinâmicas na avaliação dos Deslocamentos e do Corte Basal.



Figuras 4.16 – Avaliação preliminar do método N2 – resultados de dispersão do índice BI por nível de intensidade sísmica.

2) Comparação do índice *Building Index* por modelo estrutural

As figuras 4.17 corroboram o acima referido, manifestando em praticamente todos os parâmetros estruturais valores do índice BI próximos da unidade, particularmente para a variante correspondente à envoltura e ao carregamento modal.



Figuras 4.17 – Avaliação preliminar do método N2 – resultados do índice BI mediano por modelo estrutural.

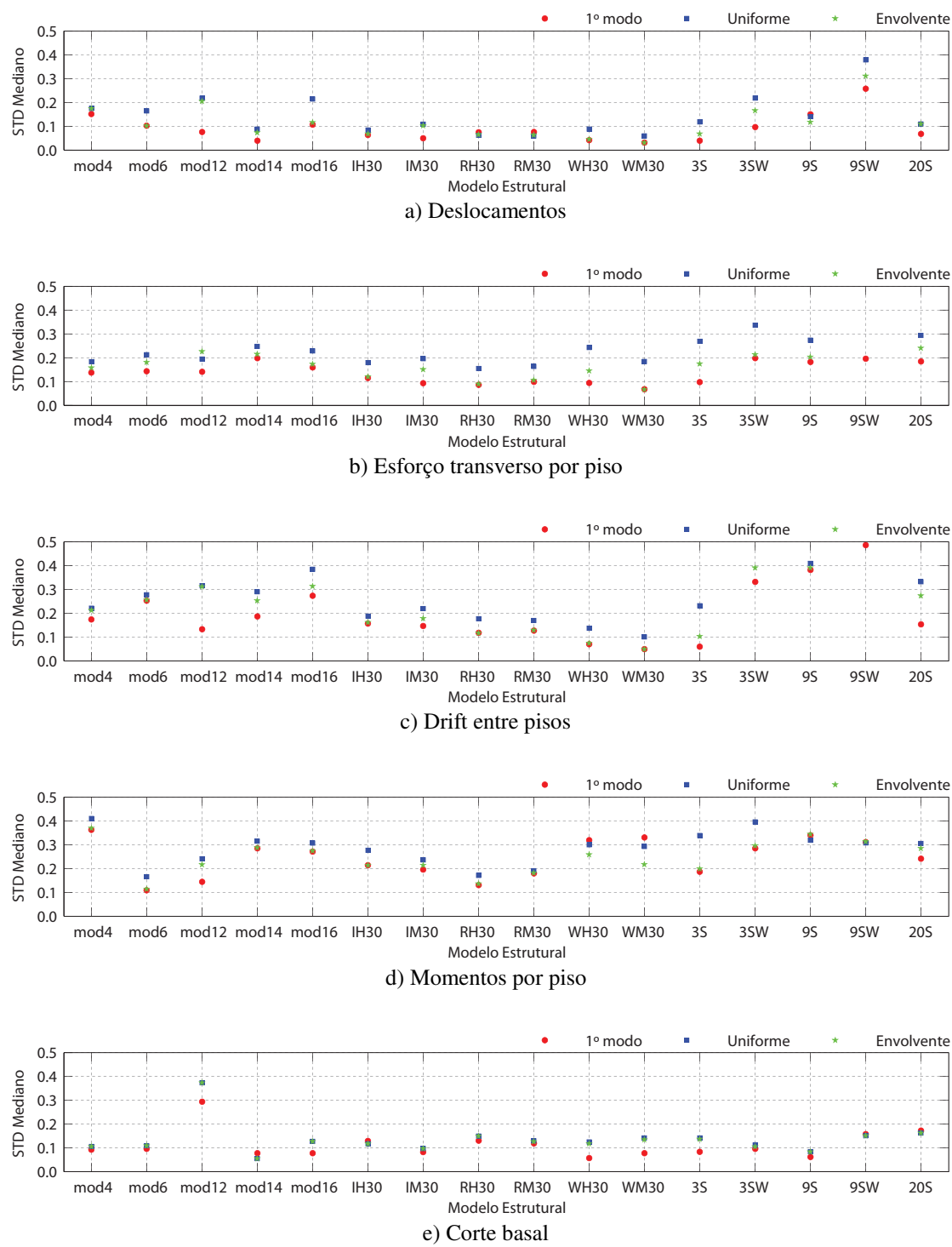
Uma vez mais verifica-se que o parâmetro Momentos por piso é estimado com um grau de precisão inferior, embora com um índice BI superior a 0.75 em quase todos os modelos.

Não é possível destacar uma categoria de edifícios com melhor desempenho, contudo os modelos em betão armado e dimensionados à acção sísmica são os que se apresentam mais estáveis em todas as quantidades estruturais avaliadas.

A dispersão encontrada por cada modelo estrutural, figuras 4.18, acompanha a mesma tendência já descrita no estudo por nível de intensidade sísmica, sendo ligeiramente superior quando aplicado um perfil de carregamento uniforme.

Os edifícios em betão e dimensionados sismicamente revelam menor variação do índice BI em torno do valor mediano, enquanto os edifícios em aço têm oscilações superiores.

Assim, pela análise dos resultados do índice BI e respectiva dispersão avaliados por nível de intensidade sísmica e por modelo estrutural optar-se-á pela alternativa proposta no documento FEMA440.



Figuras 4.18 – Avaliação preliminar do método N2 – resultados de dispersão do índice BI por modelo estrutural.

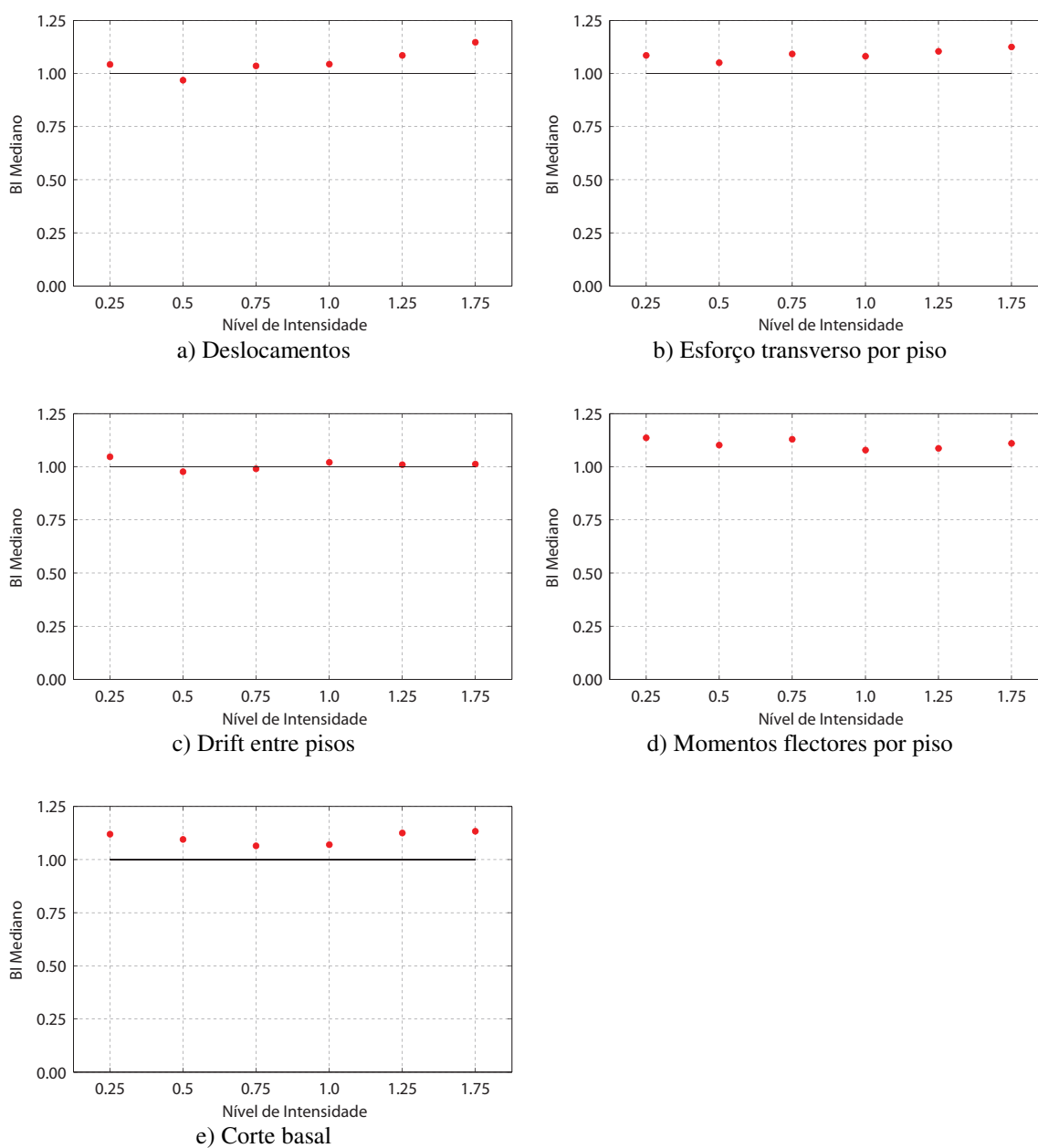
4.6.2.3 Modal Pushover Analysis (MPA)

O estudo preliminar referente ao procedimento MPA engloba unicamente uma variante, a descrita no Capítulo 3, iniciando-se a verificação do seu desempenho no que concerne aos resultados da resposta estrutural por nível de intensidade sísmica e seguidos pela avaliação por modelo.

1) Comparação do índice *Building Index* por nível de intensidade

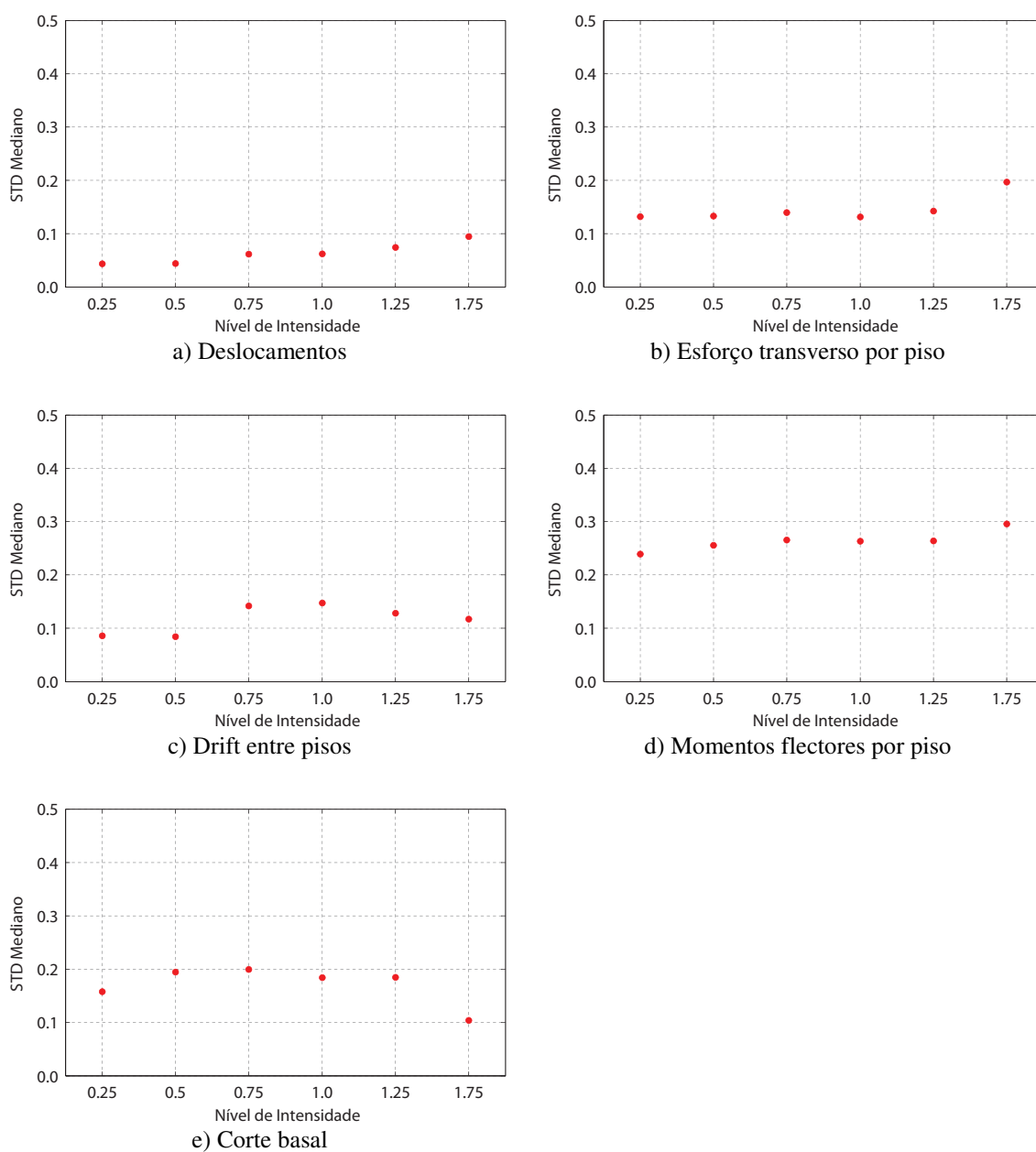
As figuras 4.19 demonstram que o *Modal Pushover Analysis* é capaz de caracterizar o comportamento estrutural de um modo superior, comparativamente com os procedimentos precedentes. Este facto seria já aguardado tendo em conta que esta técnica, contrariamente às anteriores, considera o efeito dos modos de vibração superiores na estrutura.

Verifica-se que os desvios máximos entre as respostas obtidas através de análises estáticas e dinâmicas, independentemente do parâmetro, são sempre inferiores a 20%. É igualmente visível que as quantidades baseadas em deslocamentos (Deslocamentos e Drifts) têm uma correspondência quase perfeita qualquer que seja a intensidade sísmica. Acrescenta-se ainda que não existe uma dependência com o nível de intensidade, apesar de ser visível que para o nível superior (factor multiplicativo de 1.75) os resultados são ligeiramente superiores.



Figuras 4.19 – Avaliação preliminar do método MPA – resultados do índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.

Os níveis de dispersão, figuras 4.20 acompanham as constatações referidas, com resultados sempre inferiores a 0.20, com a excepção do parâmetro Momentos por piso onde o desvio máximo ocorre para 0.30.

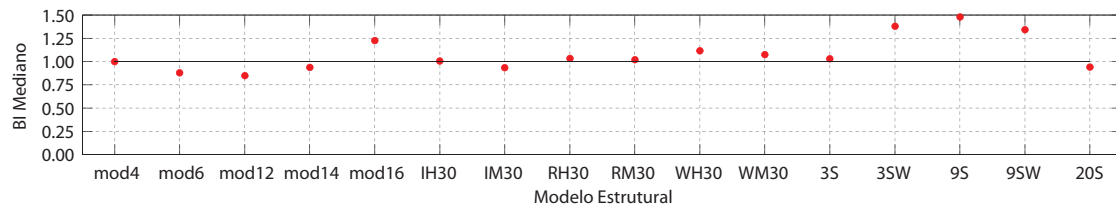


Figuras 4.20 – Avaliação preliminar do método MPA – resultados de dispersão do índice BI por nível de intensidade sísmica.

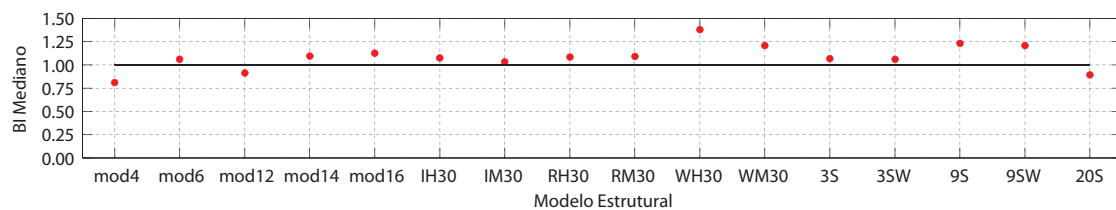
2) Comparação do índice *Building Index* por modelo estrutural

Nas figuras 4.21 apresentam-se os resultados do índice BI associado a cada um dos modelos estruturais em análise, constatando-se a boa performance revelada pelas análises estáticas (já identificado no ponto anterior) para todos os parâmetros de resposta avaliados.

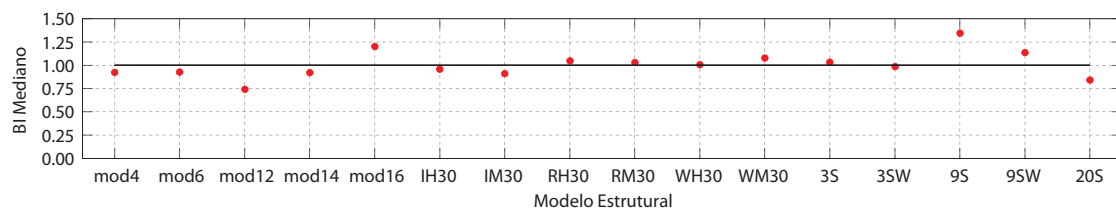
É visível que os modelos em aço são os que apresentam inferior concordância com os resultados provenientes das análises dinâmicas, no entanto com desvios pouco significativos.



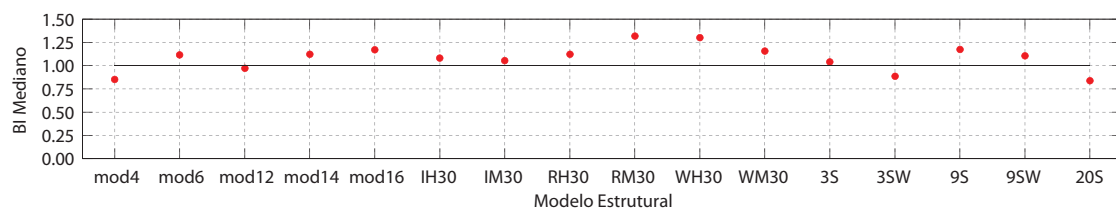
a) Deslocamentos



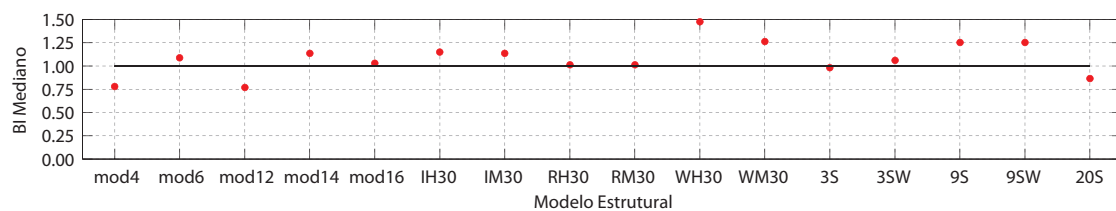
b) Esforço transversal por piso



c) Drift entre pisos



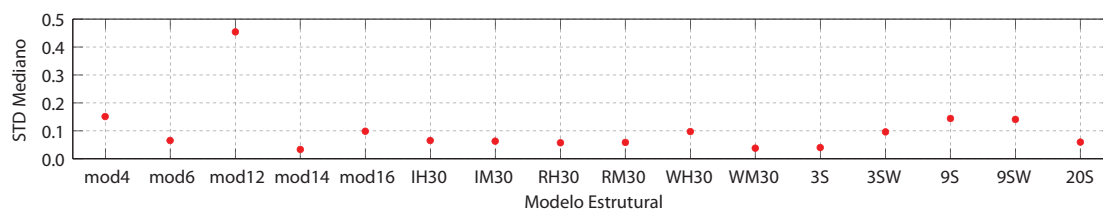
d) Momentos por piso



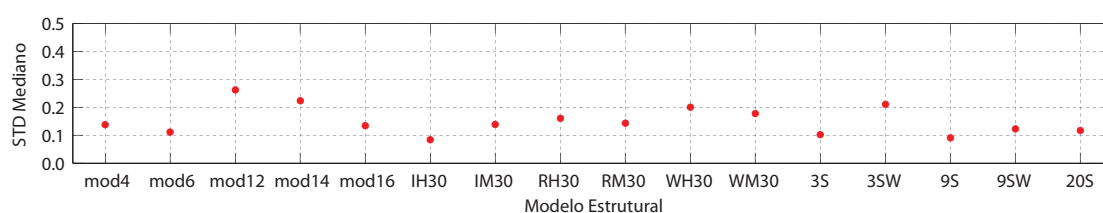
e) Corte basal

Figuras 4.21 – Avaliação preliminar do método MPA – resultados do índice BI mediano por modelo estrutural.

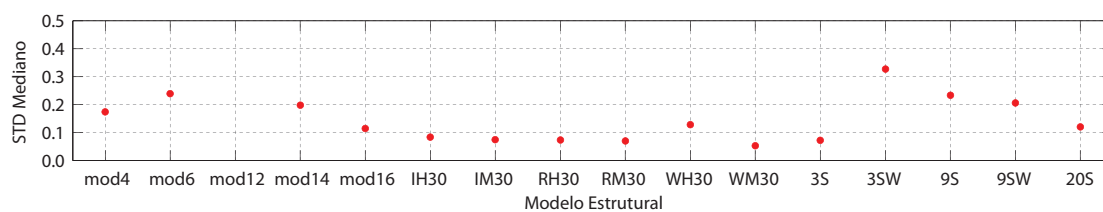
No que diz respeito à dispersão de resultados, figuras 4.22, com a excepção dos desvios superiores para o parâmetro estrutural Momentos por piso, registam-se valores sempre inferiores a 0.30.



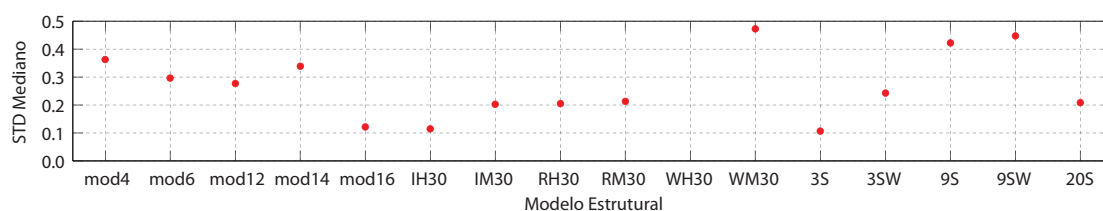
a) Deslocamentos



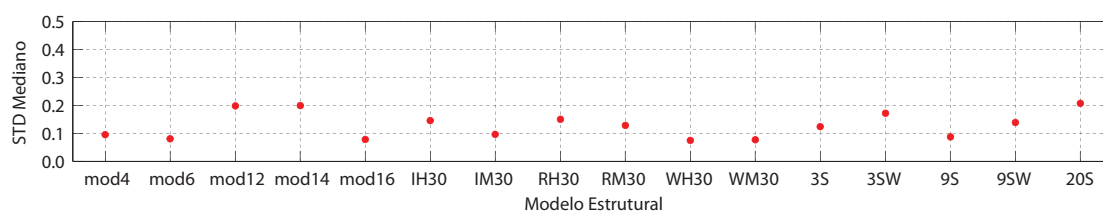
b) Esforço transversal por piso



c) Drift entre pisos



d) Momentos por piso



e) Corte basal

Figuras 4.22 – Avaliação preliminar do método MPA – resultados de dispersão do índice BI por modelo estrutural.

4.6.2.4 *Adaptive Capacity Spectrum Method (ACSM)*

O procedimento de análise estática *Adaptive Capacity Spectrum Method* surge com um conjunto de onze variantes dependentes do modelo de amortecimento e factor de redução espectral utilizados.

Na secção 4.5 foi já conduzido o estudo das referidas alternativas desta metodologia e as suas capacidades para reproduzirem a resposta estrutural dos modelos de edifícios, devendo ser reportada para essa secção a justificação sobre qual a técnica que será seguida no estudo paramétrico sobre os procedimentos de análise estática não linear.

A partir dos resultados expostos para o índice BI será aplicado o método ACSM utilizando a proposta de *Priestley*. Apesar de ser globalmente a opção que conduz a uma melhor concordância com as análises dinâmicas, confunde-se com os resultados das opções *TakKow*, *TakGS* e *DwaKowNau* (qualquer que seja o factor de redução *EC8Ram* ou *LinChang*), que são igualmente válidos para aplicação do procedimento ACSM.

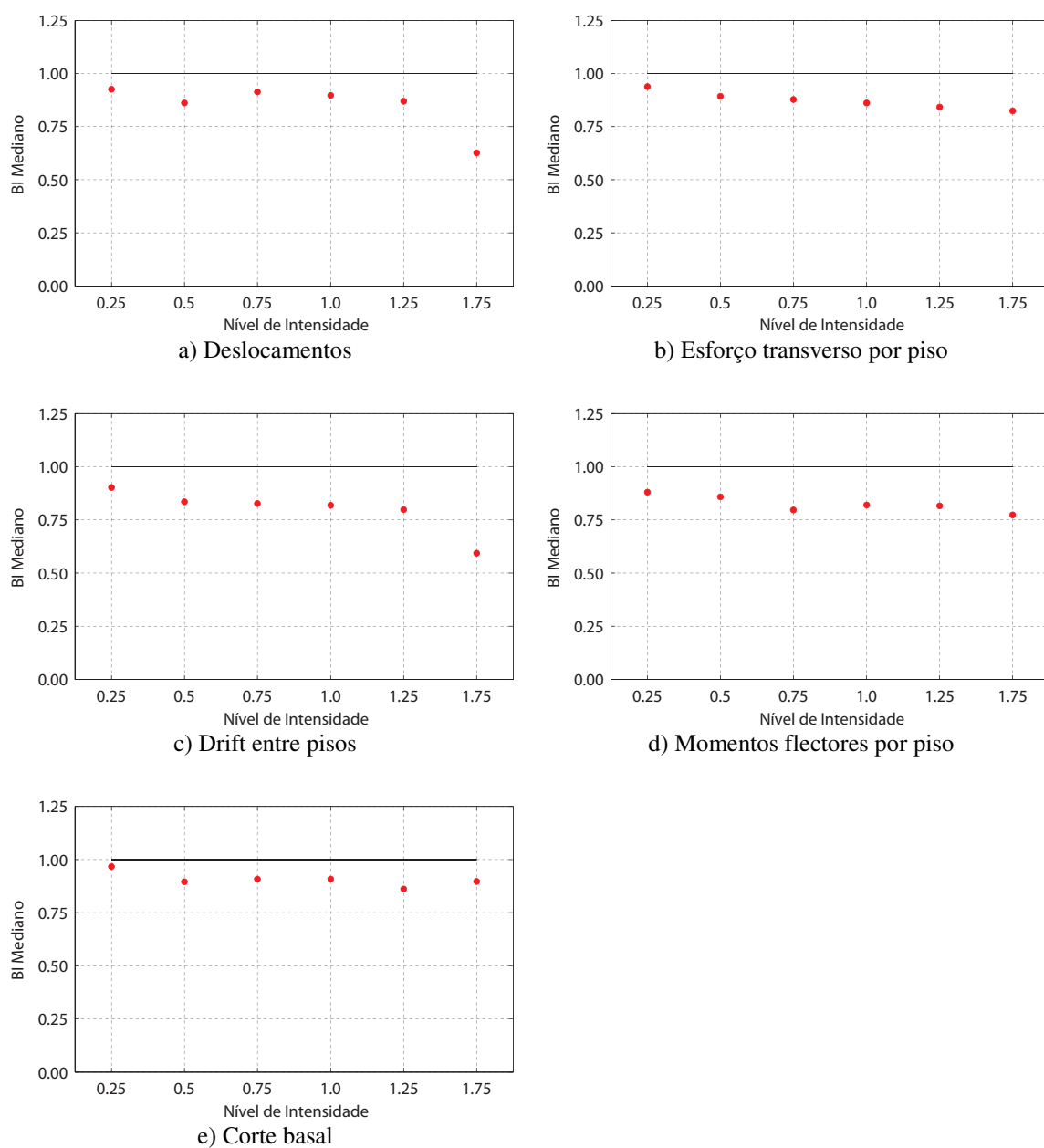
4.6.2.5 *Adaptive Modal Combination (AMC)*

O procedimento *Adaptive Modal Combination* é analisado neste estudo exclusivamente na sua formulação original, seguindo-se, de modo análogo aos já expostos, os resultados por intensidade sísmica e por modelo estrutural.

1) **Comparação do índice *Building Index* por nível de intensidade**

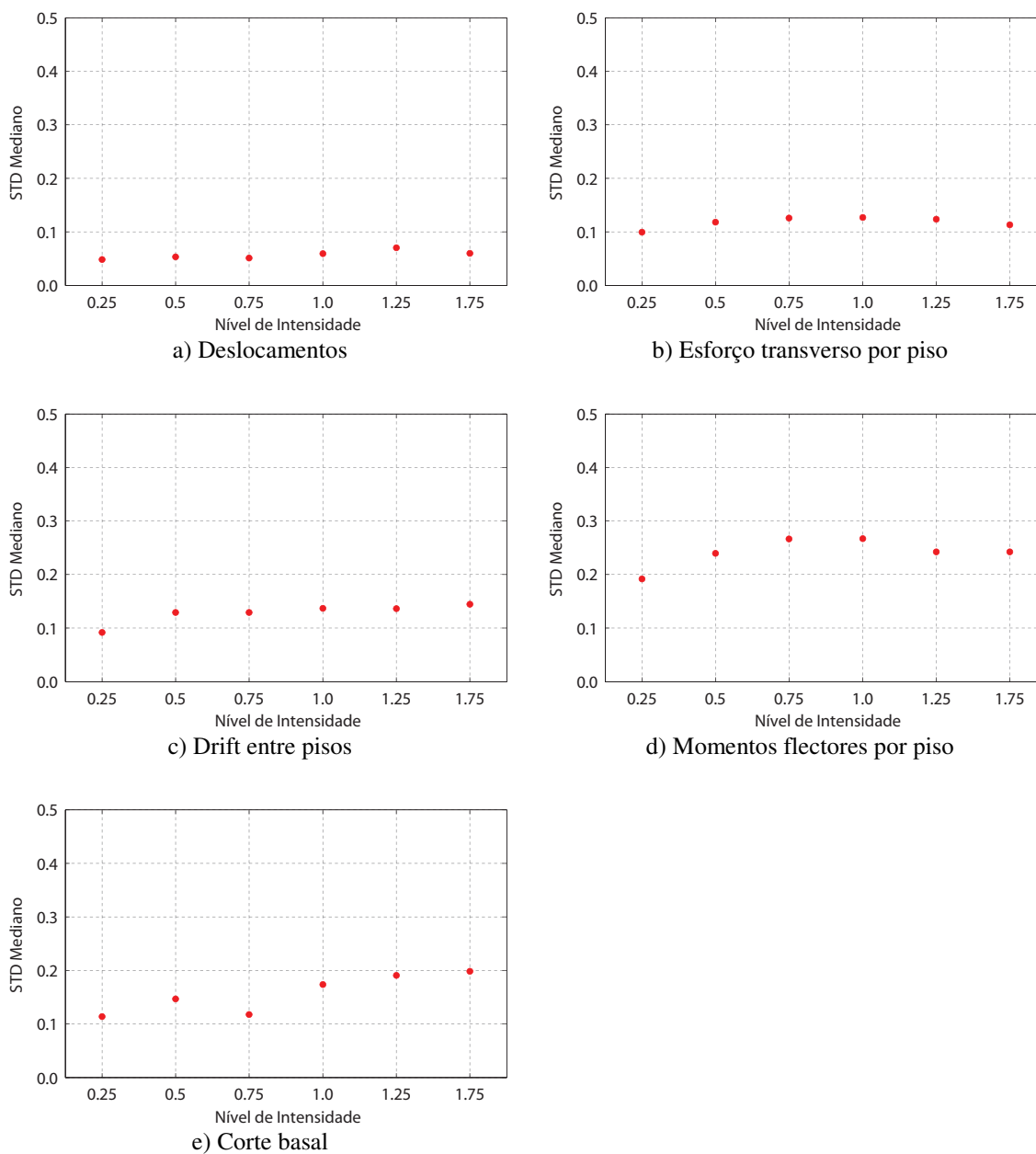
Verifica-se que esta metodologia, de entre o conjunto de técnicas que englobam a influência dos modos de vibração superiores na estrutura é aquela que para todos os parâmetros em análise sempre subestimou a resposta, comparativamente com os resultados das análises dinâmicas, figuras 4.23. No entanto os desvios entre as duas técnicas de análise não linear são sempre inferiores a 20%, com a excepção da intensidade de 1.75 para os parâmetros baseados em deslocamentos.

Regista-se uma vez mais a independência dos resultados do índice BI com a intensidade sísmica.



Figuras 4.23 – Avaliação preliminar do método AMC – resultados do índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.

O desvio padrão associado aos resultados por intensidade apresenta sempre valores inferiores a 0.15, sendo ligeiramente superior no parâmetro Momentos por piso (inferior a 0.30), figuras 4.24.



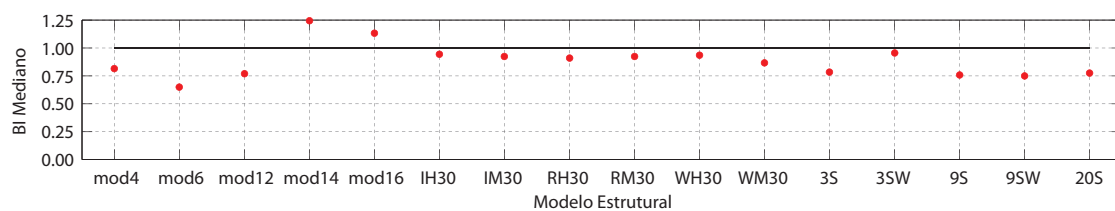
Figuras 4.24 – Avaliação preliminar do método AMC – resultados de dispersão do índice BI por nível de intensidade sísmica.

2) Comparação do índice *Building Index* por modelo estrutural

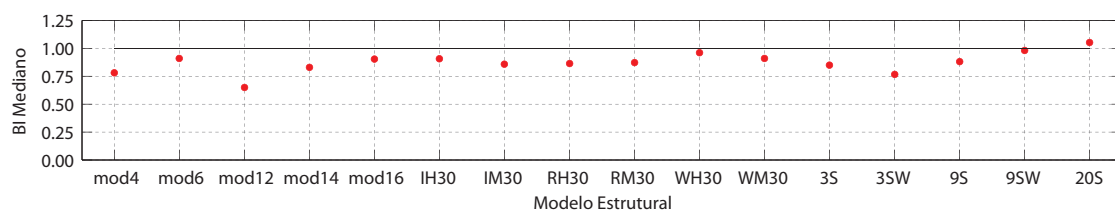
Os resultados desta metodologia por modelo estrutural revelam um desempenho estável e uma concordância importante entre análises estáticas e dinâmicas, para todos os parâmetros estruturais, figuras 4.25.

A resposta dos pórticos analisados é inclusive avaliada com um grau de rigor bastante significativo para o parâmetro Momentos por piso, onde as anteriores metodologias usualmente têm maiores dificuldades.

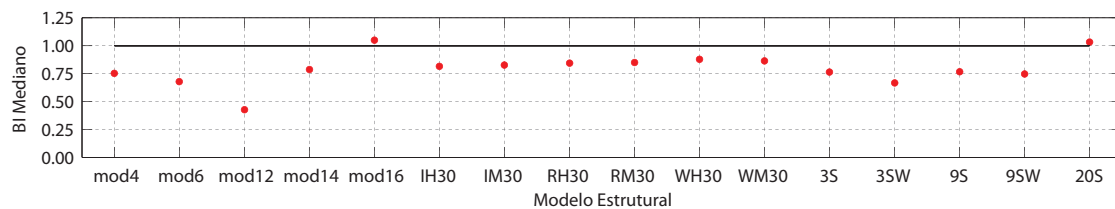
Refira-se ainda que a caracterização da resposta dos modelos não dimensionados sismicamente é a menos precisa.



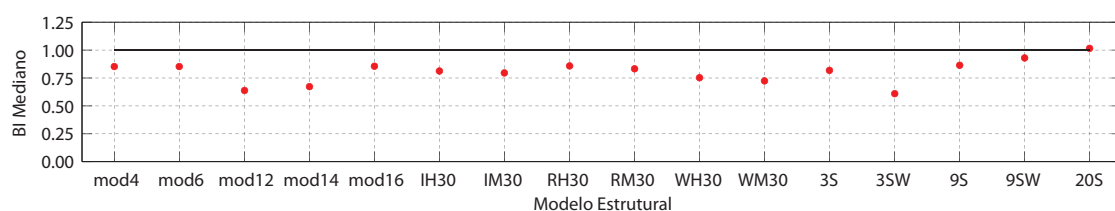
a) Deslocamentos



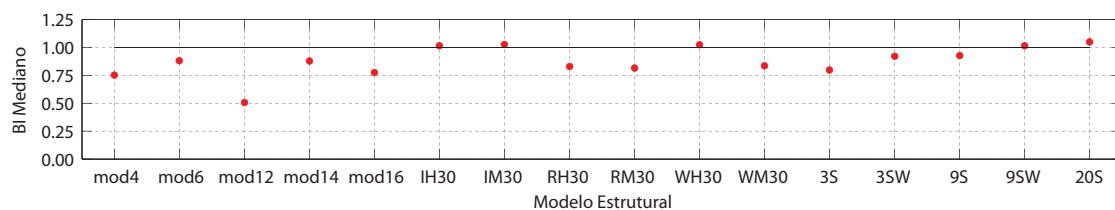
b) Esforço transversal por piso



c) Drift entre pisos



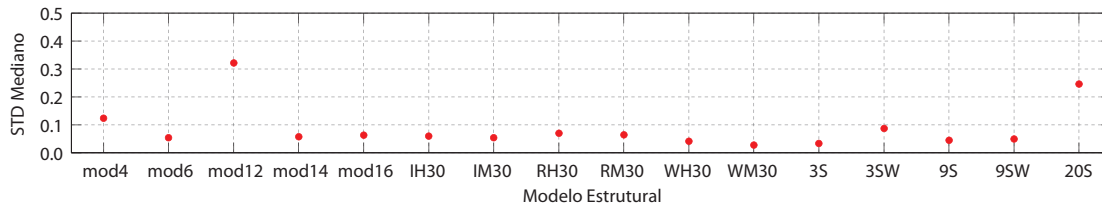
d) Momentos por piso



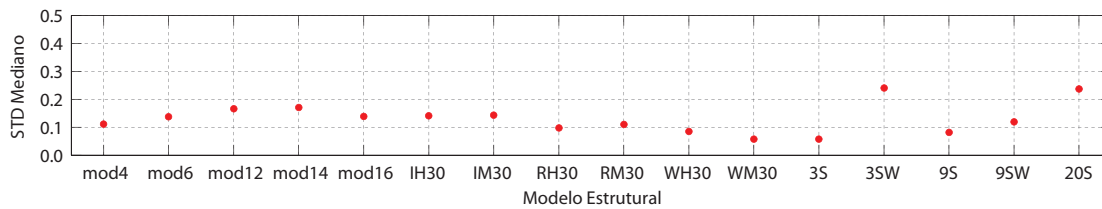
e) Corte basal

Figuras 4.25 – Avaliação preliminar do método AMC – resultados do índice BI mediano por modelo estrutural.

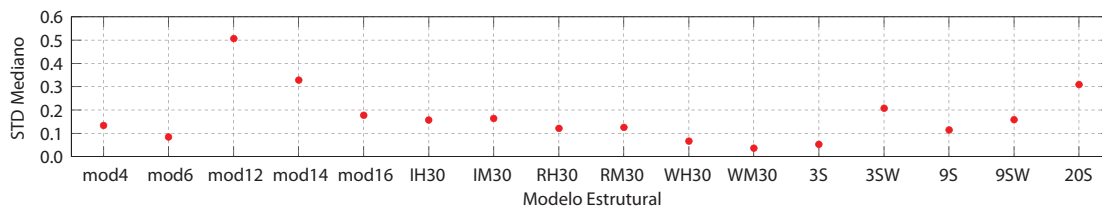
A dispersão de resultados, figuras 4.26, segue a tendência já evidenciada, verificando-se valores inferiores e constantes para os modelos em betão armado e dimensionados à acção sísmica, sendo que aos modelos em que não é acautelada esta acção está associada maior dispersão.



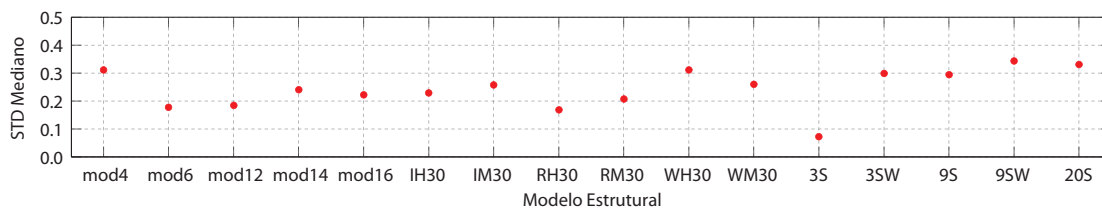
a) Deslocamentos



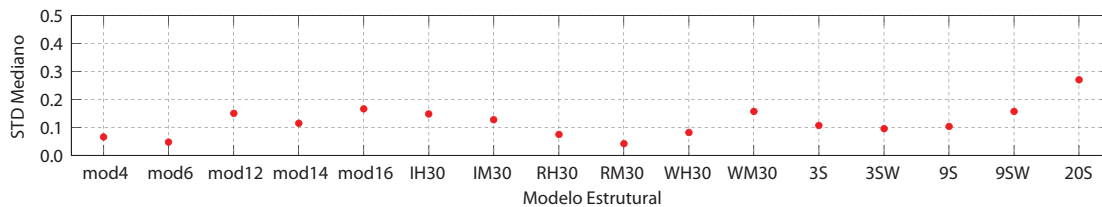
b) Esforço transversal por piso



c) Drift entre pisos



d) Momentos por piso



e) Corte basal

Figuras 4.26 – Avaliação preliminar do método AMC – resultados de dispersão do índice BI por modelo estrutural.

4.6.3 Resultados do caso de estudo paramétrico

Após o estudo inicial sobre as diferentes variantes aos métodos de análise estática não linear prossegue-se com o estudo paramétrico final, cujo objectivo se prende com a comparação da precisão com que a performance estrutural é avaliada segundo cada um dos cinco referidos procedimentos.

Assim, a partir dos resultados das análises preliminares conclui-se que a metodologia *CSM* será aplicada utilizando a proposta presente no documento *FEMA440*. Por outro lado, o método *N2* avaliará a envolvente da resposta estrutural, considerando os perfis de carregamento uniforme e modal. O factor de redução proposto por Priestley, M.J.N. será a variante seguida na aplicação da metodologia *ACSM*. Os dois restantes procedimentos de análise estática, *MPA* e *AMC*, seguirão as suas formulações originais.

De modo idêntico ao apresentado no estudo preliminar, proceder-se-á à verificação da sensibilidade dos resultados com o nível de intensidade sísmica e o tipo de configuração estrutural, utilizando como índice representativo do desempenho o indicador *Building Index*, definido para cada NSP. Por fim, será ainda apresentado o índice BI que envolve de um modo global o conjunto de intensidades e modelos estruturais.

4.6.3.1 Comparação do índice *Building Index* por nível de intensidade

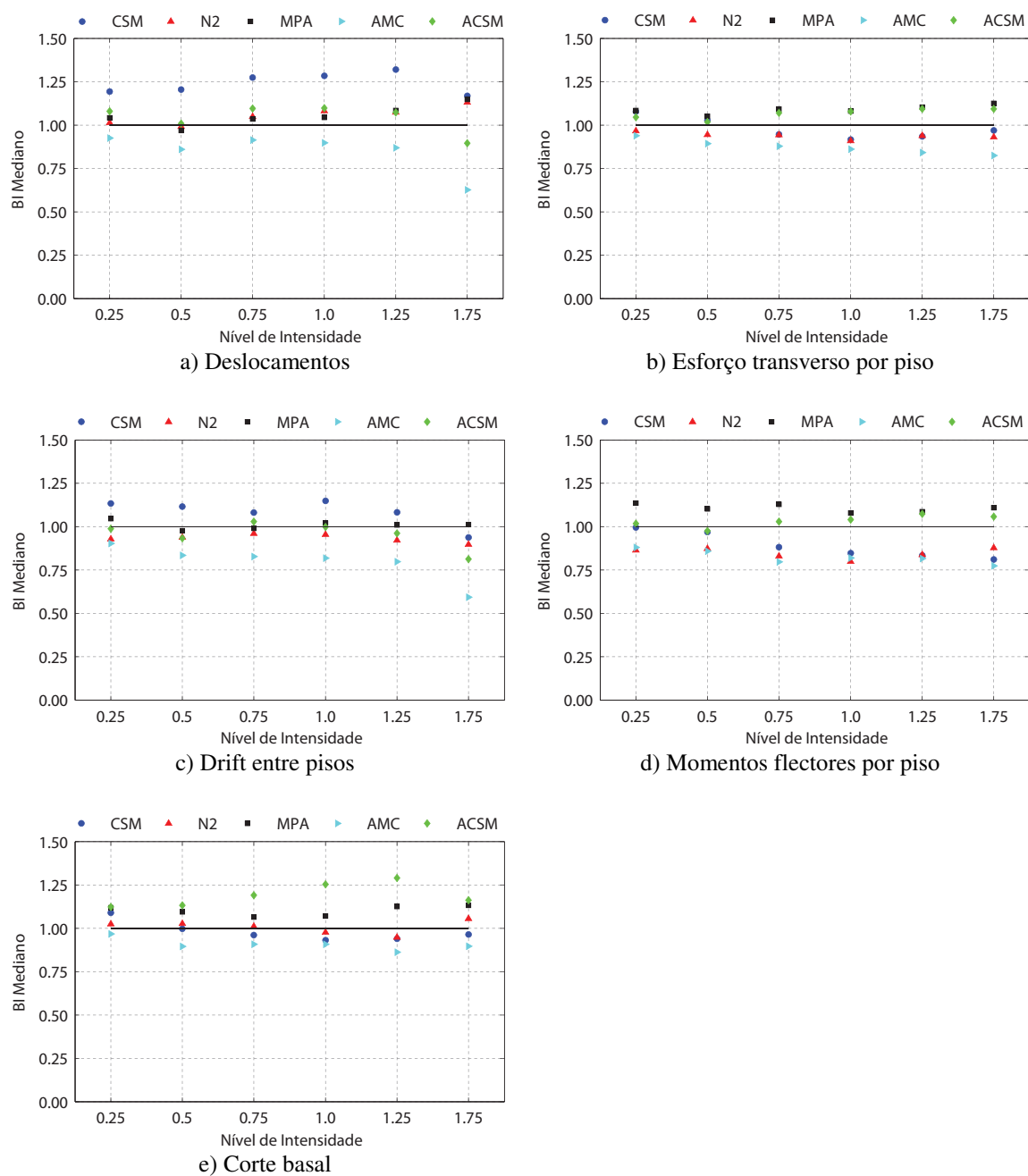
O estudo comparativo do desempenho dos cinco procedimentos de análise não linear estática, em função da intensidade sísmica, encontra-se exposto nas figuras 4.27 e 4.28.

O primeiro conjunto de representações corresponde ao índice BI mediano definido para os parâmetros estruturais avaliados, verificando-se as seguintes constatações e conclusões:

- Destaca-se inicialmente que os cinco NSP em análise são capazes de caracterizar de modo suficientemente razoável as respostas estruturais, ao longo dos 6 níveis de intensidade sísmica.
- Ao mesmo tempo salienta-se que não existe dependência da resposta estrutural com o nível de intensidade sísmica, apesar de se identificar no caso do parâmetro Corte Basal um ligeiro acréscimo do índice BI mediano para intensidades crescentes. Este efeito pode ser justificado pelo facto de que, com o aumento da intensidade sísmica, e consequentemente do nível de dano e período

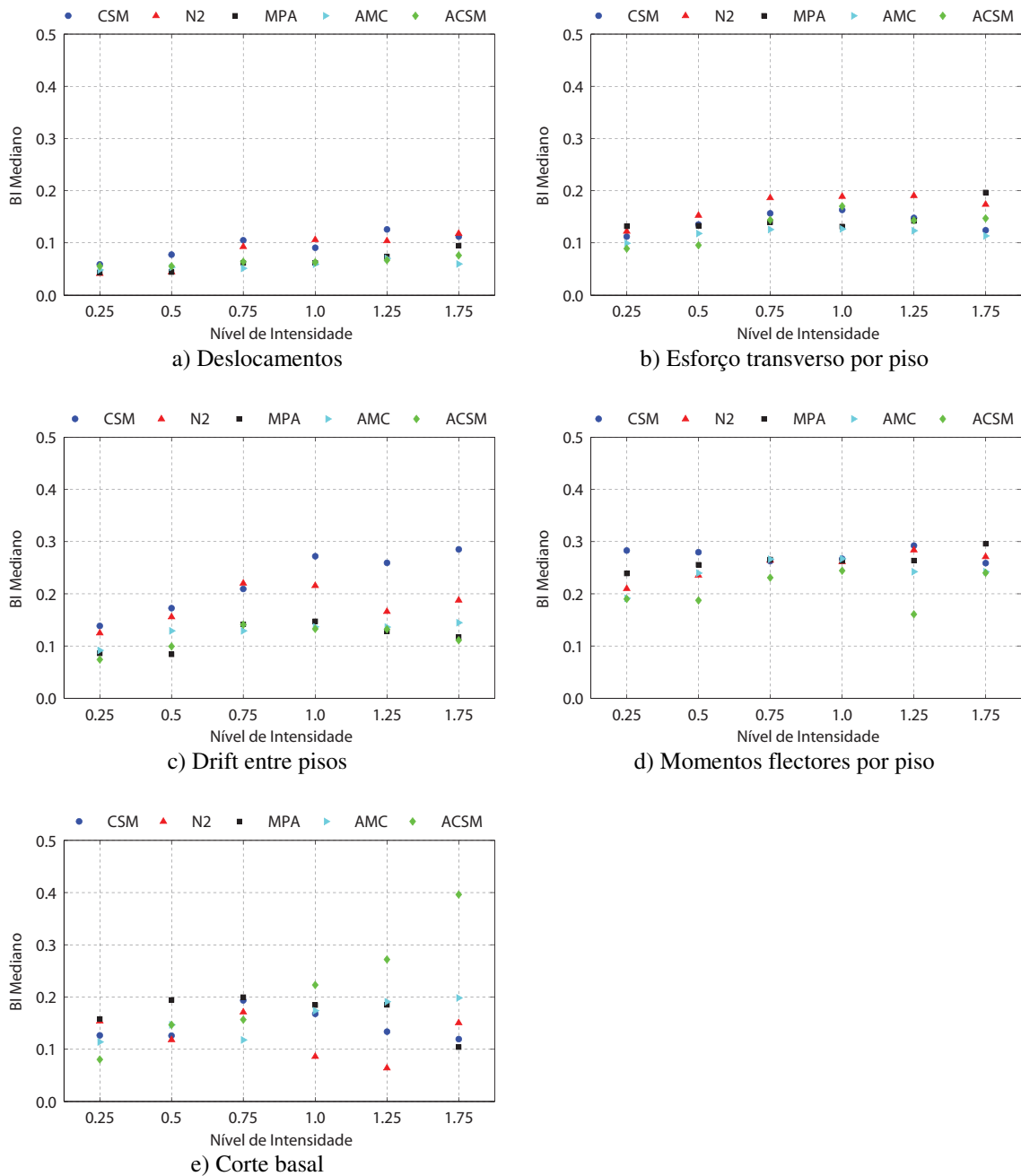
da estrutura, a contribuição do modo fundamental para os parâmetros de resposta baseados em forças tende a reduzir, aumentando a importância que os modos de vibração superiores desempenham na resposta, e que é sempre difícil de ser representada adequadamente pelos procedimentos de análise não linear estática (mesmo aqueles que consideram a influência dos modos de vibração superiores).

- De facto, a importância dos métodos que consideram os efeitos dos modos de vibração superiores, como é o caso do ACSM e do MPA, está presente nas figuras 4.27b e d conseguindo uma melhor aproximação aos valores das respostas obtidas pelas análises dinâmicas.



Figuras 4.27 – Índice BI mediano por nível de intensidade sísmica.

O nível de dispersão associado aos parâmetros da resposta estrutural observa-se ser relativamente insensível ao nível de intensidade e inelasticidade, com os valores inferiores a serem verificados maioritariamente para os métodos multimodais: MPA, ACSM e AMC, enquanto que o método CSM corresponde tipicamente aos valores superiores.



Figuras 4.28 – Desvio-padrão associado ao índice BI por nível de intensidade sísmica.

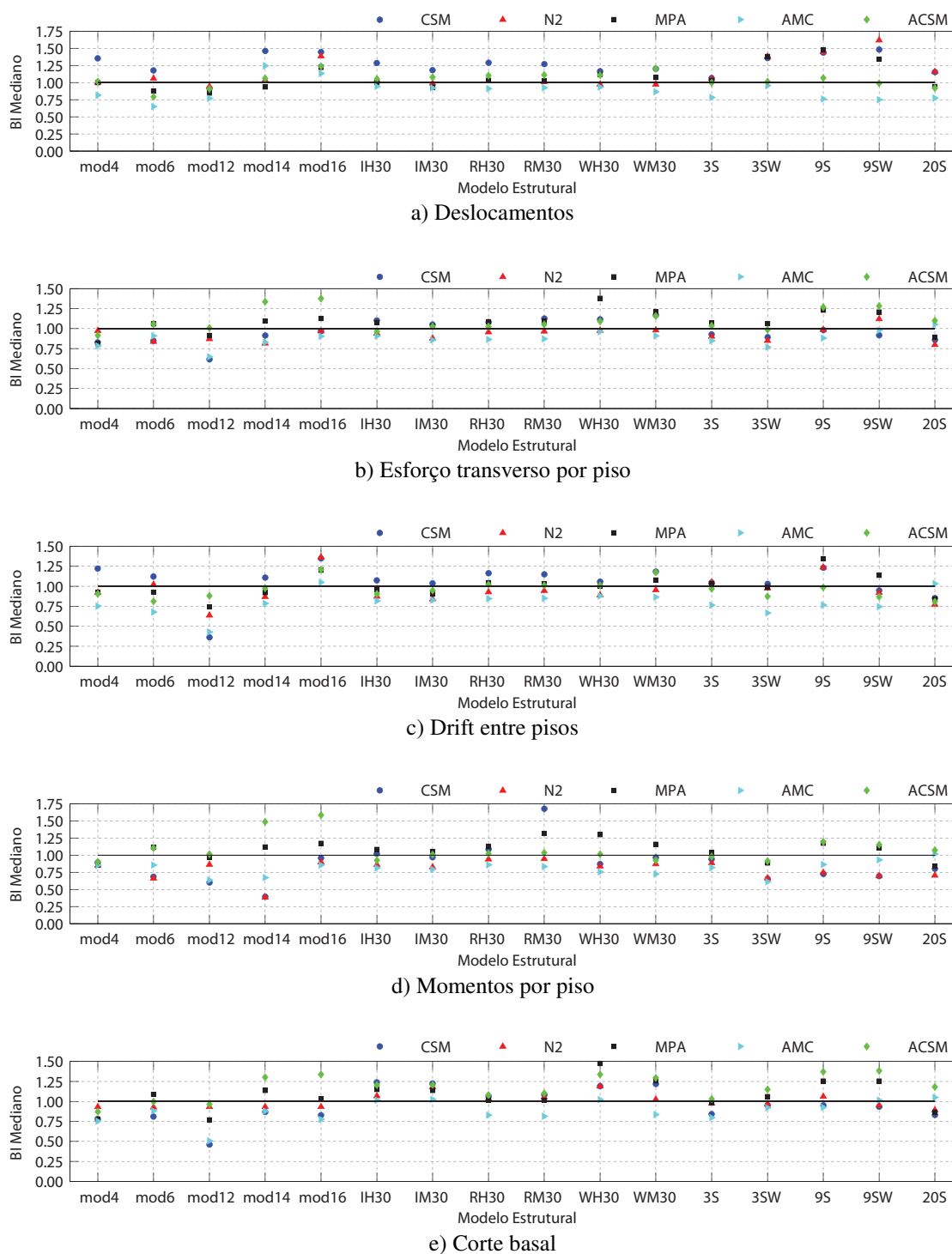
4.6.3.2 Comparação do índice *Building Index* por modelo estrutural

A avaliação da performance estrutural através dos NSP em estudo para cada pórtico encontra-se presente nas figuras 4.29 e 4.30. O índice BI obtido por modelo permite identificar a potencial influência das estruturas no desempenho dos procedimentos estáticos, envolvendo a regularidade em altura, o tipo de material de construção, o

dimensionamento à acção sísmica e o tipo de sistema de resistência ao carregamento lateral.

Em sintonia com os resultados indicados na secção precedente, denota-se que a influência da performance dos NSP com o tipo de modelo é pouco significativa, salientando-se as seguintes evidências e conclusões:

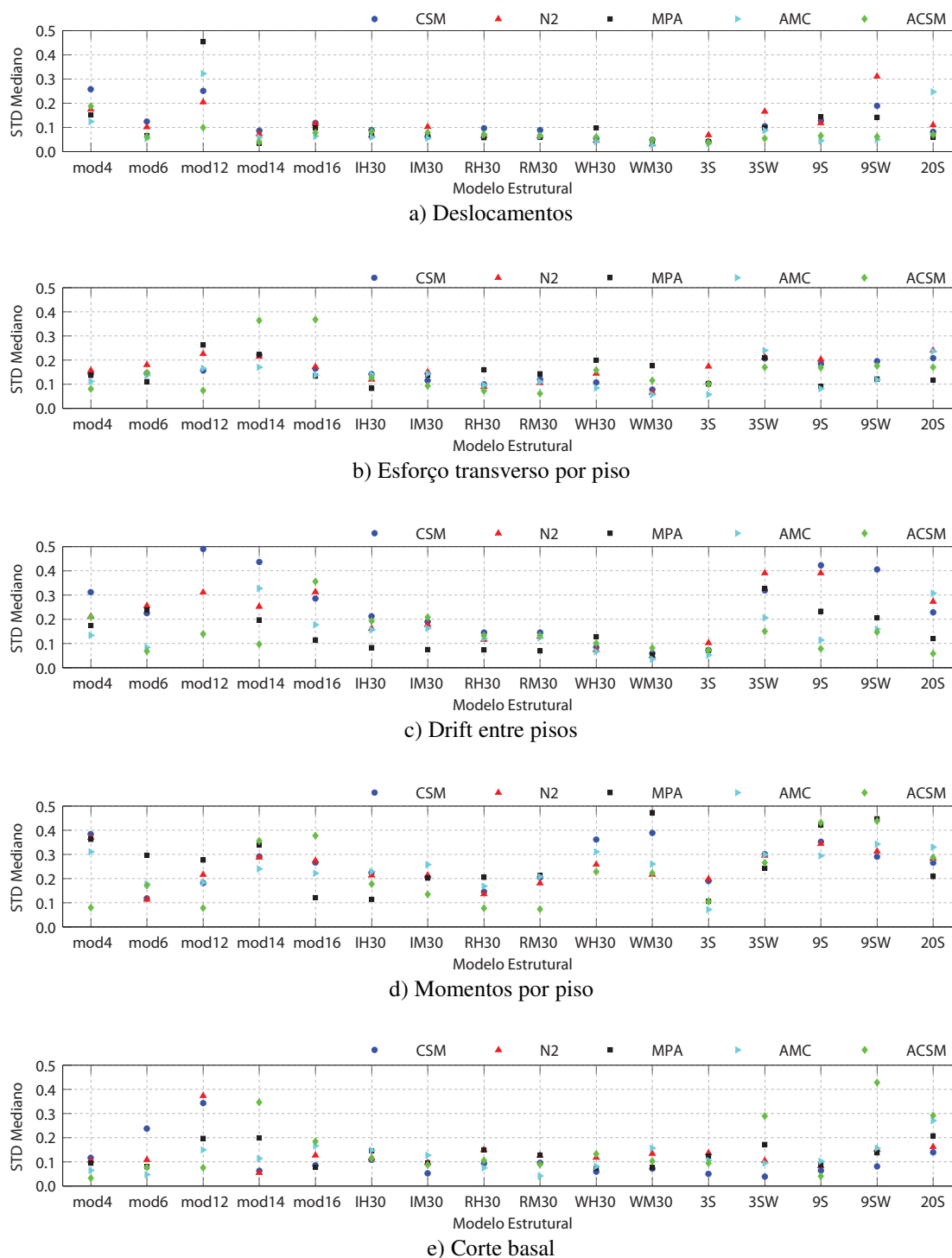
- Os modelos em betão armado e dimensionados sismicamente (IH30, IM30, RH30, RM30, WH30 e WM30) conduzem a *Building Indexes* próximos da unidade, para praticamente todos os métodos.
- Para as estruturas em betão armado mas para as quais o dimensionamento não acautelou a acção sísmica (mod4, mod6, mod12, mod14 e mod16), os métodos ACSM e MPA comprovaram ser os mais precisos, conduzindo a previsões da resposta genericamente melhores.
- Para os modelos em aço em análise (3S, 3SW, 9S, 9SW e 20S) denotam-se algumas discrepâncias relativamente às diferentes metodologias de análise estática, não existindo um comportamento padrão para todas as quantidades estruturais. Destaca-se o parâmetro Deslocamentos onde a concordância com as análises dinâmicas é quase perfeita unicamente para o método ACSM, registando-se diferenças significativas para as restantes técnicas (cerca de 40%).



Figuras 4.29 – Índice BI mediano por modelo estrutural.

Nas figuras 4.30 é visível, em particular para as quantidades Drift e Momentos por piso, níveis de dispersão significativamente inferiores e simultaneamente estáveis, para todos os procedimentos de análise estática quando avaliadas as estruturas em betão armado e dimensionadas sismicamente. Para as restantes estruturas os desvios em relação ao valor

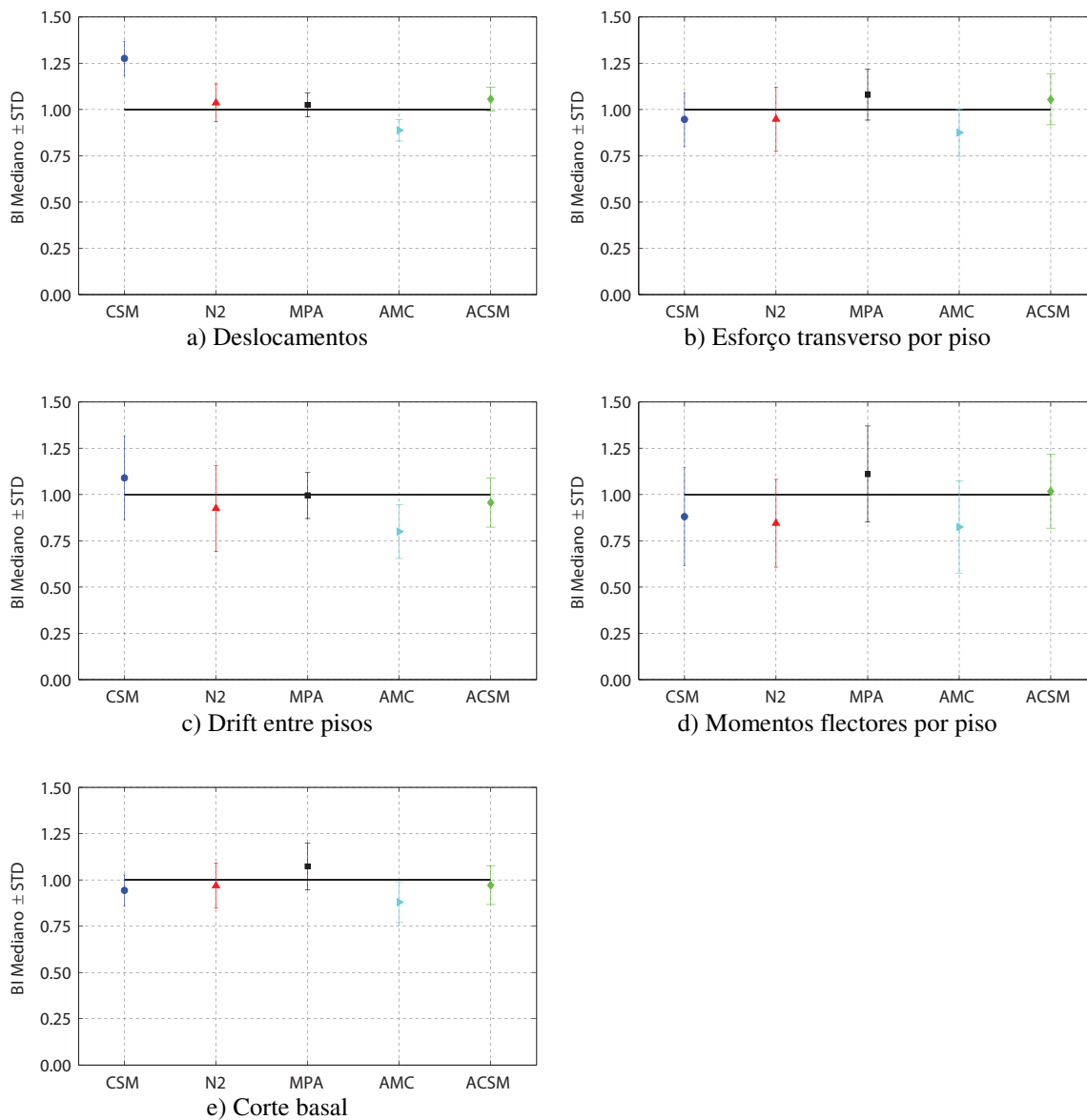
mediano oscilam consideravelmente de acordo com a metodologia considerada, verificando que a aplicação do procedimento ACSM reporta para valores inferiores do desvio-padrão.



Figuras 4.30 – Desvio-padrão associado ao índice BI por modelo estrutural.

4.6.3.3 Comparação do índice global *Building Index*

Nesta secção pretende-se efectuar a avaliação dos cinco parâmetros de resposta, determinada pelo índice BI mediano e respectiva dispersão (definida pelo desvio padrão) que se encontra representada nas figuras 4.31, por cada NSP.



Figuras 4.31 – Índice BI global e desvio-padrão por parâmetro estrutural.

As principais observações que se salientam das figuras anteriores são enunciadas seguidamente:

- Regista-se uma tendência geral para que os diferentes métodos de análise estática representem adequadamente a resposta estrutural, o que é comprovado pelo valor do índice BI mediano próximo da unidade.
- O método CSM é aquele que globalmente estima com pior precisão a resposta dos modelos, verificando-se no entanto um desvio máximo (na avaliação dos deslocamentos) que é inferior a 30%.
- Não existe um NSP cujo comportamento se demarca claramente dos restantes, verificando-se igualmente que esse desempenho está relacionado com o parâmetro de resposta. Contudo os métodos N2, MPA e ACSM são aqueles que apresentam melhor concordância com as análises de referência.
- O método ACSM exhibe um desempenho superior na avaliação do parâmetro estrutural Momentos por piso, acoplado a menores desvios face ao valor mediano. A metodologia MPA tem um comportamento quase perfeito para quantidades baseadas no deslocamento da estrutura. Por outro lado, o método N2 é o mais indicado para avaliar o Corte Basal.
- Os valores de dispersão associados a cada procedimento estático não são significativamente elevados, no entanto os métodos CSM e N2 estão associados a desvios, em relação ao valor mediano, ligeiramente superiores. Os parâmetros Deslocamentos e Momentos por piso são, respectivamente, aqueles que limitam inferior e superiormente os valores de dispersão.

4.6.4 Influência do amortecimento viscoso nas análises dinâmicas não lineares

De acordo com o referido na secção 4.4.2, o estudo comparativo dos procedimentos de análise não linear estática foi conduzido admitindo que as análises dinâmicas de referência aos pórticos bidimensionais incluem para além do amortecimento histerético, a adição do amortecimento viscoso equivalente (típico da fase inicial elástica do comportamento estrutural). Com vista a acautelar esta dissipação de energia, particularmente presente nos edifícios, foram admitidas nas análises anteriores um coeficiente de amortecimento de 2%.

No entanto a participação, deste amortecimento, nas análises estruturais não é consensual por todos os autores, existindo trabalhos que recomendam que este deve ser desprezado.

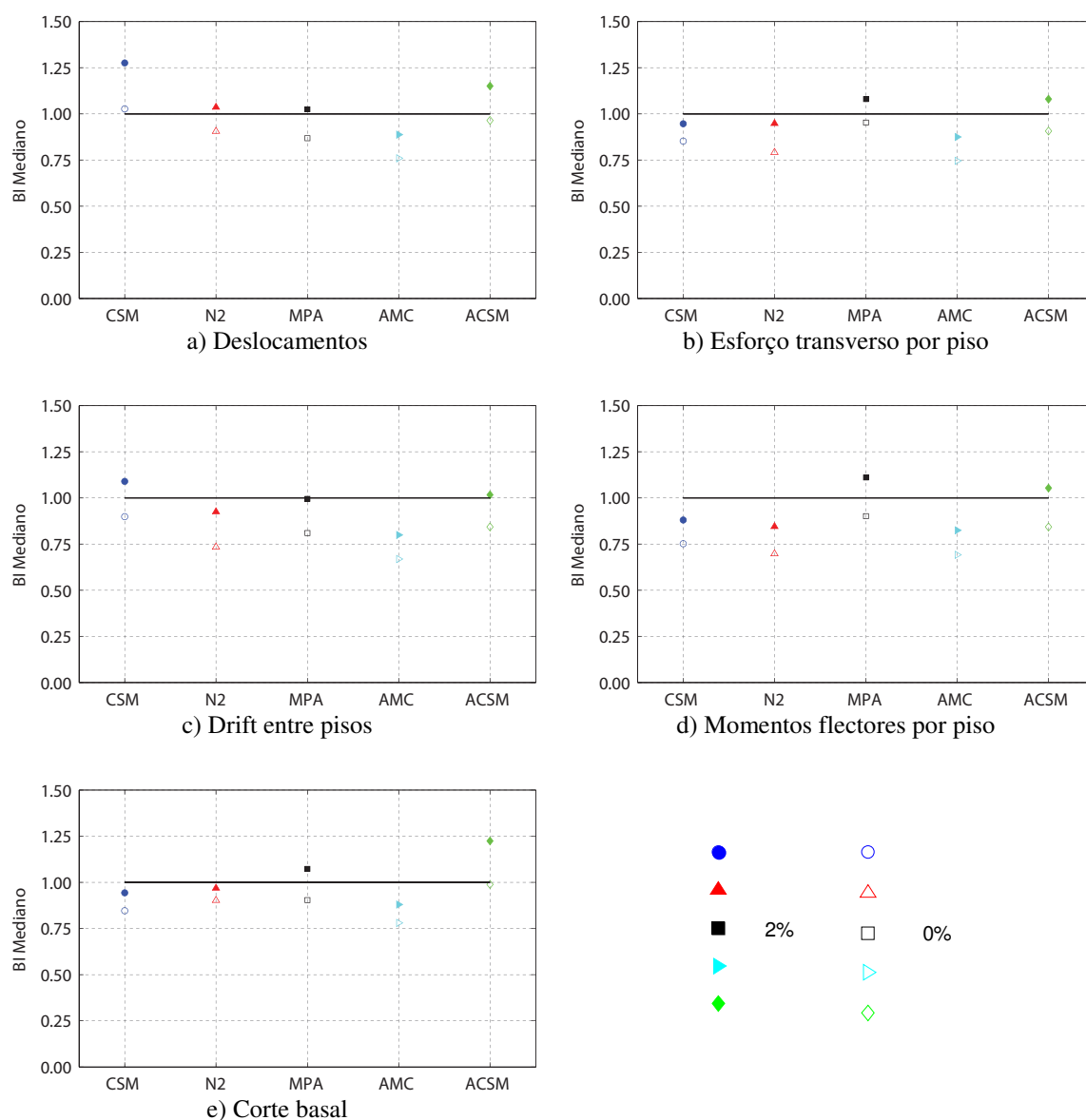
Uma das justificações recai sobre o facto do amortecimento viscoso se tornar irrealista a partir da entrada em regime não linear dos elementos.

Assim, as análises não lineares dinâmicas utilizadas como referência para este estudo foram duplicadas considerando unicamente o amortecimento histerético.

Será apresentado o estudo comparativo entre as duas hipóteses – desprezando o amortecimento viscoso equivalente ou admitindo que este existe, considerando um coeficiente de amortecimento de 2% (resultados já expostos).

Com este estudo procura-se avaliar a concordância da avaliação estrutural através de análises dinâmicas, de modo a que estes resultados sirvam como referência para o estudo paramétrico das cinco metodologias de análise estática não linear – CSM, N2, MPA, ACSM e AMC.

Nas figuras 4.32 expõe-se para cada parâmetro estrutural o índice BI global considerando as duas possibilidades de amortecimento nas análises não lineares dinâmicas – com ou sem amortecimento viscoso equivalente, representados com símbolos a cheio ou vazio, respectivamente.



Figuras 4.32 – Índice BI global por parâmetro estrutural, com e sem o amortecimento viscoso equivalente.

Verifica-se que a introdução da parcela de amortecimento viscoso nas análises estruturais, como esperado, implica a diminuição dos deslocamentos máximos de cada pórtico e por conseguinte o aumento dos índices BI globais, qualquer que seja a quantidade estrutural avaliada – parâmetros baseados na deformação da estrutura ou nas forças internas.

Este estudo permitiu evidenciar a importância da parcela de amortecimento viscoso equivalente na representação do comportamento de edifícios, verificando-se um aumento significativo da correspondência entre as análises estáticas e dinâmicas, independentemente do procedimento estático e do parâmetro estrutural em avaliação. Este

facto é tão mais evidente nas quantidades Momentos por piso ou Drift, onde as metodologias NSP apresentam, claramente, dificuldade em caracterizar o comportamento dos edifícios caso não seja admitido este tipo de amortecimento.

Acrescenta-se ainda que a introdução do amortecimento viscoso nas análises dinâmicas conduziu a que os resultados do índice BI global, correspondentes às metodologias de melhor desempenho (em particular os métodos ACSM e MPA), fossem tendencialmente próximos do seu valor ideal (valor unitário) ou ligeiramente superiores o que é favorável em ambiente de dimensionamento ou avaliação estrutural.

Assim, garante-se que as perdas de energia na estrutura correspondente aos efeitos de fricção entre elementos ou devido à abertura de fendas no betão, ou ainda através das fundações, e que não estão incluídas na modelação das estruturas, possam ser consideradas indirectamente a partir desta parcela.

Conjuntamente, destaca-se também o contributo desta parcela para o aumento da estabilidade do cálculo das análises não lineares dinâmicas.

4.6.5 Conclusões

O presente estudo debruçou-se sobre o desempenho e eficácia de cinco procedimentos de análise não linear estática (NSP), na representação do comportamento estrutural de edifícios. Esta validação é alcançada a partir da comparação dos resultados das metodologias NSP com os resultados obtidos através das análises não lineares dinâmicas.

Os procedimentos de análise estática considerados envolveram dois grupos principais – o primeiro compreende os métodos mais antigos, CSM e N2, e o segundo grupo envolve as três metodologias mais recentemente propostas, MPA, ACSM e AMC.

As principais conclusões deste estudo são as seguintes:

- Os cinco NSP admitidos revelaram-se capazes de estimar com boa precisão os parâmetros estruturais considerados, em particular os parâmetros que se baseiam nos deslocamentos (Deslocamentos e Drifts por piso). A metodologia CSM mostrou algumas dificuldades na aproximação às análises (dinâmicas) de referência, apesar de estes desvios serem apenas importantes no parâmetro Deslocamentos (resultados cerca de 30% superiores).

- Os valores de dispersão observados mostraram-se razoavelmente reduzidos (desvio-padrão máximo de 0.30), comparativamente com a variabilidade inerente à própria acção sísmica (consequentemente com os resultados da análise não linear dinâmica). Este aspecto é particularmente encorajador para a aplicação dos métodos de análise não linear estática na prática corrente de engenharia.
- Embora seja difícil salientar um NSP de performance superior, as metodologias N2, MPA e ACSM surgem, de entre o grupo inicial, como aquelas em que a resposta estrutural é caracterizada de modo mais próximo da resposta obtida através de análises não lineares dinâmicas. Contudo, posteriores e adicionais estudos deverão ser incluídos (por exemplo, fazendo variar a tipologia dos edifícios).

CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL EM ANÁLISES PUSHOVER

5.1 INTRODUÇÃO

No Capítulo 3 foram apresentados os fundamentos relativos às técnicas de análise pushover actuais e correntemente utilizados nos domínios científicos e na prática de Engenharia Civil, nomeadamente, os aspectos inerentes aos procedimentos de análise não linear estática (NSP), para definição da performance estrutural de edifícios, ou intrínsecos à modelação da não linearidade material de cada elemento estrutural.

Com a apresentação e abordagem a estes conceitos surgiu a necessidade de aprofundar as suas potencialidades, sugerindo técnicas e procedimentos para a sua aplicação, adequadamente validados, com vista a tornarem-se como guiões para trabalhos futuros, sobretudo para avaliação e dimensionamento de estruturas. Esta visão encontra-se patente no capítulo anterior, registando-se as vantagens intrínsecas às análises pushover que utilizam uma modelação distribuída da não linearidade material, quando complementadas com um adequado procedimento de análise não linear estática.

Neste contexto e direcção de aplicação das análises pushover, enquanto alternativas viáveis às análises dinâmicas, acrescenta-se a necessidade de aferir quanto à possibilidade de uma redução adicional da sua complexidade e tempo de cálculo. Assim, o presente capítulo procurará aliar as vantagens já identificadas anteriormente, com o estudo dos NSP, às características comuns à modelação da não linearidade material concentrada – rótulas plásticas.

Deste modo, o objectivo primordial de indicar metodologias expeditas de avaliação e dimensionamento de edifícios à acção sísmica (que teve a sua primeira fase no capítulo precedente) passará por uma derradeira etapa, debruçando-se sobre as hipóteses de modelação da não linearidade material.

A estrutura de análise e exposição seguirá três momentos:

- Um primeiro período onde se avaliarão os aspectos gerais a considerar na modelação da não linearidade concentrada e a sua influência no comportamento de elementos isolados e das estruturas, apresentando-se propostas para a modelação como forma de melhor representar a progressão da não linearidade material.
- A segunda fase consiste no estudo do desempenho de análises pushover adaptativas e não adaptativas na definição da capacidade estrutural, utilizando uma modelação da não linearidade material através de rótulas plásticas. Procura-se identificar nesta etapa, simultaneamente, a vertente das análises pushover adaptativas, que é capaz de traduzir a performance estrutural com superior rigor. Para isso, é estabelecido um paralelismo com as análises dinâmicas, consideradas neste estudo como referência, em virtude de serem admitidas como as mais precisas.
- Por fim, pretende-se estender a comparação entre as modelações distribuída e concentrada da não linearidade material a diferentes parâmetros reveladores da performance estrutural, conseguindo-se assim avaliar quanto à possibilidade de utilização de uma ou outra opção tendo presente o respectivo binómio precisão da técnica/complexidade de aplicação.

O comportamento estrutural admitindo diferentes modelos para a não linearidade material é avaliado recorrendo a dois *software*. Para o caso da plasticidade distribuída será considerado o programa *SeismoStruct* (SeismoSoft, 2006), enquanto que para a modelação da não linearidade material concentrada usar-se-á o programa de desenvolvimento exclusivamente académico designado por *PORANL*. Este programa, em que foi já abordada a sua formulação geral no Capítulo 3, teve origem e desenvolvimento no trabalho de Varum, H. (1995), tendo sido progressivamente aperfeiçoado pelo núcleo de Engenharia

Sísmica da Universidade do Porto e Aveiro, englobando actualmente diferentes tipos de análise sísmica, entre dinâmicos e estáticos, de pórticos planos.

5.2 CONSIDERAÇÕES PARA A MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL CONCENTRADA

5.2.1 Introdução

Em sintonia com o referido na secção introdutória a este capítulo, a consideração de variações na modelação das estruturas, quando se estudam análises pushover (técnicas por si já expeditas), pode aumentar a capacidade destes métodos, sendo uma superior garantia de interesse nas suas aplicações.

No capítulo anterior foram explanados os resultados de um conjunto de análises pushover utilizando uma modelação distribuída da não linearidade material (modelo de fibras). Esses resultados revelaram-se encorajadores quando estabelecido um paralelismo com as análises dinâmicas não lineares, não só pela coerência verificada na avaliação estrutural, mas essencialmente pela redução significativa da complexidade do problema – tempo de cálculo e número de variáveis intervenientes a calibrar. Contudo, e essencialmente num ambiente comum de dimensionamento e projecto de Engenharia Civil, mesmo a utilização de um procedimento comparativamente mais simples, como são as análises pushover utilizando um modelo de fibras, encontra dificuldades na sua implementação. Assim, é na procura de uma técnica prática, simples e de fácil aplicação para a avaliação estrutural, como são as análises pushover, que surgem as preocupações e consequente estudo apresentado nesta secção.

Numa formulação por fibras admite-se que o elemento é dividido segundo o seu eixo longitudinal em vários elementos finitos, sendo-lhe atribuídos pontos de controlo (pontos de Gauss) ao longo do eixo longitudinal de cada filamento, resumindo a caracterização do comportamento de cada elemento à resolução da integração de polinómios de terceiro grau. Por outro lado, na formulação da não linearidade material concentrada admite-se que a plasticidade está completamente localizada nas extremidades dos elementos através de rótulas plásticas, interligadas por um elemento elástico. A localização das rótulas plásticas

está associada ao facto de ser nas extremidades dos pórticos de edifícios que os esforços de flexão e, consequentes, deformações não lineares se concentram e são mais elevados.

É portanto de salientar que, apesar de conceptualmente mais simples, a modelação do comportamento não linear material por rótulas plásticas pressupõe a calibração das regiões inelásticas, nomeadamente a sua extensão (designada de comprimento da rótula plástica) e fases do comportamento de cada elemento (definição de uma lei momentos-curvaturas).

5.2.2 Estudo preliminar de sensibilidade

A fase inicial do estudo dedicado aos aspectos particulares da modelação da não linearidade concentrada corresponde à validação desta formulação utilizando análises pushover adaptativas e não adaptativas. Em sintonia com o referido no Capítulo 3, utiliza-se o programa de cálculo *PORNAL* no qual se encontra implementada a formulação por rótulas plásticas e as variantes da análise pushover.

Um dos aspectos primordiais da validação da não linearidade concentrada passa pela verificação da correcta extensão da região de comportamento inelástico e suas repercussões no comportamento final dos elementos estruturais, individualmente, e da estrutura no seu conjunto.

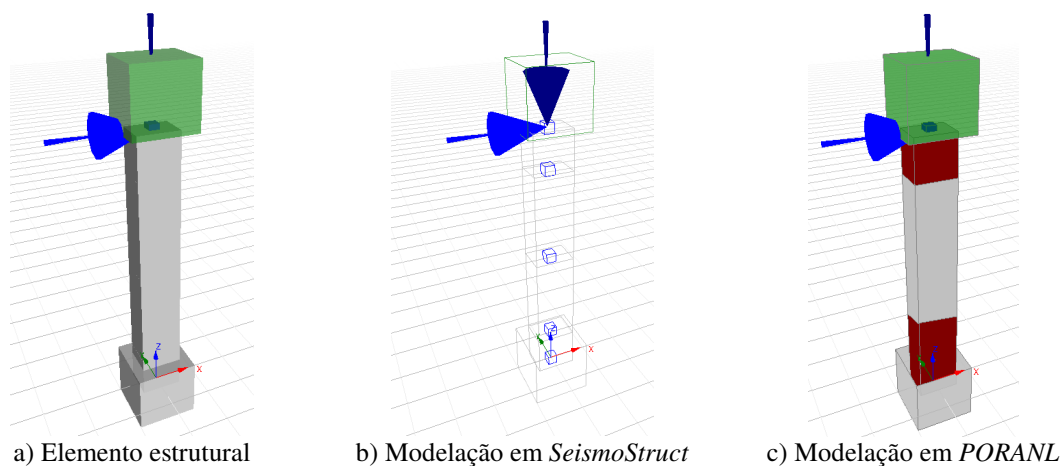
Como considerações gerais, refira-se que em cada rótula se admitiu o comprimento plástico definido de acordo com a expressão 3.49, proposta por Priestley, M.J.N. e Park, R., incluindo uma lei trilinear da relação momentos-curvaturas para definir o comportamento de cada elemento.

A validação da capacidade estrutural é efectuada neste trabalho considerando como referência os resultados obtidos pela modelação distribuída da não linearidade material, utilizando o *software* de cálculo automático *SeismoStruct*.

Influência na capacidade singular dos elementos

A primeira análise centra-se na verificação do desempenho estrutural à acção sísmica de um pilar de 3 metros de altura e encastrado na base, modelado por rótulas plásticas localizadas nas extremidades e unidas por um elemento elástico. O elemento vertical é submetido a uma acção lateral, aplicada no topo através de dois procedimentos distintos de análise pushover – adaptativo (Adapt) e não adaptativo (Nadapt).

A figura 5.1a representa o esquema estrutural do pilar e respectiva secção em betão armado, de 0.30x0.40 metros e 4 varões de aço de diâmetro igual a 16mm. Supõe-se concentrada no topo do pilar toda a sua massa, cujo carregamento correspondente permanece ao longo das análises pushover.



Figuras 5.1 – Diferentes modelações de um elemento estrutural.

Nas figuras 5.1b e c representa-se a modelação do elemento encastrado (supondo a massa concentrada no topo – elemento a verde) através do *software SeismoStruct* (SS) e *PORANL* (PNL), respectivamente. Na primeira situação o pilar é discretizado segundo quatro subelementos de extensões variáveis de acordo com o grau de pormenorização desejado, no segundo caso considera-se exclusivamente um elemento de barra, definido pelas rótulas plásticas nas extremidades (a vermelho escuro) e um subelemento central (a cinzento) elástico.

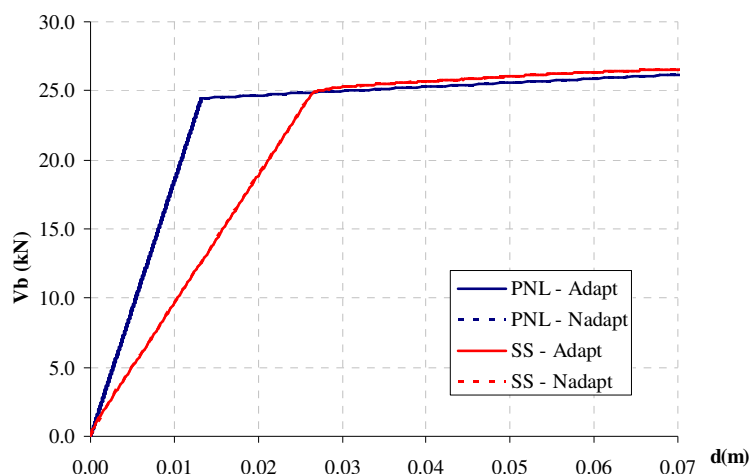
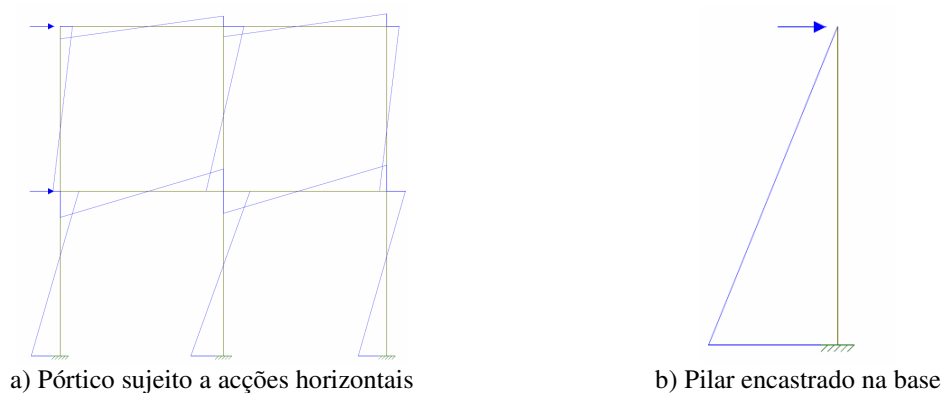


Figura 5.2 – Curva de capacidade do elemento estrutural.

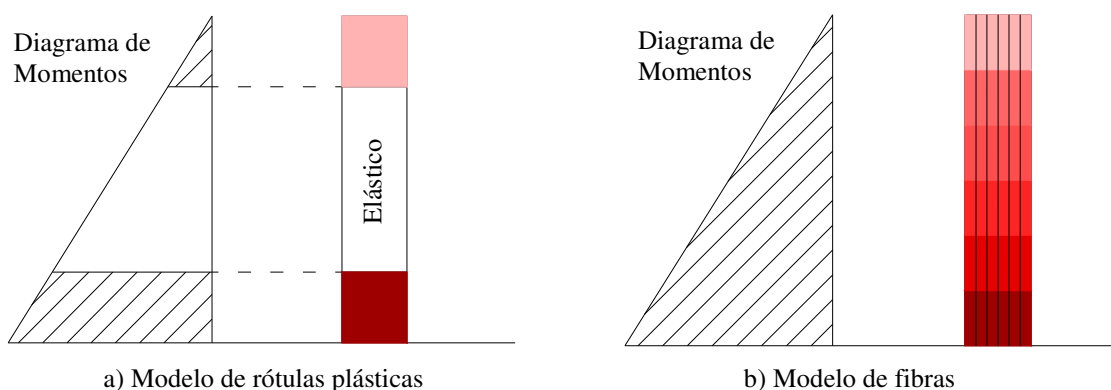
A figura 5.2 mostra a resposta do pilar em betão armado às análises pushover adaptativas (Adapt) e não adaptativas (Nadapt), utilizando uma modelação da não linearidade material através de fibras (SS) ou rótulas plásticas (PNL). As curvas de capacidade revelam diferenças acentuadas entre as duas modelações incluídas no estudo, em particular ao nível da rigidez inicial que é significativamente mais elevada quando utilizadas rótulas plásticas.

No sentido de se identificar a potencial origem da diferença na degradação de rigidez ao longo do elemento efectuaram-se alguns testes tendo sido constatado que esta discrepância está intimamente relacionada com a extensão admitida para a região não linear, em simultâneo com a forma do diagrama de momentos devido à flexão do elemento. Ou seja, ao invés do habitual diagrama de momentos de um pilar de um pórtico, figura 5.3a, tem-se para o caso analisado um momento consideravelmente superior na base, figura 5.3b, e que se prolonga, com valor significativo, para lá de metade do comprimento do pilar. Este facto implica que ao admitir um único elemento de barra, com um comprimento de rótula determinado pela expressão 3.49, é insuficiente para acautelar a total região inelástica que de facto ocorre nesta situação.



Figuras 5.3 – Diagrama de momentos flectores a uma carga horizontal.

A diferença identificada entre as duas modelações da não linearidade, figura 5.2, será inclusivamente tanto mais acentuada quando se admite a resistência à tracção do betão. Assim, no caso do pilar encastrado supondo uma modelação por fibras, as fibras de betão atingem ao longo de uma extensão superior a tensão limite de tracção, perdendo em primeiro lugar e de um modo abrupto a correspondente rigidez.



Figuras 5.4 – Representação da não linearidade ao longo do eixo longitudinal do elemento.

Nas figuras 5.4a e b é clara a importância de um modelo de fibras como forma de ter em conta, em regime não linear, a degradação de rigidez que ocorre para além do comprimento da rótula plástica, tornando-se evidente que o comportamento elástico admitido no caso da figura 5.4a para o subelemento que une as duas rótulas é irrealista, desprezando a deformação não linear que aí poderá ocorrer.

Assim, após ter sido identificada a origem da discrepância nos resultados da capacidade estrutural entre as duas modelações abordadas, será importante sugerir propostas tais que complementem o modelo de rótulas plásticas.

A primeira abordagem que sobressai desta análise consiste na discretização do elemento de barra inicial num conjunto de elementos. Em cada uma dessas divisões existirá nas suas extremidades uma região de comportamento não linear, unidas por uma região elástica, figura 5.5. Procurar-se-á ainda que a zona de comportamento elástico seja o mais reduzida possível, de tal modo que as deformações não lineares sejam captadas em toda a extensão. Utilizam-se três subelementos na discretização de cada elemento de barra.

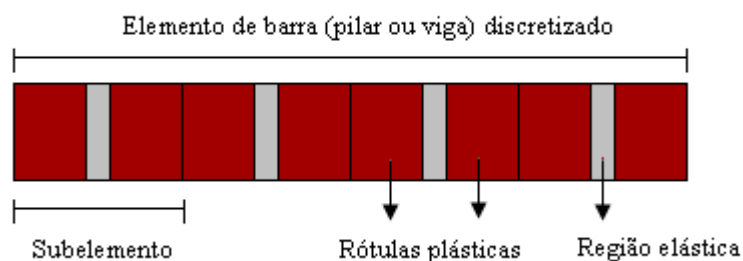


Figura 5.5 – Representação da discretização do elemento de barra original.

Utilizando a modelação anterior do elemento vertical encastrado na base procedeu-se às análises pushover já referidas – adaptativas e não adaptativas, usando o *software* *PORANL* (PNL) e comparando os resultados com os obtidos para a modelação por fibras, figura 5.6.

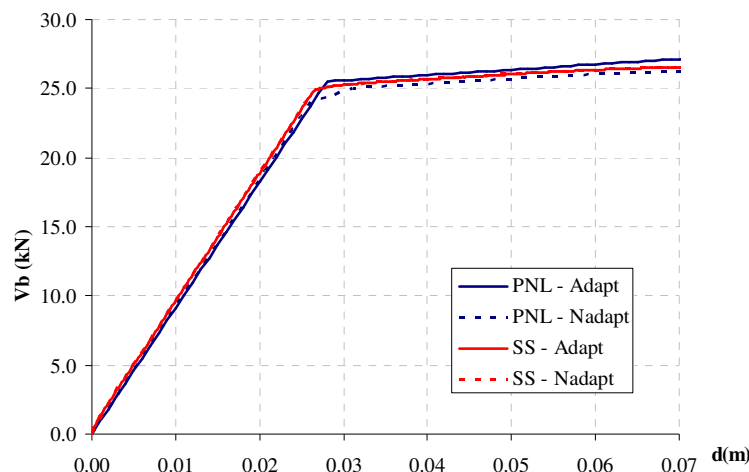


Figura 5.6 – Curva de capacidade do elemento estrutural.

Os resultados expostos confirmam que a partir de uma melhor caracterização da possível região de comportamento não linear se conseguem captar as reais deformações do elemento, conseguindo assim aproximar o comportamento entre as duas modelações.

5.2.3 Estudo da influência na capacidade de pórticos planos

Após as análises anteriores sobressai a dúvida de saber se o comportamento encontrado para o pilar está também presente nas análises de pórticos planos, quando usado um modelo de rótulas plásticas.

É, na procura de dar resposta a esta questão, que surgem os estudos da influência da não linearidade concentrada nas mais correntes análises de edifícios. Estes estudos são de facto bastante importantes já que idênticas diferenças, se detectadas ao nível global das estruturas, podem comprometer a utilização desta modelação expedita.

1) Propostas de modelação da não linearidade concentrada

A proposta de discretização de cada elemento de acordo com o apresentado no ponto anterior, figura 5.5, torna a modelação de edifícios extremamente detalhada. Este aspecto requer não só conhecimentos elevados de todo o processo de análise, como aumenta o grau

de complexidade e tempo de cálculo de cada análise estrutural, aproximando-se das desvantagens da modelação distribuída da plasticidade e contrariando os propósitos originais de simplicidade da modelação por rótulas plásticas. Por conseguinte, são introduzidas duas variantes à modelação original de cada elemento de barra, com diferenças no comportamento do troço central entre rótulas.

- Na primeira proposta, figura 5.7a, o troço central de ligação entre rótulas terá a rigidez determinada pela primeira mudança de estado assumida por uma das duas rótulas. Ou seja, assim que a primeira rótula entrar em regime fendilhado implica que a rigidez do elemento central corresponde à rigidez da secção fendilhada; do mesmo modo que assim que a primeira rótula iniciar a cedência, a rigidez do elemento central corresponde à rigidez da secção em cedência.
- Na segunda proposta, figura 5.7b, o troço central de ligação entre rótulas terá a rigidez determinada pela mudança de estado assumida pela última das duas rótulas. Ou seja, assim que ambas as rótulas ultrapassarem o ponto correspondente ao início da fendilhação, a rigidez do troço central corresponde à rigidez da secção fendilhada, mantendo este estado independentemente da posterior alteração do estado das rótulas.

Rótula 1		Se comportamento da rótula 1 <u>ou</u> rótula 2:		Se comportamento da rótula 1 <u>e</u> rótula 2:	
		A. Elástico	K = elástico	A. Elástico	K = elástico
		B. Fendilhado	K = fendilhado	B. Fendilhado	K = fendilhado
		C. Cedência	K = cedência	C. Cedência	K = fendilhado
Rótula 2		a) Proposta 1		b) Proposta 2	

Figura 5.7 – Variantes à rigidez do elemento de ligação entre rótulas.

2) Aplicações a pórticos planos em betão armado

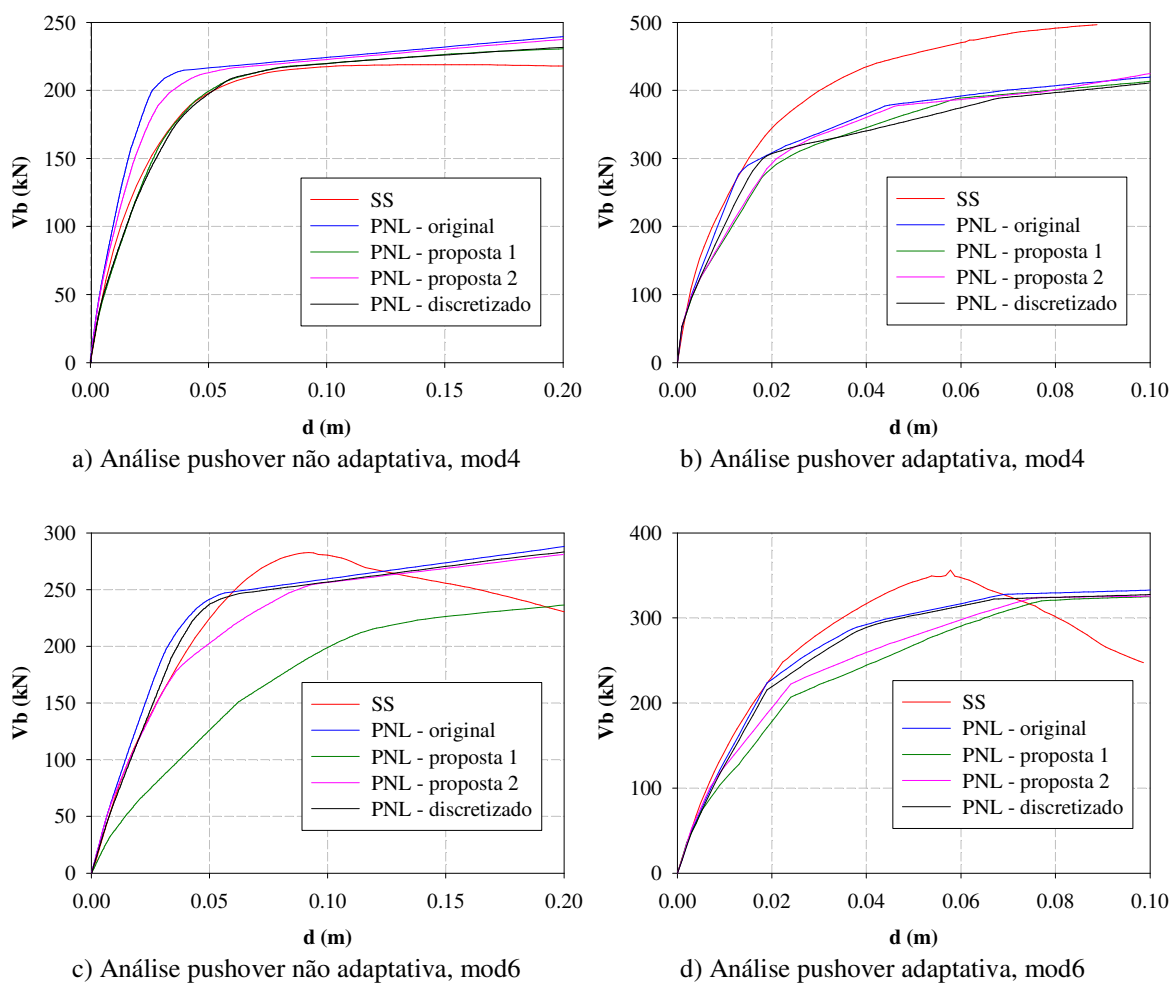
Neste ponto, serão avaliadas as capacidades estruturais de dois modelos planos de edifícios em betão armado (do grupo apresentado no capítulo anterior) – mod4 e mod6, utilizando 4 alternativas:

- modelação original de cada elemento de barra, figura 5.4a, considerando o elemento central elástico;

- modelação discretizada de cada elemento, figura 5.5;
- propostas 1 e 2 das figuras 5.7.

Por fim, refira-se que as análises pushover não adaptativas são aplicadas com um perfil uniforme de carregamento, enquanto as análises adaptativas seguem admitindo um escalamento baseado nos deslocamentos modais de cada nó e não considerando a amplificação espectral.

As figuras 5.8a-d correspondem às curvas de capacidade (corte basal *versus* deslocamento do topo) dos modelos mod4 e mod6 obtidas, respectivamente, por análises pushover não adaptativas e adaptativas. Em cada figura são representadas cinco curvas de capacidade respeitantes a diferentes possibilidades da modelação não linear material: a curva a vermelho corresponde à modelação por fibras de cada elemento de barra, através do *software SeismoStruct* (SS), tida como referência em cada conjunto de resultados; a curva a azul corresponde à modelação de cada elemento de barra efectuada através de rótulas plásticas, através do *software PORANL* (PNL); as curvas a verde e lilás correspondem à modelação por rótulas plásticas seguindo as propostas 1 e 2 definidas, respectivamente; a curva a preto corresponde à modelação por rótulas plásticas discretizando cada elemento de barra de acordo com a figura 5.5.



Figuras 5.8 – Curvas de capacidade dos modelos mod4 e mod6, considerando diferentes variantes à modelação da não linearidade material.

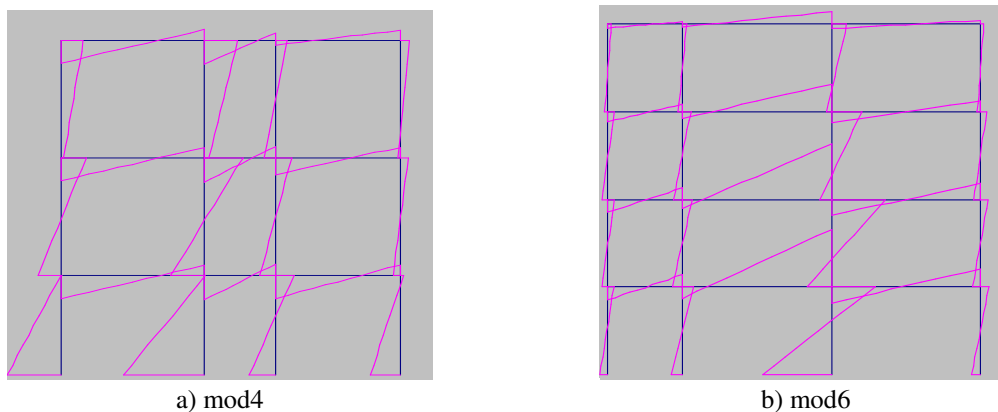
Globalmente é visível uma boa aproximação entre as curvas de capacidade obtidas utilizando diferentes variantes à modelação da plasticidade.

Nas *análises pushover não adaptativas* verifica-se que:

- a modelação discretizada dos elementos, como seria esperado, conduz à melhor representação da capacidade estrutural dos modelos;
- a modelação PNL original, apesar de ter sido demonstrado que não é capaz de captar correctamente o comportamento estrutural de um elemento singular isolado, revela-se interessante quando aplicada a pórticos planos, quer pela rapidez de cálculo associada como também pela concordância na avaliação da capacidade estrutural, comparativamente com a modelação por fibras (SS). Esta semelhança será contudo tanto menor quanto o diagrama de momentos dos

elementos se aproxime do diagrama da figura 5.3b. No entanto, no caso PNL original a rigidez pós-fendilhação é ligeiramente superior, associada como se disse ao comportamento admitido como elástico para o elemento central entre rótulas;

- a variabilidade da rigidez do elemento de ligação entre rótulas, propostas 1 e 2, conduz a distintas constatações quanto ao comportamento estrutural. Na proposta 2 a degradação de rigidez pós-fendilhação ocorre de um modo menos abrupto, sendo fundamental para melhor caracterizar a capacidade estrutural do modelo mod6. Para esta estrutura a proposta 1 é evidentemente uma má opção, já que sobrestima a degradação de rigidez do elemento central. No caso do modelo mod4 esta discrepância não é tão clara, sendo explicada pela forma do diagrama de momentos apresentado na figura 5.9a (contrário ao do modelo mod6, figura 5.9b). Para esta situação verifica-se, em particular para os pilares da base, que a forma do diagrama é semelhante à da figura 5.3b, daí que a variante PNL – proposta 2, sendo mais conservativa na degradação de rigidez admitida, é uma opção menos precisa. Como é evidente, a modelação discretizada é a melhor opção.



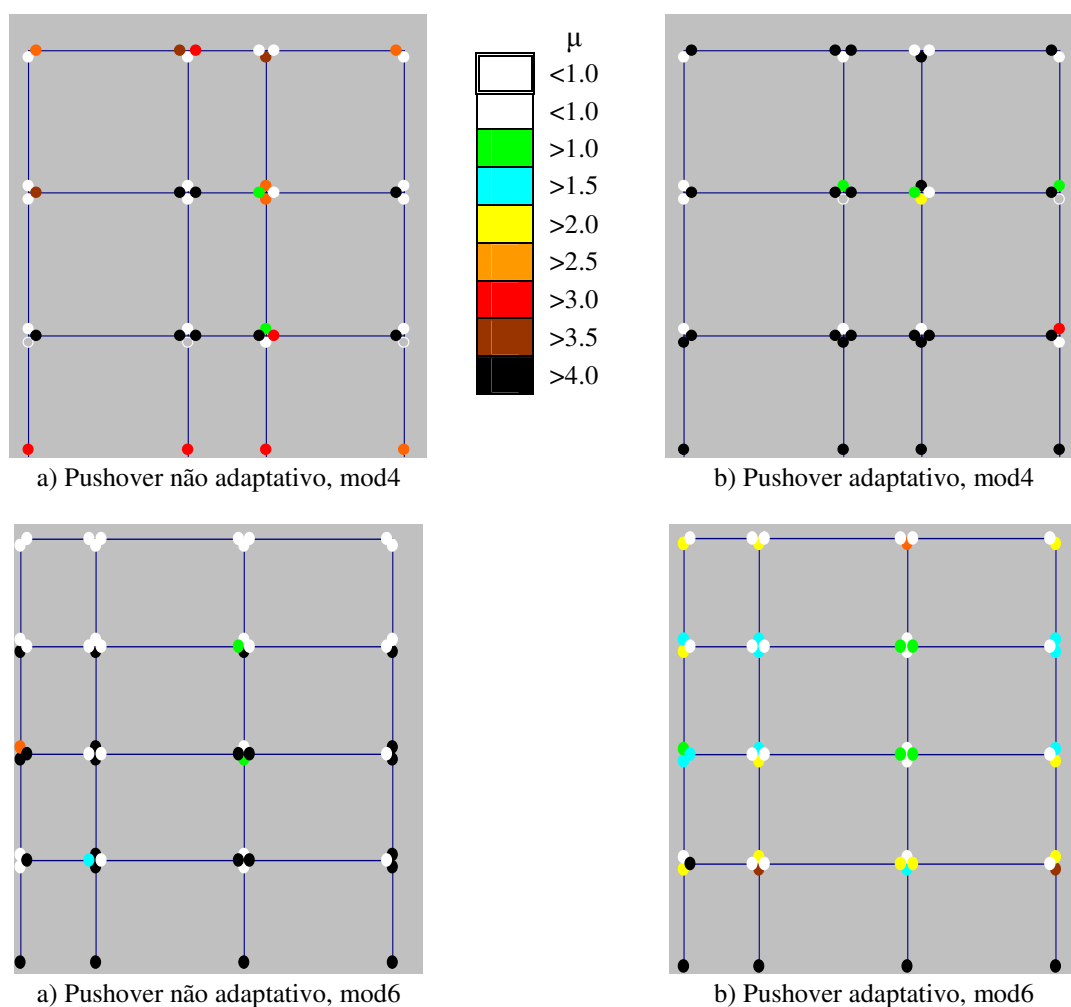
Figuras 5.9 – Diagrama de momentos.

Nas *análises pushover adaptativas* verifica-se que:

- existe semelhança no comportamento identificado para as análises não adaptativas;

- as curvas de capacidade obtidas a partir das modelações PNL original e discretizado são próximas, indicando que a modelação original da plasticidade concentrada corresponde à variante mais adequada;
- no caso das propostas de variação da rigidez do troço intermédio, é a proposta 2 aquela em que a capacidade estrutural de ambos os modelos mais se aproxima dos resultados de referência (SS). Contudo, constata-se que a degradação admitida é excessiva, comprovada pela discrepância para os resultados correspondentes à discretização dos elementos.

Refira-se ainda que é mobilizada maior capacidade das estruturas utilizando análises pushover adaptativas. Este aspecto está relacionado com as diferenças encontradas nos mecanismos de colapso correspondentes às duas análises pushover, figuras 5.10a-d.



Figuras 5.10 – Mecanismos de colapso.

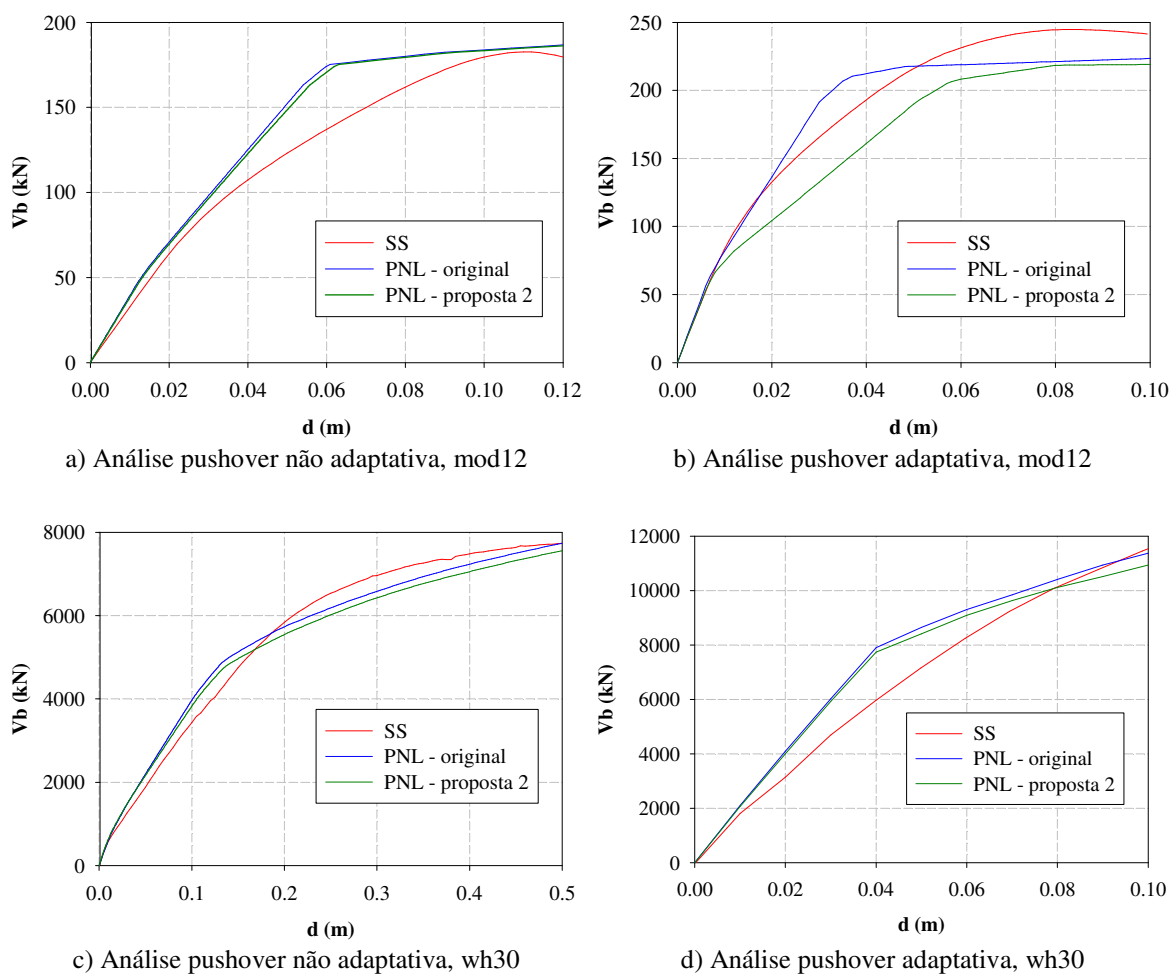
Verifica-se que no caso das análises adaptativas o dano concentra-se predominantemente na base dos edifícios, progredindo à medida que se inicia a plastificação das rótulas do rés-do-chão. Por outro lado, nas análises não adaptativas o dano concentra-se inicialmente nas vigas dos pisos 1 e 2, progredindo ao longo da análise até ao colapso, de modo a que não é explorada a total resistência dos pilares do piso da base.

Por fim, indica-se que a modelação da não linearidade material concentrada, aplicada através do *software* *PORANL*, não admite a degradação da rigidez pós-pico, o que se reflecte nas diferenças de resultados verificadas com uma modelação da plasticidade distribuída.

Assim, como constatações principais indica-se que a modelação da plasticidade concentrada discretizando cada elemento de barra será a alternativa mais coerente com os modelos de fibras, no entanto a excessiva complexidade e tempo de cálculo implicam que esta não seja uma modelação viável e prática. Salienta-se também que a modelação por rótulas plásticas original, contrariamente ao registado para o estudo de um elemento único encastrado, conduz a resultados suficientemente satisfatórios (particularmente na zona de interesse – pós-cedência), devendo no entanto ser confirmado em cada caso de aplicação o respectivo diagrama de momentos. Em todo o caso, admitir a degradação de rigidez do troço intermédio de acordo com a proposta 2 mostrou ser uma opção que melhora os resultados.

O estudo da influência da modelação concentrada da não linearidade material será estendida à avaliação da capacidade estrutural dos modelos mod12 e wh30 (único dimensionado à acção sísmica), utilizando apenas a proposta 2 e a formulação original (elemento central elástico), de modo a comprovar o superior desempenho destas variantes.

As figuras 5.11a-d revelam não existir, de facto, diferenças significativamente importantes entre a proposta 2 e a modelação PNL original, com a excepção da análise adaptativa onde se verifica um desvio em particular na rigidez pós-fendilhação. A coerência entre estas variantes é também alargada à modelação da não linearidade material distribuída (SS).



Figuras 5.11 – Curvas de capacidade dos modelos mod12 e wh30, considerando diferentes variantes à modelação da não linearidade material.

5.3 ANÁLISES PUSHOVER ADAPTATIVAS E NÃO ADAPTATIVAS DE EDIFÍCIOS UTILIZANDO A MODELAÇÃO CONCENTRADA DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL

5.3.1 Introdução

Na secção anterior avaliaram-se diferentes propostas de modelação da não linearidade material concentrada, tendo-se identificado os aspectos principais que decorrem da análise de elementos estruturais, analisados individualmente ou integrados em pórticos planos. Deste estudo evidenciaram-se duas propostas que revelaram resultados da capacidade estrutural coerentes e concordantes com as análises de referência – análises pushover usando uma modelação distribuída da plasticidade. Assim, é a partir destas avaliações

iniciais que se procura alargar a validação da modelação por rótulas plásticas para diferentes parâmetros estruturais, confrontando-os com os resultados de análises dinâmicas não lineares.

A primeira fase deste estudo iniciará com a validação da modelação da plasticidade concentrada ao nível da capacidade estrutural global, utilizando variantes às análises não lineares pushover adaptativas e não adaptativas. Simultaneamente é avaliado o desempenho de cada uma das alternativas de análise pushover, procurando identificar aquelas a que corresponde a melhor representação real do comportamento das estruturas.

O segundo momento será dedicado à avaliação comparativa, por parâmetro estrutural, das variantes às análises pushover e modelações da não linearidade concentrada, com as análises não lineares dinâmicas.

5.3.2 Avaliação da capacidade estrutural de edifícios

Como foi já indicado, na secção 5.2.3 procedeu-se a avaliação do comportamento estrutural dos modelos mod4, mod6, mod12 e wh30 através de análises não lineares estáticas adaptativas e não adaptativas. Estas análises permitiram indicar, de um conjunto de propostas da modelação da não linearidade concentrada, quais as variantes que mais se aproximam do comportamento identificado através de análises pushover considerando a plasticidade distribuída. Neste ponto pretende-se avaliar um conjunto de variantes das análises pushover, admitindo uma modelação concentrada, com as propostas que revelaram melhor desempenho no anterior estudo, estabelecendo um paralelismo com análises dinâmicas não lineares (TH) (obtidas utilizando a base de eventos sísmicos reais já identificada no Capítulo 4).

As análises pushover não adaptativas consideradas envolvem as diferenças no perfil de carregamento lateral: uniforme ou modal (proporcional ao primeiro modo de vibração).

As análises pushover adaptativas presentes neste estudo consideram quatro alternativas de acordo com o método de escalamento do perfil de carregamento e amplificação espectral (ver Capítulo 3). Admitem-se as seguintes opções: sem amplificação espectral e escalamento baseado em deslocamentos (sSaD); sem amplificação espectral e escalamento baseado em drifts (sSaID); com amplificação espectral e escalamento baseado em

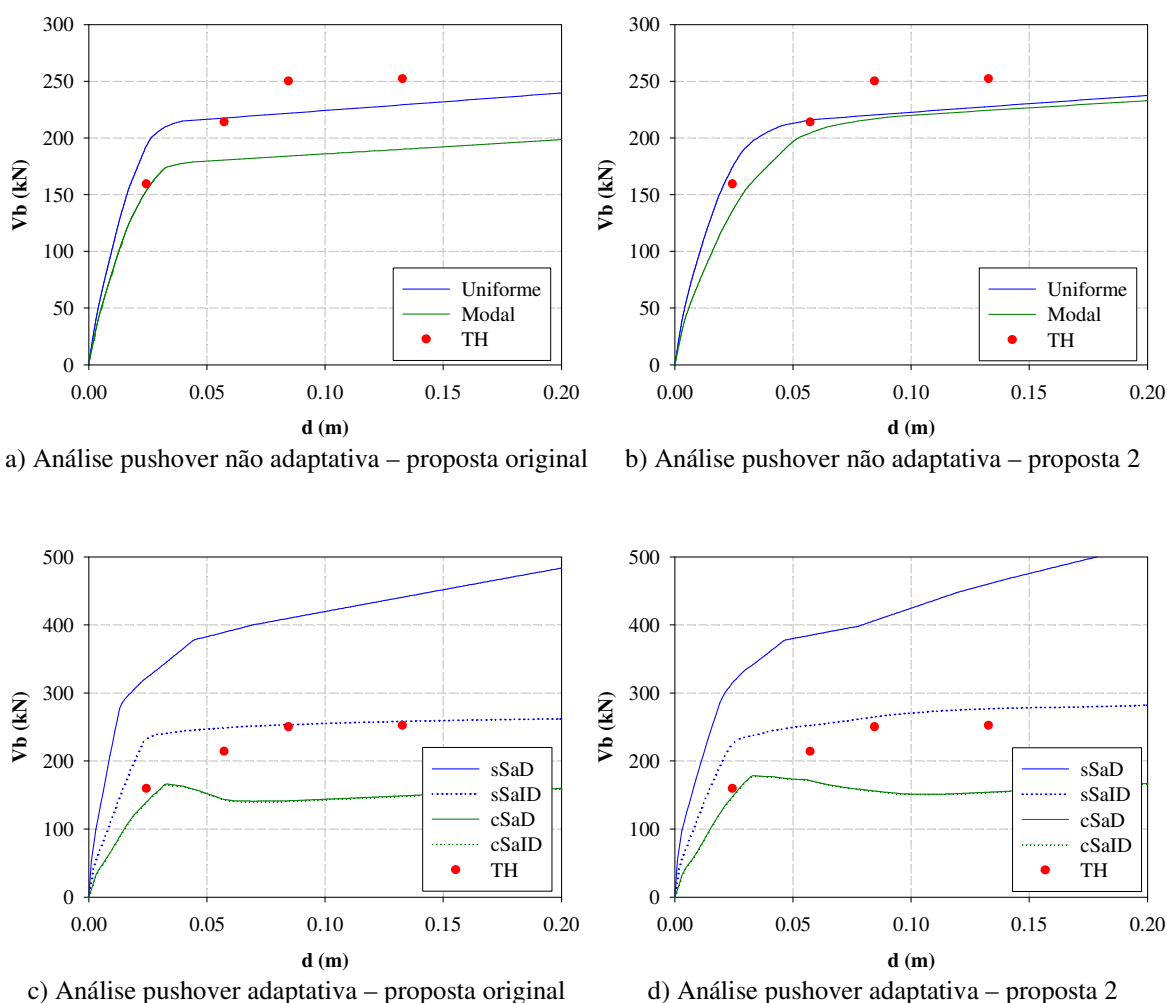
deslocamentos (cSaD); com amplificação espectral e escalamento baseado em drifts (cSaID).

Consideraram-se as propostas de modelação da não linearidade concentrada na sua formulação original, onde se admite um troço intermédio de rigidez elástica, e a formulação designada de proposta 2, que admite um troço intermédio de rigidez variável.

Admitiu-se no caso das análises não lineares dinâmicas um coeficiente de amortecimento de 2% de modo a incluir o amortecimento viscoso equivalente. Foi utilizada uma modelação concentrada da não linearidade de acordo com a proposta original.

mod4

As figuras 5.12a-d representam o comportamento global do modelo mod4.



Figuras 5.12 – Curvas de capacidade do modelo mod4 obtidas por análises pushover e considerando variantes à modelação concentrada da não linearidade.

As figuras anteriores permitem constatar que apesar de existir alguma discrepância para o caso de análises pushover não adaptativas, de acordo com o perfil de carregamento, estas são bastante mais importantes quando se avalia a resposta global da capacidade do modelo mod4 por análises adaptativas. Nesta última situação verifica-se que considerar a amplificação espectral introduz uma redução significativa na capacidade do edifício e na rigidez inicial, assim como um incremento considerável na aproximação aos resultados de referência (TH).

No caso das análises não adaptativas os dois perfis de carregamento – uniforme e modal – permitem uma boa aproximação aos resultados obtidos pelas análises TH. Por outro lado, nas análises adaptativas é evidente a melhor performance conseguida quando se admite a amplificação espectral ou, por outro lado, quando se considera o escalamento do vector carregamento a partir do drift entre pisos. É evidente que o escalamento com base em deslocamentos é desadequado.

Não se registaram diferenças importantes na máxima capacidade e rigidez inicial entre as duas formulações consideradas para a não linearidade material, no entanto verifica-se que o ajuste aos resultados das TH é ligeiramente superior quando se utiliza a proposta 2, em particular na região anterior à cedência. Nesta última situação as diferenças entre variantes às análises pushover são menos acentuadas.

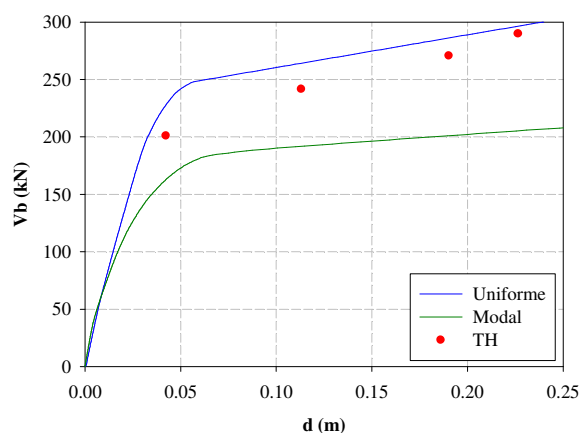
É ainda difícil de salientar qual o tipo de análise pushover que se apresenta mais capaz para representar o comportamento do modelo mod4, no entanto no regime pós-cedência a análise adaptativa considerando o escalamento por deslocamentos conduz a uma melhor aproximação aos resultados das análises TH.

mod6

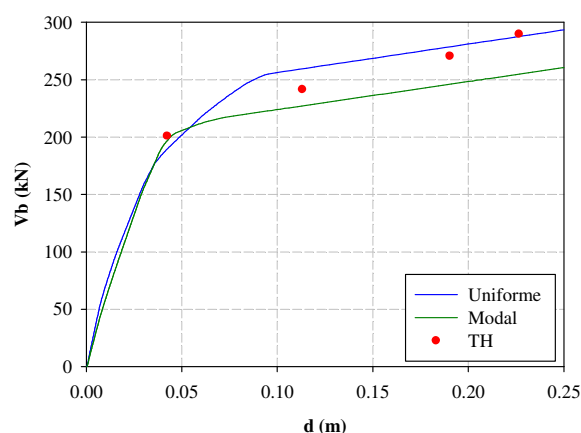
Verificou-se que a avaliação da capacidade estrutural do modelo mod6 utilizando análises pushover não adaptativas é melhor captada quando utilizado um perfil de carregamento uniforme, e particularmente melhorada com a modelação da não linearidade segundo a proposta 2, figuras 5.13a e b.

No caso das análises pushover adaptativas, são igualmente visíveis os ganhos (embora ligeiros) de correspondência para as TH, aquando da avaliação da capacidade global, através da modelação da não linearidade pela proposta 2. Salienta-se ainda, de modo

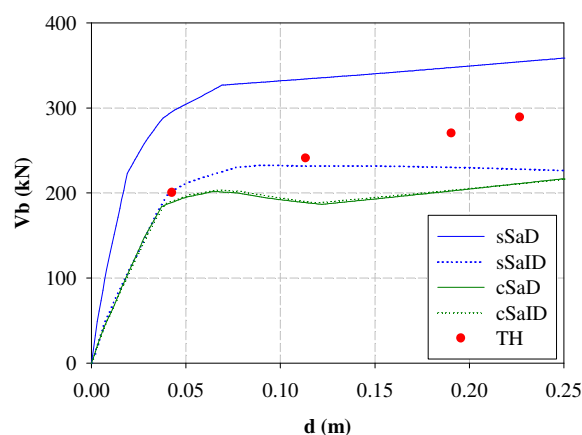
semelhante ao que se passou para o modelo mod4, o completo desajuste na avaliação estrutural do edifício pela variante que não considera a amplificação espectral e onde o escalamento do perfil de carregamento é baseado nos deslocamentos (sSaD), figuras 5.13c e d. As restantes três alternativas – sSaID, cSaD e cSaID – registaram um bom ajuste, melhorado quando se optou pela proposta 2 de modelação.



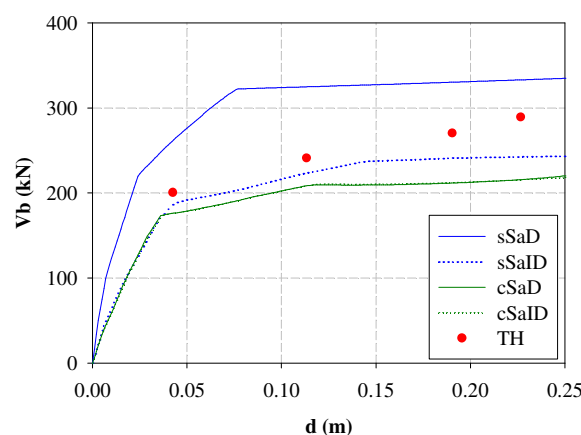
a) Análise pushover não adaptativa – proposta original



b) Análise pushover não adaptativa – proposta 2



c) Análise pushover adaptativa – proposta original



d) Análise pushover adaptativa – proposta 2

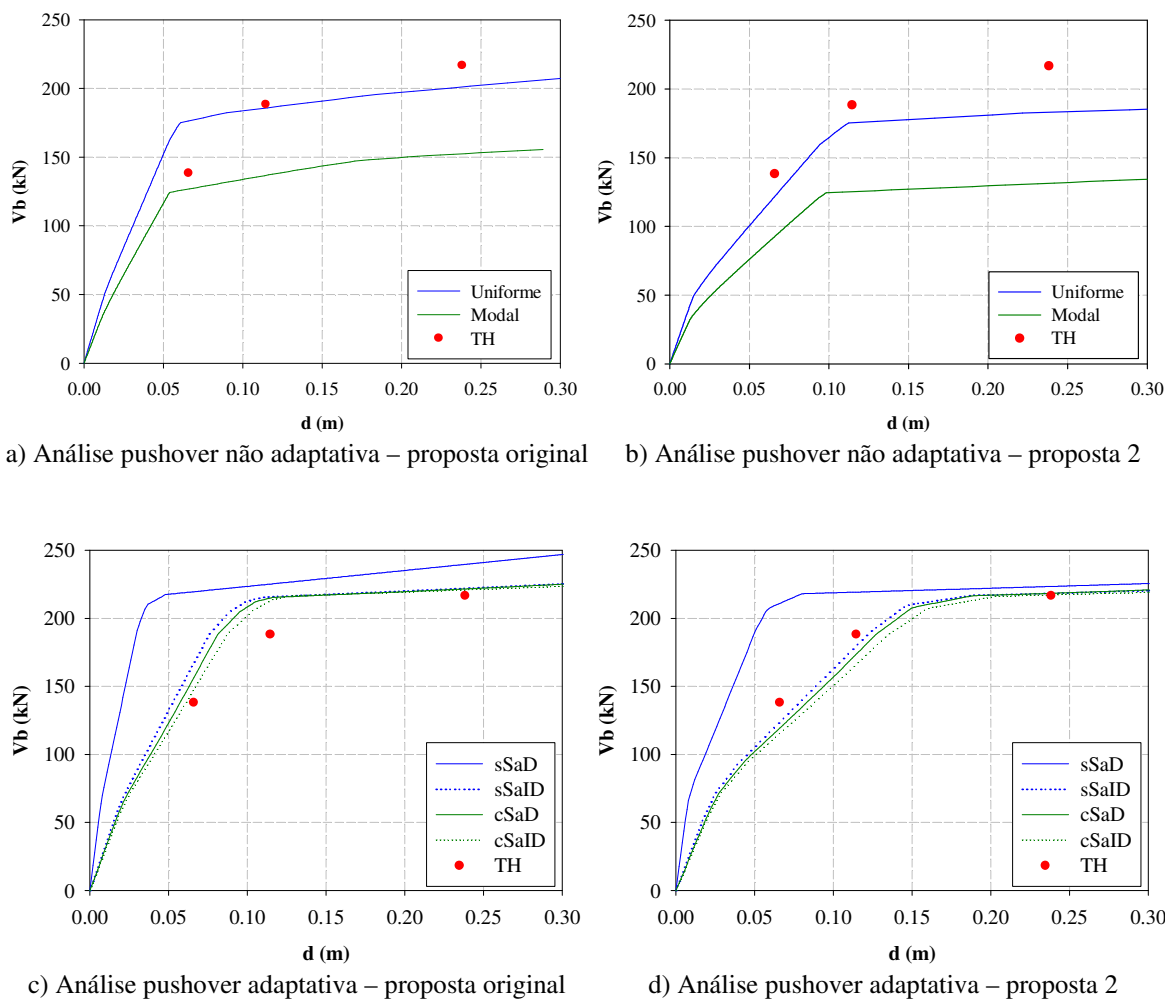
Figuras 5.13 – Curvas de capacidade do modelo mod6 obtidas por análises pushover e considerando variantes à modelação concentrada da não linearidade.

mod12

No caso do modelo mod12, figuras 5.14a-d, é visível que a utilização de um perfil de carregamento modal, na análise pushover não adaptativa, se mostra como pior alternativa quando comparado com os resultados das TH, sendo este aspecto mais evidente na região pós-cedência. Por outro lado, as análises pushover adaptativas sSaID, cSaD e cSaID mostraram ser aquelas que melhor representam a evolução da capacidade do modelo, o que

denota a importância dos modos de vibração superiores ao longo da análise, corroborando a constatação de que o perfil modal de carregamento nas análises não adaptativas não será a proposta mais adequada para este modelo.

A modelação da não linearidade material utilizando a proposta 2 introduziu em todos os casos melhorias, apesar de ligeiras em determinados casos.



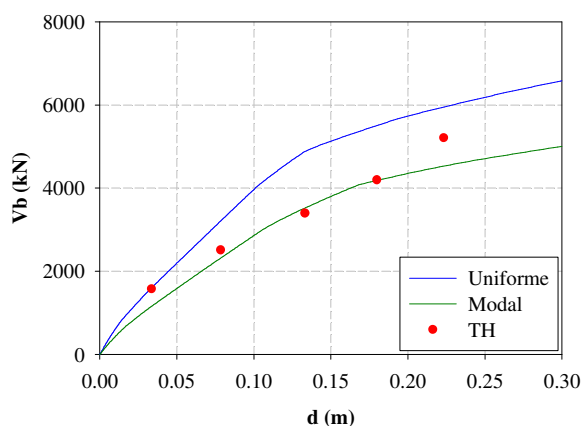
Figuras 5.14 – Curvas de capacidade do modelo mod12 obtidas por análises pushover e considerando variantes à modelação concentrada da não linearidade.

wh30

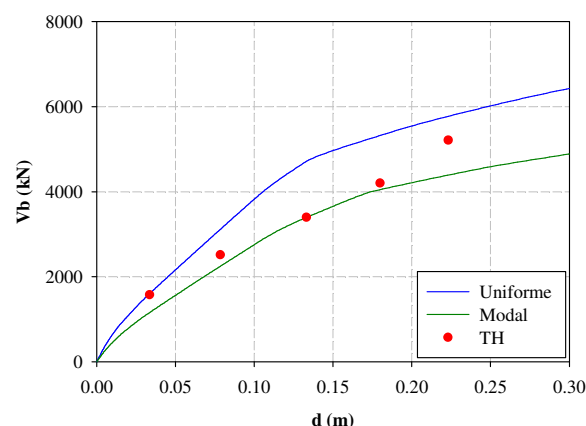
As figuras 5.15a-d revelam que praticamente não existem diferenças entre as duas modelações da não linearidade material admitida, aspecto a que está associado o facto de o dimensionamento deste modelo contemplar a acção sísmica, em oposição aos casos anteriormente referidos. É também evidente que para as análises pushover não adaptativas

o perfil de carregamento modal conduz a uma maior aproximação aos resultados de referência (TH).

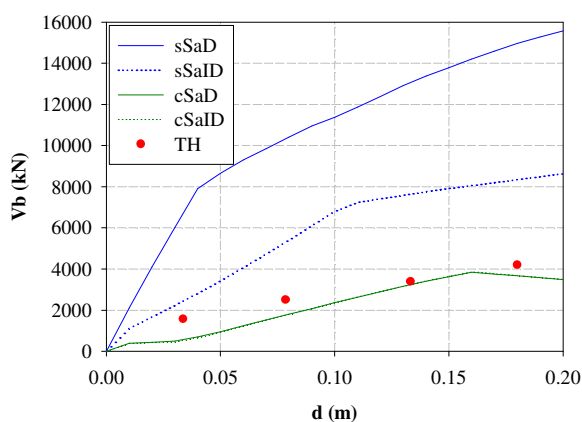
Para as análises pushover adaptativas identifica-se a importância de admitir a amplificação espectral, registando-se a coerência para com as análises TH no caso das propostas cSaD e cSaID.



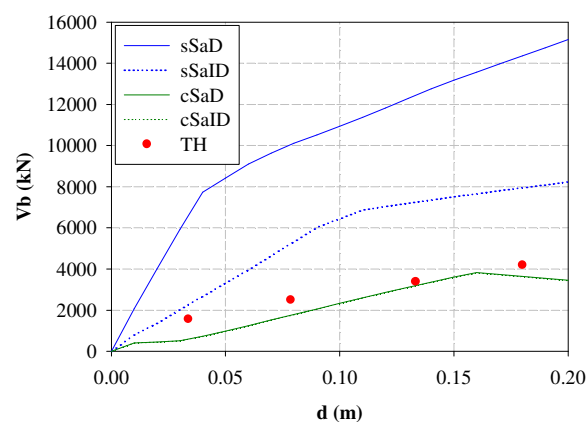
a) Análise pushover não adaptativa – proposta original



b) Análise pushover não adaptativa – proposta 2



c) Análise pushover adaptativa – proposta original



d) Análise pushover adaptativa – proposta 2

Figuras 5.15 – Curvas de capacidade do modelo wh30 obtidas por análises pushover e considerando variantes à modelação concentrada da não linearidade.

5.3.3 Estudo paramétrico

A informação presente na avaliação da capacidade estrutural dos edifícios mod4, mod6, mod12 e wh30 permitiu identificar o desempenho das variantes às análises pushover adaptativas e não adaptativas, comparativamente com as análises não lineares dinâmicas. É assim possível, com base nestes resultados, seleccionar qual a melhor alternativa de entre

as diferentes variantes testadas para as análises não lineares pushover adaptativas e não adaptativas.

Por conseguinte, o estudo presente nesta secção focar-se-á na avaliação comparativa entre as análises pushover e dinâmicas utilizando duas propostas de modelação da não linearidade material concentrada em rótulas plásticas – formulação original e proposta 2.

Avaliaram-se cinco parâmetros estruturais da resposta dos modelos: Deslocamentos (D), Corte por piso (IV), Corte Basal (BS), Drift entre pisos (ID) e Momentos por piso (IM). Para cada parâmetro estudam-se as melhores variantes às análises pushover: no caso do *procedimento não adaptativo* considerou-se no estudo o uso de um perfil de carregamento modal, enquanto que no *procedimento adaptativo* admitiu-se a amplificação espectral com um escalamento por deslocamentos.

O desempenho estrutural é avaliado a partir do método de análise não linear N2.

Resultam assim quatro alternativas a avaliar:

- Análise não adaptativa com um perfil de carregamento modal, utilizando a modelação original da não linearidade concentrada (rigidez elástica do elemento central) – ***NonAdapt Kel***;
- Análise não adaptativa com um perfil de carregamento modal, utilizando a modelação da não linearidade concentrada definida na proposta 2 (rigidez variável do elemento central) – ***NonAdapt Kvar***;
- Análise adaptativa considerando a amplificação espectral e o escalamento do perfil de carregamento baseado nos deslocamentos, utilizando a modelação original da não linearidade concentrada (rigidez elástica do elemento central) – ***Adapt Kel***;
- Análise adaptativa considerando a amplificação espectral e o escalamento do perfil de carregamento baseado nos deslocamentos, utilizando a modelação da não linearidade concentrada definida na proposta 2 (rigidez variável do elemento central) – ***Adapt Kvar***.

Refira-se ainda que nas análises dinâmicas foi considerado um coeficiente de amortecimento de 2%.

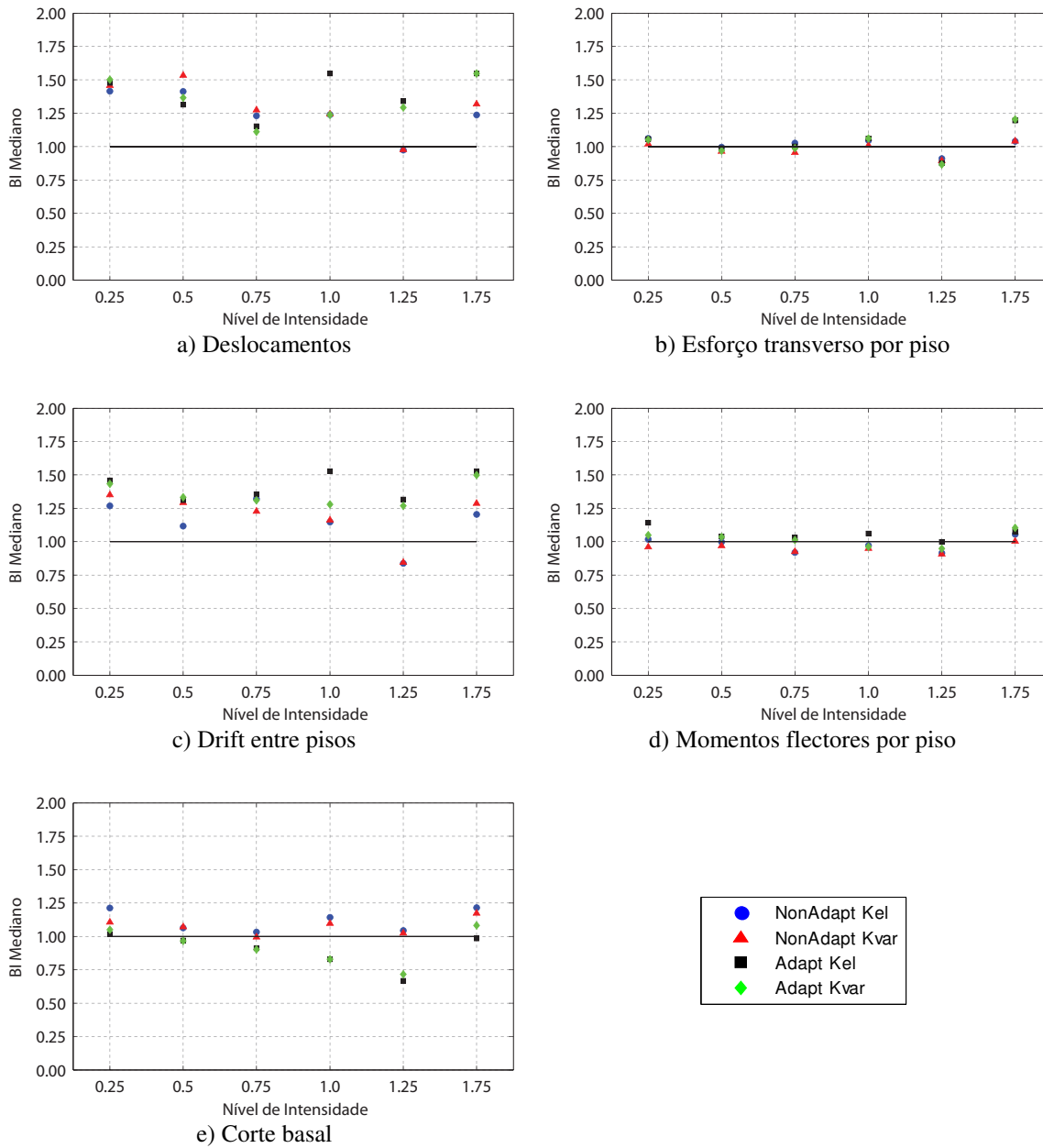
O estudo paramétrico será conduzido de modo semelhante ao apresentado no capítulo anterior, introduzindo-se um indicador do nível de concordância entre as análises pushover e dinâmicas, designado por *Building Index* (BI). Este indicador é calculado pelo quociente entre as análises pushover e dinâmicas para cada parâmetro estrutural, sendo avaliado em função da intensidade sísmica, do modelo de edifício e da metodologia considerada.

5.3.3.1 Comparação do índice *Building Index* por nível de intensidade

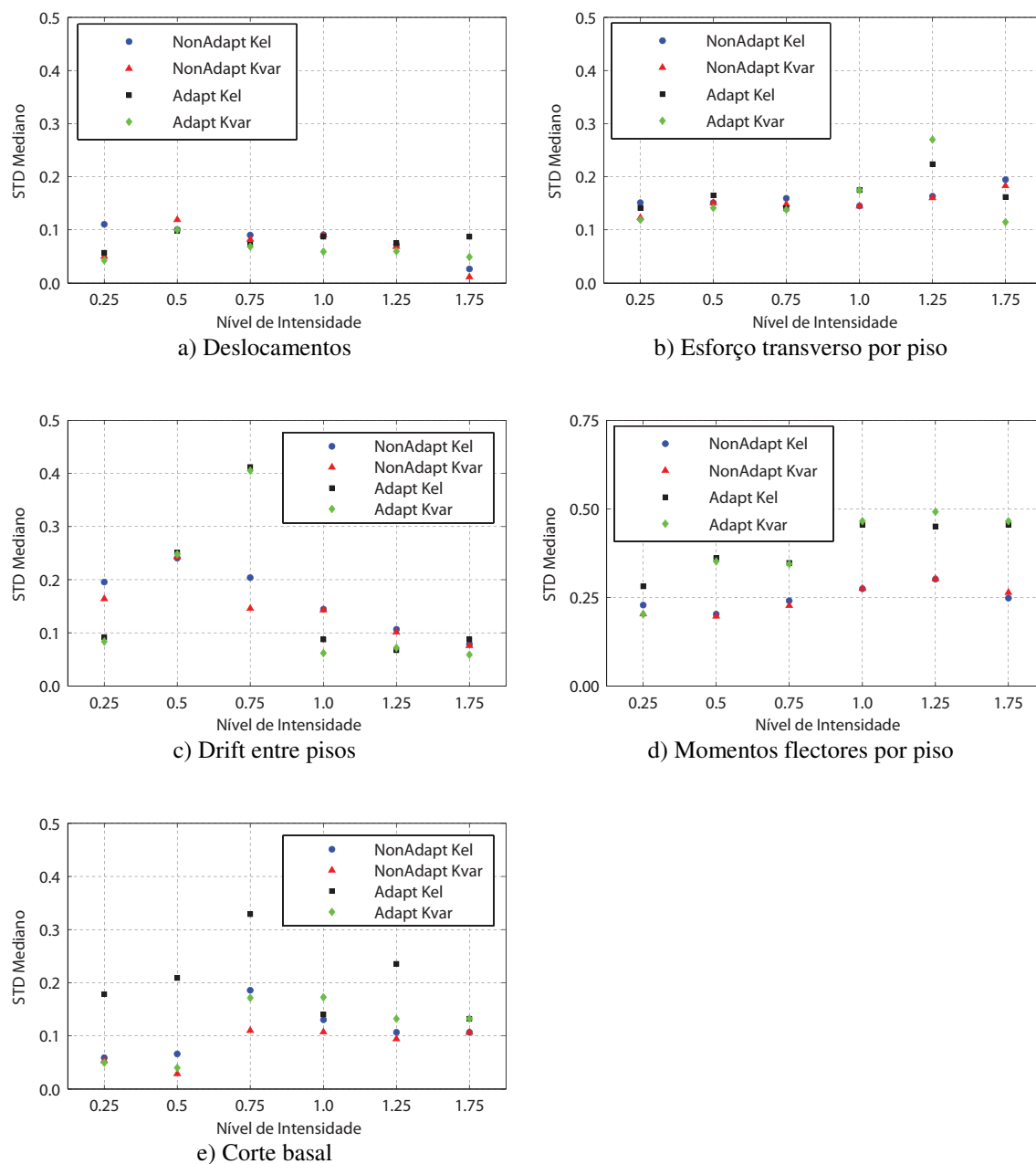
O índice BI por intensidade e respectiva dispersão, figuras 5.16a-e e 5.17a-d, incluem a informação dos desvios registados para todos os modelos em avaliação, entre as análises pushover e os resultados de referência (os resultados das análises TH).

- Estes resultados revelam que os parâmetros baseados na deformação (Deslocamentos e Drift entre pisos) são os piores estimados, verificando-se inclusive que as análises estáticas sobrevalorizam as análises dinâmicas em todos os níveis de intensidade e técnica adoptada. Por outro lado, os desvios em relação à mediana são consideravelmente reduzidos, sempre inferiores a 20%. Para estes dois parâmetros de resposta pode ser concluído que a modalidade não adaptativa é aquela que revela melhor aproximação às análises TH a partir da intensidade 1.0, não sendo visível significativa distinção entre as variantes consideradas na rigidez. A análise adaptativa revelou uma performance ligeiramente superior, contudo sem se destacar, não sendo também de salientar alterações importantes no comportamento quando incluída a proposta 2 da modelação da não linearidade material.
- Os parâmetros de corte (por piso e basal) revelaram uma boa coerência entre análises estáticas e TH, à semelhança do que ocorre com os momentos por piso. A par desta coerência está também a reprodução desta conclusão para todas as metodologias em avaliação, adaptativa e não adaptativa, e admitindo a formulação original ou a proposta 2 do modelo de rótulas plásticas. Realça-se contudo o pior desempenho das análises adaptativas para a avaliação do parâmetro corte basal nas intensidades 1.0 e 1.25, assim como o melhor comportamento desta técnica na previsão dos momentos por piso. Os desvios em relação ao valor mediano mantêm-se reduzidos (inferiores a 20%) e

independentes do nível da intensidade, apesar de na estimativa dos momentos as análises adaptativas serem previstas com uma dispersão superior.



Figuras 5.16 – Índice BI mediano por nível de intensidade e factor de redução, obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.



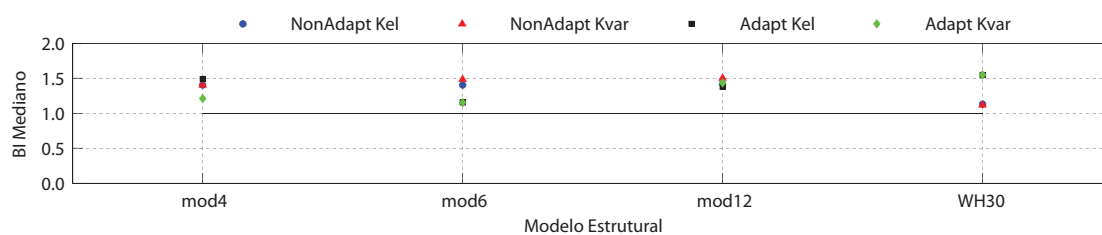
Figuras 5.17 – Desvio-padrão associado ao índice BI por nível de intensidade sísmica.

5.3.3.2 Comparação do índice *Building Index* por modelo estrutural

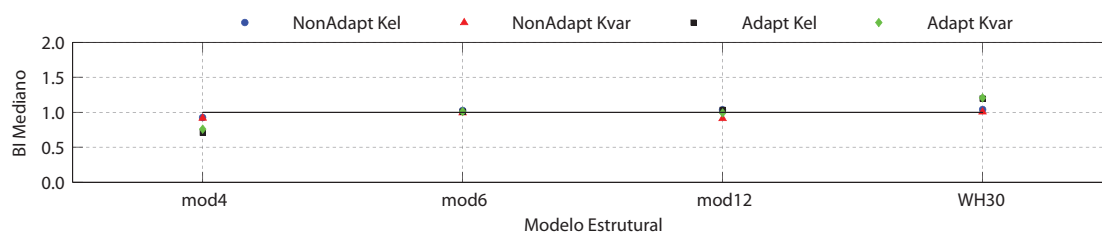
Os resultados presentes nas figuras 5.18a-e e 5.19a-d vão de encontro às constatações já identificadas nas comparações por intensidade sísmica.

- Globalmente verifica-se a tendência de as diferentes técnicas em avaliação representarem adequadamente a resposta das estruturas.

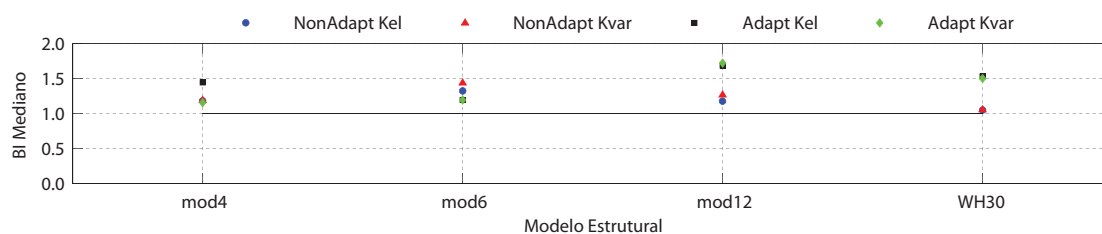
- Os parâmetros Deslocamentos e Drift por piso (quantidades que dependem da deformação dos edifícios) são no entanto os indicadores em que globalmente se registou pior estimativa, o que vai de encontro ao já exposto anteriormente. Para os restantes parâmetros a concordância entre análises estáticas e dinâmicas é praticamente total para todas as variantes.
- É difícil evidenciar um método com desempenho significativamente superior, verificando-se contudo que as análises não adaptativas surgem com um padrão de resultados mais uniforme. As análises adaptativas são aquelas com um índice BI mais próximo da unidade na avaliação do parâmetro Deslocamentos.
- A proposta 2 da modelação da não linearidade não introduz praticamente alterações na resposta das análises estáticas. Porém, quando existe, esses desvios têm nas análises adaptativas tendencialmente um efeito favorável.
- Os valores de dispersão associados aos diferentes procedimentos não são significativamente elevados, e simultaneamente não existe uma tendência constante no comportamento entre tipos de análise pushover, verificando-se que em certos parâmetros e modelos estruturais as análises adaptativas apresentam desvios superiores e o oposto em outros casos.



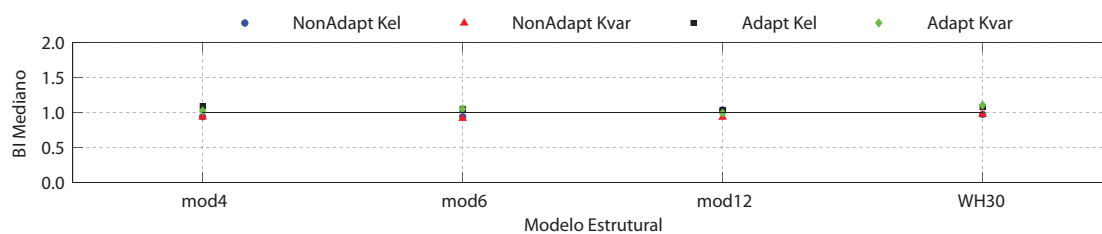
a) Deslocamentos



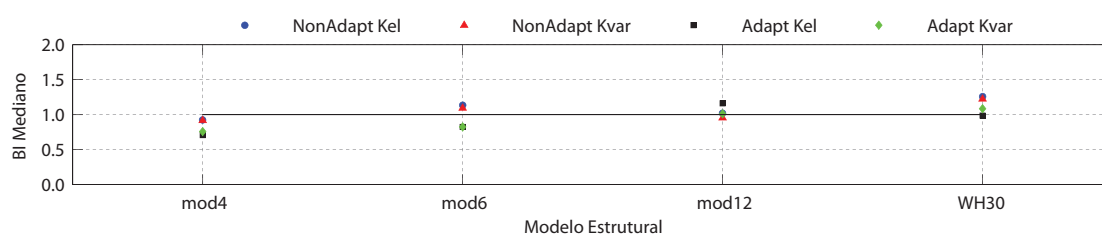
b) Esforço transversal por piso



c) Drift entre pisos

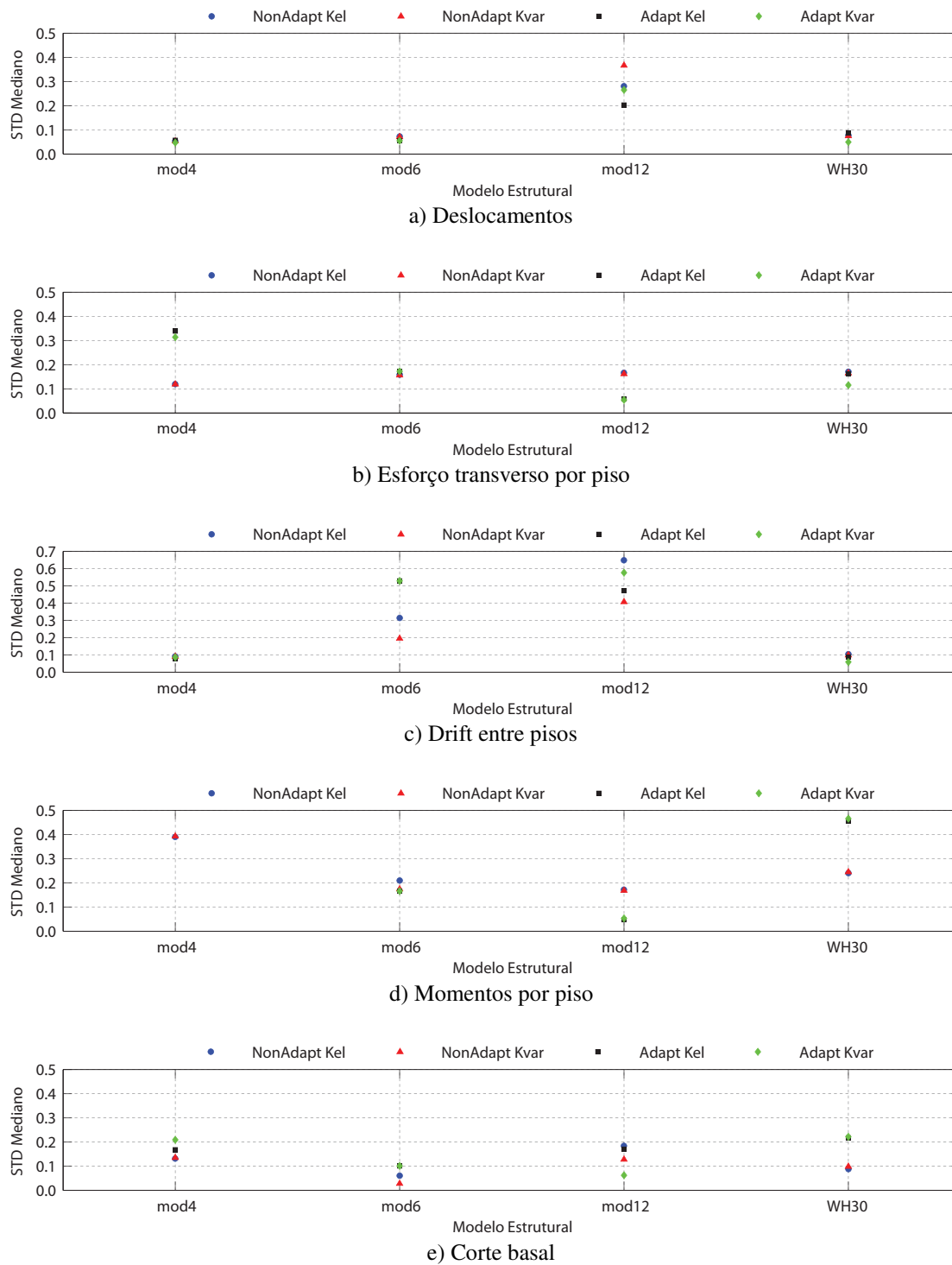


d) Momentos por piso



e) Corte basal

Figuras 5.18 – Índice BI mediano por modelo estrutural.



Figuras 5.19 – Desvio-padrão associado ao índice BI por modelo estrutural.

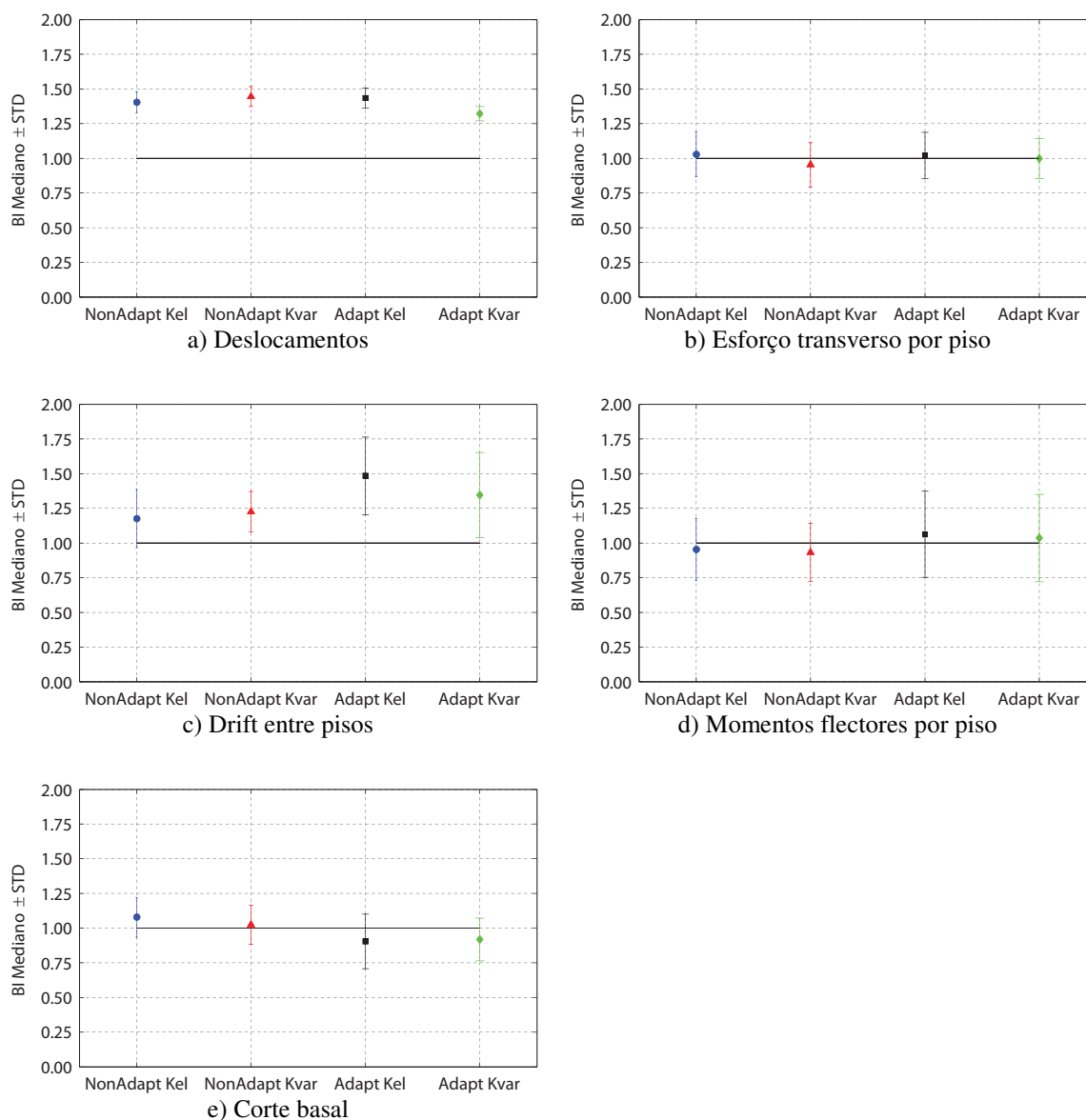
5.3.3.3 Comparação do índice global *Building Index*

A derradeira avaliação é efectuada conjugando os valores do índice BI mediano e respectiva dispersão, ao longo de todas as intensidades e modelos estruturais. Deste modo

é possível visualizar por parâmetro de resposta, qual a técnica que melhor aproxima os resultados das análises estáticas às análises dinâmicas, e com que variação em torno do valor mediano – daí a designação de índice global.

As principais constatações dos resultados presentes nas figuras 5.20a-e são as descritas seguidamente:

- Globalmente é identificado um bom desempenho das diferentes técnicas avaliadas para caracterizar o comportamento estrutural de edifícios. No entanto, não é evidente uma técnica que se superiorize às restantes.
- As duas propostas de modelação da não linearidade material revelaram resultados idênticos, em particular nas análises pushover não adaptativas. No caso adaptativo, apesar de ligeiro, o comportamento evidenciado pela proposta 2 é sempre mais próximo do obtido pelas análises de referência.
- Verifica-se que para os parâmetros estruturais Deslocamentos e Drift por piso o ajuste às análises TH é imperfeito, com desvios superiores a 20% para a melhor das técnicas, sendo igualmente verificado que as análises pushover não adaptativas são as que se revelam mais adequadas para o caso do Drift entre pisos.
- Em termos dos desvios em relação ao valor mediano, é notória a superior variação para os parâmetros Drift e Momentos por piso, assim como para as análises adaptativas. Porém, refere-se que o nível de dispersão para os diversos parâmetros não é significativamente elevado.
- Em geral, a proposta 2 não introduziu melhorias importantes na avaliação da capacidade estrutural dos modelos.



Figuras 5.20 – Índice BI global e desvio-padrão por parâmetro estrutural.

5.3.4 Conclusões

O estudo apresentado nesta secção debruçou-se na avaliação da performance estrutural de edifícios utilizando análises pushover adaptativas e não adaptativas, e considerando a modelação da não linearidade material concentrada.

As análises pushover não adaptativas foram admitidas seguindo os perfis de carregamento uniforme e modal, enquanto que para o caso adaptativo consideraram-se as alternativas com e sem amplificação espectral, e o escalamento do vector de carregamento baseado em deslocamentos ou nos drifts entre pisos.

A modelação da não linearidade material concentrada é admitida utilizando duas propostas, a formulação original, onde o elemento entre rótulas plásticas é considerado elástico, ou a proposta 2 (identificada na secção 5.2), onde a rigidez do elemento entre rótulas plásticas é considerada variável.

Num primeiro momento foi avaliada a aplicação das diferentes variantes assumidas para as análises pushover e modelação da não linearidade, no que se refere ao estudo da capacidade estrutural de edifícios.

As principais conclusões retiradas desta fase inicial são as seguintes:

- As análises pushover adaptativas e não adaptativas conduziram, globalmente, a uma boa aproximação à capacidade estrutural dos edifícios captada pelas análises de referência (TH). A opção por uma destas técnicas de análise pushover deverá estar condicionada às variantes admitidas: tipo de carregamento, amplificação espectral e escalamento.
- A avaliação da capacidade estrutural admitindo a proposta 2 de modelação da não linearidade material, onde se considera o troço de ligação entre rótulas plásticas com rigidez variável, proporciona uma ligeira variação na resposta global. Contudo, quando existe, ocorre no sentido da aproximação às respostas das análises dinâmicas.
- No caso das análises não adaptativas a opção por qualquer um dos perfis de carregamento revelou ser igualmente válida. Por outro lado, para as análises adaptativas ficou evidente a desadequação da vertente sem amplificação espectral e com um escalamento baseado em deslocamentos (sSaD). De facto, a utilização da amplificação espectral conduz a uma superior coerência entre a curva de capacidade dos modelos e as respostas obtidas pelas análises dinâmicas, que é tanto mais evidente quando utilizado o escalamento por drifts (independentemente da amplificação espectral).

A segunda fase deste estudo focou-se sobre a verificação da coerência entre as técnicas que conduziram à maior aproximação aos resultados das análises dinâmicas (TH), para um conjunto de pontos de performance. Para as análises pushover não adaptativas considerou-se um perfil de carregamento modal, enquanto que as análises adaptativas foram aplicadas

utilizando a amplificação espectral e o escalamento do vector de carregamento efectuado através do drift entre pisos. As principais constatações foram as seguintes:

- Com a excepção das grandezas Deslocamentos e Drift entre pisos, existe uma concordância quase perfeita entre as análises estáticas e dinâmicas (índice BI mediano próximo da unidade). Esta observação é extensível ao conjunto de técnicas admitidas no estudo.
- Não existe uma dependência notória dos resultados para qualquer parâmetro estrutural com o nível de intensidade sísmica. A dispersão associada ao índice BI mediano é também independente da intensidade.
- A variação da rigidez incluída no troço central de ligação entre rótulas plásticas não introduz uma melhoria significativa na aproximação às análises de referência, sendo apenas ligeiramente verificada quando utilizadas análises pushover adaptativas.
- Os valores de dispersão observados foram razoavelmente reduzidos em particular para as análises pushover adaptativas.
- No caso dos parâmetros baseados na deformação estes desvios são mais importantes, particularmente nos resultados do modelo mod12.
- A aplicação da metodologia de análise estática N2 às análises pushover não adaptativas mostrou resultados coerentes com os obtidos pelas análises dinâmicas. A extensão desta metodologia às análises adaptativas, efectuada no presente estudo, apesar de limitar o desempenho da análise pushover permite estabelecer um estudo paramétrico lógico entre diferentes análises.

5.4 ESTUDO COMPARATIVO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS UTILIZANDO AS MODELAÇÕES CONCENTRADA E DISTRIBUÍDA DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL

5.4.1 Introdução

Ao longo do presente capítulo a resposta estrutural de edifícios, obtida a partir de análises pushover, foi avaliada ao nível da sua capacidade global e local, presente num conjunto de parâmetros de resposta. Procurou-se num momento inicial validar a partir da capacidade global dos modelos, a utilização da modelação habitual da não linearidade material concentrada (elemento de barra considerando rótulas plásticas nas extremidades, unidas por um elemento central elástico) e introduzir propostas alternativas, de modo a estabelecer um paralelismo com a modelação por fibras. Numa segunda fase, avaliou-se a influência das diferentes variantes às análises pushover utilizando uma modelação por rótulas plásticas, onde são incluídas as propostas indicadas no primeiro estudo.

Assim, a presente secção pretende ser uma extensão dos trabalhos referidos e expostos neste capítulo, focando a importância e vantagens da utilização da modelação da não linearidade material concentrada, e verificando simultaneamente a possibilidade de esta ser ou não igualmente representativa da resposta, por parâmetro estrutural, comparativamente com a modelação da plasticidade distribuída.

5.4.2 Descrição do estudo

O caso de estudo incluído com vista a aferir o desempenho da modelação da plasticidade através de rótulas plásticas, comparativamente com um modelo de fibras, compreende a utilização de uma análise não linear pushover admitindo os perfis de carregamento lateral uniforme e proporcional ao primeiro modo de vibração.

A definição dos pontos de desempenho estrutural das estruturas em análise foi conseguida seguindo o método de análise estática N2 na sua versão original, considerando um máximo de seis níveis de intensidade sísmica (factores proporcionais 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.25 e 1.75) e o espectro de resposta mediano indicado no capítulo anterior.

Foram utilizados dois dos modelos em betão armado já identificado: mod4 e mod6. Relembre-se que o dimensionamento destes dois modelos bidimensionais não teve em consideração a acção sísmica (apenas a acção gravítica).

No estudo comparativo envolveram-se cinco parâmetros da resposta dos edifícios: Deslocamento (D), Drift entre pisos (ID), Corte Basal (V), Corte entre pisos (IV) e Ductilidade Global (Duct). Este último indicador corresponde à ductilidade global da estrutura, calculada pelo quociente entre os deslocamentos associados ao ponto de performance e de cedência (definidos a partir do método N2), respectivamente. É ainda adicionada a informação da relação entre deslocamentos objectivo (*target displacement*) obtidos através do método N2 para os dois tipos de modelação (rótulas plásticas e fibras).

De modo idêntico ao apresentado nas secções anteriores, é considerado no estudo paramétrico o índice *Building Index* (BI) para normalizar os resultados entre as modelações por rótulas plásticas e fibras. Assim, o índice BI vem calculado através da mediana (em todas as localizações, m – pisos ou nós) do quociente de cada parâmetro de resposta, entre as análises considerando as modelações da plasticidade por rótulas plásticas e fibras, equações 5.1 e 5.2. Neste caso também a normalização proporciona que todos os parâmetros sejam comparáveis, assumindo como valor de referência e ideal o valor unitário.

$$\Delta_i = \frac{\Delta_{i,rótulas}}{\Delta_{i,fibras}} \xrightarrow{\text{idealmente}} 1.0 \quad (5.1)$$

$$BI_{\Delta} = \text{mediana}_{i=1,m} [\bar{\Delta}_i] \quad (5.2)$$

5.4.3 Estudo paramétrico

Analogamente ao verificado na secção 5.3.3 serão expostas seguidamente as diferentes variantes ao estudo por cada parâmetro de resposta estrutural considerado, nomeadamente os dois tipos de perfil de carregamento lateral admitido: uniforme e modal.

Acrescenta-se ainda que para a modelação da não linearidade material admitida concentrada nas extremidades dos elementos é utilizado o *software* PORANL (PNL), enquanto que para a plasticidade distribuída recorre-se ao *software* SeismoStruct (SS).

A apresentação dos resultados será individualizada por modelo estrutural, indicando-se também a dependência da modelação da plasticidade concentrada com o nível da acção sísmica.

5.4.3.1 Comparação do índice *Building Index* por nível de intensidade

A apresentação dos resultados do estudo comparativo entre as duas modelações da plasticidade será inicialmente introduzida através da evolução do índice BI mediano para cada um dos modelos estruturais, ao longo dos níveis de intensidade admitidos na análise.

mod4

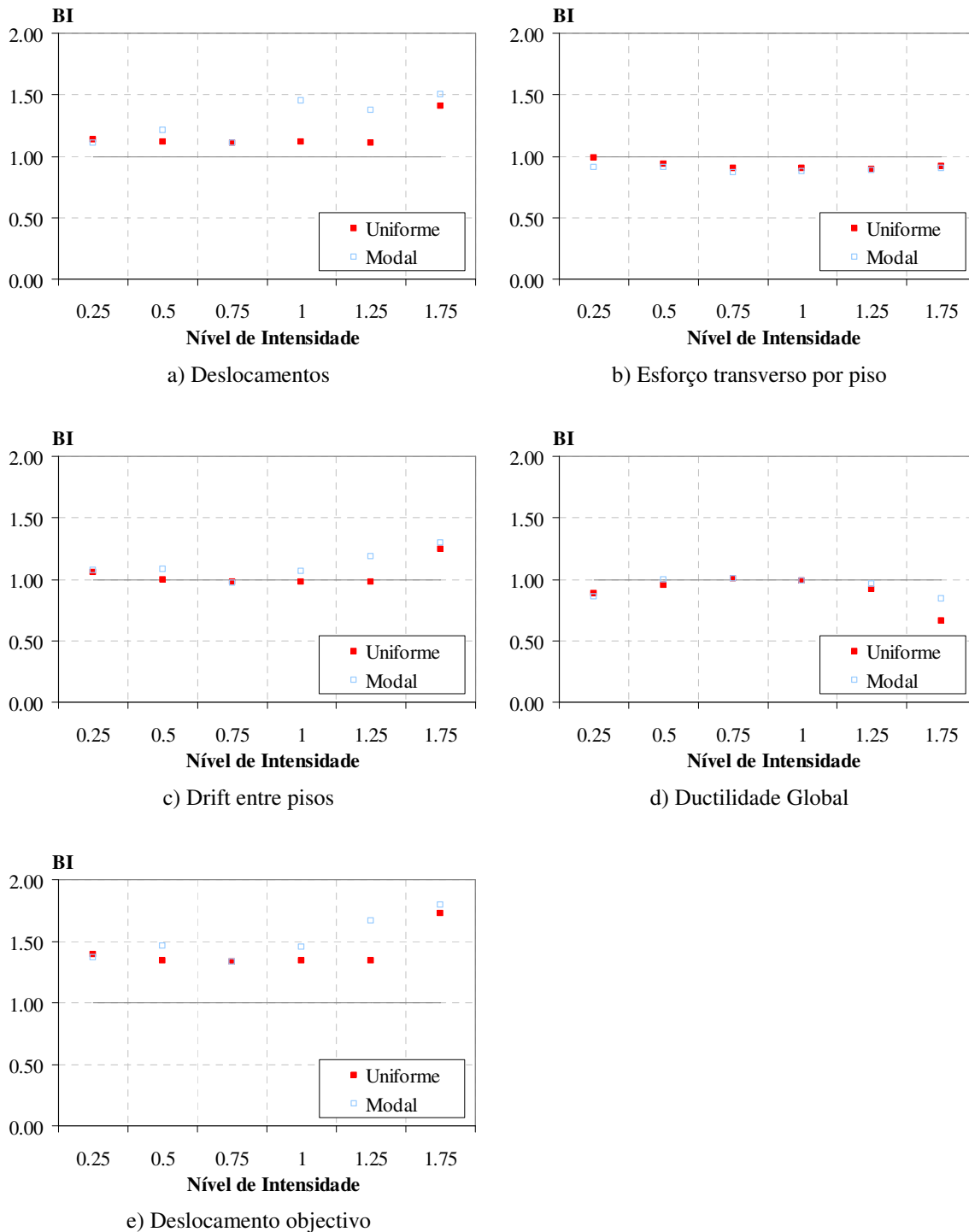
Nas figuras 5.21a-e é visível que os parâmetros baseados na deformação estrutural, nomeadamente os Deslocamentos, Drift entre pisos e Ductilidade global, são parâmetros particularmente sensíveis ao nível da acção sísmica em particular quando utilizado um perfil de carregamento modal.

É inerente a este facto o rigor superior que o perfil modal de carregamento introduz na análise, comparativamente com o perfil uniforme, e que um nível superior de incursão em regime não linear da estrutura acentua as diferenças da sua representação em zonas não abrangidas pelas rótulas plásticas, ou seja, verifica-se um efeito semelhante ao identificado nas diferenças entre curvas de capacidade, figura 5.8a.

Contudo pode-se afirmar que existe uma concordância elevada entre as duas modelações, verificada inclusive para os diferentes parâmetros de resposta avaliados, e independentemente do perfil de carregamento lateral em altura. Esta constatação fora já evidenciada pelas curvas de capacidade associadas a cada alternativa incluída na análise, tendo sido registada a semelhança entre ambas as modelações da não linearidade.

As diferenças observadas no deslocamento objectivo estão associadas à definição da curva bilinear idealizada para as duas situações, que por sua vez depende da curva de capacidade associada e justifica os valores superiores dos deslocamentos para as análises admitindo a plasticidade concentrada, particularmente no regime pós-pico onde as diferenças são superiores. Acrescente-se que este parâmetro está correlacionado com o parâmetro Ductilidade Global que por sua vez depende ainda do ponto correspondente à cedência do

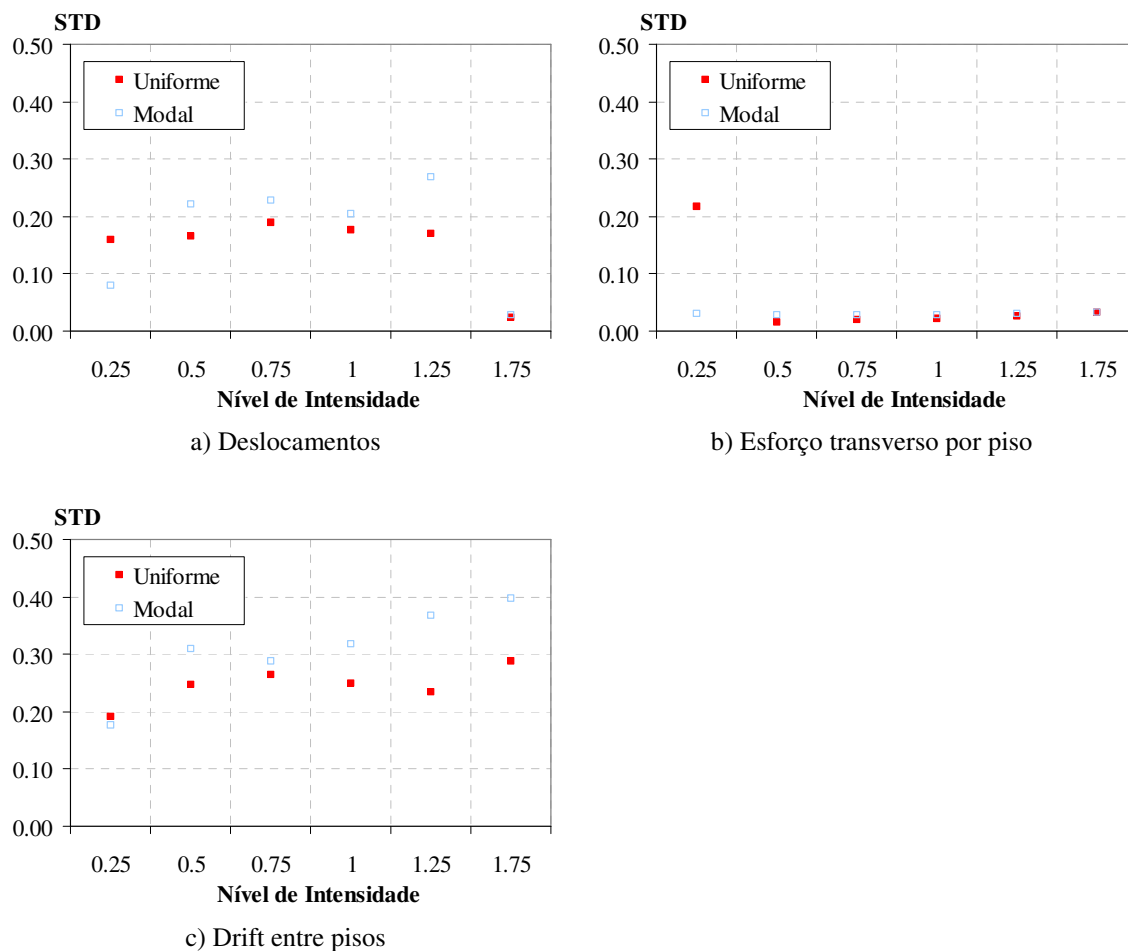
sistema de 1 grau de liberdade, que é superior para o caso das análises considerando fibras, justificada pela inferior rigidez inicial.



Figuras 5.21 – Índice BI mediano por nível de intensidade e perfil de carregamento, obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.

A dispersão associada aos parâmetros anteriores, registada nas figuras 5.22, tem em geral pouca importância, com valores ligeiramente superiores para o caso do carregamento modal (sempre inferiores a 40%).

Refira-se que para o parâmetro Ductilidade não existe variação em torno do valor mediano, uma vez que existe apenas um valor por intensidade e por modelo estrutural.



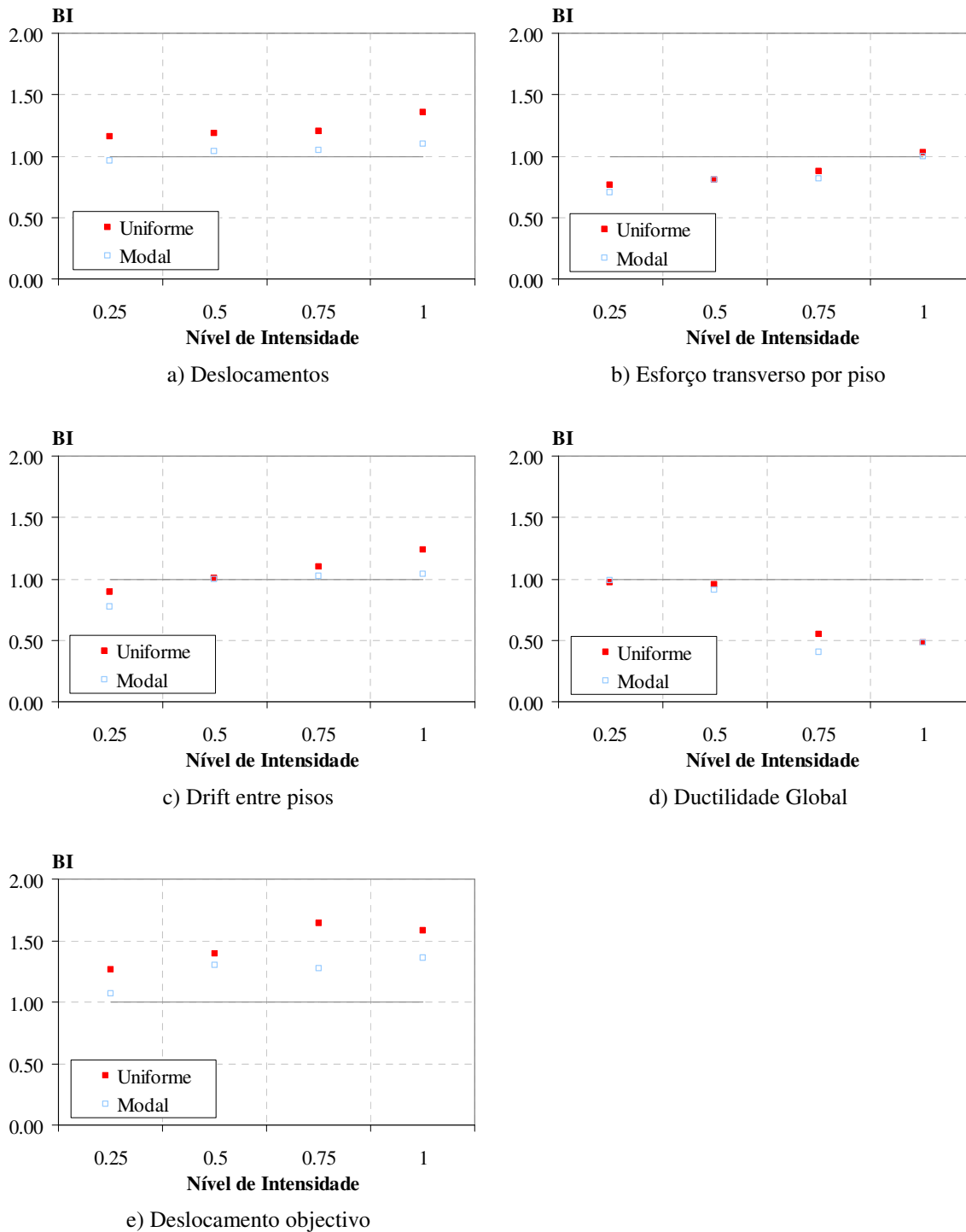
Figuras 5.22 – Desvio-padrão associado ao índice BI por nível de intensidade sísmica.

mod6

Identificou-se anteriormente, figuras 5.8c e 5.13a, que o comportamento pós-cedência global do modelo mod6 é distinto para as duas modelações da não linearidade incluídas na análise. No caso do modelo de rótulas plásticas (ao contrário do modelo de fibras) não foi incluído o efeito da degradação pós-pico das secções nem o efeito P- Δ (que é menos acentuado no edifício anterior), daí não ser captado o decaimento visível no modelo de

fibras. A este facto alia-se também a falta de confinamento dos pilares que controlam a resposta do modelo (pilares do terceiro alinhamento).

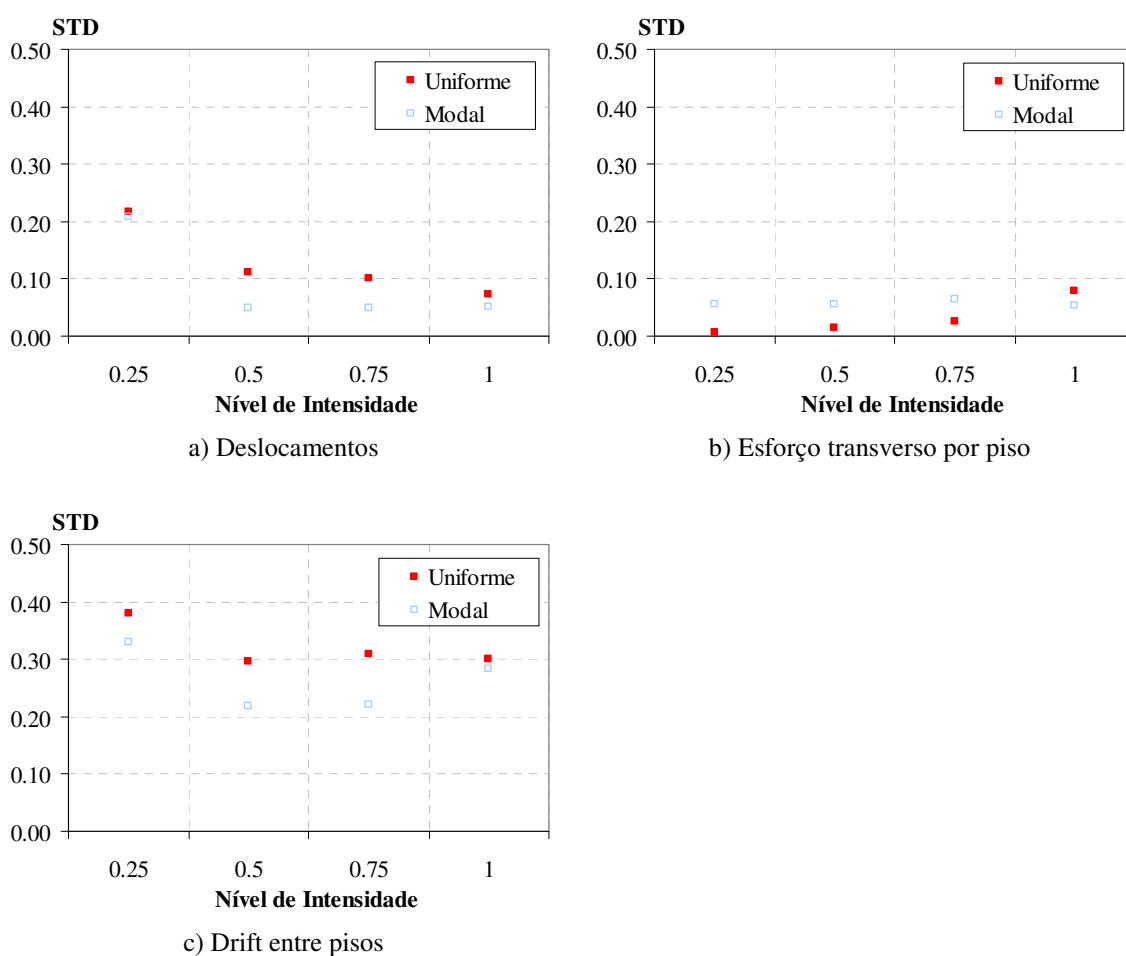
As figuras 5.23a-e revelam a resposta estrutural para os diferentes parâmetros envolvidos.



Figuras 5.23 – Índice BI mediano por nível de intensidade e perfil de carregamento, obtido para cada parâmetro de resposta estrutural.

Verifica-se que para níveis de intensidade sísmica superiores (0.75 e 1.0), onde as diferenças entre modelações se acentuam, os níveis de ductilidade e os deslocamentos objectivo são visivelmente menos concordantes. No entanto, acrescenta-se que os deslocamentos, drifts e esforço transverso entre pisos mostraram resultados consistentes para as duas variantes testadas.

A dispersão associada aos parâmetros anteriores, registada nas figuras 5.24, tem em geral a mesma tendência exposta para o modelo anterior, apresentando valores reduzidos e independentes da intensidade sísmica.

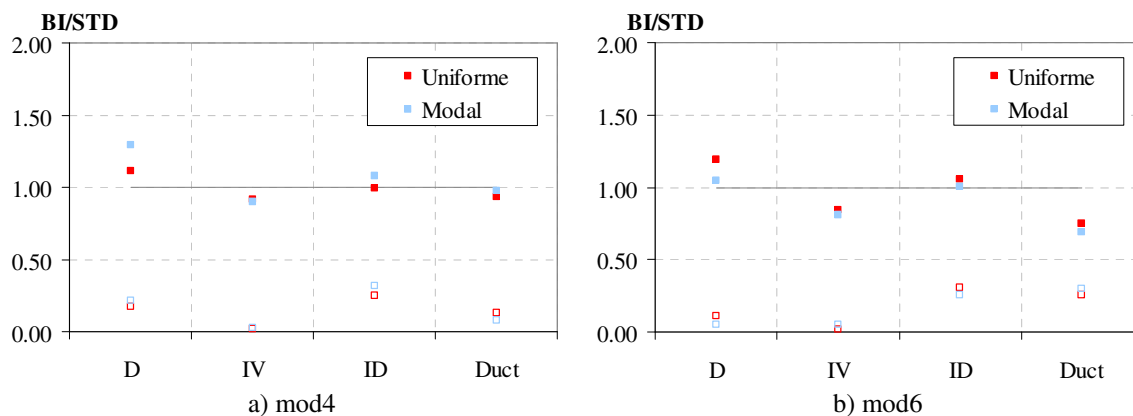


Figuras 5.24 – Desvio-padrão associado ao índice BI por nível de intensidade sísmica.

5.4.3.2 Comparação do índice global *Building Index*

Percorrendo os diferentes níveis de intensidade admitidos na análise de cada modelo estrutural é possível obter uma visão global da performance relativa entre modelações.

Assim, inclui-se o indicador BI global definido como a mediana ao longo das intensidades sísmicas do índice BI mediano, figuras 5.25.



Figuras 5.25 – Índice BI global por parâmetro estrutural.

A primeira constatação a realçar da análise das duas imagens anteriores diz respeito ao andamento semelhante, entre edifícios, identificado para os diversos parâmetros de resposta. Destaca-se também a semelhança entre os resultados obtidos para ambos os perfis de carregamento adoptados.

O modelo mod6 mostrou ser mais sensível aos efeitos de 2ª ordem, que condicionam em particular a resposta global pós pico do edifício e reflectindo-se, por conseguinte, na concordância para os diferentes parâmetros, em particular para o indicador Ductilidade, que é directamente afectado pelo deslocamento objectivo.

Globalmente, a utilização da modelação da não linearidade material concentrada revelou resultados suficientemente aproximados à resposta dos modelos através de uma modelação da não linearidade distribuída. Este aspecto surge conjugado com níveis de dispersão reduzidos, que corroboram a possibilidade de utilização da hipótese de modelação por rótulas plásticas como alternativa aos modelos de fibras.

5.4.4 Conclusões

O estudo da resposta sísmica de edifícios em betão armado, utilizando as modelações da não linearidade material concentrada e distribuída, revelou um semelhante comportamento dos dois modelos. Esta concordância é contudo menos notória para níveis de intensidade sísmica superiores na região de comportamento pós pico, devendo a partir deste momento

ser incluída a correcta modelação da diminuição de capacidade resistente dos elementos e os efeitos de 2ª ordem no modelo de rótulas plásticas.

Outro aspecto que deverá ser salientado passa pela ocorrência de esforços axiais de tracção importantes nas vigas, cuja perda de rigidez axial respectiva é tida em conta pelo *software SeismoStruct* ao contrário do que se passa no *PNL*. Apesar de este efeito não influenciar directamente a curva de capacidade, condiciona a deformação lateral do edifício, manifestada no parâmetro drift entre pisos.

Quanto à resposta estrutural identificada pelos pontos de performance verificou-se que o deslocamento objectivo é sensível à definição da curva bilinear idealizada para um sistema de 1 grau de liberdade. Deste modo, é suficiente que ligeiras diferenças nas curvas de capacidade provoquem alterações importantes no deslocamento objectivo.

Relativamente às repercussões na resposta devido ao tipo de perfil de carregamento, foi identificado já em secções anteriores que estas podem conduzir a diferenças no tipo de mecanismo de rotura do edifício. Contudo, não é visível uma discrepância acentuada entre as análises utilizando um carregamento uniforme ou modal. Assim, e conjugando os resultados expostos ao longo das diferentes secções, ficou validada a utilização da modelação da não linearidade material através de rótulas plásticas, na aplicação a edifícios em betão armado.

CAPÍTULO 6

AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

6.1 INTRODUÇÃO

No caminho percorrido para a resposta aos problemas da segurança e dimensionamento estrutural, inicialmente por via de conhecimentos empíricos e experimentais característicos das primeiras organizações civilizacionais, depois através de técnicas de avaliação mais robustas disponíveis no panorama actual, encontra-se sempre presente o valor da vida humana e a sua salvaguarda como aspecto primordial. A par deste parâmetro, mas numa escala hierárquica inferior, situa-se o aspecto económico e o conforto de cada estrutura projectada, tendo todavia um papel determinante nas opções seguidas pelo projectista na fase de concepção.

Esta visão social, moral, económica e funcional é particularmente importante quando se avaliam os efeitos devastadores típicos da acção sísmica. Devido a esta inquietação por parte da comunidade científica e à particularidade do fenómeno físico em causa, derivou da Engenharia Estrutural uma área específica constituindo assim a Engenharia Sísmica.

O ramo estrutural da Engenharia Sísmica, aquele que será alvo de enfoque neste trabalho, é portanto importante uma vez que são as próprias construções do Homem as responsáveis pelo conjunto de perdas aquando da ocorrência destas catástrofes. A sua primeira aplicação de forma sistemática e com a exclusiva preocupação de reforço da resistência sísmica de edifícios é identificada na reconstrução de Lisboa após o sismo de 1755, onde terão sido definidas as primeiras regras de dimensionamento sísmico. É no entanto só no início do século XX, após o sismo na cidade italiana de Messina que se formulam as primeiras

recomendações de que as estruturas deverão ser dimensionadas para resistir a estas acções horizontais, sendo um marco revolucionário na perspectiva do dimensionamento anti-sísmico.

Ainda na primeira metade do século XX desponta um novo conceito, o conceito de ductilidade. É após novo fenómeno sísmico onde se verifica a ruína de um pequeno número de edifícios (assumidos com base na proporção entre forças e deslocamentos), pese embora o registo de acelerações de pico muito superiores às previstas na regulamentação, que este conceito desponta.

Esta constatação deu origem a uma nova conduta que é hoje o suporte do dimensionamento sísmico e se encontra presente em todos os regulamentos em que, para além da resistência horizontal, as estruturas deverão manifestar capacidade para acomodar os deslocamentos impostos pela acção sísmica. Assim, aceita-se que as estruturas apresentem danos estruturais graves desde que se garanta que estas não colapsem, evitando a formação de mecanismos prematuros.

Impulsionado pelos estudos de Ferry Borges derivou uma nova perspectiva da segurança estrutural, surgindo como forma de complementar e ao mesmo tempo suportar a ideia de risco.

Ferry Borges apresentou uma filosofia probabilística inovadora de abordagem do problema estrutural baseada num indicador apenas obtido de acordo com a resposta estrutural. Deste modo, é possível aferir quanto à capacidade de resistência a uma definida acção sísmica, de um modo global quando referida à estrutura, ou localmente quando se avalia cada elemento estrutural de modo isolado.

Apesar da proposta probabilística apresentar características interessantes e importantes, é igualmente revestida de elevado grau de complexidade, dificuldade e necessidade de uma correcta caracterização de cada parâmetro interveniente no processo da análise sísmica. Nas avaliações da segurança estrutural está em causa a caracterização realista da resposta estrutural (R) e das solicitações (S) aplicadas à estrutura, que são funções do tempo e do espaço. Este é então um problema de origem e desenvolvimento não linear, onde os diversos agentes devem ser caracterizados de forma realística e exequível, utilizando para tal distribuições estatísticas e modelos numéricos o mais completos possíveis, definindo

entre outros as propriedades dos materiais, a estrutura em avaliação, a acção actuante, a resistência de cada secção e a probabilidade de colapso.

Com os avanços tecnológicos e em particular com o desenvolvimento computacional registado actualmente, as ferramentas de análise mais densas e exigentes tornam-se cada vez mais caminhos a explorar. No entanto, a necessidade de simplificar todo o processo de análise endereça igualmente esforços na direcção de metodologias alternativas, simultaneamente válidas e com adequado grau de previsibilidade. As metodologias de análise não linear geométrica e material, técnicas correntes em dimensionamento e avaliação, são exemplos desta perspectiva.

Este capítulo surge portanto com o objectivo de estudar e clarificar as metodologias probabilísticas correntes de análise e avaliação da segurança sísmica, sugerindo recomendações para a sua aplicação.

A exposição desta temática será inicialmente remetida para as metodologias de avaliação da probabilidade de ruína das estruturas, onde se faz referência a um procedimento numérico para o cálculo da vulnerabilidade sísmica através do integral de convolução das funções que caracterizam a acção e a resistência. Como alternativa às limitações deste método na sua aplicação usual, sugere-se a utilização de uma metodologia baseada em curvas de fragilidade que, conjugadas com a distribuição da acção, introduzem no procedimento a dispersão inerente à variabilidade da acção, lacuna que surge na tradicional metodologia de obtenção da probabilidade de ruína.

Sugere-se, como alternativa à técnica clássica de obtenção da probabilidade de ruína, a implementação de um procedimento que assenta numa metodologia de simulação, destacando-se no caso o método do Hipercubo Latino.

Neste capítulo evidencia-se ainda a aplicação de metodologias de análise não linear na avaliação probabilística da resposta estrutural, propondo-se como alternativa às correntes análises dinâmicas não lineares uma perspectiva inovadora que consiste em análises *pushover*.

Na sequência de reduzir a complexidade no procedimento de avaliação probabilística, com o objectivo de o tornar numa ferramenta de prática corrente em Engenharia Estrutural, procura-se ultrapassar a dependência da base de registos de sismos reais utilizando sismos gerados artificialmente.

Com este trabalho pretende-se igualmente definir para cada edifício, um indicador único da sua vulnerabilidade, capaz de traduzir a probabilidade individual de todos os elementos estruturais num só parâmetro. Assim, apresenta-se um estudo que enquadre a problemática da fiabilidade estrutural ao nível global do edifício.

6.2 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DA AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA NA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS

6.2.1 Generalidades e enquadramento

Os problemas da segurança de estruturas podem ser definidos e formulados a partir de diferentes abordagens, conduzindo a metodologias distintas e divergindo essencialmente no modo como as incertezas das variáveis que caracterizam a acção e a resposta das estruturas são consideradas, como forma de se obter uma probabilidade de ruína aceitável.

Como se referiu na introdução a este capítulo, as regras adoptadas para o dimensionamento estrutural têm associada a definição de uma probabilidade de atingir determinado estado de performance, durante um intervalo de tempo. Estas formulações podem ser agrupadas em três níveis de crescente grau de complexidade (JCSS, 1981):

- 1) Nível 1 – corresponde ao patamar no qual se inserem as metodologias de formato semi-probabilístico. A avaliação da segurança é baseada na verificação de condições determinísticas que derivam do conceito de estado limite. Intervêm factores de segurança que afectam os valores nominais e característicos, que por sua vez são obtidos através de estudos estatísticos da distribuição das variáveis.
- 2) Nível 2 – corresponde ao patamar no qual se inserem as metodologias de formato probabilístico aproximado. A avaliação da segurança é baseada na obtenção aproximada de probabilidades de ruína, P_f , e de sobrevivência. Neste nível as probabilidades de sobrevivência podem ser substituídas por índices de fiabilidade, β , que correspondem a intervalos de probabilidade de sobrevivência, relacionando-se com a probabilidade de ruína para o caso de distribuições normais, Φ , através de $P_f = \Phi(-\beta)$. Resta ainda referir que um índice de fiabilidade mais elevado implica uma probabilidade de ruína inferior.

A avaliação probabilística da segurança é conseguida através de técnicas numéricas aproximadas, onde as variáveis básicas que intervêm no processo são caracterizadas estatisticamente pelos seus valores médios e dispersão.

- 3) Nível 3 – corresponde ao patamar no qual se inserem as metodologias de formato probabilístico mais rigoroso. As probabilidades de ruína ou sobrevivência de ser atingido um determinado estado limite são obtidas a partir do cálculo analítico, ou em alternativa (como será identificado neste trabalho) por métodos de simulação. É o nível das metodologias de análise mais complexas e com maiores exigências de tempo de cálculo, nomeadamente quando envolvem análises não linear material e geométrica. A variabilidade de todas as quantidades é considerada simultaneamente.

Poderá ainda ser englobado o nível 0 de formulação do problema da segurança estrutural, que corresponde aos métodos puramente determinísticos e que não consideram directamente a variabilidade das resistências e das acções. Neste patamar, a incerteza associada a estas grandezas está contida num coeficiente global de segurança, no entanto uma vez que este depende das grandezas comparadas e dos referenciais utilizados não pode ser considerada uma medida de segurança estrutural (Ditlevsen, O. & Madsen, H.O., 1996).

De acordo com o referido, os níveis de segurança correspondem portanto a diferentes metodologias de avaliação da segurança estrutural.

Em cada uma das metodologias a sua vertente probabilística parcial ou completa é afectada predominantemente pelo nível de incerteza, que é intrínseco às diversas variáveis intervenientes. Assim, torna-se importante a identificação e classificação das incertezas que envolvem todo o processo de definição da probabilidade de ruína de uma estrutura. Neste campo de análise surgiram já diversos estudos nos quais se destacam Thoft-Christensen, P. & Baker, M.J. (1982), Melchers, R.E. (1987), Ditlevsen, O. & Madsen, H.O. (1996) ou Nowak, A.S. & Collins, K.R. (2000).

Ordinariamente as incertezas podem ser classificadas separando-as nas incertezas com origem natural e naquelas que têm origem na intervenção do Homem. As primeiras incertezas surgem acopladas à dificuldade de se prever com rigor e exactidão as acções actuantes nas estruturas e as propriedades e resistência dos materiais, que estão associadas

à imprevisibilidade de todo o processo de fabrico e registando-se assim um diferencial entre as propriedades previstas e as registadas. As segundas estão associadas ao papel do Homem e advêm das suas falhas, encontrando-se nos mais variados actos. Deste modo, de acordo com a sua importância, poderemos classificar as incertezas como:

- 1) Incertezas físicas – esta incerteza encontra-se associada à variabilidade registada nas características dos materiais e suas propriedades assim como com o carácter mutável e aleatório das acções actantes e sua simultaneidade. Este é um tipo de incerteza de difícil previsão e correcção, no entanto poderá ser corrigida com o aumento da informação disponível e de experiências anteriores.
- 2) Incertezas estatísticas – esta incerteza está correlacionada com a inferência estatística das variáveis intervenientes no processo probabilístico, em particular devido ao número reduzido de resultados disponíveis. Poderá ser minimizada no caso de se aumentar o volume de informação disponível e considerando uma função da distribuição da probabilidade, por intermédio de uma aproximação *bayesiana* (Baecher, G.B., 1982, Ditlevsen, O. & Casciati, F., 1991).
- 3) Incertezas na modelação – esta incerteza advém das simplificações que são necessárias introduzir quando se procura reproduzir num modelo estrutural o comportamento da realidade (Ditlevsen, O., 1983, Zhang, R. & Mahadevan, S., 2000). Aqui podem estar inseridas as incertezas provenientes da representação da estrutura e seus elementos, das condições de apoio, das propriedades dos materiais e das acções actantes. Esta incerteza corresponde portanto ao diferencial entre as respostas encontradas na realidade e no modelo admitido.
- 4) Incertezas de intervenção humana – esta incerteza, como se referiu inicialmente, está inerente ao envolvimento do homem em todas as fases da estrutura. A sua descritização é pouco clara e definida, podendo estar presente em erros de dimensionamento ou utilização das construções, contribuindo para o aumento da incerteza global.

A existência destas incertezas e o seu reconhecimento é, como tal, de primordial importância e estudo no âmbito da avaliação probabilística de estruturas.

6.2.2 Conceito de probabilidade. Propriedades.

A abordagem aos problemas colocados pelos fenómenos naturais era, até há pouco tempo atrás, baseada em princípios de causa e efeito que resultavam da observação simples destas acções. Criou-se deste modo o conceito de determinismo sobre o qual assentava a base de todo o conhecimento.

Contudo à medida que estes fenómenos eram analisados identificava-se que, apesar de se encontrar presente e explicar um conjunto de situações, o determinismo nem sempre se manifestava numa solução prática e acima de tudo correcta. Por outro lado, observavam-se alguns fenómenos onde a sua previsão era bastante precisa caso se verificasse um conjunto suficiente de repetições, mas que no entanto seriam impossíveis de se prever caso ocorresse uma única ocasião.

Estas constatações são de facto a prova de que uma técnica probabilística conduz a uma apropriada idealização da realidade, na medida em que se verifica a adequada correspondência entre resultados experimentais e obtidos por esta vertente, o que não é assegurado quando é seguida uma abordagem puramente determinística.

Existem por outro lado fenómenos em que não é possível repetir as suas ocorrências num número desejado, não sendo possível seguir com uma análise probabilística na vertente baseada em frequências. Nestas situações a análise probabilística rege-se por teorias de hipóteses, que não podem ser confirmadas por via experimental mas que se baseiam num determinado nível de confiança e consequente tratamento analítico das probabilidades, conduzindo a resultados úteis. Um dos tratamentos analíticos referidos e aplicado à segurança sísmica consiste na definição de funções de distribuição da acção e da resistência, como se verá adiante neste trabalho, onde se selecciona o tipo de distribuição que melhor se adequa às variáveis e se estimam os seus parâmetros de acordo com a informação disponível.

Como referido, nem sempre existe um número elevado de informação acerca das variáveis interveniente o que, apesar de permitir uma estimativa precisa dos parâmetros, se torna insuficiente para ajustar uma determinada distribuição. Deste modo e nestas situações, a selecção das distribuições deve ser baseada em considerações físicas e numa avaliação da situação em particular. Em alguns casos pode ser útil expressar estas decisões em termos probabilísticos a partir de um nível razoável de conhecimento.

A probabilidade definida a partir desta perspectiva é utilizada e enquadra-se no contexto do teorema de Bayes.

A aplicação do teorema de Bayes assume a filosofia da probabilidade Bayesiana, que pode ser considerada uma extensão da Lógica e que permite que o raciocínio seja estabelecido a partir de afirmações revestidas de incerteza mas coerentes – constituindo esta a visão objectivista da filosofia Bayesiana. A avaliação da probabilidade de uma hipótese nesta visão é efectuada a partir de probabilidades prévias que vão sendo actualizadas em função de novos dados relevantes (contrapondo com a visão subjectivista, que mede uma crença pessoal). A interpretação Bayesiana fornece um conjunto de procedimentos padrão e fórmulas que permitem realizar o cálculo desta probabilidade.

Segundo esta visão a probabilidade consiste, portanto, numa medida do estado do conhecimento do problema em avaliação, atribuindo-a a uma hipótese, em contraste com a visão frequentista em que a hipótese é aceite ou rejeitada a partir da repetição de um número significativo de acontecimentos semelhantes, sem que seja atribuída directamente uma probabilidade.

O teorema de Bayes relaciona probabilidades de acontecimentos *a priori* e *a posteriori*, que são designados por acontecimentos condicionados, a partir da equação 6.1

$$P(A_i | B) = \frac{P(B | A_i) \cdot P(A_i)}{P(B)} = \frac{P(B | A_i) \cdot P(A_i)}{P(B | A_i) \cdot P(A_i)} \quad (6.1)$$

Por vezes este teorema é aplicado em inferência inversa, por exemplo na determinação da probabilidade que o parâmetro desconhecido de uma distribuição assume o valor A_i após o resultado B ser obtido. Note-se que a probabilidade do acontecimento A_i , $P(A_i)$, tem de ser considerada como um nível de confirmação, de facto neste contexto o parâmetro, A_i , não é uma variável aleatória. Para o cálculo da probabilidade de ocorrência do acontecimento A_i após B , $P(A_i | B)$, é necessário definirem-se probabilidades para todos os valores do parâmetro A_i .

No caso de uma experiência poder ser repetida indefinidamente sem que os resultados sejam previsíveis designa-se à experiência de acontecimento aleatório e aos resultados obtidos de espaço amostral S . Para os subconjuntos do espaço amostral, S , que são observáveis é possível associar um valor de probabilidade, nestas condições a função de

probabilidade P associa um valor $P(A_i)$ de tal modo que se verificam as propriedades que se enunciam de seguida (Henriques, A.A.R., 1998):

- 1) Um subconjunto A_i do espaço amostral S tem uma probabilidade, $P(A_i)$, de ocorrer que se situa no intervalo de valores entre 0 e 1,

$$0 \leq P(A_i) \leq 1, \forall A_i \in S \quad (6.2)$$

- 2) A soma de todos os subconjuntos possíveis de ocorrer no espaço amostral S deve ser igual a 1,

$$P(S) = 1 \quad (6.3)$$

- 3) A reunião de dois subconjuntos mutuamente exclusivos (A_1 e A_2) apresenta uma probabilidade que corresponde à soma da probabilidade de cada subconjunto considerado independente, expressão 6.4. No caso de um espaço amostral infinito a expressão 6.4 é alterada de modo a englobar todos os subconjuntos, expressão 6.5.

$$P(A_1 \cup A_2) = P(A_1) + P(A_2), \forall A_1, A_2 \in S \wedge A_1 \cap A_2 = \emptyset \quad (6.4)$$

$$P\left(\bigcup_{i=1}^{\infty} A_i\right) = \sum_{i=1}^{\infty} P(A_i), \forall A_j, A_k \in S \wedge A_j \cap A_k = \emptyset \quad (j \neq k) \quad (6.5)$$

- 4) A probabilidade de um subconjunto A_i relaciona-se com a probabilidade do seu complementar $\bar{A}_i$ por,

$$P(\bar{A}_i) = 1 - P(A_i), \forall A_i \in S \quad (6.6)$$

As definições associadas à probabilidade de subconjuntos de um espaço amostral, que se enunciaram anteriormente, advêm de um conjunto genérico de propriedades de probabilidades que importa identificar para sua compreensão e introdução à temática das metodologias de análise probabilística.

- 1) A primeira propriedade das probabilidades a identificar consiste na probabilidade da reunião de dois subconjuntos. Esta indica que para quaisquer

dois subconjuntos A_1 e A_2 , a probabilidade da sua reunião corresponde à soma das probabilidades dos dois subconjuntos subtraindo a probabilidade destes ocorrerem simultaneamente.

$$P(A_1 \cup A_2) = P(A_1) + P(A_2) - P(A_1 \cap A_2), \quad \forall A_1, A_2 \in S \quad (6.7)$$

- 2) A probabilidade de ocorrência de um subconjunto A_1 contido num outro subconjunto A_2 é sempre inferior à probabilidade de ocorrência do subconjunto A_2 .

$$\text{se } A_1 \subset A_2 \Rightarrow P(A_1) < P(A_2), \quad \forall A_1, A_2 \in S \quad (6.8)$$

Como se verá adiante, aquando das metodologias probabilísticas de avaliação da segurança sísmica de estruturas, a dimensão dos problemas varia em concordância com as variáveis aleatórias e os resultados a que estão associadas.

Por conseguinte, quando uma variável aleatória associa o resultado de uma experiência aleatória a um único valor está-se perante uma variável aleatória designada como unidimensional. Quando uma variável aleatória associa o resultado dessa experiência a um par de valores denomina-se de variável bidimensional. Por fim, quando a variável aleatória associa o resultado da experiência aleatória um conjunto de valores, esta é chamada como variável aleatória multidimensional.

Para um dado intervalo, a probabilidade associada à variável X é avaliada através de uma função de probabilidade, $P_X(x)$, no caso de X ser uma variável discreta, ou através de uma função densidade de probabilidade, $f_X(x)$, no caso de X ser uma variável contínua.

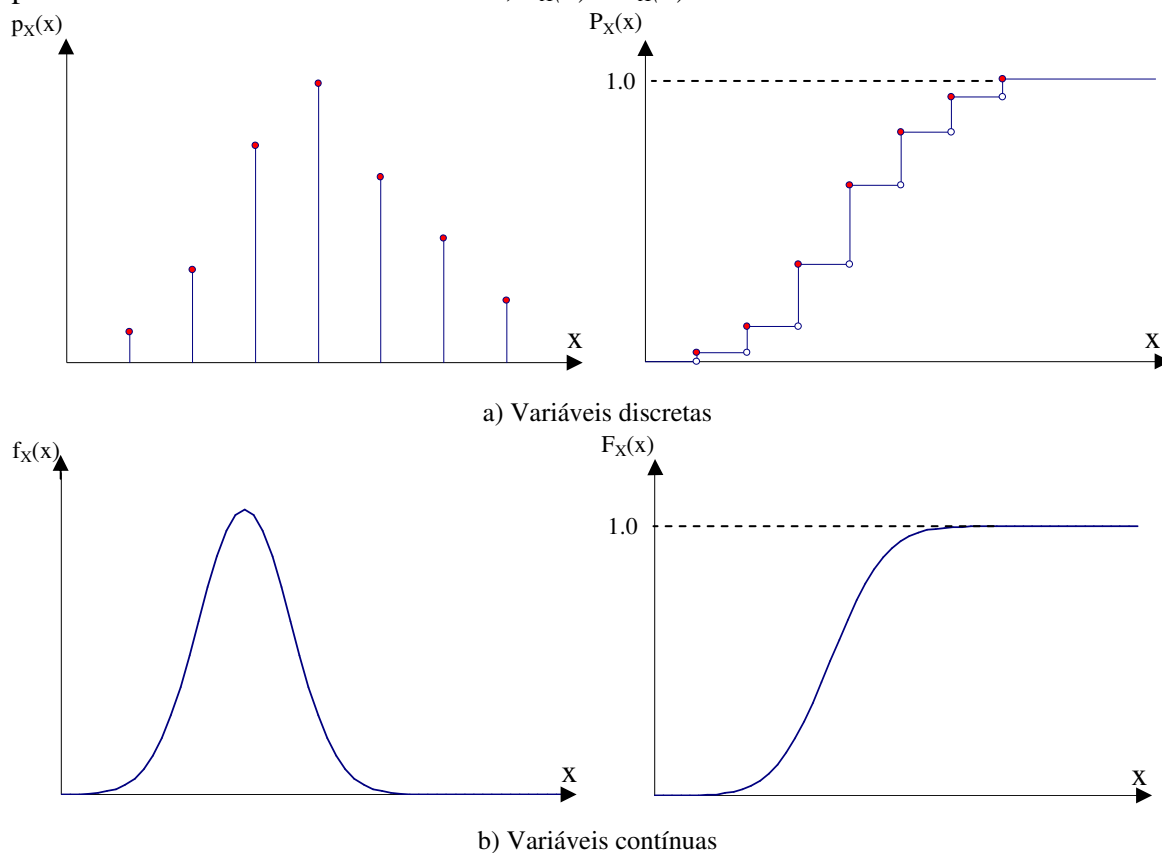
A probabilidade da variável X num dado intervalo será portanto avaliada de acordo com as expressões 6.9 e 6.10, caso X seja uma variável discreta ou contínua, respectivamente:

$$P_{X_{\text{discreta}}} [X = k] = p_X(k) \quad (6.9)$$

$$P_{X_{\text{contínua}}} [a < X \leq b] = \int_a^b f_X(x) \cdot dx \quad (6.10)$$

As figuras que se apresentam em seguida representam funções de probabilidade, $P_X(x)$, e funções densidade de probabilidade, $f_X(x)$, associadas, respectivamente, a variáveis

aleatórias discretas e contínuas. Apresenta-se igualmente as correspondentes funções de probabilidade e densidade acumuladas, $P_X(x)$ e $F_X(x)$.



Figuras 6.1 – Funções de probabilidade associadas a variáveis discretas e contínuas (Henriques, A.A.R., 1998).

Na generalidade, as variáveis aleatórias são caracterizadas a partir da forma da sua distribuição de probabilidade e por um conjunto de parâmetros. As leis de distribuições ficam totalmente definidas uma vez conhecidos estes parâmetros, que em aplicações correntes correspondem à média e ao desvio padrão. Assim, a partir de uma medida da tendência central da amostra e de um indicador da dispersão em torno do valor médio caracteriza-se de forma única e completa a lei de probabilidade.

Apresenta-se a definição destes parâmetros para ambas as situações de variáveis discretas e contínuas, que permitirá clarificar as abordagens às leis de distribuição que se enunciarão ao longo deste capítulo.

O parâmetro esperança matemática (também designado por valor esperado de X), $E[X]$, ou valor médio, μ_X , de uma variável aleatória, X , é uma medida de localização ou de tendência central, sendo definida de acordo com a equação 6.11 no caso de se referir a uma variável de carácter discreto, ou pela equação 6.12 para variáveis aleatórias contínuas.

$$\mu_X = E[X] = \sum_{i=1}^n p_X(x_i) \cdot X_i \quad (6.11)$$

$$\mu_X = E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f_X(x) \cdot dx \quad (6.12)$$

Relativamente ao parâmetro desvio padrão, σ_X , existe uma correspondência com a esperança matemática, $E[X]$, da variável X . Essa relação encontra-se traduzida na equação 6.13, em que as diferenças entre variáveis aleatórias discretas ou contínuas residem na determinação do seu valor médio.

$$\sigma_X = \sqrt{E[(X - E[X])^2]} = \sqrt{E[X^2] - (E[X])^2} \quad (6.13)$$

Por vezes, ao invés do desvio padrão, σ_X , é apresentado em bibliografia o quadrado deste parâmetro. Estatisticamente denomina-se esta grandeza por variância, σ_X^2 (ou $Var[X]$), de uma variável X . A variância é definida analogamente ao desvio padrão a partir do valor da esperança matemática da variável aleatória, quer para variáveis de carácter discreto (expressão 6.14) ou contínuo (expressão 6.15).

$$\sigma_X^2 = Var[X] = E[(X - \mu_X)^2] = \sum_{i=1}^n p_X(x_i) \cdot (x_i - \mu_X)^2 \quad (6.14)$$

$$\sigma_X^2 = Var[X] = E[(X - \mu_X)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^2 \cdot f_X(x) \cdot dx \quad (6.15)$$

A partir das propriedades da esperança matemática, $E[X]$, as expressões 6.14 e 6.15 podem ser reescritas do seguinte modo,

$$\sigma_X^2 = Var[X] = E[X^2] - E^2[X] = \sum_i p_X(x_i) \cdot X_i^2 - \left[\sum_{i=1}^n p_X(x_i) \cdot X_i \right]^2 \quad (6.16)$$

$$\sigma_X^2 = Var[X] = E[X^2] - E^2[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x^2 \cdot f_X(x) \cdot dx - \left[\int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f_X(x) \cdot dx \right]^2 \quad (6.17)$$

À semelhança dos parâmetros desvio padrão, σ_X , e variância, σ_X^2 , que correspondem a medidas de avaliação da dispersão de uma determinada variável aleatória em torno do seu valor médio, surge uma outra grandeza de elevada aplicação e importância no domínio científico, o coeficiente de variação, CoV_X .

O parâmetro coeficiente de variação, CoV_X , é obtido pelo quociente entre o desvio padrão, σ_X , e o valor médio, μ_X , da variável aleatória X .

$$CoV_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (6.18)$$

Esta é uma medida que avalia a homogeneidade da distribuição, indicando o grau de flutuação de uma variável.

Enquanto algumas distribuições teóricas ficam totalmente caracterizadas por momentos de ordem 1 e 2, média e variância respectivamente, outras existem que são apenas definidas correctamente utilizando momentos de ordem superior, por exemplo parâmetros como a assimetria ou o achatamento de uma distribuição (que correspondem a momentos de ordem 3 e 4, respectivamente). A expressão 6.19 permite avaliar o momento de ordem r em relação a a , no caso de uma variável aleatória discreta X .

$$\mu_r^a(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k n_i \cdot (x_i - a)^r \quad (6.19)$$

No caso de a assumir o valor 0, o momento de ordem r é avaliado em relação à origem designando-se por momento ordinário. Caso a assuma o valor médio, μ_X , designa-se por momento centrado, traduzida pela expressão 6.20, para o caso de variáveis contínuas.

$$\mu_X^r = E[(X - \mu_X)^r] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^r \cdot f_X(x) \cdot dx \quad (6.20)$$

6.2.3 Princípios fundamentais da segurança estrutural

No âmbito da verificação da segurança probabilística de estruturas têm sido desenvolvidos nas últimas décadas diversos estudos, que conduziram à formulação e publicação do regulamento modelo do JCSS (Vrouwenvelder, T., 1997). Este código indica que uma

estrutura deverá ser dimensionada, construída e conservada, de tal forma que seja adequada ao seu uso relativamente a uma margem de segurança, de um modo económico, ao longo do seu período de vida. O comportamento das estruturas deve portanto ser ajustado às condições de exigência estabelecidas em níveis concretamente definidos e que não se pretendem ver ultrapassados, estando assim a definição de ruína em concordância com a situação em que se vêem ultrapassados esses requisitos de verificação para um determinado estado limite. Para cada nível de exigência as estruturas deverão ser capazes de se manterem adequadas às funções para as quais são concebidas, apresentar resistência conforme com as exigências mais severas que se lhe apresentem e manter uma apropriada relação entre as acções a que estão sujeitas e à sua resposta, ou seja, não sofrerem danos desproporcionados.

A noção de estado limite está enquadrada nos mais variados regulamentos em vigor (CEN, RSA, 1983) podendo simplificarmente estar separada em dois grandes grupos: os estados limites últimos e os estados limites de utilização.

Estados limite últimos – este corresponde à situação em que a estrutura total ou parcialmente atinge a ruína, durante o qual poderá ser verificada a perda de equilíbrio estático, a rotura por valores de tensão excessivos nos materiais, efeitos de 2ª ordem ou fadiga devido a acções repetidas no tempo. Nesta conjuntura é colocada em causa a segurança material e da vida humana. O código JCSS permite definir diferentes margens de segurança em função da estrutura a ser dimensionada, ao contrário do que se verifica na regulamentação portuguesa. O menor índice de fiabilidade para os estados limite últimos é função das consequências de rotura e do custo associado ao aumento da segurança. Por sua vez o custo devido ao aumento da segurança está relacionado com a incerteza inerente às variáveis principais do processo, ao controlo da qualidade e ao período de tempo.

Estados limite de utilização – também designados de estados limite de serviço, estão associados a danos de menor expressão nas estruturas, não colocando em perigo a segurança das pessoas e dos equipamentos. No entanto a função inicial para a qual a obra foi concebida é posta em causa, diminuindo a sua capacidade funcional ou estética. Os estados limite de serviço estão em correspondência com o período de duração admissível e podem ser designados de estados de muito curta duração (poucas horas do tempo de vida da estrutura), curta duração (cerca de 5% do tempo de vida da estrutura) ou longa duração (cerca de metade do tempo de vida da estrutura). Para este estado o índice de fiabilidade

surge unicamente como função do custo devido ao aumento da margem de segurança, seja este elevado, médio ou reduzido.

Apesar de não se encontrar contemplada na verificação da segurança preconizada na regulamentação, deverá ser validada a segurança da estabilidade de estruturas a acontecimentos invulgares, denominando-se esta condição de estados limite de robustez. Este estado é controlado através da hipótese de um determinado elemento ser removido ou danificado, devendo a estrutura ser analisada para os estados limite últimos durante o período correspondente à reparação destes elementos, assegurando uma margem de segurança satisfatória. Existem contudo situações em que é difícil o seu enquadramento num dos anteriores estados limite, localizando-se em estados limite intermédios.

No caso das metodologias probabilísticas, o produto final será um valor da probabilidade de um determinado estado limite estrutural ser ultrapassado, tratando-se de um estado limite probabilístico, P_{LS} , entendendo-se por estado limite a condição em que a resposta da estrutura a uma determinada acção (S) excede a capacidade (R), $S > R$. Para o caso em que se está particularmente interessado no estado limite de colapso das estruturas, é razoável designar esta quantidade de probabilidade de ruína. Procura-se portanto que,

$$P_{LS} = P[S > R] \quad (6.21)$$

6.2.4 O problema da fiabilidade estrutural e das variáveis intervenientes

Quando aplicado a sistemas estruturais o conceito de fiabilidade altera o significado que correntemente lhe é reconhecido a outras entidades – o de garantir o desempenho de uma função correctamente, sem que ocorra deterioração significativa durante um longo período. No caso estrutural o objectivo capital passa pelo estudo e tratamento das incertezas que envolvem a análise (abordadas na secção 6.2.1) de modo a obter um valor adequado e coerente da probabilidade de ruína (P_f), uma vez que dado o carácter mutável e aleatório das variáveis envolvidas no problema não é possível garantir a absoluta segurança das estruturas.

Como se depreende a partir do já enunciado ao longo deste capítulo, o problema da fiabilidade estrutural envolve um grande número de variáveis, entre elas as quantidades físicas que caracterizam a acção, os materiais e a geometria da estrutura. Apesar de

algumas apresentarem reduzida variabilidade no tempo, podendo ser desprezada sem condicionamento nos resultados finais, em geral, as variáveis que interferem no processo têm um carácter aleatório e variável. Definem-se dois grupos de variáveis: as que caracterizam a acção e as que definem a capacidade resistente da estrutura.

A fiabilidade de uma estrutura ($1-P_f$), relativamente a um estado limite, é como se disse a probabilidade de esse estado não ser excedido, sendo definida pela seguinte equação

$$R - S = g(X_1, \dots, X_n) \quad (6.22)$$

A equação (6.22) determina a condição da estrutura face ao estado limite a avaliar através da relação entre as variáveis resistência da estrutura (R) e resposta da estrutura a uma acção (S), em função de um conjunto n de variáveis aleatórias (X_i) que intervêm na definição do estado limite (Ferry Borges, J. & Castanheta, M., 1972). De acordo com esta relação o sistema avaliado será considerado como em segurança – se $R-S > 0$ – ou em insegurança – se $R-S < 0$, enquanto que o estado limite corresponderá à fronteira que delimita estes dois regimes – $R-S=0$ – figura 6.2

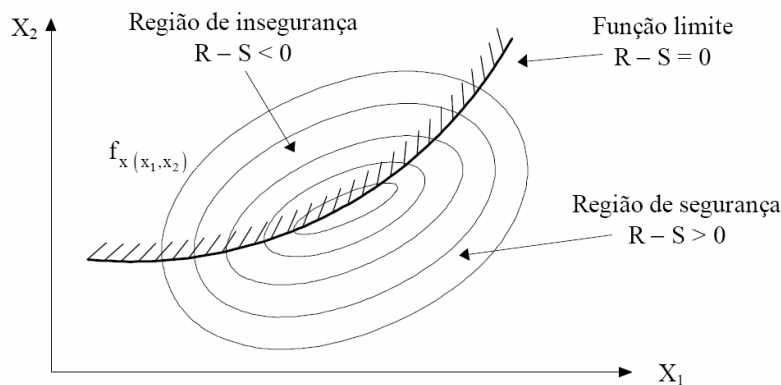


Figura 6.2 – Representação do problema da fiabilidade estrutural (Laranja, R.C. & Estêvão, J.M.C., 2000).

A equação (6.22), representativa da probabilidade de ruína associada a um determinado estado limite e ilustrada pela figura 6.2, pode ser reescrita vindo a probabilidade de ruína definida pelas equações seguintes, como função das variáveis Resistência (R) e Exigência (S):

$$p_f = P(R \leq S) \quad (6.23)$$

$$p_f = P(R - S \leq 0) \quad (6.24)$$

$$p_f = P\left(\frac{R}{S} \leq 1\right) \quad (6.25)$$

Como se viu, portanto, o problema fundamental da fiabilidade estrutural corresponde àquele em que intervêm apenas as duas variáveis aleatórias resistência (R) e exigência (S).

6.2.4.1 Resistência

No caso da variável *Resistência* os modelos de cálculo probabilístico devem acautelar a variabilidade das propriedades mecânicas dos materiais, das dimensões dos elementos, das percentagens e colocação das armaduras, assim como dos parâmetros dos efeitos diferidos nos materiais e sua durabilidade.

Diversos estudos focaram-se na temática da variabilidade da resistência dos materiais, envolvendo diferentes níveis de detalhe. As primeiras incursões analisaram a dispersão associada ao betão não confinado e aço tradicional (Frangopol, D.M. *et al.*, 1996, Grant, L.H. *et al.*, 1978, Kareem, A. & Hsieh, J., 1988) e mais recentemente avaliaram-se elementos de betão confinado e aço tempcore (Kappos, A.J. *et al.*, 1999).

Nestas avaliações os valores das propriedades mecânicas, obtidos através dos modelos (Kappos, A.J., 1991, Park, R. *et al.*, 1982, Scott, B.D. *et al.*, 1982, Sheikh, S.A. & Uzumeri, S.M., 1982) são comparados com resultados de trabalhos experimentais (Moehle, J.P. & Cavanagh, T., 1985, Sheikh, S.A. & Uzumeri, S.M., 1980, Vallenas, J. *et al.*, 1977). A quantificação de rácios entre os resultados provenientes de estudos numéricos e experimentais permitiu caracterizar a dispersão associada aos parâmetros mecânicos dos materiais aço e betão, identificando os desvios em relação à unidade. Sobressai a maior variabilidade nos valores das características de resistência do material betão, e como tal uma maior dificuldade em ser caracterizado. Este aspecto deve-se à complexidade e multiplicidade de agentes que intervêm ao longo do seu processo de fabrico e aplicação, alterando em particular e significativamente a resistência à compressão e respectivas extensões.

O parâmetro extensão última do betão, ε_{cu} , estimado por via analítica ou por ensaios laboratoriais, apresenta diferenças no modo como é avaliado, dependendo do critério de rotura considerado. Pode ser definido como a extensão correspondente a 85% da tensão última de compressão no betão, f_{cu} , no ramo descendente da curva tensão-extensão.

De modo experimental é necessário definir critérios para avaliar para estes níveis de tensão no betão os valores de extensão associados. Nos testes efectuados por Moehle, J.P. e Vallenas, J. a extensão ε_{cu} é obtida igualmente através de curvas tensão-extensão, exceptuando os casos onde ocorra deslizamento da armadura anteriormente ao decréscimo da tensão referida ($0.85 f_{cu}$); ao passo que Sheikh, S.A. define ε_{cu} por extrapolação linear uma vez que os ensaios terminaram depois da perda de 15% de tensão; em Maurizio, P. & Gaetano, R. (1989) pode encontrar-se um outro critério, onde ε_{cu} é obtido para o instante a partir do qual ocorre o *buckling* das armaduras longitudinais da secção. Por aqui se depreende a maior dispersão inerente a este indicador, admitindo o coeficiente-de-variação (*CoV*) situar-se no intervalo entre 32 e 36% (Kappos, A.J. *et al.*, 1999).

O parâmetro tensão última de compressão do betão, f_{cu} , é usualmente caracterizado estatisticamente por distribuições normais (sendo este um modelo de ajuste historicamente utilizado (Mirza, S.A. *et al.*, 1979)) ajustadas a um conjunto de valores de ensaios de compressão a provetes cilíndricos de betão. Diversos estudos (Kappos, A.J. *et al.*, 1999, Kwon, O.S. & Elnashai, A., 2006, Pipa, M. & Carvalho, E.C., 1994) debruçaram-se sobre a dispersão deste índice material referindo admitir-se plausível a consideração de um *CoV* de aproximadamente 18%. Este indicador apresenta oscilações em torno do seu valor médio em função do número de elementos estruturais e também do tipo de construção.

Com a excepção de betões pobres, onde a distribuição estatística que melhor se ajusta é a lei Lognormal, a generalidade dos autores admite que uma distribuição Normal se adequa bem na caracterização da resistência de betões correntes (Laranja, R.C. & Estêvão, J.M.C., 2000).

Apesar da menor mutabilidade associada a parâmetros do comportamento mecânico do aço é igualmente importante a sua caracterização, afectando a resistência dos elementos em análise. Estudos que se centraram também sobre esta temática (Pipa, M. & Carvalho, E.C., 1994) focaram a avaliação da dispersão de três propriedades: tensão de cedência (f_{sy}), tensão última (f_{su}) e extensão última (ε_{su}), em particular nas variações do aço tempcore em países europeus. A reduzida variabilidade registada, cerca de 3% de coeficiente-de-

variação, para o módulo de elasticidade do aço, conduziu a que seja admitido como determinístico, tal como observado nos estudos de Mirza, S.A. *et al.* (1979).

À semelhança dos parâmetros do betão, as três referidas propriedades do aço são admitidas como seguindo distribuições Normais. Estes estudos recentes identificaram níveis de dispersão, sugerindo valores da ordem dos 6% de coeficiente-de-variação para a tensão última do aço (f_{su}) (Kappos, A.J. *et al.*, 1999), revelando uma completa correlação entre esta e a tensão de cedência (f_{sy}) e evidenciando um intervalo entre cerca de 6 e 10% de CoV (JCSS, 1995, Kwon, O.S. & Elnashai, A., 2006, Mirza, S.A. *et al.*, 1979). Relativamente à extensão última (ϵ_{su}) as mesmas abordagens manifestaram uma correlação negativa com as propriedades tensão última e tensão de cedência, em que a adopção de um CoV de 9% é admitido como adequado (JCSS, 1995).

Assim, a variável resistência, R , a introduzir no procedimento de avaliação da segurança estrutural será função das diferentes propriedades e incertezas dos materiais betão e aço, influenciando o comportamento da estrutura no seu conjunto e cada elemento individual. Como se verá adiante, utiliza-se uma técnica de simulação, designada por Hipercubo Latino (metodologia detalhada na secção 6.3), que engloba cada um dos parâmetros dos materiais caracterizando a função resistência.

6.2.4.2 Acção/Exigência

No problema da fiabilidade estrutural, como se viu, interagem duas variáveis: Resistência (R) e resposta da estrutura a uma determinada acção (S). Portanto torna-se premente, e uma vez caracterizada a Resistência e os seus aspectos principais (nomeadamente as incertezas e variações em torno dos valores médios), evidenciar características da acção a que os sistemas estruturais estão sujeitos, em particular a acção sísmica.

A verificação da segurança de acordo com a equação (6.22) pressupõe a caracterização da solicitação a actuar sobre a estrutura, que resulta da definição de um conjunto de diferentes acções e determinação dos seus valores representativos, da aplicação de coeficientes de segurança parciais e de regras de combinação que adequam a simultaneidade das acções. As solicitações podem ser classificadas de diferentes modos de acordo com a sua natureza, tipo de aplicação, causas e quanto à sua variação no tempo e no espaço. Quanto à variabilidade no tempo classificam-se como solicitações permanentes, solicitações

variáveis e solicitações acidentais. Podem ainda ser classificadas como função do espaço designando-se deste modo como solicitações fixas ou solicitações livres.

As acções permanentes são aquelas que variam pouco em torno do seu valor médio, ou que tendem monotonamente para um valor limite, durante praticamente toda a vida da estrutura.

As acções variáveis são aquelas acções que apresentam uma variação frequente no tempo e espaço e com grande amplitude ao longo da vida da estrutura sendo portanto adequado considerá-la como um processo estocástico (Thoft-Christensen, P., 1989).

As acções acidentais são aquelas acções de grande intensidade mas cuja probabilidade de ocorrência durante o período de vida útil da estrutura é muito baixa. Em geral, a estas acções não lhes é possível estabelecer uma distribuição capaz de as caracterizar e definir.

No que se refere à variação no espaço, as acções fixas são aquelas acções cuja distribuição no espaço se apresenta como determinística e que, deste modo, podem ser definidas pela sua intensidade, concentrada unicamente num ponto da estrutura. Por outro lado as acções livres são aquelas acções que apresentam uma distribuição que é variável no espaço.

Apesar de algumas acções terem como valores representativos unicamente os seus valores médios, S_m , usualmente são caracterizadas pelos valores característicos, S_k , à semelhança do que acontece com as resistências. Torna-se portanto igualmente fundamental evidenciar a presença da variabilidade do lado da Acção.

A caracterização da variabilidade das acções inerente a uma estrutura reveste-se geralmente de um nível elevado de complexidade, presente em três vertentes distintas: no valor da sua intensidade e na sua distribuição no tempo e no espaço. Deste modo, é essencial adoptar hipóteses simplificativas que abarquem as vertentes referidas nos modelos probabilísticos que as definem.

Relativamente às acções permanentes (em particular o peso próprio dos elementos estruturais), quando se procede a análises através de metodologias do tipo probabilístico, nível 3 (ver secção 6.2.1), a sua variabilidade vem usualmente expressa em função da geometria dos elementos estruturais e do peso volúmico do material betão. Para outros tipos de cargas permanentes os modelos probabilísticos são definidos a partir de resultados de trabalhos experimentais, nestes casos usualmente os valores médios são considerados

como os valores característicos sugeridos em regulamentos (CEB, 1980), dado os reduzidos coeficientes-de-variação.

No que concerne às acções variáveis enquanto agentes intervenientes na verificação da segurança estrutural, em particular no caso da avaliação de edifícios, são as sobrecargas de utilização e as acções sísmicas aquelas que apresentam maior relevo. No âmbito do presente trabalho, importa abordar a acção sísmica.

As acções sísmicas apresentam particularidades e especificidades que resultam essencialmente do elevado grau de imprevisibilidade que lhes está associado, tal como das dificuldades de apresentar modelos capazes de as traduzir analiticamente e também da gravidade dos danos que lhes advêm. Uma dessas particularidades passa pela consideração de um tempo de recorrência muito superior ao utilizado em outras acções variáveis aquando do dimensionamento, e a importância de se associar a acção sísmica ao local onde está a ser analisada uma determinada estrutura.

O estudo da sismicidade de uma região pode ser definido como a descrição entre as datas de ocorrência, os locais e a periodicidade da ocorrência dos eventos sísmicos, sendo a sua análise e compreensão a base de qualquer estudo sísmico. Podem ser empregues na análise métodos estatísticos ou empíricos (Hu, Y.X. *et al.*, 1996).

Torna-se portanto premente a definição de uma base de dados do local, podendo ser estabelecida através da informação histórica dos sismos, de registos instrumentais ou ainda da informação sismotectónica (Estevão, J.M.C., 2000). No caso de ser utilizada uma base de informação histórica, ela deve ser o mais detalhada e contendo dados o mais antigos possíveis, incluindo as datas do evento, as intensidades máximas registadas, as distâncias epicentrais, curvas de iguais intensidades, a magnitude e profundidade do foco. Se se usarem registos instrumentais, estes deverão conter a informação da caracterização dos eventos sísmicos, definindo os parâmetros dos movimentos do solo nos diversos locais. A informação sismotectónica indica as movimentações tectónicas do solo, associadas a sismos históricos de elevada magnitude, nomeadamente o comprimento e a profundidade das falhas, e a sua correspondência com a ocorrência de sismos (Wang, J. & Law, K.T., 1994).

Na caracterização deste tipo de acções de carácter essencialmente aleatório, o que importa de facto quantificar é a distribuição dos seus valores máximos ao longo de um determinado

período de referência admitido e não a distribuição dos valores da acção. Assim, as distribuições estatísticas que melhor se adequam na modelação destas acções são as funções de distribuição de extremos, figura 6.3, mais concretamente as distribuições de máximos. De entre as distribuições de extremos, que podem ser de três tipos, aquelas com maior aplicação e divulgação na caracterização da acção sísmica são as distribuições de Extremos do Tipo 1 – Lei de Gumbel (Ferry Borges, J. & Castanheta, M., 1972).

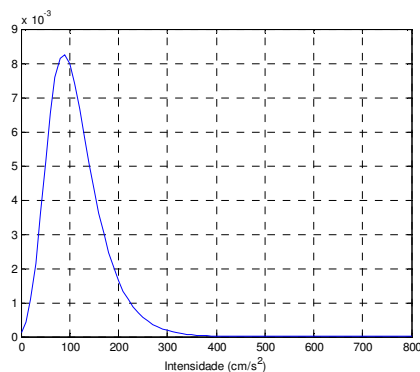


Figura 6.3 – Função de extremos do tipo 1 para caracterização da distribuição da acção sísmica.

A realidade da sismicidade em Portugal apresenta dois tipos de acção sísmica possíveis, variando de acordo com a distância a que ocorre o sismo – próximo ou afastado – e a magnitude que apresente – moderada ou alta. Assim, uma acção do tipo 1 corresponderá a uma distância focal inferior a 40km, designando-se por uma acção próxima, enquanto que uma acção do tipo 2 corresponderá a uma distância focal afastada, superior a 40km.

A sismicidade de uma região é controlada por dois factores predominantes. O primeiro factor consiste no campo de tensões e deformações decorrentes dos movimentos das placas tectónicas; o segundo, pela capacidade resistente e de deformação do local onde o sismo ocorre (Hu, Y.X. *et al.*, 1996).

Como se referiu neste capítulo (secção 6.2.1), devido ao conjunto de incertezas presentes na determinação dos parâmetros de sismicidade, os eventos sísmicos podem ser admitidos como sendo parte de um processo estocástico estacionário. Perante esta situação, admite-se uma acumulação constante de energia nestes acontecimentos e que será dissipada ao longo do tempo de forma aleatória. Assim, para um determinado intervalo de tempo definido o número de sismos de uma dada magnitude por unidade de tempo é constante (Hu, Y.X. *et al.*, 1996, Oliveira, C.S., 1977).

6.3 MÉTODO DO HIPERCUBO LATINO – TÉCNICA DE SIMULAÇÃO

Nesta secção será abordada a metodologia de simulação por amostragem estratificada designada de Hipercubo Latino, onde se procurará expor a base e filosofia em que assenta esta técnica, apresentando-se as vantagens que conduziram à sua aplicação na caracterização das variáveis estatísticas e como ferramenta para utilização nas metodologias de avaliação probabilísticas da segurança sísmica de edifícios.

Esta ferramenta de simulação foi inicialmente introduzida por McKay, M.D. *et al.* (1979) tendo sido amplamente aplicada e adaptada aos mais diversos domínios científicos (Helton, J.C. & Davis, F.J., 2003, Olsson, A. *et al.*, 2003, Stein, M., 1987). Nesta abordagem será discutida a forma inicial do método do Hipercubo Latino, fazendo-se referência a uma importante alteração com o objectivo de reduzir a presença de eventuais correlações espúrias na simulação amostral.

Este e outros métodos de redução da variância (Bjerager, P., 1990, Melchers, R.E., 1987), por exemplo, via amostragem por importância ou por amostragem estratificada, surgiram como alternativas ao usual método de Monte Carlo, contrariando a sua desvantagem em relação à reduzida representatividade amostral para baixas simulações, o que implica a necessidade de se definir um elevado número de amostras para garantir a qualidade dos resultados obtidos com a sua utilização.

Admita-se $X=(X_1, \dots, X_K)$, um vector aleatório de dimensão fixa K contendo as variáveis aleatórias do problema estrutural X_i , que se encontram definidas por funções densidade de probabilidade acumulada F_i , e N como o número de amostras que se pretende definir.

O primeiro passo desta técnica consiste em dividir cada função F_i em N intervalos não sobrepostos de igual probabilidade $1/N$, tal como exemplificado na figura 6.4.

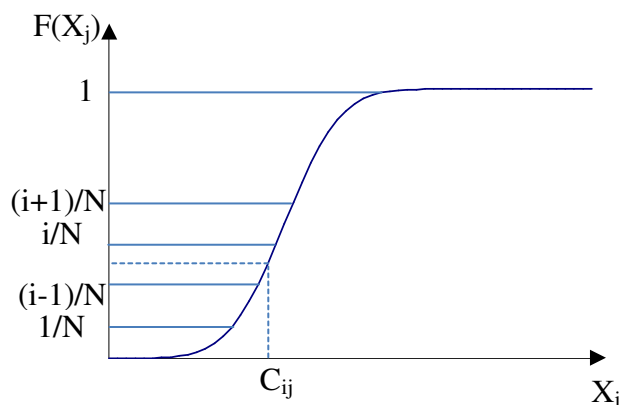


Figura 6.4 – Estratificação da função densidade de probabilidade acumulada para uma variável aleatória X_j .

Em seguida e aleatoriamente determinam-se os pontos representativos de cada intervalo i para cada uma das variáveis j . Estes pontos podem ser admitidos como os centróides, C_{ij} (centros de gravidade do intervalo i da variável j), de cada intervalo de igual probabilidade para a generalidade dos problemas, desde que admitido um número elevado de intervalos.

A base desta técnica passa por se determinar aleatoriamente N valores de centróides, C_{ij} , para cada uma das variáveis, apoiando-se no pressuposto de que cada intervalo apenas poderá ser escolhido uma única vez no processo de selecção. Assim, a dimensão inicial da amostra de N valores irá sendo diminuída sucessivamente neste procedimento até restar um último elemento representativo dos intervalos da variável aleatória.

Por fim, os valores representativos das variáveis para cada amostra são obtidos a partir de uma básica associação do valor de cada variável X_j ao seu respectivo intervalo i .

A figura 6.5 ilustra uma possível selecção de duas variáveis aleatórias e 10 simulações, onde se evidencia o aspecto de que cada intervalo é apenas escolhido uma única vez.

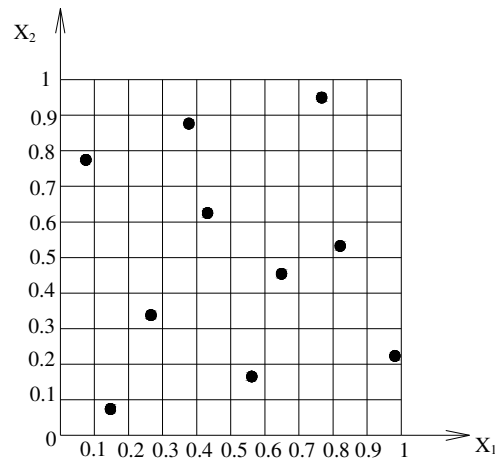


Figura 6.5 – Simulação de duas variáveis X_1 e X_2 , através de 10 amostras, usando o Método do Hipercubo Latino. Versão *standard* do método do Hipercubo Latino

Como se depreende do afirmado anteriormente, a precisão pretendida na estimativa das funções de distribuição determina e condiciona a dimensão da amostra.

Para um número K de variáveis aleatórias e um número de amostras N , resulta um espaço amostral de dimensão K . Considere-se ainda uma matriz P , de dimensões $N \times K$, em que cada coluna, K , é dada por uma permutação aleatória de 1 até N ; e uma matriz R , dimensões $N \times K$, de valores aleatórios e independentes obtidos de uma distribuição uniforme (0,1). As matrizes P e R definem o processo de simulação, que é dado pela matriz de valores S , como evidenciado na equação 6.26.

$$S = \frac{1}{N} \cdot (P - R) \quad (6.26)$$

Cada elemento s_{ij} da matriz S é então associado a cada variável j de acordo com a função de distribuição que a caracteriza, equação 6.27.

$$\hat{x}_{ij} = F_{x_j}^{-1}(s_{ij}) \quad (6.27)$$

Em que $\hat{x}_{ij} = \{\hat{x}_{i1}, \dots, \hat{x}_{ik}\}$ é o vector que contém a informação relativa aos valores simulados de uma variável j , através do método do Hipercubo Latino, e $F_{x_j}^{-1}$ representa a inversa da função de distribuição acumulada da variável j .

Deste modo, a amostra é seleccionada ao longo de todo o espaço amostral resultando uma imagem por cada linha e por cada coluna, contrapondo com uma selecção pelo método de

Monte Carlo, no qual existe o risco de se formar um conjunto de valores seleccionados que conduza a zonas livres e não investigadas do domínio amostral.

1) Correcção do método do Hipercubo Latino para redução da correlação espúria

Neste ponto será identificado um procedimento de modo a reduzir a correlação espúria (Iman, R.L. & Conover, W.J., 1982, Owen, A.B., 1994) que, apesar de se definir eficazmente cada uma das funções de distribuição marginal por variável aleatória, pode ocorrer no processo de selecção amostral através do método do Hipercubo Latino, como se ilustra na figura 6.6. Identifica-se que é possível reduzir este problema modificando a matriz de permutações P .

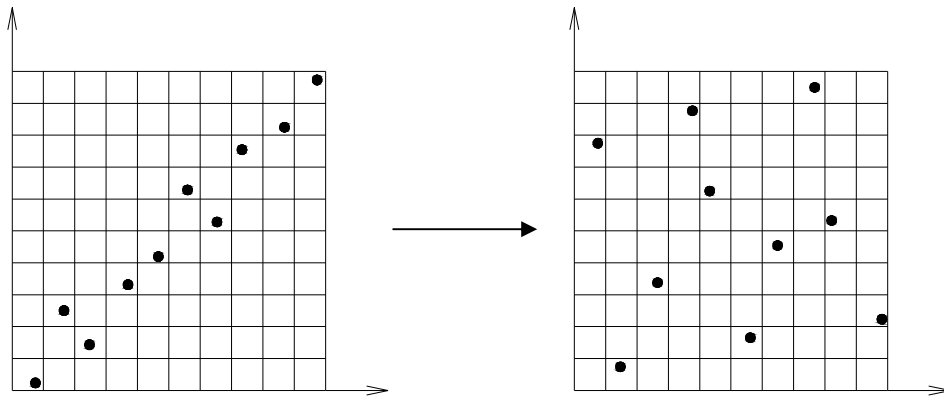


Figura 6.6 – Redução da correlação espúria no processo de selecção.

Os elementos, p_{ij} , da matriz P são alterados dividindo-os pelo número da dimensão amostral acrescentando uma unidade, a este valor é feita a correspondência à inversa da função de distribuição Normal reduzida (0,1), equação 6.28.

$$y_{ij} = \Phi_{(0,1)}^{-1} \left(\frac{p_{ij}}{N+1} \right) \quad (6.28)$$

Em seguida estima-se a matriz de covariância da matriz Y , que contém os elementos y_{ij} , fazendo-se depois uma decomposição de Cholesky em que a matriz Y é triangular inferior, equação 6.29.

$$\bar{L} \cdot \bar{L}^T = \text{cov}(Y) \quad (6.29)$$

Note-se no entanto que a decomposição de Cholesky presente nesta equação requer que a matriz Y seja positiva definida, o que significa de facto que a dimensão das amostras, N , seja superior ao número de variáveis aleatórias, K .

É calculada em seguida, equação 6.30, uma matriz Y^* de covariância igual à identidade, que permitirá definir uma nova matriz, P^* . Os elementos de cada coluna de Y^* ordenados de modo crescente, correspondem aos valores de cada coluna da matriz P^* .

$$Y^* = Y \cdot \left(\bar{L}^{-1} \right)^T \quad (6.30)$$

Assim, se os elementos de P , equação 6.26, forem substituídos pelos elementos de P^* , a matriz de simulação, S , apresentará um nível de correlação indesejado e bastante inferior ao inicial.

Se a matriz de correlação for diferente da unidade, a equação 6.30 é readaptada como se apresenta na equação 6.31.

$$Y^* = Y \cdot \left(\bar{L}^{-1} \right)^T \cdot L^T \quad (6.31)$$

Onde L é uma matriz triangular inferior proveniente da decomposição de Cholesky da matriz de correlação desejada.

Em conclusão a correlação da amostra $\hat{X}$, equação 6.27, aproximar-se-á de modo exacto da correlação pretendida no caso de as variáveis serem Gausseanas, e de modo aproximado caso não sejam Gausseanas.

2) Aplicação do método do Hipercubo Latino

A utilização do método do Hipercubo Latino no presente trabalho terá importância preponderante para a caracterização das variáveis aleatórias intervenientes no problema da avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios. Em particular para a definição da variável Resistência, a partir das propriedades dos materiais, e da acção.

Por outro lado, a sua aplicação está também associada à definição da probabilidade de ruína das secções estruturais, que é sem dúvida um aspecto inovador e importante.

Diversos trabalhos (Ayyub, B. & McCuen, R., 1997, Florian, A. & Navratil, J., 1993) de aplicação deste método indicaram que uma dimensão amostral na ordem de grandeza das dezenas é suficiente para a sua utilização, o que o torna uma técnica aliciante como alternativa a outros métodos de simulação, como por exemplo o Método de Monte Carlo. Esta vantagem advém do facto de se impor que cada valor do espaço amostral não se pode repetir ao longo do procedimento de selecção, assim como a população se encontrar caracterizada por centróides distribuídos uniformemente sobre as funções de distribuição de cada variável aleatória.

6.4 TESTES ESTATÍSTICOS DE AFERIÇÃO E VALIDAÇÃO DO AJUSTE DE DISTRIBUIÇÕES – TÉCNICAS NUMÉRICAS E GRÁFICAS

A representação do comportamento de uma ou mais variáveis aleatória por uma lei ou distribuição estatística reveste-se de capital importância quando o nosso objecto é o de calcular probabilidades, sendo determinante na consecução da correcta resposta a um qualquer problema, mormente no caso da avaliação da segurança estrutural. Pese embora este passo fulcral, torna-se complicado obviar as dificuldades de caracterização e de selecção da lei que melhor define o comportamento das variáveis. É portanto evidente que uma imperfeita opção de ajuste se traduz e manifesta numa incorrecta resposta do problema, independentemente da perfeita definição deste até essa etapa.

Nesta linha de acção, o presente trabalho inclui a apresentação de um conjunto de técnicas capazes de avaliar a qualidade do ajuste de variáveis fazendo uso de distribuições estatísticas. Estas ferramentas, largamente aplicadas nos variados domínios científicos, apresentam duas vertentes: uma via numérica, onde se incluem os Testes de Hipótese e uma via gráfica, onde se inserem os gráficos de probabilidades em percentagem (PP plot) e os gráficos de probabilidades em quantis (QQ plot).

Identificar-se-á na secção 6.5, referente às metodologias de avaliação probabilística, as distribuições estatísticas que melhor se adequam ao comportamento das diversas propriedades e parâmetros estruturais, sendo aceites pela comunidade científica e devidamente comprovadas experimentalmente. Inicia-se a descrição das ferramentas estatísticas, em primeiro plano aquelas que seguem uma via numérica e seguidamente as de via gráfica.

6.4.1 Testes numéricos de validação do ajuste – Testes de Hipóteses

6.4.1.1 Introdução

A assumpção de que uma dada variável segue uma distribuição típica requer previamente a verificação e adequação desta ao caso em apreço. Esta verificação pode ser avaliada mediante a aplicação de um procedimento designado por Teste de Hipótese, onde se averigua se os dados em análise sustentam uma hipótese.

O princípio base presente nestes testes passa por decidir se uma suposição teórica sobre uma variável aleatória desconhecida é ou não suportada pela informação contida nos dados de uma amostra.

Esta ferramenta pode ser utilizada não só na verificação do ajuste de distribuições mas também para responder a questões sobre o valor de um qualquer parâmetro em estudo quando este é desconhecido. Face a estas duas vertentes na conjectura sobre aspectos desconhecidos na amostra, os testes de hipóteses assumem duas denominações: os primeiros, designados de *testes paramétricos*, são aqueles em que o modelo admitido para a variável ou parâmetro especifica o tipo e forma da distribuição que seguem, e em que as questões colocadas dizem apenas respeito aos seus parâmetros; ao invés os *testes não paramétricos* são aqueles em que a hipótese diz respeito à avaliação da forma de uma distribuição ou de um parâmetro sem que seja conhecida à priori, ou seja, quando se supõe que o tipo de distribuição da variável não é à partida conhecida e a dimensão amostral não é suficiente para aproximar uma distribuição.

A metodologia a seguir nos testes de hipótese passa pela formulação de duas hipóteses alternativas: uma Hipótese Nula, H_0 , que é a suposição admitida como verdadeira até que exista evidência estatística que a rejeite, e uma Hipótese Alternativa, H_1 , onde se especificam os valores a aceitar quando se rejeita a hipótese nula. O resultado do teste virá sobre a forma de rejeição da hipótese nula, caso os dados observados se evidenciem fortemente contra H_0 , sendo portanto adoptado o valor da hipótese alternativa H_1 ; ou através da não rejeição da hipótese nula, o que significa que não existe evidência suficiente para rejeitar H_0 . Entende-se por nível de significância do teste, α , a probabilidade máxima de rejeitar acidentalmente uma hipótese nula verdadeira, sendo portanto o limite que se

toma como base para afirmar que determinado desvio decorre ou não do acaso – esta é uma decisão conhecida como erro de tipo I.

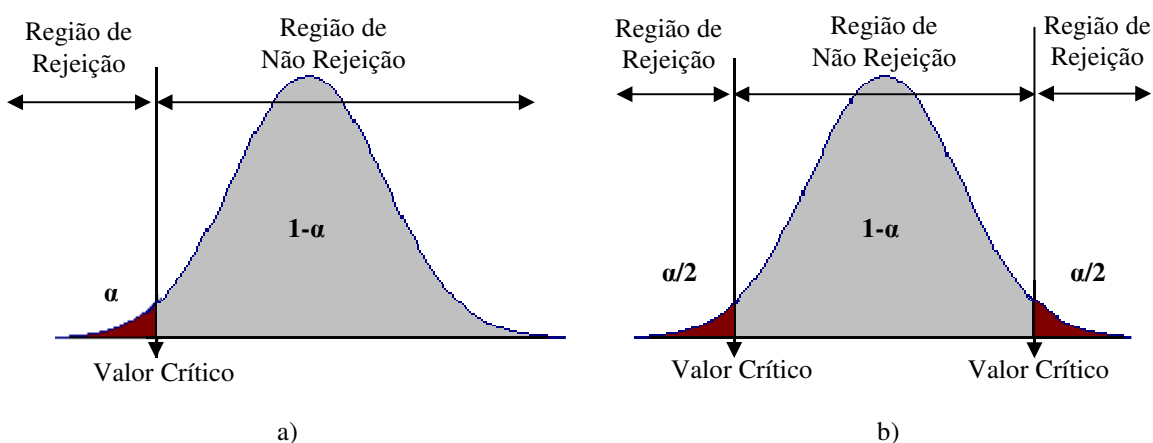
Encontram-se dois tipos de erros nos testes de hipóteses: os de Tipo I ou de 1ª espécie e os de Tipo II ou de 2ª espécie. Os erros de tipo I são aqueles que ocorrem quando a informação contida na amostra leva à rejeição de uma hipótese nula quando na realidade ela é verdadeira. A probabilidade de se cometer um erro do tipo I designa-se, como se referiu, por nível de significância do teste, α , expressão 6.32.

$$P(\text{erro Tipo I}) = P(\text{rejeitar } H_0 \mid H_0 \text{ é verdade}) = \alpha \quad (6.32)$$

Os erros de tipo II são os que decorrem da não rejeição da hipótese nula quando esta é na realidade falsa, expressão 6.33. A probabilidade de um erro do tipo II ser cometido é anotada por β , de outro modo, a probabilidade de um erro do tipo II não ser cometido no teste designa-se por Poder do Teste, $1-\beta$, e representa a capacidade que o teste tem para rejeitar uma hipótese nula que é de facto falsa.

$$P(\text{erro Tipo II}) = P(\text{não rejeitar } H_0 \mid H_0 \text{ é falsa}) = \beta \quad (6.33)$$

Os testes de hipóteses podem ser uni ou bilaterais, de acordo com a localização da probabilidade α se concentrar numa ou em ambas as extremidades, respectivamente, figuras 6.7.



Figuras 6.7 – Representação gráfica de testes de hipótese: a) unilaterais; b) bilaterais.

Refira-se que o valor de α é fixado pelo utilizador do teste e não por qualquer regra ou dedução, sendo este valor inerente à área de intervenção. O valor mais comum em

trabalhos científicos é 5%, que corresponde ao nível de significância adotado por Karl Pearson nas primeiras Tabelas Estatísticas. Deve estar também presente o aspecto de que um aumento do nível de significância pressupõe por sua vez um aumento da possibilidade de ser rejeita uma H_0 verdadeira. Por outro lado, o poder do teste, β , não pode ser fixado pelo investigador, habitualmente não é também especificado nem conhecido. Para uma determinada dimensão amostral, n , os índices α e $1-\beta$ apresentam uma proporção inversa, assim como, para um dado valor de α , o aumento da dimensão da amostra conduz a testes com maior poder. O sucesso do teste passa portanto por encontrar um equilíbrio entre as duas probabilidades de erro.

Introduz-se ainda um parâmetro importante na interpretação de testes de hipótese que é o valor p . Este representa o valor da probabilidade de se obter para o estatístico critério do teste um valor mais extremo do que aquele calculado com os dados da amostra, supondo H_0 verdadeira, isto é, consiste no menor valor de probabilidade para o qual H_0 pode ser rejeitada. Assim, caso $\text{valor-}p \geq \alpha \rightarrow H_0$ não é rejeitada e se $\text{valor-}p < \alpha \rightarrow H_0$ é rejeitada.

6.4.1.2 Teste de Kolmogorov-Smirnov

O teste de Kolmogorov-Smirnov (KS ou D) é particularmente interessante no âmbito deste trabalho, sendo usado para decidir se a distribuição da variável em estudo, $F(X)$, não provém de uma população com uma qualquer lei de distribuição específica, $F_0(X)$.

Este teste paramétrico, inicialmente introduzido por Kolmogorov, A. (1933) e mais tarde estudado em detalhe por Smirnov, N. (1939 e 1939), para aferição da validação da hipótese nula é formulado generalizadamente sobre a hipótese de uma variável aleatória X , de distribuição estatística $F(X)$, segue uma lei de distribuição teórica $F_0(X)$, apresentando-se do seguinte modo:

$$H_0 : F(X) = F_0(X) \quad \text{e} \quad H_1 : F(X) \neq F_0(X) \quad (6.34)$$

Este teste apoia-se no cálculo de uma distância estatística, D , cujo maior valor corresponde à designada estatística do teste. De modo a calcular a estatística do teste é necessário proceder à ordenação crescente da variável X , prosseguindo com a determinação da frequência acumulada de cada observação. O passo seguinte consiste na obtenção das diferenças entre as frequências acumuladas de cada observação e as frequências

acumuladas dessas observações caso seguissem um comportamento traduzido por uma lei de distribuição de probabilidade teórica a avaliar, assim como a mesma diferença em relação à observação anterior. Por fim, a estatística do teste corresponderá à maior diferença entre as duas diferenças determinadas (Steel, R. & Torrie, J., 1980), tal como apresentado na expressão 6.35 e na figura 6.8.

$$D = \max \left\{ \max \left(\left| F(x_i) - F_0(x_i) \right| \right); \max \left(\left| F(x_{i-1}) - F_0(x_i) \right| \right) \right\} \quad (6.35)$$

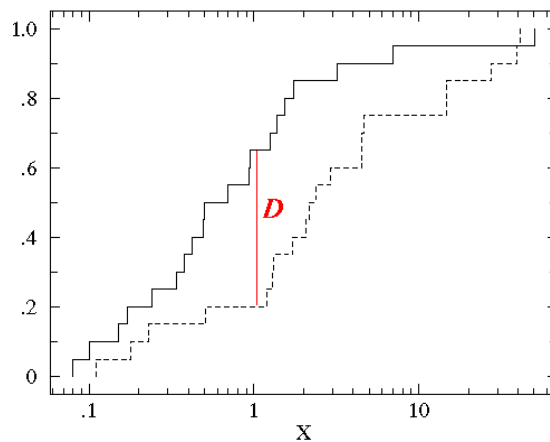


Figura 6.8 – Exemplo de aplicação do teste de Kolmogorov-Smirnov (Kirkman, T.W., 1996).

O valor crítico da distribuição da estatística de KS e que corresponde ao valor de comparação do teste, encontra-se tabelado em bibliografia como função do nível de significância, α . A hipótese nula será portanto rejeitada caso se verifica a seguinte condição: $D \geq D_{\text{crítico}}(\alpha)$.

Caso a hipótese nula seja verdadeira então, através do teorema de Glivenko-Cantelli (Wolfowitz, J., 1954) a estatística do teste tenderá para zero, $D \rightarrow 0$, quando a dimensão da amostra tender para infinito, $n \rightarrow \infty$. Assim, é admissível considerar a rejeição da hipótese nula, H_0 , sempre que a estatística do teste, D , for suficientemente elevada para um nível de significância, α , predefinido. Consequentemente, os valores críticos tabelados para um nível α , tais que se verifique a equação 6.36, não dependem da lei de distribuição específica da população, $F_0(X)$, vindo definida a região crítica do teste como o conjunto de pontos R em que se verifique a condição de $D > D_{\text{crítico}}$, equação 6.37, para um nível de significância α .

$$P_{H_0}(D > D_{crítico,\alpha}) = \alpha \quad (6.36)$$

$$R = \{D > D_{crítico,\alpha}\} \quad (6.37)$$

Quando a dimensão da amostra é elevada, a região crítica pode ser construída de modo aproximado utilizando a distribuição assintótica de $\sqrt{n} \cdot D_{crítico}$, derivado de Smirnov, N.V.. De facto a distribuição de $\sqrt{n} \cdot D_{crítico}$ converge para D onde,

$$P(D > x) = 2 \cdot \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^{i+1} \cdot \exp(-2 \cdot i^2 \cdot x^2) \quad (6.38)$$

Esta conclusão permite a apresentação do resultado do teste de forma inversa, isto é, sob a forma de um *valor-p*, ou seja, o menor valor de α a partir do qual a estatística do teste, D , iguala ou excede o valor crítico. Assim, para uma determinada probabilidade de erro do tipo I rejeita-se a hipótese nula se $p \leq \alpha$.

Contudo surge aqui um problema no método e que está associado ao assumir do conhecimento prévio dos parâmetros da população, por exemplo média, μ , e variância, σ , o que de facto é pouco comum. Na maioria dos casos, aquilo que melhor se consegue é inferir sobre os verdadeiros valores a partir de uma amostra representativa da população. Consequentemente, a estatística do teste não pode ser aplicada com rigor quando apenas se conhecem estimativas amostrais.

Esta imperfeição é obviada através da proposta de correcção às tabelas com os valores críticos da distribuição de KS indicada por Lilliefors, H.. A correcção sugerida deverá ser aplicada quando comparada a distribuição de frequência acumulada das observações da variável com uma distribuição de frequências teórica cujos parâmetros foram estimados a partir da amostra (Lilliefors, H., 1967).

Como conclusões finais acerca do teste de Kolmogorov-Smirnov referem-se as vantagens e desvantagens que este método introduz na verificação do ajuste de determinada lei de distribuição teórica a uma amostra (Segura, J. & Braun, C.R., 2004). Refere-se em primeiro plano o potencial desta técnica na comparação com outros testes de Hipóteses, nomeadamente o teste do Qui-Quadrado (χ^2), onde a região crítica é caracterizada de um

modo exacto, não sendo baseada em resultados assintóticos; menciona-se também a possibilidade de ser executado sem requerer uma reordenação prévia da amostra em classes, que por si só poderá provocar desvios nos resultados finais, fazendo o teste uma eficiente utilização da informação contida na amostra. Por outro lado, as principais limitações deste teste residem na obrigatoriedade de ser aplicado exclusivamente a leis de distribuição de carácter contínuo; como desvantagem salienta-se ainda que a lei de distribuição que caracteriza a amostra deve ser completamente definida, quando esta situação não se verifica a região crítica anteriormente definida, R , deixa de ser válida (caso não existam modificações) para testar se a população provém de uma genérica distribuição de parâmetros arbitrários.

Nesta situação em que os parâmetros da distribuição de $F(X)$ são determinados a partir dos valores da amostra, os valores críticos obtidos são inválidos, devendo utilizar-se um método de simulação (por exemplo Monte Carlo) para a definição destes valores críticos associados a cada tipo de lei de distribuição considerada. Existem, igualmente, tabelas onde são apresentados estes valores, nomeadamente para distribuições Normal, Exponencial e de Gumbel (Pearson, E.S. & Hartley, H.O., 1972, Shorack, G. & Wellner, J., 1986).

6.4.1.3 Teste de Anderson-Darling

A ferramenta de validação do ajuste de distribuições denominada por Anderson-Darling (AD ou A^2), inicialmente proposta por Anderson, T. & Darling, D. (1952) é porventura o teste de hipóteses mais amplamente utilizado e com melhor qualidade de resultados no que se refere a trabalhos científicos cujo comportamento das populações se aproxima da família de leis de distribuição de Extremos, por exemplo no domínio da Hidráulica e Hidrologia, (Laio, F., 2004), o que lhe confere particular interesse para o estudo da segurança estrutural.

O presente teste estatístico não paramétrico, que permite aferir quanto à evidência de que uma população em estudo não segue uma lei de distribuição de probabilidade na sua formulação base, assume que os parâmetros da distribuição a ser testada não serão estimados, o que, perante esta situação, conduz a que o teste e os respectivos valores críticos sejam independentes da distribuição. No entanto, a aplicação deste teste de hipóteses é maioritariamente dirigida à verificação da validade do ajuste de famílias de leis

de distribuição estatísticas, o que requer a estimação prévia dos parâmetros caracterizadores dessa família, assim como a adaptação deste teste ou dos correspondentes valores críticos a essas distribuições.

O teste de Anderson-Darling resulta da modificação do teste de Kolmogorov-Smirnov aumentando o peso atribuído às caudas da distribuição, e ao contrário do teste KS é dependente da distribuição em avaliação, servindo-se dela para calcular os respectivos valores críticos, o que condiciona a apresentação de tabelas com estes valores, existindo apenas sugestões para algumas distribuições (Stephens, M., 1974). Este aspecto introduz a principal desvantagem do método que se deve à menor generalidade, vindo os valores críticos alocados a uma distribuição, no entanto este mesmo facto é o responsável pelo aumento na sensibilidade do teste, o que representa a grande vantagem desta técnica aumentando a sua potencialidade e qualidade na validação do ajuste. Refira-se ainda que esta técnica para além da sua aplicabilidade enquanto teste ao ajuste pode ser também direccionada para a estimação de parâmetros, sendo a base de um procedimento assente em distâncias mínimas, o que no entanto sai fora do âmbito deste trabalho.

O teste de Anderson-Darling deverá ser aplicado sempre que é desejada a validação ou rejeição do ajuste de uma qualquer distribuição estatística a uma população cujo domínio de interesse se situe nas caudas dessa distribuição, como é o caso do problema da segurança estrutural. A verificação do ajuste utilizando esta técnica está restringida a distribuições contínuas, de modo que apenas deverá ser utilizada quando exista aproximação entre a amostra e alguma das distribuições contínuas conhecidas. Este método, tal como o teste de Kolmogorov-Smirnov, não deverá ser utilizado para populações cujo ajuste seja efectuado por leis de distribuição discretas, como é o caso da lei Binomial, onde por exemplo o teste do Qui-Quadrado (χ^2) se adequa.

A formulação do teste de Anderson-Darling passa por atribuir à hipótese nula, H_0 , a suposição de que uma amostra aleatória, X , segue uma determinada lei de distribuição acumulada, $F(X)$, ou ao invés, uma hipótese alternativa, H_1 , que sugere que X não segue a lei de distribuição acumulada $F(X)$. O procedimento inicia com a ordenação crescente da amostra, $x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n$, seguindo-se o cálculo da estatística do teste, A^2 , equação 6.39.

$$A^2 = -N - S \quad (6.39)$$

Na equação 6.39, N representa a dimensão da amostra aleatória e S vem determinada pela expressão 6.40, em função da dimensão da amostra e da lei de distribuição acumulada ajustada.

$$S = \sum_{i=1}^N \frac{(2 \cdot i - 1)}{N} \cdot \left[\ln F(x_i) + \ln(1 - F(x_{N+1-i})) \right] \quad (6.40)$$

Este é um teste unilateral, sendo a hipótese nula rejeitada para o caso em que a estatística do teste, A^2 , é superior ao valor crítico correspondente a um nível de significância α .

Para cada distribuição a estatística do teste deverá ser multiplicada por um factor constante que é tipicamente dependente da dimensão da amostra. Esta constante encontra-se proposta nos diversos trabalhos de Stephens, M. (D'Agostino, R. & Stephens, M., 1986, Stephens, M., 1974, Stephens, M., 1977), vindo designada por “estatística ajustada” ou “modificada” do teste de Anderson-Darling, A^{2*} . Esta quantidade será portanto aquela que será confrontada com os valores críticos, devendo ser analisada cuidadosamente a sua selecção. Um valor inferior de A^{2*} indica que a distribuição se adapta melhor à população.

O quadro 6.1 apresenta as expressões da “estatística modificada” a introduzir no teste de Anderson-Darling para validação do ajuste de distribuições *Normal* e de *Gumbel* a uma amostra aleatória, de parâmetros desconhecidos.

Quadro 6.1 – Estatística Modificada do teste de Anderson-Darling, A^{2*} .

Distribuição	Estatística Modificada do Teste, A^{2*}
Normal	$A^2 \cdot \left(1 + \frac{0.75}{N} + \frac{2.25}{N^2} \right)$
Gumbel	$A^2 \cdot \left(1 + \frac{0.2}{\sqrt{N}} \right)$

Os valores críticos como se referiu são dependentes da distribuição a ajustar. Neste trabalho, apesar de existirem tabelados para determinadas dimensões da amostra, optou-se pelo seu cálculo. Para isso foram geradas aleatoriamente 1.000.000 de amostras de dimensão N (com 50, 100, 200 e 500 elementos) – utilizando o método de Monte Carlo, (Metropolis, N. & Ulam, S., 1949) – das funções de distribuição *Normal* e de *Extremos do tipo I* (lei de *Gumbel*), calculando-se para cada amostra a respectiva estatística ajustada do

teste A^{2*} . Estes valores críticos, admitindo uma distribuição Normal, são apresentados para os níveis de significância de 1, 5, 10, 90, 95, e 99% no quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Valores críticos do teste de Anderson-Darling para diferentes níveis de significância (em %), utilizando uma lei Normal e variando a dimensão da amostra.

Dimensão	99.0	95.0	90.0	10.0	5.0	1.0
50	0.131	0.168	0.195	0.631	0.751	1.033
100	0.130	0.168	0.194	0.631	0.751	1.034
200	0.129	0.167	0.194	0.630	0.751	1.035
500	0.129	0.167	0.194	0.630	0.751	1.034

No quadro 6.3 apresentam-se também os valores críticos da estatística ajustada do teste de Anderson-Darling para diferentes níveis de significância, referentes à distribuição de Gumbel e variando a dimensão da amostra. Nota-se que um incremento na dimensão amostral entre 50 e 500 elementos não é acompanhado por variações significativas na estatística ajustada do teste, em particular para o nível de significância habitualmente utilizado, correspondente a 5%.

Quadro 6.3 – Valores críticos do teste de Anderson-Darling para diferentes níveis de significância (em %), utilizando uma lei de Gumbel e variando a dimensão da amostra.

Dimensão	99.0	95.0	90.0	10.0	5.0	1.0
50	0.136	0.175	0.202	0.648	0.772	1.062
100	0.134	0.172	0.199	0.646	0.768	1.058
200	0.132	0.171	0.198	0.642	0.766	1.052
500	0.131	0.170	0.197	0.640	0.762	1.049

O teste de Anderson-Darling de validação do ajuste de distribuições a uma amostra aleatória, em virtude da sua principal vantagem na atribuição de um maior peso aos extremos das distribuições, será aplicado neste trabalho em conjunto com o teste de Kolmogorov-Smirnov e com o teste de Cramér-von-Mises, que se identificará na secção seguinte.

6.4.1.4 Teste de Cramér-von-Mises

O último teste de hipóteses não paramétrico a incluir neste trabalho é designado de Cramér-von-Mises (CvM ou ω^2), tendo sido proposto inicialmente em 1928 por Harald Cramér (Cramer, H., 1928) e complementado em 1931 por Richard von Mises (Von Mises, R., 1931), sendo a estrutura do teste similar à do teste de Kolmogorov-Smirnov. Mais tarde Smirnov, N.V. (1936) aperfeiçoou a metodologia inicialmente proposta, introduzindo as características da distribuição de valores críticos.

Este teste de ajuste apresenta uma elevada simplicidade comparativamente ao teste de KS, e como este pode ser aplicado: a uma só amostra, validando-se o ajuste por uma determinada lei de distribuição; ou a duas amostras independentes, para verificar se pertencem à mesma população ou a populações idênticas.

A verificação do ajuste de uma lei de distribuição, $F(X)$, a uma amostra, representada pela variável aleatória, X , pressupõe que esta seja contínua e envolve todos os parâmetros caracterizadores da distribuição em avaliação.

O teste de CvM é um teste generalista, cuja hipótese nula, H_0 , sugere que a distribuição empírica da amostra aleatória, X , segue uma lei de distribuição teórica traduzida pela sua função acumulada, $F(X)$. Devido a ser dependente de mais factores, a hipótese alternativa, H_1 , é quase sempre bilateral.

O procedimento de cálculo é aproximado ao indicado para o teste de Anderson-Darling, em que o objectivo do teste conduz à determinação das discrepâncias entre a distribuição empírica da amostra, $F^*(x_i)$, e a função de distribuição teórica, $F(x_i)$, expressão 6.41. Contudo, esta técnica à semelhança do teste de KS e em oposição ao teste de AD, não é dependente da função de distribuição em avaliação.

$$\omega^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} \left[F_n(x) - F^*(x) \right]^2 \cdot dF^*(x) \quad (6.41)$$

O passo inicial consiste na ordenação crescente da amostra, $x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n$, seguindo-lhe o cálculo do vector de valores z_i , expressão 6.42, que estará automaticamente ordenado de modo crescente.

$$z_i = F(x_i), i = 1, \dots, n \quad (6.42)$$

A estatística do teste de Cramér-von-Mises, ω^2 , é obtida pela aplicação da expressão 6.43 utilizando-se os valores z_i . Tal como para o teste de Anderson-Darling é sugerida a utilização da estatística modificada do teste, ω^{2*} , (D'Agostino, R. & Stephens, M., 1986, Stephens, M., 1974, Stephens, M., 1977), que será aquela a ser confrontada com os valores críticos do teste.

$$\omega^2 = \sum_{i=1}^n \left[z_i - \frac{(2 \cdot i - 1)}{2 \cdot n} \right]^2 + \frac{1}{12 \cdot n} \quad (6.43)$$

No quadro 6.4 é apresentada a estatística modificada do teste de Cramér-von-Mises para as distribuições: *Normal*, no caso em que ambos os parâmetros média, μ , e desvio padrão, σ^2 , da distribuição são desconhecidos e estimados; e de *Gumbel*, para a situação em que os parâmetros são desconhecidos e estimados por medidas de máxima semelhança (Johnson, N.L. & Kotz, S., 1970).

Quadro 6.4 – Estatística modificada do teste de Cramér-von-Mises, ω^{2*} .

Distribuição	Estatística Modificada do Teste, ω^{2*}
Normal	$\omega^2 \cdot \left(1 + \frac{0.5}{N} \right)$
Gumbel	$\omega^2 \cdot \left(1 + \frac{0.2}{\sqrt{N}} \right)$

Relativamente aos valores críticos do teste de CvM optou-se pelo procedimento identificado para o caso do teste de AD, baseado na geração aleatória de amostras a partir do método de Monte Carlo, 6.4.1.3.

No quadro 6.5 identificam-se os valores críticos associados a uma lei de distribuição Normal, correspondentes a diferentes níveis de significância e dimensão da amostra.

Quadro 6.5 – Valores críticos do teste de Cramér-von-Mises para diferentes níveis de significância (em %), utilizando uma lei Normal e variando a dimensão da amostra.

Dimensão	99.0	95.0	90.0	10.0	5.0	1.0
50	0.0169	0.0226	0.0267	0.1036	0.1261	0.1784
100	0.0167	0.0224	0.0265	0.1036	0.1260	0.1784
200	0.0166	0.0222	0.0263	0.1032	0.1257	0.1781
500	0.0166	0.0223	0.0264	0.1036	0.1259	0.1787

De modo idêntico evidenciam-se os respectivos valores críticos associados à lei de distribuição de Gumbel no quadro 6.6.

Quadro 6.6 – Valores críticos do teste de Cramér-von-Mises para diferentes níveis de significância (em %), utilizando uma lei de Gumbel e variando a dimensão da amostra.

Dimensão	99.0	95.0	90.0	10.0	5.0	1.0
50	0.0173	0.0231	0.0272	0.1044	0.1265	0.1788
100	0.0170	0.0227	0.0268	0.1037	0.1258	0.1775
200	0.0166	0.0222	0.0262	0.1017	0.1236	0.1752
500	0.0167	0.0224	0.0264	0.1027	0.1248	0.1759

Os quadros 6.5 e 6.6 evidenciam a semelhança entre os valores críticos do teste de CvM para as duas leis de distribuição abordadas, *Normal* e de *Gumbel*.

6.4.2 Testes gráficos de validação do ajuste – Gráficos de Probabilidade

6.4.2.1 Introdução

Na secção anterior identificaram-se técnicas de validação do ajuste de distribuições teóricas baseadas em procedimentos numéricos, designados por testes de hipóteses, tendo sido abordados os testes não paramétricos de Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Cramér-von-Mises. Estas ferramentas têm sido amplamente aplicadas aos mais diferentes domínios científicos, com comprovada qualidade na verificação do ajuste. No presente trabalho foram utilizadas estas técnicas, contudo existe uma outra via de identificação da correspondência entre a distribuição empírica da amostra aleatória e a distribuição teórica

admitida. Esta ferramenta consiste em testes gráficos de representação da probabilidade por percentagem – gráficos PP – ou por quantis – gráficos QQ.

Apesar da maior simplicidade destas ferramentas é possível, através da visualização gráfica, identificar a qualidade do ajuste de amostras aleatórias completas. No corrente estudo utilizou-se esta via de validação nas situações em que nenhuma das leis de distribuição teóricas avaliadas é rejeitada pelos testes de hipóteses admitidos, considerando-se que a mais representativa da amostra aleatória será aquela que apresentar melhor performance nos testes gráficos de validação.

Assim, com estas técnicas gráficas pretende-se aferir quanto ao ajuste de uma distribuição teórica aos valores da amostra, tomando uma decisão baseada nas vantagens inerentes a uma intuitiva inspecção visual.

No caso dos problemas de ajuste as vias gráficas podem ser utilizadas em pelo menos dois modos:

- 1) Como uma técnica exploratória – o objectivo consiste em revelar características intrínsecas aos dados disponíveis, que podem ser traduzidas através de propriedades matemáticas subjacentes a especificações incompletas como é o caso da simetria ou a extensão da cauda, ou a especificações completas como por exemplo a identificação da normalidade;
- 2) Em conjugação com técnicas numéricas formais – o objectivo passa por testar formalmente uma hipótese preconcebida ou sugerida por gráficos. A via gráfica permite nesta situação revelar um paralelismo entre o comportamento dos dados e os modelos e distribuições estatísticas assumidas. Na maior parte dos casos colocam a descoberto aspectos dos dados que não foram anteriormente identificados na análise. As ferramentas numéricas funcionam como mecanismos de verificação das inferências sugeridas pela informação e evidências quantificadas pelos dados da amostra. Contudo a utilização exclusiva de gráficos poderá conduzir a conclusões espúrias devendo ser complementada por técnicas numéricas.

Em suma, o problema da validação do ajuste de distribuições a uma população deverá seguir os procedimentos numéricos já abordados, sendo suplementado por análises gráficas.

6.4.2.2 Gráficos Probabilidade-Probabilidade ou Percentagem-Percentagem (PP)

As técnicas gráficas de validação do ajuste de distribuições a amostras aleatórias são conceptualmente mais simples e menos formais do que os testes de hipóteses, sendo fácil a sua implementação e de grande utilidade para entender as numerosas relações presentes nos dados.

Esta ferramenta consiste num gráfico de probabilidade que permite avaliar a dependência entre duas amostras de dados, através da representação das percentagens de uma distribuição em função das percentagens da outra distribuição (Wilk, M. & Gnanadesikan, R., 1968). A utilidade dos gráficos PP reside principalmente na capacidade de detectarem discrepâncias na região central de uma distribuição, ao contrário dos gráficos QQ que têm uma sensibilidade maior para detectar essas discrepâncias nas extremidades (caudas) das distribuições. A ideia base da representação PP apresenta ainda como vantagem o facto de ser direccionado do mesmo modo para uma análise multivariada, enquanto que as técnicas de quantis não apresentam qualquer significado para este caso.

Uma outra aplicação possível desta técnica está presente na apresentação dos resultados da potência de um teste estatístico em função do nível de significância. Para esta situação, a função que representa a potência do teste é a função de distribuição acumulada do *valor-p* obtido.

A construção dos gráficos Probabilidade-Probabilidade é efectuada a partir da distribuição acumulada empírica em função da distribuição acumulada teórica. Esta representação será aproximadamente linear no caso em que a distribuição teórica especificada consistir num modelo adequado para traduzir o comportamento da amostra.

Admita-se que F representa a lei de distribuição acumulada empírica da amostra aleatória e F_0 a lei de distribuição acumulada teórica cujo ajuste à amostra se pretende validar, de domínio Z variável entre $-\infty$ e $+\infty$. Estas distribuições acumuladas variam entre os valores 0 e 1, definidos por um quadrado unitário de $[0,1] \times [0,1]$, em que a situação de existir uma total dependência entre as funções F e G corresponderá a uma recta a 45° compreendida entre os pontos (0,0) e (0,1), sendo que para o caso de existir um qualquer desvio significará que existe diferença entre as duas funções. Assim, para o conjunto de valores de entrada, z , teremos como resposta os pares de valores que indicam que percentagem das funções f e g se encontra na região igual ou inferior a z .

6.4.2.3 Gráficos Quantil-Quantil (QQ)

O gráfico QQ consiste numa ferramenta de representação gráfica para determinar se duas amostras provêm de idêntica distribuição de probabilidade, isto é, na aplicação ao corrente estudo permite identificar a dependência entre uma distribuição empírica da amostra de dados disponível e uma função de distribuição teórica representativa do comportamento da amostra. Quando utilizado nesta vertente pode ser entendido como uma técnica não paramétrica. Nestes gráficos apresentam-se os quantis de uma distribuição em função dos quantis da segunda distribuição, caso alguma destas seja uma hipotética distribuição teórica o gráfico QQ será simplesmente um gráfico de probabilidade.

O eixo horizontal do gráfico QQ corresponderá aos quantis estimados a partir dos dados da amostra 1 e o eixo vertical aos quantis estimados a partir dos dados da amostra 2. Ambos os eixos apresentam-se nas unidades das respectivas amostras. A partir da representação é possível identificar uma quantidade, o coeficiente de correlação dos gráficos de probabilidade, que é um factor que deriva dos gráficos QQ, medindo a qualidade do ajuste de uma distribuição teórica a uma amostra de valores observados.

Em oposição aos gráficos PP, esta ferramenta é particularmente útil para avaliar as discrepâncias presentes nas extremidades das distribuições de longas caudas, enfatizando a comparação para essas regiões e dissipando as diferenças no centro da distribuição. O motivo deste enfoque deve-se ao quantil da função *valor de p* ser um parâmetro facilmente mutável quando a densidade é esparsa (nas caudas) e sofrer ligeiras variações quando a densidade é elevada (no centro) (Wilk, M. & Gnanadesikan, R., 1968).

Se duas variáveis x e y forem identicamente distribuídas então, compreensivelmente, a representação dos quantis de x em função dos quantis de y será uma recta de declive unitário, que passa pela origem do referencial. Contudo, uma propriedade elementar dos gráficos QQ consiste no facto de que quando y é função linear de x , então o correspondente gráfico QQ será igualmente linear, no entanto com possíveis alterações na sua localização e declive. Esta propriedade da invariância linear torna os gráficos de Quantil-Quantil particularmente interessantes.

Assim, é utilizado para comparar as formas das distribuições através da representação gráfica, onde se identifica se as propriedades localização, escala e assimetria de duas distribuições são ou não semelhantes.

O seu fundamento pode ser enunciado do seguinte modo: dadas duas funções de distribuição acumulada F e G , de funções de quantis associadas F^{-1} e G^{-1} (em que a função inversa da distribuição acumulada representa a função quantil), o gráfico QQ representará o q -ésimo quantil de F em função do q -ésimo quantil de G para um domínio de valores de q . Deste modo, o gráfico QQ é uma curva paramétrica indexada a $[0,1]$ de valores pertencentes ao plano real $\mathbb{R}^2$.

As vantagens deste método consistem na possibilidade de se avaliar diversas dependências e parâmetros, como se identificou, e de o conjunto de valores das duas distribuições não necessitar obrigatoriamente de ter igual dimensão.

6.5 METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

6.5.1 Introdução

Destacou-se nas anteriores secções a importância inerente à segurança sísmica de estruturas, enaltecendo o papel desempenhado pelas variáveis intervenientes no problema estrutural e a consequência da sua correcta definição para a concretização do problema.

O dimensionamento de uma qualquer estrutura nova à acção sísmica deverá obedecer a procedimentos e métodos de análise que sejam capazes de assegurar que a estrutura responda a esta acção preservando a sua integridade estrutural mínima, de modo a evitar o colapso e essencialmente a perda de vidas humanas. Deste modo, deverão ser identificados níveis de segurança mínimos exigidos em estruturas a dimensionar, prescritos em regulamentos da especialidade, enquanto que para estruturas existentes a segurança estrutural deverá ser avaliada tendo em conta margens de segurança, relacionando a exigência sísmica com a capacidade da estrutura.

A comunidade científica tem apresentado recentemente diferentes abordagens capazes de avaliar a segurança sísmica de estruturas existentes, particularmente após o advento da perspectiva actual de dimensionamento à acção sísmica, presente nos actuais códigos (EC8, 2005, FEMA273, 1997). A avaliação é sobretudo importante no panorama das regiões de elevada sismicidade e, como no caso português, tendo em conta que o parque

edificado é ainda constituído por um elevado número de edifícios anteriores à regulamentação sísmica actual.

Apesar de actualmente estar contemplado o dimensionamento sísmico, este é ainda maioritariamente efectuado em ambiente de gabinete de projecto de forma simplificada, através de métodos de análise linear que recorrem à posteriori a mecanismos que pretendem “introduzir” os efeitos da não linearidade na análise. Contudo estas técnicas não são adequadas para estruturas de maior importância, para além de não serem capazes de traduzir correctamente o comportamento complexo de qualquer estrutura à realidade das acções sísmicas. Por este motivo as metodologias de análise não linear, no domínio da segurança sísmica, têm um vasto campo de aplicação, sendo capazes de traduzir a realidade com maior exactidão e, actualmente, com relativa simplicidade na sua utilização.

Assim, procurar-se-á ao longo desta secção evidenciar e propor um conjunto de métodos de avaliação da vulnerabilidade de edifícios na sua vertente probabilística. Para estas técnicas, o indicador que representa o estado de degradação de uma determinada estrutura é traduzido por valores de probabilidade de ruína, obtidos por conjugação da resistência e da exigência ao nível local, quando referido a um específico elemento estrutural, e ao nível global, quando obtido para a estrutura a avaliar.

O cálculo da probabilidade de ruína seguirá diferentes abordagens de acordo com a metodologia, variando em função dos níveis de incerteza do problema estrutural e das variáveis envolvidas. Utilizar-se-á também uma técnica de simulação, através do método do Hipercubo Latino (Stein, M., 1987) para definir a probabilidade de ruína.

Simultaneamente, o comportamento não linear dos edifícios será avaliado a partir de ferramentas de análise dinâmica e estática (*pushover*).

6.5.2 Princípios básicos da avaliação probabilística da segurança sísmica de estruturas

O problema básico do cálculo da probabilidade de ruína associada a uma estrutura, no caso um edifício, está associado à rotura de um conjunto de elementos estruturais de modo a que se atinja um determinado mecanismo e conduza ao colapso da estrutura. Mais adiante irá ser feita alusão à definição destes mecanismos e do comportamento global da estrutura, no

entanto para se compreender o problema básico da avaliação probabilística da segurança estrutural será feita referência ao problema local, ao nível de um elemento estrutural.

A condição essencial de não-colapso ou sobrevivência, dada pela equação 6.23, envolve as variáveis resistência, R , e exigência estrutural de uma acção, S . A ruína ocorrerá sempre que a variável representativa de uma determinada intensidade da acção, X , exceder a capacidade estrutural.

Sendo as variáveis S e R aleatórias e contínuas é possível definir uma função densidade de probabilidade $f_X(S,R)$, de acordo com a equação 6.10. Esta função corresponde a uma superfície no plano (S,R) definida por linhas de igual densidade de probabilidade tal como indicado nas figuras 6.2 e 6.9. A ruína ocorre quando os valores de S e R se situam na região de insegurança, o que corresponde à condição $R < S$.

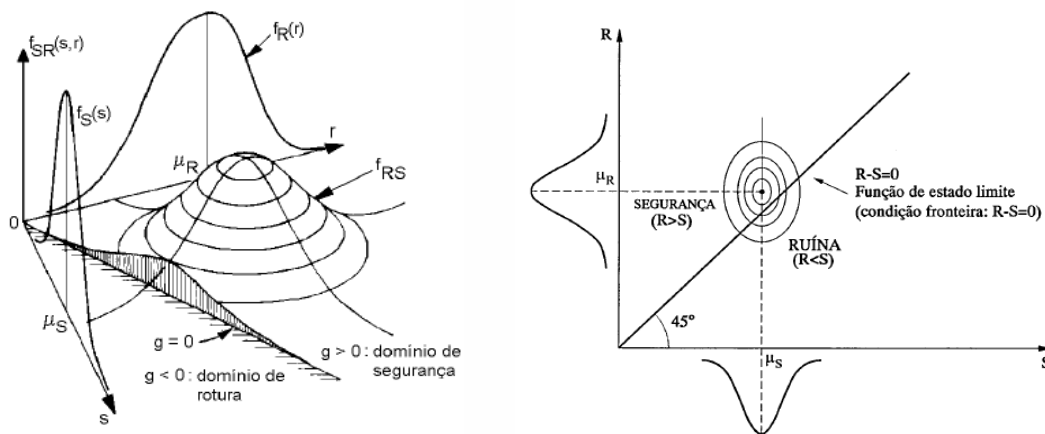


Figura 6.9 – Interpretação geométrica do problema da fiabilidade estrutural (Delgado, J.M., 2002, Henriques, A.A.R., 1998).

Para esta situação, a probabilidade de ruína, p_f , de um elemento estrutural admitindo um mecanismo de colapso único pode ser definida pela equação 6.44.

$$p_f = \int_{g(X)=R-S \leq 0} f_X(x) \cdot dx \quad (6.44)$$

Onde X corresponde ao vector de variáveis aleatórias x_i , $g(X)$ é a função do estado limite associado a um específico mecanismo de colapso e $f_X(x)$ é a função densidade de probabilidade do vector aleatório X . O vector X das variáveis aleatórias x_i engloba todas as propriedades físicas que caracterizam as incertezas associadas ao mecanismo de colapso

em análise, à acção sísmica, as propriedades dos materiais e a geometria da estrutura. Assim, a equação 6.44 pode ser reescrita por 6.45,

$$p_f = P(g(X) \leq 0) = F_g(0) \quad (6.45)$$

A equação 6.45 representa o valor da probabilidade da função $g(X)$ se encontrar no domínio de rotura, onde $F_g(X)$ significa a função de distribuição acumulada de $g(X)$.

1) Convolução de R e S

A resolução da equação 6.44 pressupõe uma integração multidimensional, de dimensão igual ao número de variáveis do vector X , no entanto por vezes apenas existe solução possível para um reduzido número de variáveis. No caso das variáveis R e S tem-se portanto um integral duplo, sendo a probabilidade de ruína, p_f , obtida por 6.46.

$$p_f = P(S \geq R) = \int \int_{R \leq S} f(S, R) \cdot dS \cdot dR \quad (6.46)$$

Quando as variáveis S e R são variáveis independentes a função densidade de probabilidade, $f_X(x)$, e a probabilidade de ruína, p_f , são dadas pelas equações 6.47 e 6.48, respectivamente, no domínio de x .

$$f(S, R) = f(S) \cdot f(R) = f_S(x) \cdot f_R(x) \quad (6.47)$$

$$p_f = \int_0^{+\infty} f_S(x) \cdot \int_0^x f_R(x) \cdot dx \cdot dx = \int_0^{+\infty} f_S(x) \cdot F_R(x) \cdot dx \quad (6.48)$$

A integração presente na equação 6.48 é estendida ao domínio entre 0 e $+\infty$ dado o carácter intrínseco ao problema estrutural, não existindo significado físico para valores negativos de resistência.

A função de distribuição de probabilidade acumulada da resistência, $F_R(x)$, é definida pelo integral da função densidade de probabilidade desta variável, $f_R(x)$, equação 6.49. Do mesmo modo a função de distribuição de probabilidade acumulada da variável exigência

estrutural, $F_S(x)$, é definida pelo integral da função densidade de probabilidade desta variável S , $f_S(x)$, equação 6.50.

$$F_R(x) = P(R < x) = \int_0^x f_R(x) \cdot dx \quad (6.49)$$

$$F_S(x) = P(S < x) = \int_0^x f_S(x) \cdot dx \quad (6.50)$$

A partir das propriedades das probabilidades é possível definir também a probabilidade complementar de $P(S < x)$,

$$P(S > x) = 1 - F_S(x) \quad (6.51)$$

Assim, e supondo as variáveis S e R independentes, define-se a probabilidade de ruína para o problema estrutural (conhecido pelo problema básico das duas variáveis) como sendo a probabilidade da exigência estrutural exceder a capacidade, expresso na equação geral 6.52 para o domínio de x (Ferry Borges, J. & Castanheta, M., 1972).

$$P_f = P(S > R) = \int_0^{+\infty} F_R(x) \cdot f_S(x) \cdot dx \quad (6.52)$$

Esta é a equação em que assenta o cálculo da probabilidade de ruína de um elemento estrutural, e sobre a qual se baseia a metodologia que será adiante detalhada designada por NSA (*Numerical Safety Assessment*). O produto de $F_R(x)$ por $f_S(x)$ em todo o domínio contínuo de x designa-se por convolução de S e R , correspondendo a probabilidade de ruína ao somatório dos casos em que a resistência é inferior à exigência designando-se por integral de convolução de S e R .

A equação 6.52 pode ser reescrita a partir da definição expressa em 6.51,

$$P_f = P(S > R) = \int_0^{+\infty} (1 - F_S(x)) \cdot f_R(x) \cdot dx \quad (6.53)$$

O problema básico da segurança estrutural e o significado da equação 6.52 é identificado na figura 6.10.

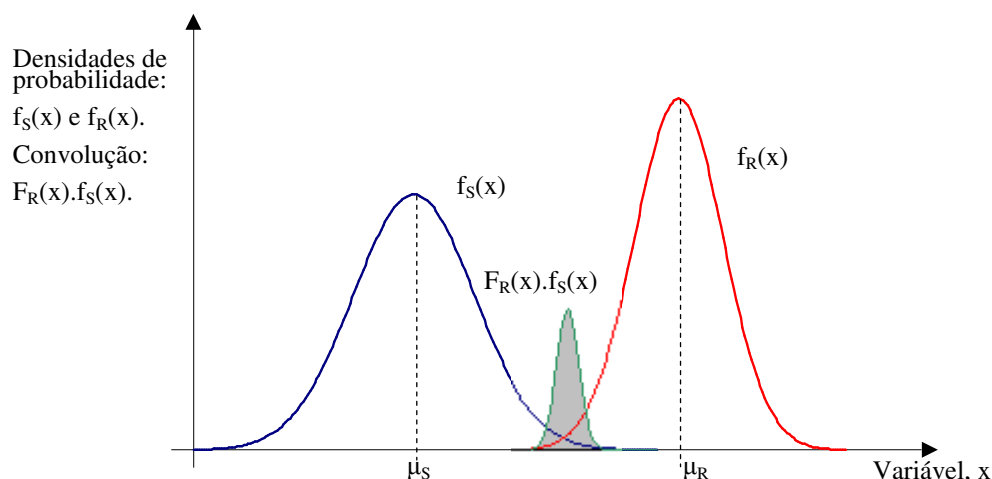


Figura 6.10 – Representação do problema básico da segurança estrutural. Convolução de R e S.

Nesta figura identifica-se a sombreado o integral de convolução das funções de distribuição conhecidas $F_R(x)$ e $f_S(x)$, podendo ser definido analítica ou numericamente e que representa o valor da probabilidade de ruína de um determinado elemento estrutural. Contudo a determinação analítica do integral de convolução não é uma tarefa simples para a generalidade das distribuições, sendo apenas possível obter aproximações por integração numérica deste valor, que por vezes apresentam imprecisões relevantes.

2) Margem de Segurança – Diferença entre R e S

A probabilidade de ruína de um elemento estrutural para além de poder ser definida através do integral de convolução, dado pela equação 6.52, é também possível de ser obtida por intermédio da distribuição estatística da função diferença entre as variáveis R e S . Esta é uma extensão do problema básico da segurança estrutural que por meio de medidas indirectas surge em alternativa ao procedimento anterior.

Sendo as variáveis R e S aleatórias, independentes e de comportamento Gausseano, a diferença entre elas permanece uma variável aleatória, tendo em conta a propriedade aditiva deste tipo de variáveis. As propriedades do valor médio indicam ainda que a média da diferença entre R e S , μ_{R-S} , corresponde à diferença da média de cada variável S e R , μ_S e μ_R , equação 6.54, mantendo o comportamento Gausseano.

$$\mu_{R-S} = \mu_R - \mu_S \quad (6.54)$$

sendo o desvio padrão da diferença, σ_{R-S} , função do desvio padrão de cada variável σ_S e σ_R , dada por

$$\sigma_{R-S} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (6.55)$$

Deste modo a probabilidade de ruína pode ser definida à custa de uma transformação da variável $R-S$ numa variável normal reduzida (média nula e desvio padrão unitário), Φ , vindo expressa na equação 6.56, onde a relação entre o valor médio e o desvio padrão da variável $R-S$ se denomina por índice de fiabilidade, 6.57.

$$p_f = P(R-S) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_{R-S}}{\sigma_{R-S}}\right) \quad (6.56)$$

$$\beta = \frac{\mu_{R-S}}{\sigma_{R-S}} \quad (6.57)$$

Considerando os parâmetros estatísticos vistos anteriormente que definem a variável $R-S$, a probabilidade de ruína pode ser definida no seu formato final como,

$$p_f = \Phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (6.58)$$

Esta outra visão do problema encontra-se ilustrada na figura 6.11.

Nesta extensão do problema básico da segurança estrutural, a probabilidade de ruína corresponde à área sombreada da figura 6.11. Esta região de ruína estrutural é definida pelo conjunto de pontos do espaço $R-S$ de valor negativo ($R-S < 0$).

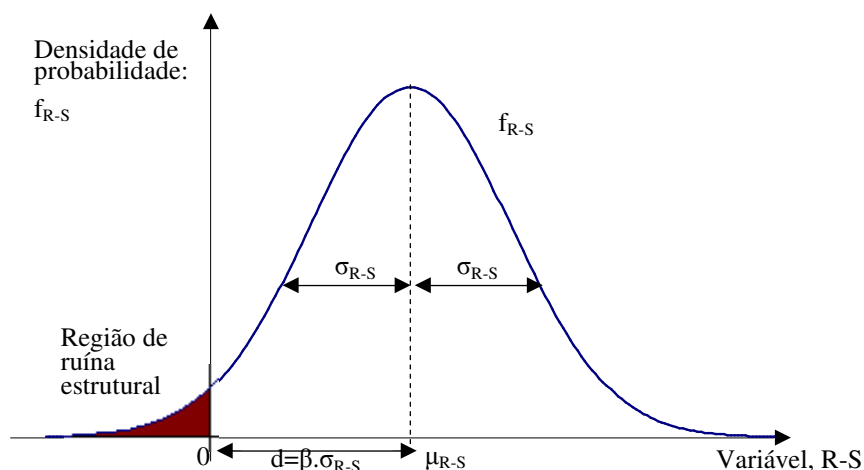


Figura 6.11 – Representação do problema básico da segurança estrutural. Diferença de R e S .

Destaca-se da interpretação gráfica uma medida correspondente à distância, d , entre o valor médio da densidade de probabilidade da diferença de R e S , f_{R-S} , e a origem do sistema de eixos. Esta distância d é avaliada a partir do desvio padrão da variável $R-S$, pela equação 6.59. Ressalta da equação 6.59 uma grandeza importante que surge no âmbito desta vertente do problema da segurança estrutural, o parâmetro β , designada por índice de fiabilidade, tal como identificado inicialmente em 6.57. Esta grandeza permite complementar a informação que resulta do valor da probabilidade de ruína, possibilitando avaliar o achatamento da função $R-S$ (estatisticamente este parâmetro é designado por Curtose) e sendo deste modo uma medida da dispersão dos valores $R-S$.

$$d = \beta \cdot \sigma_{R-S} \quad (6.59)$$

A probabilidade de ruína obtida quando R e S são variáveis normais é obtida de modo exacto; no entanto quando deixa de ser válido o ajuste de uma lei de distribuição Gausseana a estas variáveis, o valor para a probabilidade de ruína definido em 6.58 deixa de ser exacto sendo nesta situação o parâmetro β indicativo da margem de segurança. Em todo o caso quanto mais baixo for o índice de fiabilidade, β , maior será o valor da probabilidade de ruína.

Este parâmetro foi introduzido pela primeira vez no trabalho desenvolvido por Cornell, C.A. (1969) onde é apresentado o primeiro método de fiabilidade estrutural, denominado por FOSM (*First Order Second Moment Reliability Method*). Aqui é apresentado o índice de fiabilidade, β , como uma caracterização indirecta da probabilidade de ruína e como tal da segurança da estrutura. As limitações que advêm da sua não invariância com o critério

de resistência utilizado, no método FOSM, e com a não inclusão da informação sobre as distribuições das variáveis básicas conduziram ao aparecimento de novas propostas para a sua determinação. Inicialmente aparece em metodologias designadas por FORM (First Order Reliability Method) e mais tarde, na década de 80, nos métodos SORM (Second Order Reliability Method), que incluem aproximações de segunda ordem à função de estado limite (Melchers, R.E., 1987, Thoft-Christensen, P. & Baker, M.J., 1982).

3) Definição de R e S

A função densidade de probabilidade $f_R(x)$ pode representar diferentes medidas da resistência de um elemento, sendo definida por intermédio de um estudo estatístico sobre essas medidas, obtidas experimentalmente ou por meio de simulação numérica. Para o caso de estruturas de betão armado as medidas de avaliação da resistência, que podem ser dadas por exemplo pela capacidade de rotação de uma secção, pelas ductilidades últimas avaliadas em curvaturas ou pela força de corte máxima, são geralmente função das propriedades dos materiais betão e aço, para as quais podem ser estabelecidas distribuições estatísticas. Consequentemente, a distribuição estatística da resistência, R , é usualmente definida por simulação numérica a partir do conhecimento das leis de distribuição das propriedades dos materiais.

Por outro lado, a definição das medidas da resposta estrutural, traduzidas na função densidade de probabilidade $f_S(x)$, é uma etapa que se reveste de elevada complexidade. Esta dificuldade é compreensível pelo facto de que diferentes estruturas apresentam diferentes distribuições estatísticas do mesmo parâmetro de resposta, para a mesma acção. Esta dificuldade é minimizada no caso da acção sísmica admitindo-se para tal um número considerável (N) de intensidades, contudo será também necessário que para cada intensidade sísmica seja considerado um número suficiente de eventos sísmicos (reais ou artificiais), de modo a que seja possível obter uma medida da resposta estrutural independente da variabilidade dos sismos.

Nas próximas secções apresentam-se metodologias de avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica de estruturas onde se identificam estas variáveis e as técnicas para a sua caracterização.

6.5.3 Metodologias probabilísticas de avaliação da segurança sísmica de edifícios

Ao longo desta secção são descritos procedimentos de teor probabilístico, capazes de avaliar a segurança estrutural, nomeadamente de edifícios submetidos à acção sísmica. Estes métodos apresentam um carácter inovador no que se refere ao domínio da segurança sísmica, assim como particularidades únicas que serão propostas ao longo deste trabalho.

Serão descritas três metodologias probabilísticas conceptualmente distintas. Uma primeira que se baseia em funções ajustadas às respostas estruturais – designadas, funções de vulnerabilidade; uma segunda, que contempla toda a incerteza (designada incerteza global) presente na resposta às acções sísmicas, utilizando no processo curvas de fragilidade; e uma terceira metodologia que faz uso de uma técnica de simulação, o método do Hipercubo Latino, para obter a probabilidade de um determinado estado limite estrutural ser ultrapassado, através da distribuição da Margem de Segurança.

Estes procedimentos surgem neste trabalho aplicados como convencionalmente às respostas estruturais, definidas a partir de análises não lineares dinâmicas e associadas a uma base de acelerogramas típica de uma determinada região. Propõe-se ainda a utilização de ferramentas de análise não linear estática e métodos *pushover*, capazes de caracterizar a resposta estrutural, através dos espectros de resposta correspondentes a cada evento sísmico usado nas análises não lineares dinâmicas.

Assim, com estas metodologias pretende-se apresentar propostas de sistematização de procedimentos de avaliação da segurança sísmica de edifícios.

6.5.3.1 Metodologia probabilística de avaliação da segurança sísmica de edifícios baseada em funções de vulnerabilidade – *Numerical Safety Assessment*

A primeira metodologia probabilística de análise sísmica de edifícios a ser abordada neste trabalho designa-se correntemente por Numerical Safety Assessment (NSA). Esta técnica assenta nos princípios do cálculo da probabilidade de ruína presentes na primeira vertente do problema básico da segurança estrutural, secção 6.5.2 (convolução de R e S).

Apesar das origens do método remontarem à década de 80 (Costa, A.G.D., 1989, Ferry Borges, J. & Castanheta, M., 1972), este mantém-se como uma alternativa válida no cálculo da vulnerabilidade sísmica associada a um específico nível de confiança.

Esta proposta baseia-se na adequada caracterização do comportamento estrutural através da resposta a uma determinada acção sísmica, utilizando um reduzido número de análises. Por conseguinte, a partir das especificações da região sísmica em que se insere a estrutura e de um período de tempo de referência (período de retorno) define-se a acção (seleccionando eventos sísmicos com estas características) que será aplicada à estrutura, identificando-se a resposta estrutural por meio de uma função – que se designa função de Vulnerabilidade – que é definida à custa de um qualquer parâmetro identificador da exigência estrutural (correntemente utilizam-se ductilidades exigidas). Este processo é efectuado individualmente a cada elemento estrutural, pilares e vigas.

Por fim a resposta estrutural terá de ser conjugada com a capacidade que cada elemento apresenta. A definição da resistência é conseguida avaliando-se, através do mesmo parâmetro estrutural que permite caracterizar a função de vulnerabilidade, os limites máximos admissíveis da secção em análise através de uma função de distribuição da Capacidade.

Note-se que para se conseguir avaliar a posição da resistência em relação à acção, e consequentemente aferir quanto à vulnerabilidade da estrutura, é necessário que a exigência e a capacidade se encontrem definidas no mesmo domínio, usualmente definido para ductilidades em curvaturas.

As análises estruturais são efectuadas para um número específico de intensidades sísmicas crescentes de modo a obter-se uma amostra que contenha a resposta estrutural com uma dimensão considerável, sempre associada a um parâmetro de resposta que poderá ser uma variável da deformação ou da resistência estrutural.

O presente método de avaliação da vulnerabilidade estrutural procura efectuar o tratamento do risco por intermédio de um procedimento numérico, apoiado na formulação clássica do problema da fiabilidade, expressa nas equações 6.52 e 6.53. Nos casos correntes em que a avaliação da segurança sísmica é efectuada em termos de ductilidades em curvaturas (μ_ϕ) como variável de controlo, o problema é traduzido pela obtenção da probabilidade de ruína tal como presente na equação 6.60.

$$P_f = P(S > R) = \int_0^{+\infty} F_R(\mu_\phi) \cdot f_S(\mu_\phi) \cdot d\mu_\phi \quad (6.60)$$

Onde $F_R(\mu_\phi)$ é a função de distribuição acumulada da capacidade de um determinado elemento estrutural em avaliação, $f_S(\mu_\phi)$ é a função densidade de probabilidade da máxima exigência sísmica para uma região e período de tempo de referência definidos. A obtenção do valor da probabilidade de ruína está contudo confinada a um elemento ou secção estrutural, sendo sempre definida como função de um modo de ruína singular.

Devido ao facto de esta ser uma técnica generalizada de avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas será necessário um número superior de análises, que porém pode ser reduzido caso se admitam alguns aspectos simplificativos que serão evidenciados nesta secção.

1) Caracterização da Acção Sísmica e Exigência Estrutural

O primeiro passo desta metodologia passa pela definição da acção sísmica, interessando os valores de ocorrência mais elevados, sendo característica do local em que se insere a estrutura a analisar e caracterizada por uma função de distribuição densidade de probabilidade da acção sísmica, $f_A(a)$, ou pela função de Hazard, $H(a)$. Em que a representa uma medida da aceleração sísmica do local, usualmente definida através da aceleração de pico, a_g , mas podendo também ser utilizados valores de aceleração espectral, $S_a(T)$, para um período, T , próximo do período fundamental, T_f , da estrutura em avaliação. Note-se que o cálculo numérico é independente da selecção da medida de aceleração sísmica.

No presente trabalho adoptou-se a caracterização da acção sísmica através de uma lei de distribuição da densidade de probabilidade para um período de recorrência, $f_A(a)$, como função de acelerações de pico, a_g .

Esta função de distribuição da acção sísmica é correntemente definida do modo que se referiu na secção 6.2.4.2, a partir de leis estatísticas de distribuição de extremos, em particular através de funções de Extremos do tipo I – lei de Gumbel, equação 6.61. Em que os parâmetros α e u são definidos por regressão das curvas de Hazard do local, existindo estudos destes parâmetros para Portugal (Duarte, R.T. & Campos Costa, A., 1991).

$$f(x) = \alpha \cdot e^{\left[-\alpha(x-u) - e^{-\alpha(x-u)}\right]} \quad (6.61)$$

O motivo por que frequentemente se utilizam estas leis está inerente à importância dos valores de ocorrência mais elevados da acção sísmica na sua definição para um determinado intervalo de tempo.

Para cada intensidade sísmica são utilizados diversos eventos, reais ou artificiais, escalados para a mesma intensidade (no caso deste trabalho para iguais acelerações de pico) de modo a reduzir o impacto da variabilidade da acção na resposta (presente na base de acelerogramas utilizada), através de uma medida da resposta estrutural – exigência da acção. Note-se que o escalamento para intensidades sísmicas sucessivamente crescentes significa períodos de retorno maiores e como tal, menores probabilidades de ocorrência.

Este passo pode ser identificado na figura 6.12, onde para 4 intensidades, a_i , é possível visualizar a resposta estrutural para um parâmetro S , utilizando-se 5 eventos sísmicos.

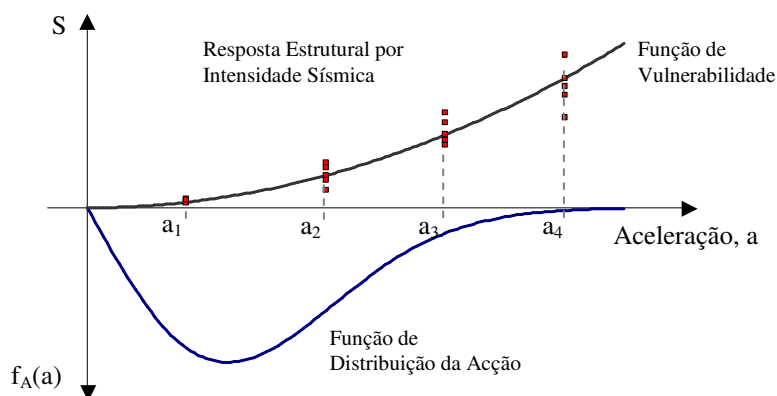


Figura 6.12 – Definição da função de vulnerabilidade.

Para o conjunto de respostas estruturais são avaliados os valores representativos, considerando os valores médios, medianos ou correspondentes a quantis de uma lei de distribuição ajustada às respostas, ao longo de todas as intensidades sísmicas admitidas. Ajusta-se a estes valores uma função polinomial de grau n , obtendo-se deste modo a função de vulnerabilidade do elemento estrutural em avaliação, que representa a informação contínua da exigência estrutural a uma acção sísmica. A este facto está inerente a perda de alguma variabilidade na resposta associada à base de eventos sísmicos admitidos, que não é representada pelos valores assumidos como referência.

Como se pode observar a resposta apresenta um carácter não linear, que se deve ao comportamento inelástico dos materiais estruturais, encontrando-se definida num domínio de intensidades sísmicas, a .

No presente trabalho admitem-se ainda valores não determinísticos para as propriedades dos materiais de cada elemento estrutural, ao longo de cada análise, vindo estas definidas a partir de leis de distribuição estatísticas. Contudo a variabilidade em torno dos valores médios para cada propriedade surge nesta metodologia associada à caracterização da capacidade resistente de cada elemento estrutural. Adiante, secção 6.5.3.3, numa metodologia de avaliação que assenta em técnicas de simulação, esta variabilidade encontra-se também presente do lado da exigência estrutural.

2) Caracterização da Capacidade Estrutural

Uma vez estabelecida a resposta da estrutura a uma acção sísmica é necessário definir-se a sua capacidade de modo a poder ser avaliada quanto à segurança sísmica.

De acordo com a equação para obtenção da probabilidade de ruína, na sua formulação geral 6.52 ou num domínio de ductilidades 6.60, a capacidade estrutural é avaliada através de uma função de distribuição acumulada de probabilidade da variável Resistência, F_R .

A função de distribuição acumulada de probabilidade da Resistência é definida a partir dos valores das propriedades dos materiais aço e betão, utilizando a técnica de simulação estatística abordada na secção 6.3 – Método do Hipercubo Latino.

As propriedades materiais a considerar no processo de simulação, que estudos experimentais e analíticos (identificado em 6.2.4.1) admitem como caracterizadores da função de Resistência, passam pela tensão última de compressão do betão, f_{cu} , extensão última do betão, ε_{cu} , tensão de cedência do aço, f_{sy} , tensão última do aço, f_{su} , e extensão última do aço, ε_{su} .

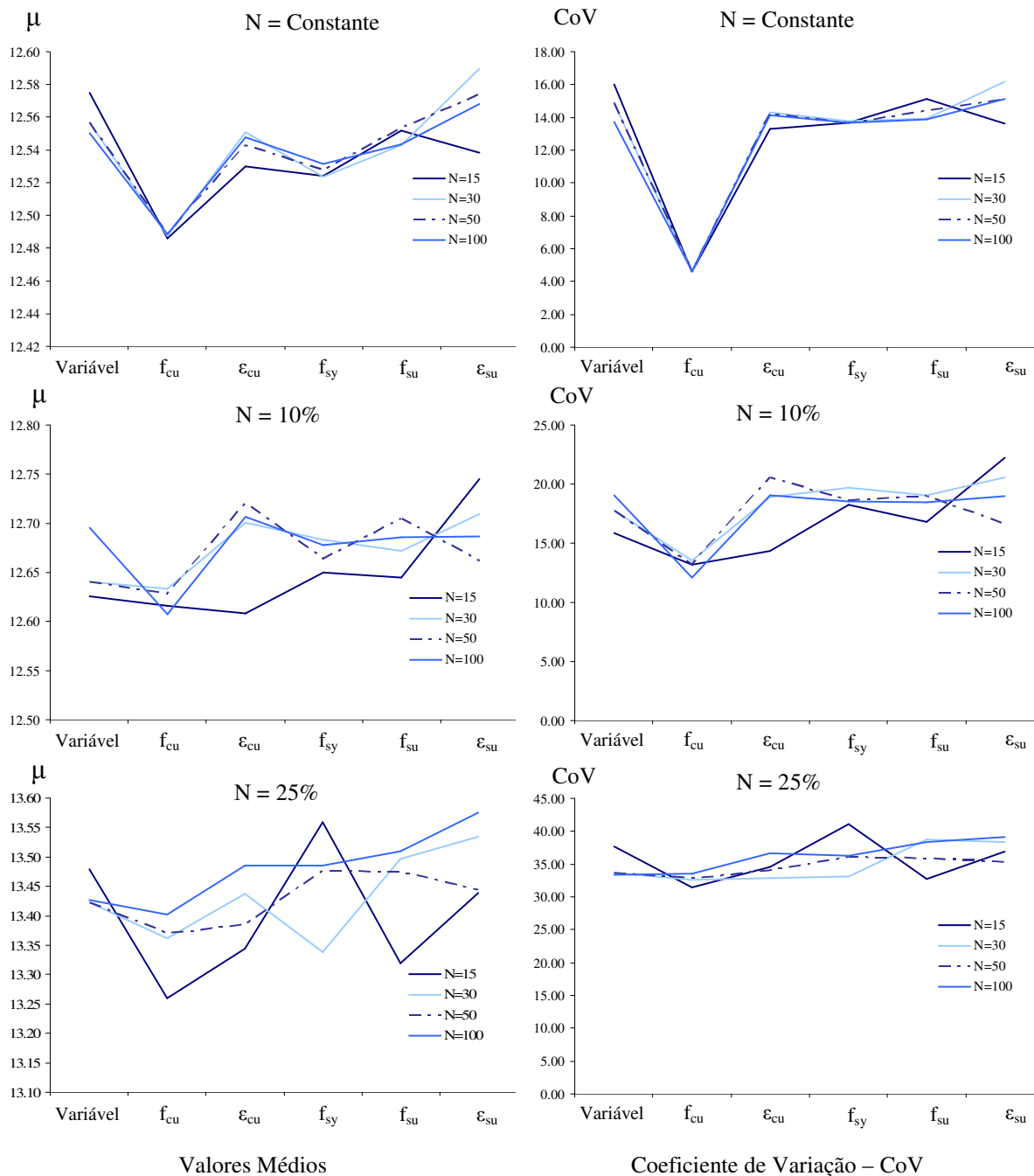
Num trabalho desenvolvido pelo autor (Marques, M. *et al.*, 2005) e complementado no presente estudo, foi avaliada a influência da variabilidade das propriedades referidas na resposta de todos os elementos estruturais de um edifício modelo estudado laboratorialmente em Ispra, Itália – *ICONS* (Pinto, A. *et al.*, 1999). A capacidade estrutural de cada secção, de um total de 21, foi identificada em curvaturas de fendilhação – φ_{crk} , momentos flectores de fendilhação – M_{crk} , curvaturas de cedência – φ_y , momentos flectores de cedência – M_y , curvaturas últimas – φ_{ult} , momentos flectores últimos – M_{ult} e ductilidades em curvaturas – μ .

A resposta foi obtida a partir do equilíbrio da secção submetida a crescentes curvaturas, de acordo com as suas características geométricas e materiais. Aplicou-se uma técnica de simulação (Método do Hipercubo Latino) sorteando as propriedades dos materiais, num número N variável entre 15, 30, 50 e 100 amostras, onde se considerou o esforço axial como constante ou como variável. Neste estudo, consideraram-se todos os 5 parâmetros variáveis, ou em alternativa fixando um dos parâmetros com valor determinístico, figuras 6.13. Estas figuras representam a resposta em ductilidades em curvaturas de uma secção correspondente a um pilar de secção 0.20x0.40 m e esforço axial médio de 333.90 kN.

Realça-se deste estudo a reduzida variação em termos de valores médios dos parâmetros de resposta quando se incrementa a dimensão da amostra, sendo suficiente e representativo um número N de simulações na ordem das dezenas, corroborando o referido em 6.3.

A primeira constatação quando se estuda o comportamento da secção sujeita a um esforço axial constante diz respeito aos valores médios da propriedade ductilidade em curvaturas. Neste caso, o comportamento é praticamente coincidente qualquer que seja a dimensão amostral, no entanto pode ser identificado ainda que esta semelhança é superior para uma dimensão superior a 15 elementos. Este cenário repete-se quando analisada a dispersão em torno dos valores médios por intermédio de CoVs, onde se pode ainda referir a reduzida variabilidade, em torno dos 15%. Este parâmetro estatístico permite ainda identificar que a tensão última do betão, f_{cu} , é a propriedade que mais condiciona o valor de ductilidade da secção (e por consequência as respectivas curvaturas última e de cedência), contudo embora não de um modo tão acentuado, todos os parâmetros avaliados influenciam o valor final da ductilidade, tal como se pode identificar na oscilação do valor médio resultante de se admitir constante cada um dos parâmetros. Verifica-se ainda uma tendência para o coeficiente de variação estabilizar com o aumento da dimensão, qualquer que seja o parâmetro admitido como determinístico ou não determinístico.

Avaliou-se ainda a influência da variação do esforço axial na secção em termos de ductilidades disponíveis. Assim, admitiu-se que este parâmetro segue uma distribuição Normal de CoV igual a 10 e 25%, incluindo-se no processo de selecção pelo Método do Hipercubo Latino.



Figuras 6.13 – Valores médios e coeficiente de variação da resposta estrutural em ductilidades em curvaturas disponíveis a um pilar do edifício *ICONS*.

Este estudo confirmou que a dimensão da amostra deverá ser superior a 15 elementos, valor a partir do qual se obtêm ductilidades disponíveis médias e respectivos CoVs similares e claramente destacadas dos resultados para uma dimensão de 15 elementos. Identifica-se ainda que ao aumento de 10 para 25% de variação no esforço axial corresponde um acréscimo da dispersão da amostra, para um nível de CoV de cerca de 35%. Ao passo que, admitindo 10% de CoV no esforço axial não se registam visíveis

oscilações em comparação com a resposta à utilização de um esforço axial determinístico. Note-se ainda que a variabilidade no esforço axial dilui a influência da tensão última do betão nos valores de ductilidade disponível, dissipando-se quando o valor de CoV é igual a 25%.

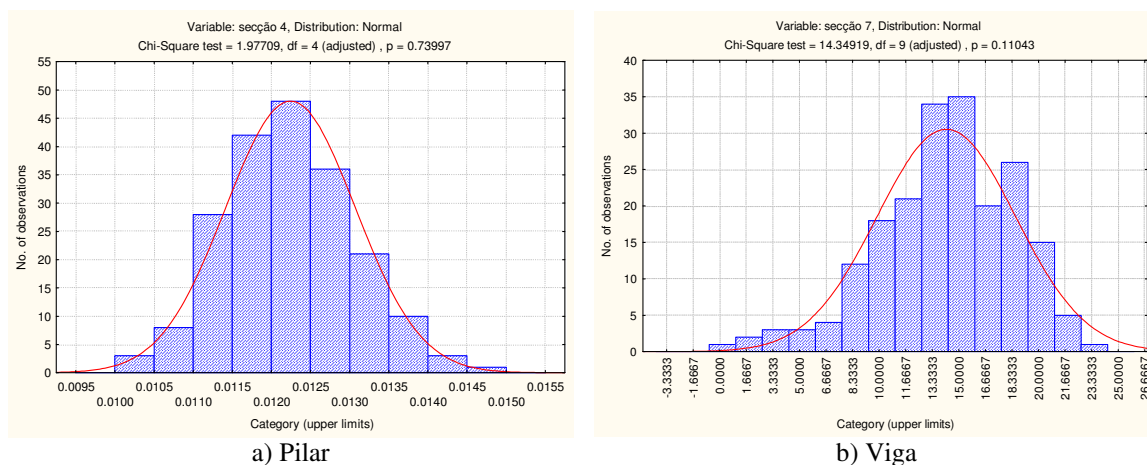
Idêntico estudo foi efectuado para a secção correspondente a uma viga do edifício *ICONS*. Encontra-se um paralelismo com os resultados obtidos no caso da secção do pilar, acentuando um pouco mais as conclusões obtidas quanto à dimensão amostral. Tornando-se evidente que uma selecção amostral de dimensão inferior a 30 não é suficiente, assim como ficou vincada a influência de se admitirem valores determinísticos para a extensão e tensão últimas do aço, ε_{su} e f_{su} .

Refira-se ainda que, apesar de não se apresentar, para além do parâmetro ductilidade foram também avaliados todos os parâmetros referidos anteriormente e nos quais se encontrou idêntico comportamento em cada propriedade dos materiais. No entanto, uma vez que é corrente a definição da capacidade de cada elemento estrutural em termos de ductilidades, optou-se por apresentar apenas este parâmetro.

Vista a influência das propriedades dos materiais aço e betão no valor da ductilidade disponível em cada secção, efectuou-se o ajuste de uma lei teórica ao conjunto de valores da amostra de ductilidades. Cada amostra foi definida por 200 elementos, valores de ductilidade, onde se admitiu uma variabilidade total (de acordo com valores médios, CoVs e leis teóricas definidas) nas propriedades dos materiais, excepto nos valores de esforço axial que se consideraram constantes.

O ajuste foi efectuado através de um conjunto de Testes Estatísticos, cujo detalhe dos métodos foi identificado na secção 6.4. Registou-se que todas as secções correspondentes a pilares seguem uma lei de distribuição Normal, ao invés, as secções das vigas deste edifício, apesar do Teste de Hipóteses de Kolmogorov-Smirnov, que é amplamente difundidos e de aplicação corrente, indicar a distribuição Normal, verifica-se ser a distribuição de Extremos do tipo III – comumente designada por Weibull. Nas figuras 6.14 verifica-se a boa qualidade do ajuste quando utilizada uma distribuição Normal à secção de um pilar (figuras 6.14a) e o fraco ajuste à secção de uma viga (figuras 6.14b). Posto isto, admite-se que a caracterização da resistência de cada secção deverá ser avaliada individualmente de modo a não ser afectada a sua representatividade.

Com este caso de aplicação apresentou-se o procedimento que conduz à caracterização da capacidade resistente de cada elemento estrutural.



Figuras 6.14 – Teste ao ajuste de distribuição Normal a duas secções do edifício *ICONS*.

Em resumo refere-se que a definição da capacidade resistente é efectuada ao nível de cada secção da estrutura, vindo caracterizada em função das propriedades dos materiais, nomeadamente: tensão última de compressão do betão, f_{cu} , extensão última do betão, ϵ_{cu} , tensão de cedência do aço, f_{sy} , tensão última do aço, f_{su} , e extensão última do aço, ϵ_{su} . Identificou-se a influência destas propriedades e a importância de serem correctamente definidas, cujas conclusões foram no seguimento dos estudos analíticos e experimentais referidos anteriormente na secção 6.2.4.1. Admitindo-se em aplicações no presente trabalho os mesmos valores médios, distribuições e variabilidade das propriedades. A partir das características destas propriedades, é avaliada a capacidade em termos de ductilidades disponíveis de cada secção para garantir o equilíbrio a um crescente incremento de curvaturas.

Consegue-se deste modo caracterizar completamente a função de distribuição de probabilidade da Resistência, F_R , que intervém na metodologia NSA para avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica de estruturas, presente na equação 6.60. Assim, à representação da exigência da acção sísmica explícita na figura 6.12 é acrescentada a capacidade estrutural (ao nível da secção de um elemento) de modo a que se consiga resolver o problema de avaliação estrutural, figura 6.15. Nesta representação identifica-se que as funções Resistência e de Vulnerabilidade são definidas em domínios diferentes, enquanto que a primeira é função de um parâmetro, S , caracterizador da capacidade do elemento em avaliação, no caso mais comum através de ductilidades em curvaturas, a

segunda é obtida para um conjunto de acelerações sísmicas crescentes. Face a esta discrepância, a resolução da equação fundamental da probabilidade, 6.52, de ruína de um elemento estrutural é conseguida apenas e só se Resistência e Exigência estiverem contidas no mesmo domínio ou parâmetro de resposta.

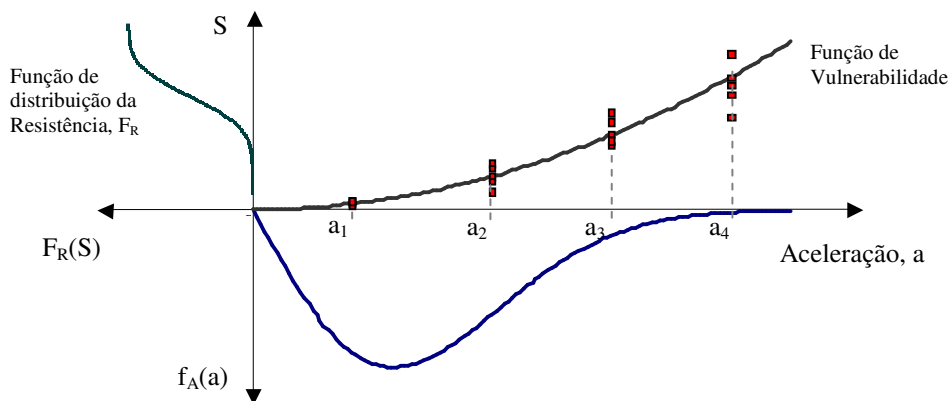


Figura 6.15 – Determinação da exigência estrutural.

Assim, o passo seguinte consistirá na caracterização dos efeitos da acção sísmica na secção estrutural em análise, avaliada em ductilidades exigidas em curvaturas.

3) Caracterização dos Efeitos da Acção Sísmica

Como se referiu, a necessidade de caracterizar os efeitos da acção sísmica advém da necessidade de enquadrar as funções de distribuição da Resistência e da Exigência em igual grandeza, no caso, ductilidades em curvaturas. Deste modo, a função de vulnerabilidade, que traduz as exigências estruturais da acção sísmica, terá forçosamente de ser representada em função da grandeza que mede o efeito da acção – ductilidades.

Seguidamente descreve-se o procedimento numérico adoptado que permite efectuar a transferência da função de vulnerabilidade de um domínio em acelerações para um domínio em ductilidades, figura 6.16:

- O primeiro passo na definição da distribuição estatística dos efeitos da acção passa pela divisão do domínio de acelerações, em que se encontra estabelecida a função de distribuição densidade de probabilidade da acção sísmica, $f_A(a)$, em intervalos de aceleração, d_{ag} .

- Determina-se cada parcela de área da função de distribuição densidade de probabilidade da acção sísmica, A_i , correspondente ao intervalo de aceleração, d_{agi} .
- Por fim, calcula-se o valor da função de vulnerabilidade para o centróide de cada incremento d_{agi} , e transforma-se este no valor da função densidade de probabilidade dos efeitos da acção sísmica, $f_S(s)$, para o centróide do correspondente incremento da grandeza S , ds . A transformação é efectuada de modo que se garanta uma igualdade das áreas A_i e A_j .

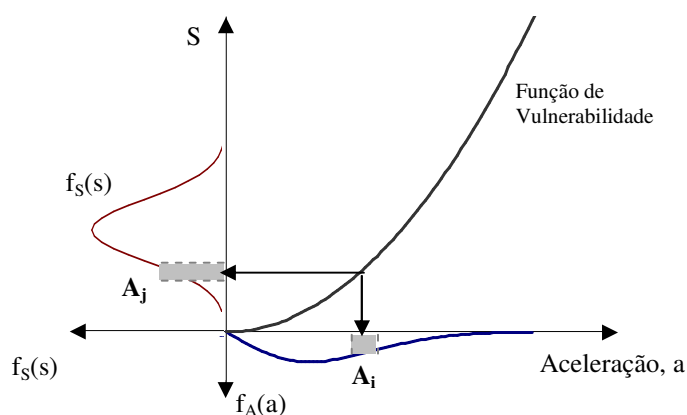


Figura 6.16 – Procedimento de transformação da exigência da acção para os efeitos da acção.

4) Cálculo da Probabilidade de Ruína

Após o procedimento numérico de transformação da exigência estrutural em efeitos da acção sísmica, através de uma correspondência de áreas, fica completamente definida a função densidade de probabilidade dos efeitos da acção sísmica, $f_S(s)$, assim como esta e a função que caracteriza a resistência, $F_R(s)$, se encontram no mesmo domínio de representação, S .

Resta, portanto, para finalizar a metodologia probabilística de avaliação da segurança estrutural – NSA – determinar o valor da probabilidade de ruína do elemento estrutural em análise. Este último passo é conseguido a partir da resolução do integral de convolução da Resistência e dos Efeitos da Acção, traduzido pela equação 6.52. A convolução da Resistência (R) com os Efeitos da Acção (S) é identificada na figura 6.17.

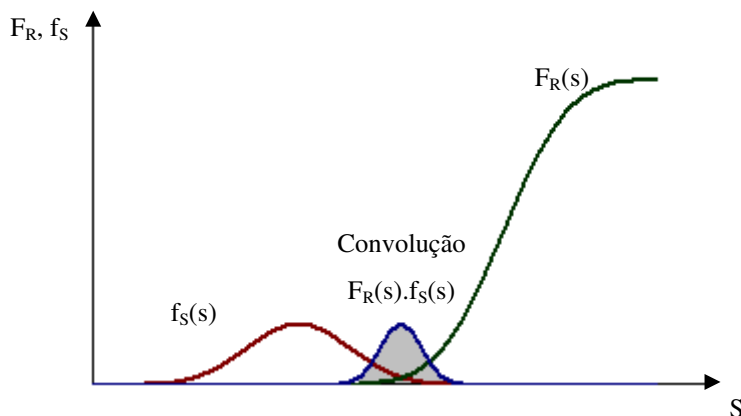


Figura 6.17 – Convolução de R e S para cálculo da probabilidade de ruína.

6.5.3.2 Metodologia probabilística de avaliação da segurança sísmica de edifícios baseada em curvas de fragilidade – Incerteza Global

A segunda metodologia probabilística a ser introduzida neste trabalho consiste num procedimento de avaliação da segurança sísmica que é baseado em curvas de fragilidade, introduzida por Pinto, P.E. *et al.* (2001 e 2004).

Esta técnica apresenta-se como alternativa à metodologia NSA baseada em funções de vulnerabilidade, onde a incerteza da acção sísmica, inerente à selecção de acelerogramas é diluída em parte aquando do ajuste aos valores de referência (por exemplo, aos valores médios) das respostas estruturais por funções polinomiais que representam as funções de vulnerabilidade. Esta lacuna intrínseca à variabilidade da resposta estrutural a um conjunto de acções sísmicas pode ser determinante na obtenção de valores de probabilidade de ruína de cada elemento estrutural, conduzindo a situações que poderão subestimar o estado de segurança do elemento em avaliação.

É neste contexto que se apresenta um procedimento que transporta a incerteza para um nível global onde para além de advir das propriedades dos materiais tal como é admitida na metodologia NSA, surge igualmente associada às respostas dos elementos ao longo de todas as intensidades da acção sísmica.

A base em que assenta esta metodologia passa pela definição de curvas de fragilidade do elemento em avaliação. Estas curvas contêm a informação quanto à probabilidade de ocorrência de um específico estado limite para diferentes níveis de intensidade sísmica, que quando conjugadas com a distribuição da acção permitem definir o valor da probabilidade de ruína designada por – probabilidade Global. Cada ponto da curva de

fragilidade representa a probabilidade de ocorrência do estado limite em análise para um determinado nível de intensidade do evento sísmico.

Esta representação não é possível de ser definida a partir da metodologia NSA, contudo a sua obtenção é conseguida com base em princípios de cálculo da probabilidade estabelecidos nessa técnica de avaliação da segurança sísmica.

Encontrando-se a intensidade sísmica definida em acelerações de pico, como assumido anteriormente, é possível obter a função densidade de probabilidade da resposta estrutural, $f_{S,a_i}(s)$, definida de acordo com uma qualquer quantidade (por exemplo ductilidades em curvaturas), em correspondência com um nível de intensidade sísmica, a_i , isoladamente. Para isso, será necessário efectuar um conjunto de análises utilizando-se vários acelerogramas escalados para uma intensidade de pico a_i . Consequentemente é calculada a probabilidade de ruína, a partir da resolução numérica da equação 4.40 adaptada ao caso de uma só intensidade sísmica, equação 6.62.

$$P_{f,a_i} = P(S, a_i > R) = \int_0^{+\infty} F_R(x) \cdot f_{S,a_i}(x) \cdot dx \quad (6.62)$$

A probabilidade de ruína condicionada ao valor de intensidade sísmica a_i e determinada pela equação 6.62 representa o valor da ordenada da curva de fragilidade, à qual se associa a abscissa a_i , tal como indicado na figura 6.18.

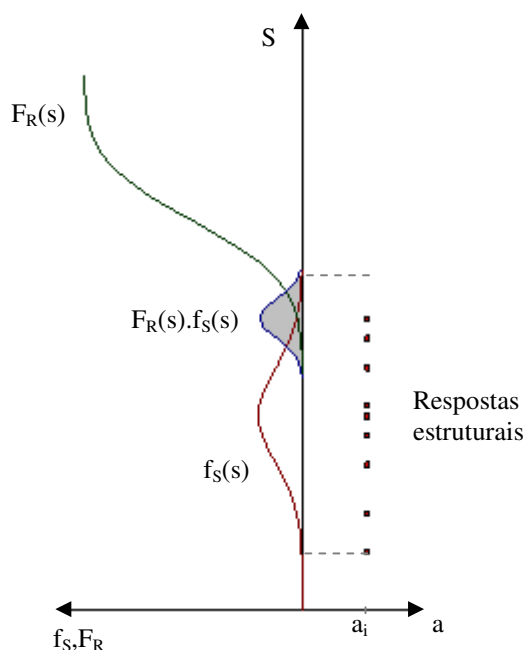


Figura 6.18 – Resposta estrutural para um nível de intensidade sísmica, a_i .

Note-se que a função que caracteriza a resistência do elemento estrutural, $F_R(s)$, é definida de acordo com o procedimento identificado para a metodologia NSA.

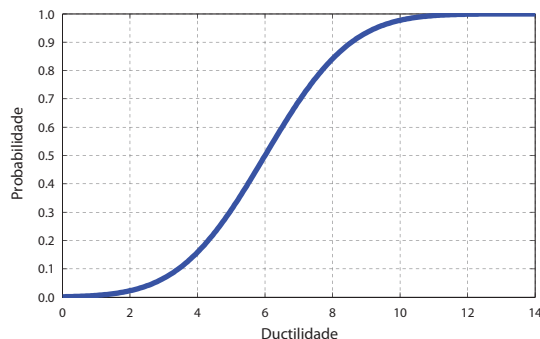


Figura 6.19 – Curva de fragilidade.

Este procedimento é repetido para um conjunto de intensidades sísmicas, a_i , sendo definida ponto a ponto a curva de fragilidade do elemento estrutural em avaliação, figura 6.19. A probabilidade de ruína global, P_{f_G} , que corresponde ao resultado final pretendido, é obtida a partir da equação 6.63.

$$P_{f_G} = \int_0^{+\infty} P_f(a_i) \cdot |dH(a_i)| \quad (6.63)$$

Nesta equação, a_i é a intensidade sísmica seleccionada; $P_f(a_i)$ corresponde à probabilidade de ruína associada a um nível de intensidade a_i , isto é, a curva de fragilidade; e $H(a_i)$ é a designada função de Hazard que caracteriza a actividade sísmica do local onde se insere a estrutura em análise, para um determinado intervalo de tempo, T_{ref} . A função de Hazard é por sua vez expressa de acordo com a expressão 6.64, representando a probabilidade do nível de aceleração sísmica, a , ultrapassar um nível de aceleração a_i .

$$H(a_i) = P(a > a_i \mid n \text{ anos}) \quad (6.64)$$

Usualmente considera-se um período de referência anual, $T_{ref} = 1$ ano. Nesta situação, a função de Hazard corresponde à probabilidade anual de a exceder a_i , que é também reconhecida como o inverso do período de retorno.

Por definição, a função de Hazard no campo da engenharia sísmica relaciona-se com a função de densidade de probabilidade acumulada da acção sísmica, $F(a)$, de acordo com a equação 6.65. Consequentemente é possível reescrever a probabilidade de ruína Global,

equação 6.63, resultando esta como função da curva de fragilidade; $P_f(a_i)$, e da função densidade de probabilidade da acção sísmica, $f(a_i)$, equação 6.66.

$$H(a) = 1 - F(a) \quad (6.65)$$

$$P_{f_g} = \int_0^{+\infty} P_f(a_i) \cdot |f(a_i)| \cdot da \quad (6.66)$$

Ficou evidente na apresentação desta metodologia de avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica de estruturas a importância que a incerteza inerente à utilização de diversos eventos sísmicos representa para a determinação do valor final da probabilidade de ruína. A esta incerteza designa-se por incerteza global, conduzindo a uma probabilidade de ruína global, P_{f_g} , que será em geral superior à probabilidade de ruína obtida pela metodologia NSA, cuja incerteza é desprezada quando se procede ao ajuste dos valores médios da resposta estrutural por uma função de vulnerabilidade.

6.5.3.3 Metodologia probabilística de avaliação da segurança sísmica de edifícios baseada em técnicas de simulação – Hipercubo Latino

O último procedimento a ser proposto enquanto análise probabilística de avaliação da segurança sísmica de edifícios apoia-se numa técnica de simulação, especificamente o método do Hipercubo Latino (HCL).

Com esta metodologia de avaliação pretende-se definir uma amostra representativa do problema da segurança estrutural a partir de uma selecção aleatória das variáveis intervenientes no processo (Delgado, J.M., 2002). Depreende-se portanto que o objectivo fundamental deste procedimento passa pela redução da dependência do método à acção sísmica, nomeadamente ao número de eventos e intensidades, tal como registado nos dois anteriores métodos: baseado em funções de vulnerabilidade e baseado em curvas de fragilidade, mantendo a mesma representatividade e procurando uma melhor caracterização da variabilidade material.

Este método faz uso de algumas simplificações próprias das técnicas semi-probabilísticas já abordadas neste capítulo, para avaliar a segurança estrutural a determinado estado limite

por intermédio de uma Margem de Segurança implícita aos critérios de dimensionamento regulamentares.

A aplicação do método do Hipercubo Latino, secção 6.3, pressupõe a identificação do conjunto de variáveis aleatórias intervenientes. Cada uma destas variáveis individualizada terá associada uma distribuição Normal associada, sendo estratificada em n valores no intervalo entre 0 e 1 transformáveis em valores do conjunto de todas as variáveis intervenientes.

A base desta metodologia assenta nos pressupostos da conjugação entre Resistência (R) e Exigência estrutural (S) indicados inicialmente por Ferry Borges, J. & Castanheta, M. (1972), e já abordados neste capítulo na secção 6.5.2 referente à determinação da Margem de Segurança estrutural. Serão efectuadas deste modo um conjunto de n simulações de variáveis caracterizadoras da capacidade estrutural e da exigência sísmica, avaliando-se a resposta estrutural ao nível de cada elemento. De acordo com o referido em 6.5.2, obtém-se o parâmetro probabilidade de ruína associada a cada elemento estrutural avaliando as situações em que a Resistência (R) é inferior à exigência estrutural (S), através da equação 6.58 quando a função diferença é Gausseana.

Nesta técnica a correcta caracterização da distribuição estatística correspondente à diferença entre R e S consiste num passo primordial em todo o procedimento, que pode conduzir a falsas probabilidades de ruína e consequentemente a diferentes interpretações quanto à segurança estrutural. Deste modo, o adequado ajuste da distribuição dos pontos da Margem de Segurança estrutural é aferido através de um conjunto de testes estatísticos gráficos e numéricos já apresentados na secção 6.4, de que as representações gráficas de probabilidades em quantis (QQ plot) ou em percentagens (PP plot) e os Testes de Hipóteses são exemplos.

1) Variáveis Intervenientes

A avaliação da segurança através desta metodologia baseada em técnicas de simulação compreende n pontos de desempenho estrutural, onde em cada um desses passos é avaliada a Margem de Segurança da estrutura em análise. Deste modo é necessário caracterizar as variáveis globais intervenientes, nomeadamente a Resistência (R) e a Exigência da acção sísmica (S).

Os parâmetros que influenciam a variável global Resistência e a sua definição (valores médios, coeficiente de variação e distribuição estatística) encontram-se descritos na metodologia NSA, secção 6.5.3.1. De acordo com o referido é seleccionada aleatoriamente uma amostra de n elementos, pelo método do Hipercubo Latino, correspondentes às propriedades dos materiais aço e betão. Avalia-se deste modo a capacidade estrutural através de um conjunto de n valores de ductilidade disponível em cada secção estrutural.

Relativamente à variável Exigência da acção (S) a sua definição passa inicialmente pela caracterização estatística e estratificação da acção sísmica e respectiva intensidade. Assim, a função caracterizadora da acção sísmica, a função densidade de probabilidade (traduzida por uma distribuição de Gumbel, secção 6.5.3.1), é estratificada em n intervalos e seleccionada para intervir no processo de selecção. Conjuntamente intervém a variável evento sísmico, onde cada um dos eventos apresenta igual probabilidade (distribuição Uniforme) de ser seleccionado. Deste modo, são simulados os n par de valores associados à intensidade e evento sísmico que serão aplicados à estrutura em avaliação, identificando-se consequentemente as ductilidades exigidas.

2) Formulação Geral do Método

A presente proposta de metodologia de avaliação probabilística de estruturas sujeitas à acção sísmica segue os fundamentos explanados na secção 6.5.2 para avaliação da segurança de estruturas a um estado limite predefinido. Esta técnica procura definir a distribuição estatística correspondente à margem de segurança estrutural, conjugando a resposta estrutural com a capacidade, isto é, a diferença entre Resistência (R) e Exigência (S). Será portanto definida a fronteira de segurança estrutural como correspondente ao conjunto de pontos em que a Resistência iguala a Exigência, sendo a probabilidade de ruína calculada como a probabilidade de ocorrência da região de colapso, equações 6.67 e 6.68.

$$R = S \quad (6.67)$$

$$P_f = P(R < S) \quad (6.68)$$

A inovação presente neste procedimento passa pela introdução de uma técnica de simulação estatística, no caso o método do Hipercubo Latino (HCL) que foi introduzido neste trabalho na secção 6.3. Por conseguinte, a estratégia a adoptar passa pela selecção inicial dos parâmetros que influenciam as variáveis globais R e S , e como tal condicionam a definição do valor da probabilidade de ruína. Estes parâmetros foram já enunciados, caracterizados e balizados anteriormente, definindo-se, nomeadamente para o caso da variável global Resistência, os seus valores médios, coeficientes de variação e distribuições estatísticas.

Uma vez explicitados os parâmetros intervenientes no processo é efectuada a simulação de uma amostra contendo n elementos e m variáveis, através do método HCL. A dimensão amostral, n , e o número de parâmetros, m , serão dados do problema a introduzir pelo utilizador, mediante o conhecimento do comportamento do problema e da representatividade da amostra ou efectuando-se uma análise de sensibilidade da sua influência. Resultará deste modo uma matriz de simulação definida por n linhas e m colunas. Cada linha corresponderá a uma análise estrutural, onde intervêm as propriedades materiais que definem a capacidade de cada elemento ou secção do edifício, assim como as características da acção sísmica – evento sísmico e correspondente intensidade.

O passo seguinte consistirá na caracterização da capacidade estrutural de cada secção para as propriedades simuladas dos materiais aço e betão, de acordo com a técnica de imposição de curvaturas descrita em 6.5.3.1 (*Caracterização da Capacidade Estrutural*). Obtém-se consequentemente um parâmetro da Resistência estrutural, no caso uma ductilidade disponível avaliada em curvaturas, figura 6.20.

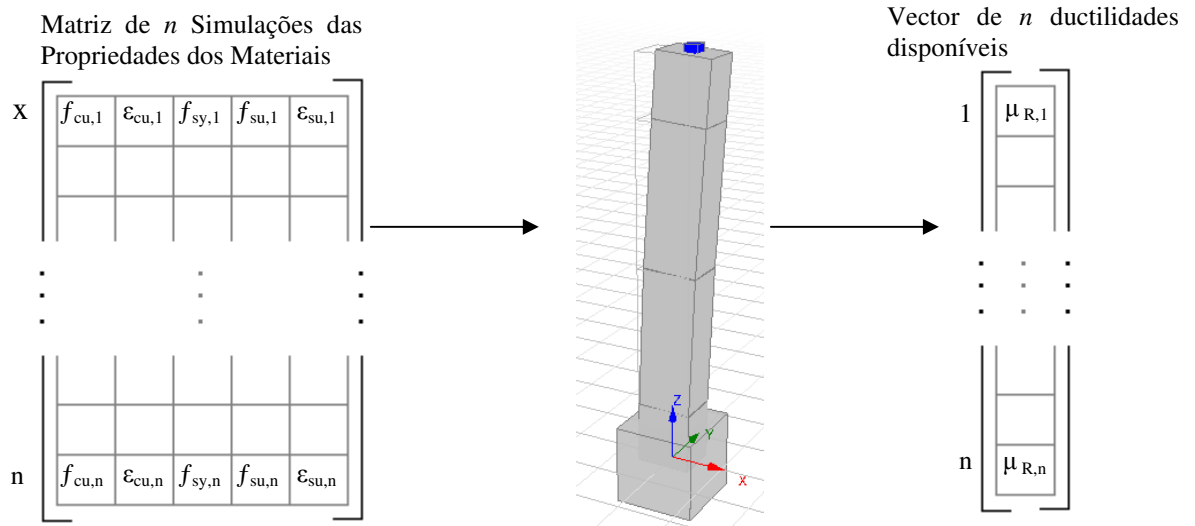


Figura 6.20 – Procedimento para definição da capacidade estrutural de um elemento.

Uma vez identificada a capacidade estrutural de cada secção, correspondente às propriedades materiais previamente simuladas para uma dimensão n , segue-lhe a fase de obtenção da resposta estrutural. Esta derradeira etapa é avaliada a partir de algoritmos de análise não linear (estáticos e dinâmicos), admitindo-se uma definição da estrutura resultante dos n valores obtidos na amostra para as variáveis que a influenciam, sujeita à acção sísmica estratificada em igual número, sendo simulada a acção e a intensidade.

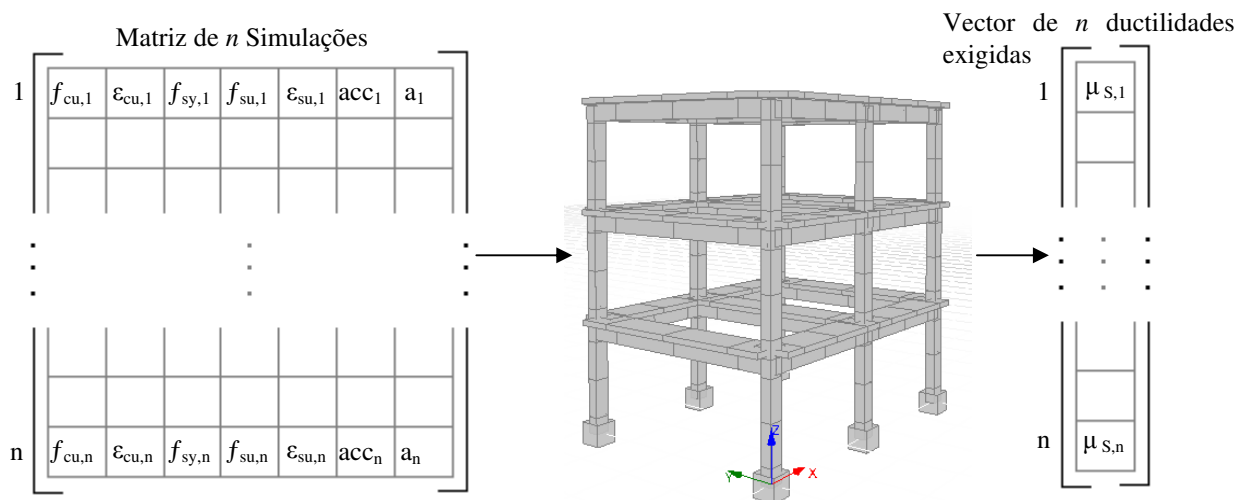


Figura 6.21 – Procedimento para definição da exigência/resposta estrutural por cada elemento.

A figura 6.21 representa esquematicamente o procedimento correspondente à definição da resposta estrutural de um edifício. Nele intervêm um conjunto de parâmetros de entrada, previamente simulados, constituídos por propriedades dos materiais intrínsecas a cada uma das secções estruturais e pela caracterização da acção sísmica – evento (acc), e intensidade

sísmica (a). Consequentemente é aplicado um número de análises não lineares à estrutura em avaliação, em correspondência com o número de simulações do problema.

O resultado da exigência estrutural é definido para cada secção e análise através de um parâmetro caracterizador dessa imposição, mormente, ductilidades exigidas e definidas a partir das curvaturas instaladas nos elementos.

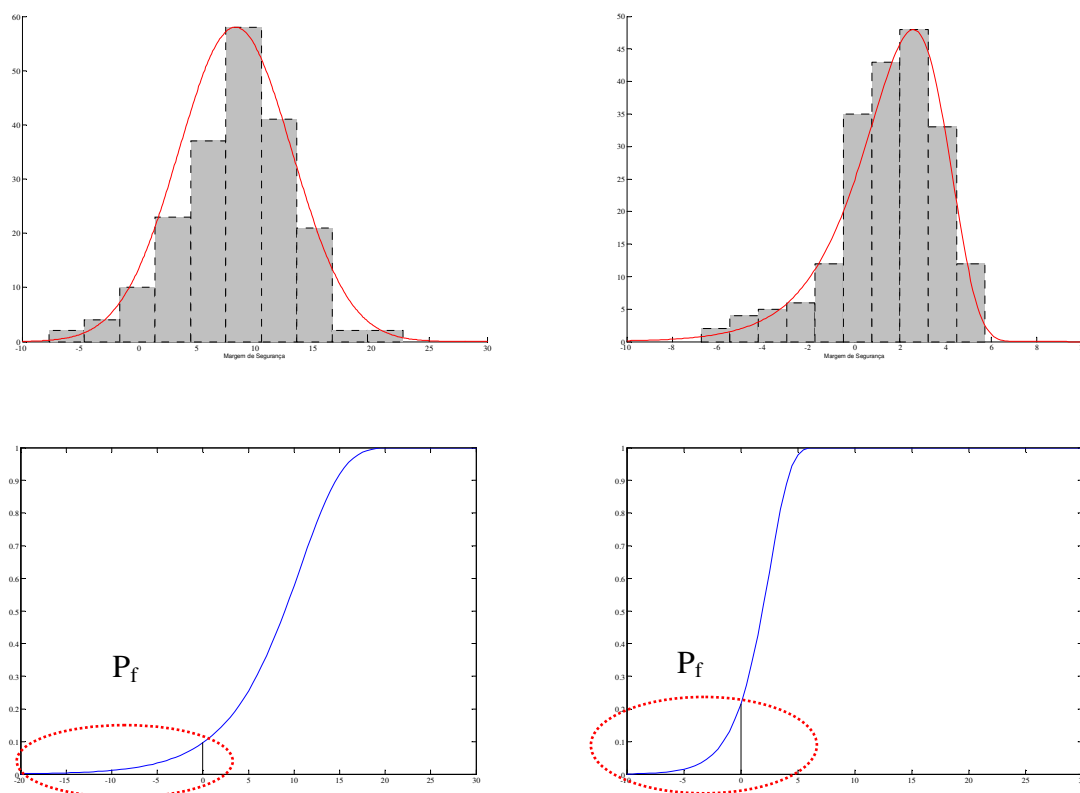
A fase final do método proposto culmina com o cálculo da margem de segurança, estrutural ou seja, a diferença entre a Resistência e a Exigência estrutural, identificada elemento a elemento para as n análises efectuadas. Ao conjunto de pontos que traduzem a margem de segurança estrutural é ajustada uma distribuição estatística, que permitirá determinar o valor de probabilidade de ruína correspondente ao estado limite em que $R=S$.

Atinge-se aqui a etapa crítica da metodologia, em que é exigida uma adequada definição da distribuição estatística de ajuste aos pontos de margem de segurança. Tendo em vista esta situação foi incluído um estudo estatístico capaz de conferir a adaptabilidade de uma distribuição estatística. Este estudo é apresentado na forma numérica através de Testes de Hipóteses ou na forma gráfica, utilizando representações de probabilidades em quantis (QQ plot) ou em percentagens (PP plot). Em virtude do carácter de cada variável interveniente no processo, avaliam-se as distribuições de Extremos e Normal.

A validação de uma distribuição estatística é efectuada através de Testes de Hipóteses, que no caso de ser admissível a representatividade através de diferentes leis utiliza-se uma via gráfica para avaliar aquela que apresenta melhor performance. Esta via é efectuada através de gráficos PP, onde se representa a probabilidade acumulada em percentagem que seria de esperar se fosse essa a distribuição, em função da probabilidade acumulada dos erros, ou gráficos QQ, que representam o quantil de probabilidade esperado para essa distribuição em função dos resíduos. Nestas representações, em particular quando utilizados gráficos PP, identifica-se a qualidade do ajuste através do parâmetro de regressão r^2 . A distribuição que apresente um valor de r^2 mais próximo da unidade será aquela com melhor capacidade de descrever a variável margem de segurança estrutural desse elemento ou secção.

A derradeira etapa consiste no cálculo da probabilidade de ruína associada ao elemento estrutural em avaliação, avaliada para a região dos pontos em que $R < S$. A definição analítica desta probabilidade de ruína consiste em obter a ordenada da função de

distribuição acumulada que caracteriza a variável margem de segurança, no ponto correspondente ao estado limite do problema, $R=S$, figuras 6.22.



Figuras 6.22 – Ajuste aos valores de margem de segurança através de distribuições Normal e de Gumbel, a duas secções de um edifício, e definição da probabilidade de ruína.

6.6 APLICAÇÃO DE METODOLOGIAS PROBABILÍSTICAS DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS A SISTEMAS ESTRUTURAIS

Identificaram-se na secção anterior três metodologias probabilísticas de avaliação da segurança sísmica de estruturas, que no presente trabalho serão aplicadas a edifícios. As três apesar de conceptualmente distintas e de diversificados graus de complexidade, apresentam em comum o indicador em avaliação – uma probabilidade de ruína – direccionado para um elemento ou secção estrutural apenas.

Esta constatação conduz ao estudo e sugestão de um procedimento capaz de, a partir dos valores da probabilidade de ruína individualizada ao nível dos elementos estruturais de um edifício aferir quanto à segurança, referida como global, do edifício no seu todo.

Por conseguinte, nesta secção abordar-se-ão as particularidades da segurança sísmica de edifícios, nomeadamente o problema da formação dos mecanismos de colapso, propondo-se estratégias para determinar ou balizar a probabilidade de ruína de um edifício.

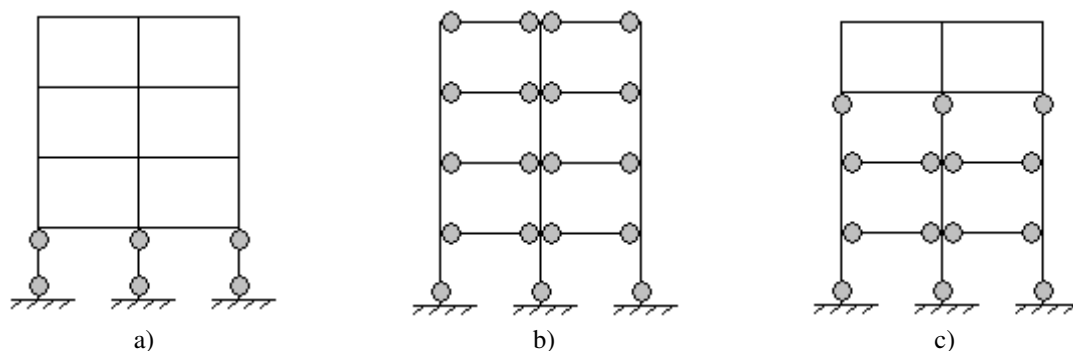
6.6.1 Vulnerabilidade sísmica de edifícios – mecanismos de rotura

O caso específico da avaliação da segurança sísmica de edifícios reveste-se de particular interesse na comunidade científica não só por estas estruturas dominarem o tecido urbano de qualquer sociedade, e como tal serem responsáveis pelo aumento dos custos humanos e materiais associados a estes fenómenos naturais, mas também pela dificuldade de prever o seu comportamento.

Ao contrário do que se passa nas pontes, a ruína de edifícios não é atingida apenas quando um dos seus membros estruturais atinge o colapso por flexão ou corte, mas sim quando um mecanismo mais geral se forma causando a perda do equilíbrio global do edifício (Ibrahim, Y., 1991, Moses, F., 1983). Depreende-se assim que devido à multiplicidade de hipóteses de formação de mecanismos admissíveis, uma das principais preocupações nestes estudos será a identificação dos mecanismos relevantes.

No caso de edifícios sujeitos à actuação da acção sísmica, os seus mecanismos de colapso correspondem frequentemente à combinação dos membros estruturais que atingiram o patamar de cedência. Estas regiões, onde se identifica uma maior progressão da não linearidade dos elementos passam principalmente pelas suas extremidades. Regulamentarmente (CEN, 2004) encontra-se a separação entre elementos ou mecanismos dúcteis – pilares, vigas ou paredes sujeitos a esforços de flexão, com ou sem esforço axial – e frágeis – mecanismos de esforço transversal de vigas, pilares, paredes e nó. Tipicamente os mecanismos de colapso de edifícios sujeitos à acção sísmica podem ser do tipo *column sway* ou *beam sway*, no entanto apesar de menos evidentes podem também ser encontrados mecanismos do tipo *multi-storey column sway*, figuras 6.23.

Realça-se portanto a importância que a verificação dos mecanismos de colapso de um edifício submetido à acção sísmica adquire no estudo da avaliação probabilística. Assim, é necessário adoptar uma estratégia capaz de identificar o mecanismo de ruína mais provável e relevante de ocorrer.



Figuras 6.23 – Mecanismos de colapso em edifícios típicos da acção sísmica – a) *Soft-storey*; b) *Beam Sway*; c) *Multi-storey Column Sway*.

Neste estudo as secções estruturais correspondentes ao mecanismo de colapso, de cada edifício em avaliação, serão determinadas de acordo com a formação de regiões de plastificação (rótulas plásticas), a partir de análises *pushover* não lineares estáticas, para um perfil de carregamento uniforme e em ambas as direcções de aplicação. O mecanismo de colapso corresponderá ao ponto onde o equilíbrio estrutural deixa de ser garantido, verificando-se por conseguinte a perda de rigidez dos elementos plastificados, e vindo a matriz de rigidez do edifício singular. Será portanto para este ponto de performance que se reunirão todas as secções que iniciaram previamente o comportamento não linear de cedência, definindo-se dois mecanismos em correspondência com as duas direcções de aplicação do perfil de carregamento.

Uma vez estabelecidas as secções estruturais que contribuem para a formação do mecanismo de colapso do edifício, torna-se premente o cálculo da probabilidade de ruína associada a esse mecanismo de ruína. Esse indicador é estimado a partir de balizas ou fronteiras fixadas como função do comportamento de primeira ou segunda ordem do sistema estrutural.

6.6.2 Limites de probabilidade de ruína em sistemas estruturais

6.6.2.1 Introdução

As metodologias probabilísticas de avaliação da segurança sísmica de edifícios já identificadas permitem o cálculo da probabilidade de ruína assumindo que o colapso corresponde à falência de um elemento estrutural singular. Contudo, como foi referido esta

não é a visão correcta do problema tornando-se obrigatória a análise do comportamento global da estrutura e a identificação dos seus mecanismos de rotura, associados a um estado limite predefinido.

A avaliação global de uma estrutura, cuja ruína se deva à combinação das roturas dos seus elementos, envolve dois passos fundamentais:

- 1) A identificação das secções estruturais caracterizadoras dos mecanismos de colapso da estrutura e determinação das probabilidades de ruína de cada secção;
- 2) A combinação das probabilidades de ruína dos elementos plastificados de modo a avaliar a fiabilidade da estrutura.

O modo de combinação das probabilidades dos elementos que formam o mecanismo é dependente da classificação dos sistemas estruturais. De acordo com os critérios de fiabilidade estes sistemas podem estar agrupados em sistemas em série, sistemas em paralelo ou sistemas mistos.

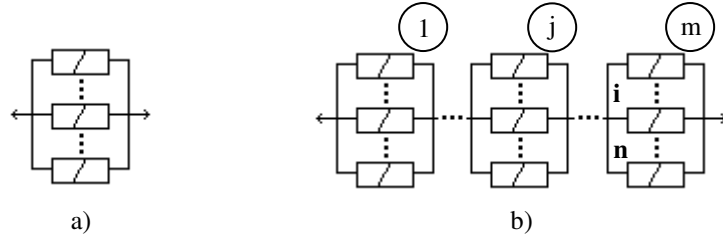
Um mecanismo onde todos os elementos que o definem atingem um determinado estado limite classifica-se como sistema paralelo, figuras 6.24a. Nestes sistemas, a ruína de um elemento estrutural não conduz necessariamente à ruína da estrutura. Para esta tipificação a probabilidade de ruína, P_{f_j} , pode ser definida para o mecanismo j de acordo com 6.69.

$$P_{f_j} = P\left(\bigcap_{i=1}^n f_i\right) \quad (6.69)$$

Na expressão 6.69 a probabilidade do mecanismo j , do sistema paralelo resulta da intersecção de cada acontecimento f_i do estado limite do elemento i , do mecanismo formado por n elementos do mecanismo.

Apesar do sistema estrutural entrar em falência para diferentes mecanismos, a ruína global da estrutura é definida quando um dos mecanismos ocorre. Deste modo, a combinação de todos os mecanismos m corresponde a um sistema em série, figuras 6.24b, e quando ocorre a rotura de um elemento estrutural, o sistema entra em colapso. A probabilidade de ruína global, P_f , é definida pela reunião dos acontecimentos f_j associados ao estado limite j , expressão 6.70.

$$P_f = P\left(\bigcup_{j=1}^m f_j\right) \quad (6.70)$$



Figuras 6.24 – a) mecanismo na forma de sistema paralelo; b) combinação de diferentes mecanismos na forma de sistemas em série.

A solução analítica das equações 6.69 e 6.70, correspondentes às probabilidades de ruína da intersecção ou reunião de acontecimentos, não é fácil de obter, devendo recorrer-se às propriedades das probabilidades.

Admita-se dois acontecimentos não independentes da ruína da estrutura, designados por f_1 e f_2 , vindo a probabilidade de ambos os acontecimentos ocorrerem definida pela probabilidade condicionada, representada na expressão 6.71. Onde a probabilidade condicionada de dois acontecimentos representa a existência de correlação entre ambos.

$$P_f = P(f_1 \cap f_2) = P_{f_1} \cdot P(f_2 | f_1) = P_{f_2} \cdot P(f_1 | f_2) \quad (6.71)$$

Generalizando para a ocorrência de n múltiplos acontecimentos de ruína não independentes resulta a expressão 6.72.

$$P_f = P\left(\bigcap_{i=1}^n f_i\right) = P_{f_1} \cdot P(f_2 | f_1) \cdot P(f_3 | f_1 \cap f_2) \cdot \dots \cdot P\left(f_n | \bigcap_{i=1}^{n-1} f_i\right) \quad (6.72)$$

Utilizando o princípio da Inclusão-Exclusão, estabelecido em 6.73, e a inequação de Boole, em 6.74 (Quek e Ang Quek, S.-T. & Ang, A.H.S., 1990), resulta a expressão 6.75.

$$\left|\bigcup_{i=1}^n f_i\right| = \sum_{i=1}^n |f_i| - \sum_{i,j:1 \leq i < j \leq n} |f_i \cap f_j| + \sum_{i,j,k:1 \leq i < j < k \leq n} |f_i \cap f_j \cap f_k| - \dots + (-1)^{n-1} \cdot |f_1 \cap \dots \cap f_n| \quad (6.73)$$

$$P\left(\bigcup_{i=1}^n f_i\right) \leq \sum_{i=1}^n P(f_i) \quad (6.74)$$

$$P_f = P\left(\bigcap_{i=1}^n f_i\right) = \sum_{i=1}^n P_{f_i} - \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j>i}^n P(f_i \cup f_j) + \sum_{i=1}^{n-2} \sum_{j>i}^{n-1} \sum_{k>j}^n P(f_i \cup f_j \cup f_k) - \dots \quad (6.75)$$

Para o caso de múltiplos acontecimentos de ruína mas independentes entre si, a intersecção desses eventos pode ser simplificada segundo 6.76. Enquanto que para o caso de múltiplos acontecimentos de ruína não independentes a probabilidade da reunião de eventos, recorrendo ao princípio de Inclusão-Exclusão, é definida por 6.77.

$$P_f = P\left(\bigcap_{i=1}^n f_i\right) = P(f_1 \cap \dots \cap f_n) = \prod_{i=1}^n P_{f_i} \quad (6.76)$$

$$P_f = P\left(\bigcup_{j=1}^n f_j\right) = \sum_{k=1}^r (-1)^{k+1} \cdot S_k \quad (6.77)$$

Quando se utiliza um número de termos, r , para o cálculo da probabilidade da reunião dos acontecimentos de ruína, P_f , igual ao número total de eventos n , resulta a solução exacta da equação 6.77. O termo S_k é definido de acordo com 6.78.

$$S_k = \sum_{i_1=1; i_2 \leq i_1; \dots; i_{k-1} < i_k}^n P(f_{i_1} \cap f_{i_2} \cap \dots \cap f_{i_{k-1}} \cap f_{i_k}) \quad (6.78)$$

As equações 6.72, 6.75 e 6.77, apesar de sugeridas como capazes de resolver o problema da definição da probabilidade associada à reunião de acontecimentos de ruína não independentes, apresentam de igual modo problemas inerentes à sua aplicação.

A equação 6.72, por exemplo, implica o conhecimento prévio da correlação entre os diversos acontecimentos, o que nos problemas de Engenharia Estrutural não é possível de ser definida ou é de difícil previsão.

A equação 6.75 torna-se apenas viável para um número de acontecimentos de ruína n reduzidos, sendo pouco prática com o aumento destes, em virtude do elevado número de

termos envolvidos. Simultaneamente, esta é extremamente dependente da precisão da definição da probabilidade da reunião dos acontecimentos. Para o caso da equação 6.77, a sua complexidade aumenta quando o termo r é superior a 2.

Depreende-se portanto que para o caso da avaliação probabilística da segurança estrutural se torna importante a definição de critérios simplificados, capazes de limitar superior e inferiormente o valor da probabilidade de ruína entre valores plausíveis, em concordância com a dependência ou independência dos acontecimentos e como função do sistema estrutural. Deste modo, são sugeridos métodos que estabelecem fronteiras para o valor da probabilidade de ruína da estrutura em análise, para o caso da intersecção ou reunião de acontecimentos.

Na secção seguinte estabelecem-se limites para o valor da probabilidade de ruína de acordo com o sistema estrutural e em função da correlação dos acontecimentos de ruína, presente em estudos de diferentes autores (Ang, A. & Amin, M., 1968, Ditlevsen, O., 1982, Thoft-Christensen, P. & Baker, M.J., 1982).

6.6.2.2 Expressões para o cálculo de valores limite da probabilidade de ruína de sistemas estruturais em série

Em sistemas estruturais em série admite-se ser suficiente ocorrer um mecanismo de colapso para se verificar o colapso da estrutura, ou seja, a rotura de um elemento qualquer provoca a ruína do sistema independentemente do seu comportamento ser dúctil ou frágil. De acordo com a correlação presente entre os acontecimentos de ruína podem ser estabelecidas fronteiras de probabilidade.

Para acontecimentos positivamente correlacionados, as delimitações de primeira ordem da probabilidade da reunião de acontecimentos são fixadas em 6.79 (Riha, D. & Manteufel, R., 2001. Estas fronteiras são conhecidas no domínio da engenharia estrutural por limites de Cornell (Cornell, C., 1967).

$$\max(P_{f_i}) \leq P\left(\bigcup_{i=1}^n f_i\right) \leq 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_{f_i}) \quad (6.79)$$

Ao limite inferior corresponde uma correlação total positiva entre acontecimentos, enquanto que ao limite superior está associada uma total independência. O limite superior

poderá ser simplificado caso a probabilidade de ruína de cada acontecimento seja reduzida, expressão 6.80.

$$1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_{f_i}) \approx \sum_{i=1}^n P_{f_i} \quad (6.80)$$

Para acontecimentos negativamente correlacionados os limites de primeira ordem para a reunião de acontecimentos são definidos na expressão 6.81.

$$\sum_{i=1}^n P_{f_i} - \prod_{i=1}^n P_{f_i} \leq P\left(\bigcup_{i=1}^n f_i\right) \leq \sum_{i=1}^n P_{f_i} \quad (6.81)$$

Nesta situação, o limite inferior corresponde a uma independência total de acontecimentos, enquanto que o limite superior está associado a uma correlação negativa entre os acontecimentos.

Quando o nível de conhecimento em relação à correlação entre acontecimentos é reduzido ou até mesmo desconhecido, que é a situação mais comum em problemas de segurança estrutural, os limites de probabilidade são estabelecidos tendo em conta as diversas possibilidades de correlação. Assim, a probabilidade vem limitada inferiormente pela situação de total correlação positiva e superiormente pela total correlação negativa, expressão 6.82.

$$\max(P_{f_i}) \leq P\left(\bigcup_{i=1}^n f_i\right) \leq \sum_{i=1}^n P_{f_i} \quad (6.82)$$

Nas diferentes expressões para o cálculo da probabilidade de ruína de um sistema em série, função da correlação entre acontecimentos, o intervalo entre os limites superior e inferior depende essencialmente do número de mecanismos de colapso do sistema e da grandeza relativa dos valores de probabilidade de ruína de cada acontecimento. A diferença entre os limites de probabilidade será mínima quando existir um acontecimento cuja probabilidade de ruína seja dominante face aos restantes, resultando semelhante à probabilidade de ruína do sistema estrutural.

Os limites de primeira ordem estabelecidos nas equações 6.79, 6.81 e 6.82 podem ser aperfeiçoados definindo-se fronteiras designadas por limites de segunda ordem. Estas não

são consideradas neste estudo devido à complexidade da sua definição, sendo necessário conhecer-se a correlação entre pares de acontecimentos de ruína e as probabilidades de ocorrência simultânea desses pares.

6.6.2.3 Expressões para o cálculo de valores limite da probabilidade de ruína de sistemas estruturais em paralelo

Para o caso de sistemas estruturais em paralelo, devido à capacidade que as estruturas têm para redistribuir esforços entre os diversos elementos, a falência de um elemento não significa sempre a ruína global do edifício. Assim, o modo de rotura da estrutura pressupõe a formação de um mecanismo onde exista a ruína de diversos elementos simultaneamente.

De modo análogo aos limites estabelecidos para sistemas estruturais em série, admitem-se fronteiras de primeira ordem para o valor da probabilidade de ruína de sistemas em paralelo, de acordo com a correlação existente entre elementos individualizados.

Para a situação de correlação positiva entre acontecimentos, as fronteiras de probabilidade vêm definidas pela expressão 6.83. Sendo o limite superior correspondente a uma correlação entre acontecimentos de ruína totalmente positiva, enquanto que a limitação inferior corresponde a acontecimentos totalmente independentes (Riha, D. & Manteufel, R., 2001).

$$\prod_{i=1}^n P_{f_i} \leq P\left(\bigcap_{i=1}^n f_i\right) \leq \min(P_{f_i}) \quad (6.83)$$

Para acontecimentos correlacionados negativamente a sua intersecção é definida pela expressão 6.84, limitada superiormente pela situação de acontecimentos totalmente independentes e inferiormente para o caso de total correlação negativa entre eventos (Riha, D. & Manteufel, R., 2001).

$$0 \leq P\left(\bigcap_{i=1}^n f_i\right) \leq \prod_{i=1}^n P_{f_i} \quad (6.84)$$

No caso de se desconhecer ou não existir correlação entre dois acontecimentos de ruína, os limites de probabilidade consideram as diferentes possibilidades de correlação, entre as

situações de correlação totalmente negativa (limite inferior) ou positiva (limite superior), expressão 6.85.

$$0 \leq P\left(\bigcap_{i=1}^n f_i\right) \leq \min(P_{f_i}) \quad (6.85)$$

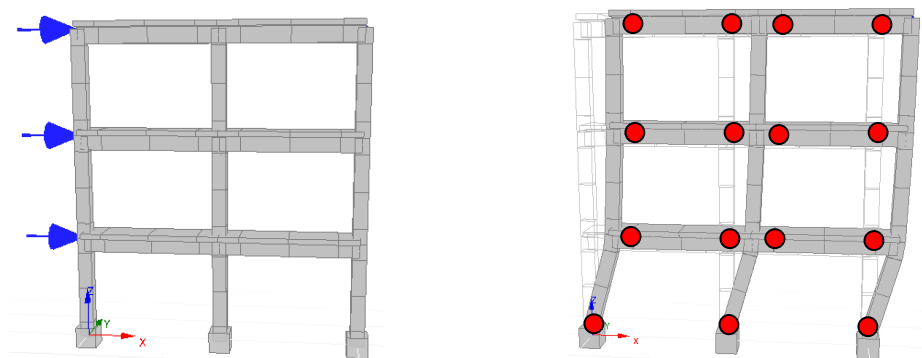
Limites de segunda ordem para o caso de sistemas estruturais em paralelo podem também ser encontrados em diversos estudos (Ditlevsen, O., 1982), no entanto não serão abordados neste trabalho.

6.6.3 Procedimento de cálculo dos limites de probabilidade de ruína em sistemas estruturais

Na secção 6.6 realçou-se a importância do cálculo da probabilidade de ruína representativa da avaliação da vulnerabilidade de estruturas de um modo global e não aplicada localmente, ao nível de cada elemento estrutural. Identificaram-se ainda limites de probabilidade de ruína que são função do tipo de sistema estrutural, se em série ou em paralelo, e do tipo de correlação dos acontecimentos de ruína. Finalmente será definido o procedimento de obtenção desses limites, a partir das metodologias de avaliação da segurança sísmica, de estruturas identificadas em 6.5.3.

As etapas adoptadas neste trabalho para obtenção dos limites de probabilidade de ruína dos sistemas estruturais encontram-se enunciadas seguidamente:

- 1) O primeiro passo consiste na caracterização dos mecanismos de colapso da estrutura que são mais prováveis de ocorrer, quando submetida a uma acção sísmica. Efectua-se uma análise não linear estática não adaptativa, utilizando um perfil de carregamento adequado (no presente trabalho aplica-se um carregamento uniforme), para os dois sentidos de análise. Quando atingido um número de regiões em regime de plastificação (ocorrido em geral nas extremidades das barras), tal que a estrutura não assegure o equilíbrio global encontra-se definido o mecanismo de colapso. Neste estudo admitem-se dois mecanismos, correspondentes a cada sentido de aplicação das forças.



Figuras 6.25 – Definição de mecanismo de colapso a partir de uma análise pushover com carregamento no sentido positivo.

- 2) Uma vez encontrados os mecanismos de ruína, recorre-se às metodologias de avaliação probabilística da segurança sísmica de estruturas, definidas em 6.5.3, utilizando análises não lineares estáticas e dinâmicas para avaliar o desempenho de cada elemento estrutural a uma acção sísmica específica.
- 3) Definem-se fronteiras para os valores de probabilidade de ruína dos sistemas estruturais em avaliação aplicando as expressões referidas em 6.6.2, para as situações de sistemas em série ou em paralelo e diferentes níveis de correlação entre acontecimentos de ruína.

CAPÍTULO 7

APLICAÇÕES DE METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA SEGURANÇA SÍSMICA A EDIFÍCIOS

7.1 INTRODUÇÃO

No capítulo anterior apresentaram-se os fundamentos e procedimentos inerentes ao problema da segurança estrutural, conduzindo à proposta de três métodos de avaliação da segurança sísmica numa vertente probabilística. Mencionou-se inicialmente uma metodologia designada por *Numerical Safety Assessment* (NSA) na sua formulação básica, de vasta e simples aplicação, mas onde não é acautelada a importância da dispersão da resposta estrutural. Em alternativa, e com a finalidade de suprir a lacuna em relação à introdução da variabilidade da acção sísmica presente na técnica NSA, indica-se uma metodologia baseada em curvas de fragilidade (Frag). A terceira metodologia proposta faz uso de uma técnica de simulação – Método do Hipercubo Latino – para avaliar a variabilidade e influência das variáveis do problema da segurança estrutural na resposta das estruturas.

Consequentemente será avaliado o comportamento e respectiva segurança estrutural de um conjunto de edifícios, sujeitos a uma acção sísmica associada a uma região. Serão utilizadas análises não lineares para obter a resposta das estruturas e, posteriormente se efectuar a aplicação das metodologias de avaliação probabilística, referidas anteriormente.

Introduz-se uma nova proposta de análise, admitindo-se análises não lineares estáticas, onde será avaliada a conjugação das suas vantagens (entre outras a simplicidade) em simultâneo com as três metodologia probabilísticas já mencionadas, com a finalidade de

avaliar a segurança sísmica de estruturas. Na procura do mesmo objectivo, utiliza-se igualmente análises não lineares dinâmicas, mais comumente usadas nestes contextos.

O presente capítulo encontra-se estruturado de modo a que se expõe inicialmente as considerações gerais, relativamente às análises não lineares de verificação da resposta estrutural, indicando-se os aspectos fundamentais admitidos neste estudo. Refere-se ainda as características dominantes das estruturas em avaliação e da acção sísmica envolvida. A exposição dos resultados está organizada em função das três metodologias de avaliação probabilística adoptadas neste estudo.

7.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na presente secção serão apresentados os aspectos principais que permitirão conduzir a apresentação do caso de estudo de aplicação das metodologias de avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios.

Indica-se o conjunto de estruturas admitidas na avaliação e sua descrição, os tipos de análise consideradas e o modo de distribuição da não linearidade pelos elementos, descreve-se ainda a acção sísmica introduzida nas análises não lineares e definem-se quais as propriedades dos materiais e suas quantidades a considerar.

7.2.1 Tipos de análise estrutural

Tradicionalmente as metodologias de avaliação probabilística, referidas no capítulo anterior, utilizam a informação da resposta estrutural obtida e caracterizada através de análises não lineares dinâmicas. Como também se analisou no Capítulo 3, estas técnicas são reconhecidas pela comunidade científica como sendo capazes de melhor representar o comportamento das estruturas, quando sujeitas a uma acção sísmica. No entanto esta vantagem é confrontada com as dificuldades que lhe são igualmente reconhecidas, como por exemplo, a necessidade de se definir uma base de sismos representativos da região de estudo da estrutura, a própria complexidade do método (que poderá conduzir a resultados erróneos em virtude da inexperiência do utilizador), o tempo de cálculo dispendido e também a maior quantidade de informação resultante da análise.

Consequentemente, propõe-se neste trabalho uma alternativa à definição do comportamento estrutural, implementando análises não lineares estáticas. Através desta

técnica é possível caracterizar a resposta da estrutura, assumindo idêntica representatividade relativamente às análises não lineares dinâmicas, e garantindo a maior simplicidade de procedimentos, o que torna esta proposta atractiva para aplicação em projecto de estruturas.

O caso de estudo relativo à avaliação probabilística de estruturas, presente neste capítulo, debruça-se portanto em parte sobre a comparação entre estas duas técnicas de desempenho estrutural, aplicadas como base para as metodologias de avaliação abordadas no capítulo anterior. Utiliza-se em ambas as situações o programa de cálculo académico já mencionado PNL (Varum, H., 1995).

Importa ainda referir que a modelação da não linearidade estrutural, utilizada na avaliação do desempenho dos edifícios sujeitos a uma acção sísmica, passa por um modelo clássico de distribuição concentrada da não linearidade caracterizado por uma lei tetralinear, Capítulo 3. As rótulas plásticas serão apenas as regiões dos elementos onde se admite concentrada a sua plastificação, localizadas nas extremidades de cada barra e estendidas ao longo de um comprimento fixo (l_p), na restante extensão o elemento apresenta um comportamento linear elástico, figura 7.1. O comprimento da rótula plástica, como se viu, pode ser definido de diferentes formas, no entanto neste estudo é obtido de acordo com a equação 3.49, em função do comprimento do elemento (l), do diâmetro da armadura longitudinal (ϕ_l) e da tensão de cedência da armadura longitudinal (f_{sy}).

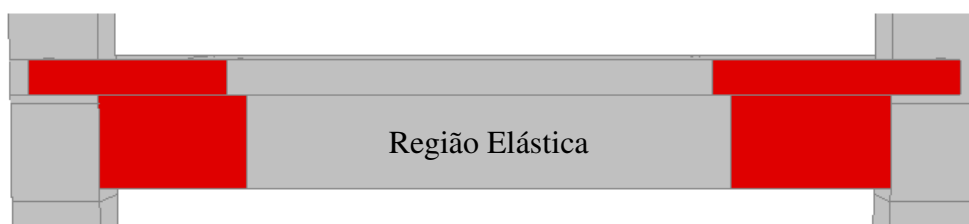


Figura 7.1 – Representação de um elemento de barra cuja não linearidade se encontra concentrada nas extremidades – rótulas plásticas.

As análises não lineares dinâmicas são efectuadas admitindo-se um coeficiente de amortecimento, ξ , de 2%, em que o comportamento histerético das estruturas se baseia no modelo de Takeda modificado de carga e de descarga, para a flexão.

As análises pushover consideradas neste estudo admitem um perfil de carregamento invariável e uniforme ao longo dos pisos do edifício, considerando-se para a definição da curva de capacidade o nó de controlo correspondente ao topo do edifício. A definição dos

pontos de performance ou desempenho é conseguida a partir do método de análise estática desenvolvido por Fajfar, P. & Fischinger, M. (1988), designado por N2 e preconizado no Eurocódigo 8. O método N2 foi já abordado neste trabalho no Capítulo 3, o que torna desnecessária a sua exposição nesta secção.

Os objectivos primordiais deste estudo e que condicionam ao mesmo tempo a estrutura de apresentação dos resultados, passam assim pela avaliação da segurança sísmica de edifícios através da comparação entre análises não lineares dinâmicas e estáticas. Este paralelismo é estabelecido numa fase inicial através de uma acção sísmica real.

Seguidamente, e tendo em vista a possibilidade de reduzir a dependência face à base de sismos, comparam-se as análises probabilísticas através das duas técnicas não lineares (dinâmicas e pushover) utilizando sismos artificiais compatíveis com a base original.

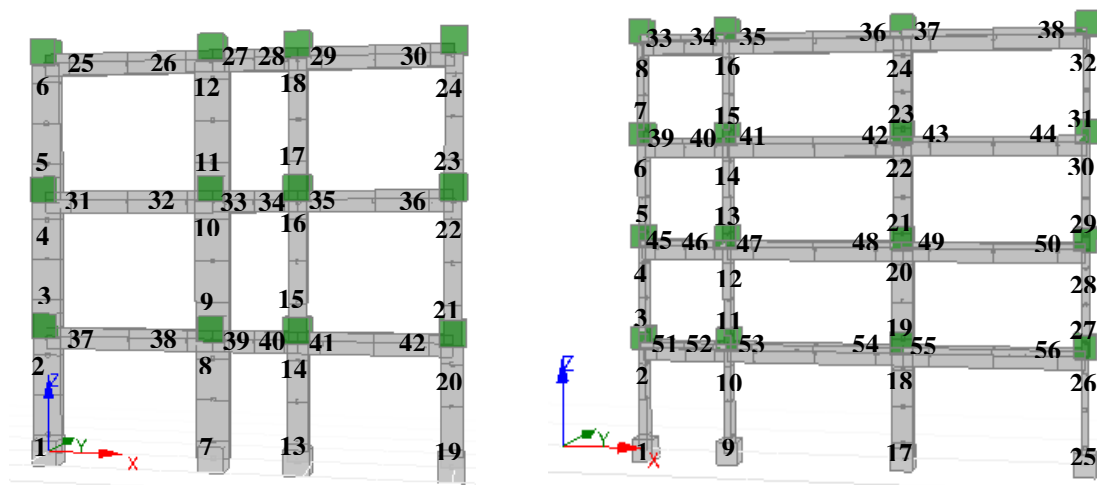
Por fim, e progredindo no sentido de uma maior generalização, procura-se estudar a viabilidade de utilizar análises não lineares dinâmicas ou estáticas usando sismos gerados artificialmente com base na regulamentação.

7.2.2 Estruturas analisadas

O caso de estudo da avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios compreende a selecção de 4 edifícios de betão armado, de entre a base de 16 edifícios especificados no Capítulo 4 e no Anexo. Com a selecção destas quatro estruturas pretende-se cobrir o panorama de ocupação edificacional em Portugal, compreendendo os períodos de pré e pós implementação de princípios e regras de dimensionamento anti-sísmico, presentes na regulamentação e introduzidos na prática apenas na década de 1980 (RSA, 1983).

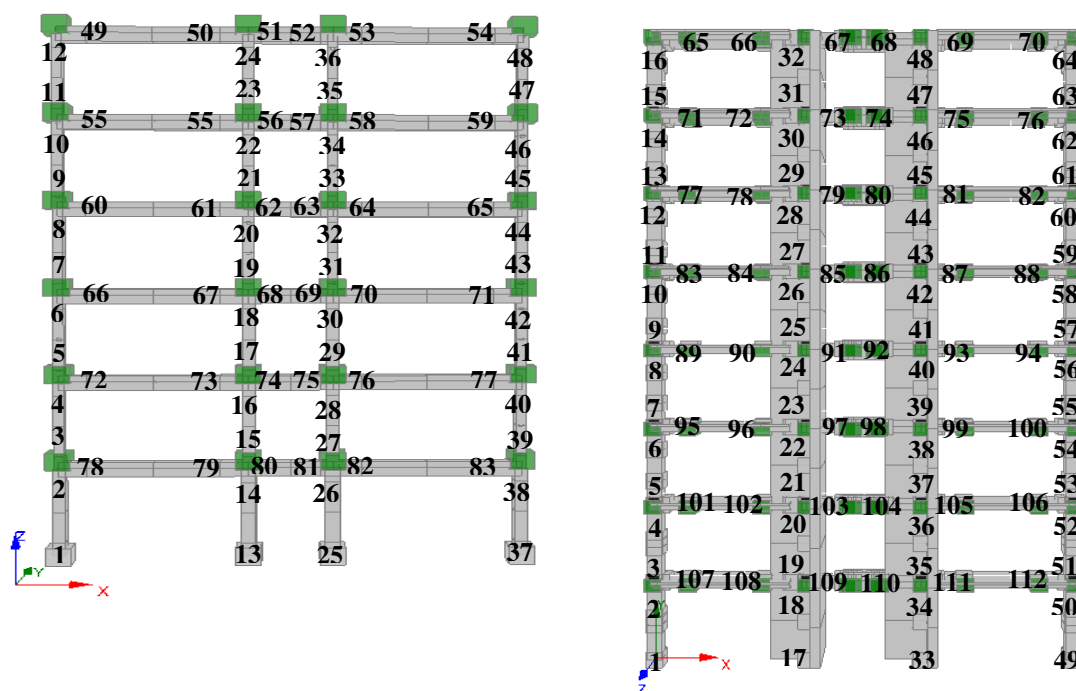
Este conjunto de edifícios reúne três modelos – *mod4*, *mod6*, *mod12* – cujo critério de dimensionamento se baseou apenas na salvaguarda da resistência à acção de um carregamento gravítico, e um edifício – *wh30* – que apresenta um dimensionamento baseado em princípios anti-sísmicos. São sistemas estruturais típicos da construção de edifícios em Portugal, apresentando uma estrutura em pórtico de betão armado.

As figuras 7.2a, b, c e d correspondem à representação esquemática dos quatro pórticos bidimensionais de betão armado em avaliação, indicando-se para cada estrutura a numeração das secções, como forma de identificação futura na apresentação de resultados.



a) mod4

b) mod6



c) mod12

d) wh30

Figuras 7.2 – Pórticos bidimensionais de betão armado em avaliação.

7.2.3 Quantidades e parâmetros avaliados

No presente estudo procura-se avaliar a segurança de um conjunto de quatro estruturas porticadas de betão armado a uma acção sísmica, mais especificamente seguindo uma

vertente de análise probabilística. Esta avaliação apresenta como meio um indicador da vulnerabilidade estrutural, calculado através de uma probabilidade de ruína.

As metodologias de avaliação probabilística abordadas no Capítulo 6, e inclusive as técnicas de estudo da fiabilidade estrutural que lhes são originárias, propõem o cálculo da probabilidade de ruína e a avaliação da segurança estrutural, respectivamente, a partir de parâmetros que representam a performance estrutural. Uma dessas quantidades é a ductilidade em curvaturas dos elementos estruturais.

Neste trabalho optou-se, em concordância com o que é comumente utilizado pela comunidade científica, por calcular a probabilidade de ruína de cada secção em função da ductilidade em curvaturas (correspondendo ao cociente entre a curvatura de cedência e a curvatura última). Contudo, com vista ao futuro desenvolvimento deste estudo obtiveram-se simultaneamente as respostas estruturais para os parâmetros Corte e Rotação da Corda por secção, e Drift por piso.

Refere-se ainda que a análise de cada modelo estrutural é levada a cabo segundo a direcção horizontal (eixo dos xx) e para os dois sentidos de aplicação da acção sísmica, quer na situação das análises não lineares dinâmicas (efeito introduzido através dos acelerogramas), quer para o caso de análises não lineares estáticas (onde se aplica um perfil de carga para cada sentido, de modo independente). Deste modo, para cada secção avaliada serão definidos dois valores de ductilidade/probabilidade de ruína correspondentes aos dois sentidos de carregamento.

Por fim, indicam-se as características relativas às propriedades dos materiais intervenientes na definição da variável resistência (R), cuja definição é resultado do estudo introdutório referido para o caso do edifício *Icons*, assim como das conclusões presentes nos mais diversos e recentes estudos já abordados no Capítulo 6. Consideraram-se, portanto, como propriedades dos materiais predominantes e de carácter não determinístico: a tensão última de compressão do betão, f_{cu} , a extensão última do betão, ε_{cu} , a tensão de cedência do aço, f_{sy} , e extensão última do aço, ε_{su} . Os valores de dispersão e leis de distribuição adoptados para este grupo de propriedades, que influenciam a resistência das secções, encontram-se em concordância com os valores propostos nesses estudos, vindo resumidos no quadro 7.1.

Quadro 7.1 – Caracterização das propriedades materiais admitidas.

	f_{cu}	ϵ_{cu}	f_{sy}	ϵ_{su}
CoV (%)	18.0	35.0	6.0	9.0
Lei de Distribuição	Normal			

Os valores médios destas propriedades foram já identificados no Capítulo 6, para cada modelo estrutural.

A resistência de cada secção vem assim definida em valores de ductilidades, disponíveis, definidos por via de relações momentos – curvaturas que são, por sua vez, obtidas através de um processo de simulação das propriedades dos materiais pelo método do Hipercubo Latino, em conjugação com uma rotina de imposição incremental crescente de extensões na secção (Arêde, A., 1997).

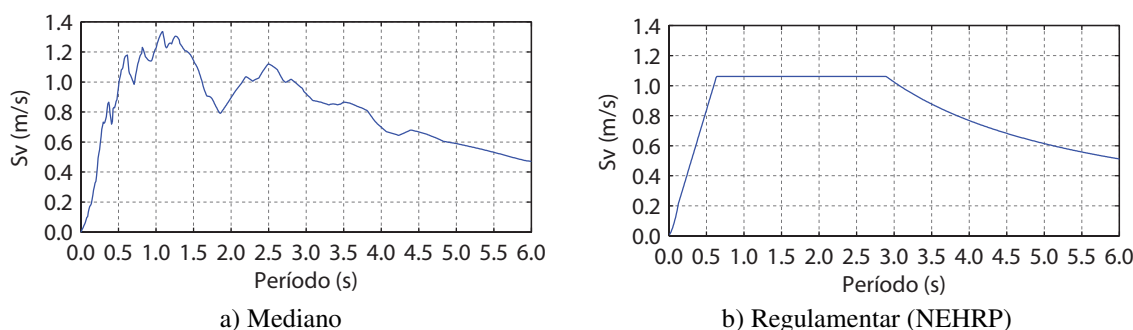
7.2.4 Acção sísmica

A acção sísmica a considerar nas análises de avaliação probabilística, tal como se apresentou na secção 7.2.1, consiste numa base de sismos reais e artificiais (compatíveis com um espectro de resposta real e de código). Para a primeira situação a acção sísmica admitida neste estudo compreende um número total de 10 acelerogramas e de 10 espectros de resposta, enquanto no caso de sismos gerados artificialmente utilizam-se 10 acelerogramas mas apenas um espectro de resposta.

O conjunto de sismos reais utilizados foi já referido no Capítulo 4, o que dispensa uma nova caracterização.

A base de sismos artificiais, como se indicou, é utilizada em duas vertentes: uma primeira, onde se pretende comparar a resposta estrutural, através de análises não lineares dinâmicas e estáticas, e simultaneamente com as respostas estruturais a partir de sismos reais; e uma segunda vertente, onde se pretende estudar as respostas estruturais usando os dois tipos de análise não linear com recurso a um conjunto de sismos artificiais de código. Para estas duas alternativas, a base de sismos artificiais é gerada a partir de um espectro de resposta em pseudo-velocidades compatível, utilizando um programa desenvolvido pelo autor (Capítulo 2) a partir de trabalhos de Barbat, A.H. & Canet, J.M. (1994).

Na primeira variante o espectro de resposta a compatibilizar procurou-se que fosse um espectro representativo da base de sismos reais. No entanto, como se viu no Capítulo 4, o escalamento destes sismos reais é efectuado para que cada sismo segundo as duas direcções horizontais (devidamente ponderadas) seja compatível com o espectro regulamentar do NEHRP, o que inviabiliza a utilização deste espectro como referência já que neste estudo é apenas usada a direcção segundo xx. Por conseguinte, seleccionou-se como espectro alvo o respeitante à mediana do conjunto de espectros reais segundo a direcção de análise, figura 7.3a, gerando-se 10 sismos artificiais compatíveis, de duração igual a 10 segundos.



Figuras 7.3 – Espectros de resposta.

Na segunda variante de geração de sismos artificiais obtiveram-se 10 sismos de duração igual a 10 segundos compatíveis com um espectro de resposta do regulamento NEHRP, para a região de Los Angeles e com uma probabilidade de excedência anual de 10% em 50 anos, ou seja, para um período de retorno de 475 anos (SAC, 1997). Este espectro de resposta elástico (em pseudo-velocidades) é definido para um tipo de solo D e para um amortecimento de 5%, figura 7.3b.

A descrição da acção sísmica a considerar neste estudo termina com a caracterização da distribuição de probabilidade de ocorrência da acção, mencionada no capítulo anterior. Esta função, definida no domínio de intensidades de pico, foi admitida como uma lei de distribuição de Extremos do tipo I (Gumbel), expressão 6.61, de parâmetros $\alpha=0.0225$ e $u=87.4$, e adoptando-se um coeficiente de variação de 0.5. Esta função corresponde à distribuição da acção associada a um período de retorno (T_r) de 475 anos, para um período de vida das estruturas (n) de 50 anos, expressão 7.1.

$$F(a_{g,k}) = \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n = \left(1 - \frac{1}{475}\right)^{50} = 0.90. \quad (7.1)$$

Isto é, o valor característico da aceleração de pico ($a_{g,k}$) pode ser adoptado como o valor correspondente ao quantilho de 90%, ou seja, para um valor $a_{g,k}=218\text{cm/s}^2$, figura 7.4.

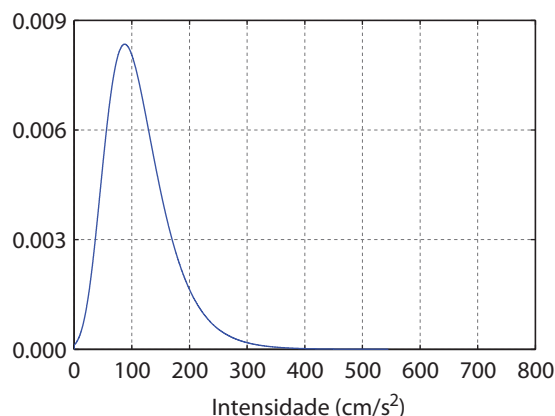


Figura 7.4 – Função de distribuição da acção.

A figura 7.4 revela que a acção sísmica admitida é predominantemente distribuída para baixas intensidades, com maior probabilidade de ocorrência no intervalo de intensidades entre 0 e 300 cm/s^2 .

7.3 CASO DE ESTUDO

7.3.1 Introdução

O procedimento de análise já descrito compreende como etapas fundamentais a avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica do conjunto de quatro edifícios de betão armado, seguindo cada uma das três metodologias identificadas no Capítulo 6. Assim, o caso de estudo que se apresenta seguidamente é estruturado em duas fases, função dos conceitos elementares de cada metodologia: a primeira, onde são descritos os resultados da aplicação das metodologias de avaliação baseadas em funções de vulnerabilidade (NSA) e funções de fragilidade (Frag); e uma segunda, onde se enunciam as evidências constatadas para a técnica de avaliação da segurança de edifícios assente em pressupostos de simulação das variáveis intervenientes no processo (HCL).

O desempenho estrutural é avaliado para cada uma das duas referidas fases, com principal enfoque para a comparação entre procedimentos de análise não linear envolvendo a distribuição concentrada da não linearidade – dinâmica e estática.

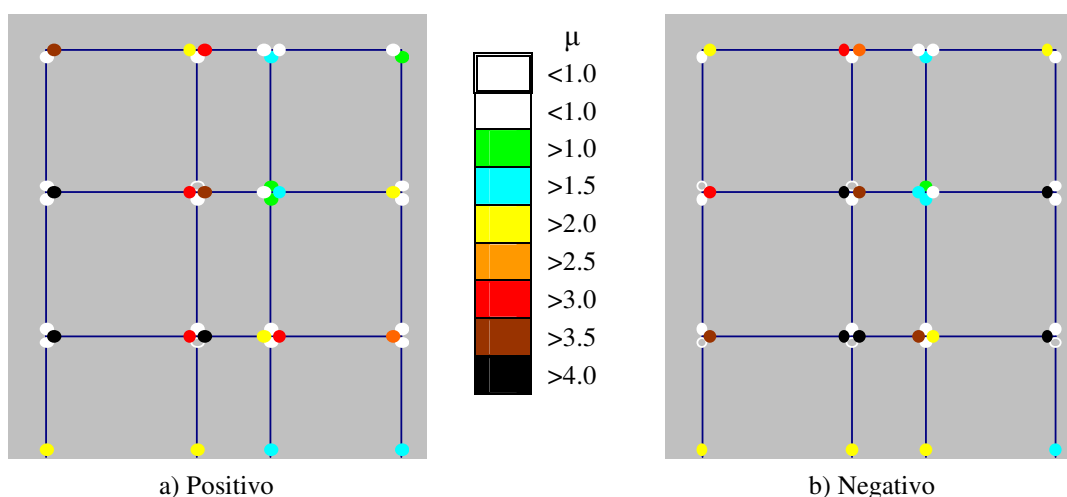
Neste mesmo caso de estudo procura-se aferir quanto à possibilidade de ser utilizada uma base de registos sísmicos alternativa e de mais fácil definição, através de sismos artificiais. Onde numa primeira fase se procura que estes sejam compatíveis com um espectro representativo da base de sismos reais, e seguidamente é pretendido avaliar o desempenho das técnicas de análise usando registos artificiais de código.

As etapas referidas, compreendem a exposição individualizada por modelo de edifício, determinando-se como objectivo final a probabilidade de ruína associada a cada sistema estrutural.

A aplicação das metodologias probabilísticas de avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas são direccionadas para uma única secção isoladamente, o que pressupõe o reconhecimento inicial das secções condicionantes à segurança dos modelos de edifícios em análise. Apenas e só após este passo inicial se iniciam as análises de avaliação da performance estrutural para cada edifício, focadas única e exclusivamente no desempenho estrutural dessas secções.

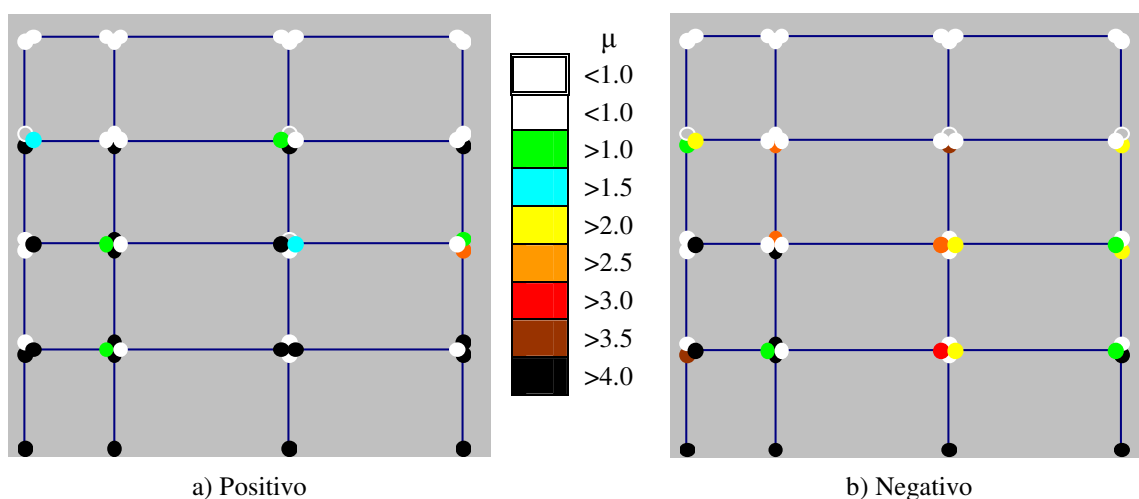
Por conseguinte, dada a importância de se encontrar as secções mais vulneráveis de cada modelo a avaliar, efectuou-se uma análise pushover não linear segundo os dois sentidos de aplicação de um perfil de carregamento uniforme em altura, positivo e negativo. Deste modo, por cada edifício resultarão dois mecanismos de ruína, correspondentes aos dois sentidos da carga, registando-se as secções que definem os mecanismos. As figuras 7.5, 7.6, 7.7 e 7.8 apresentam, por intermédio de um código de cores, o estado de degradação em valores de ductilidade (escalando-se na legenda esses níveis) das secções de cada modelo na situação de mecanismo (a matriz de rigidez da estrutura é singular), em que à cor branca corresponde um comportamento elástico da secção (sem preenchimento, a um regime elástico anterior à fendilhação e com preenchimento, posterior à fendilhação).

Constata-se, a partir das figuras 7.5a e b, que o edifício *mod4* para além das secções críticas comuns aos dois sentidos de carregamento, apresentam quatro secções exclusivas de um só mecanismo: S24 e S35 – apenas reveladas na aplicação da carga para o sentido positivo, e S30 e S34 – apenas para o sentido negativo de carregamento.

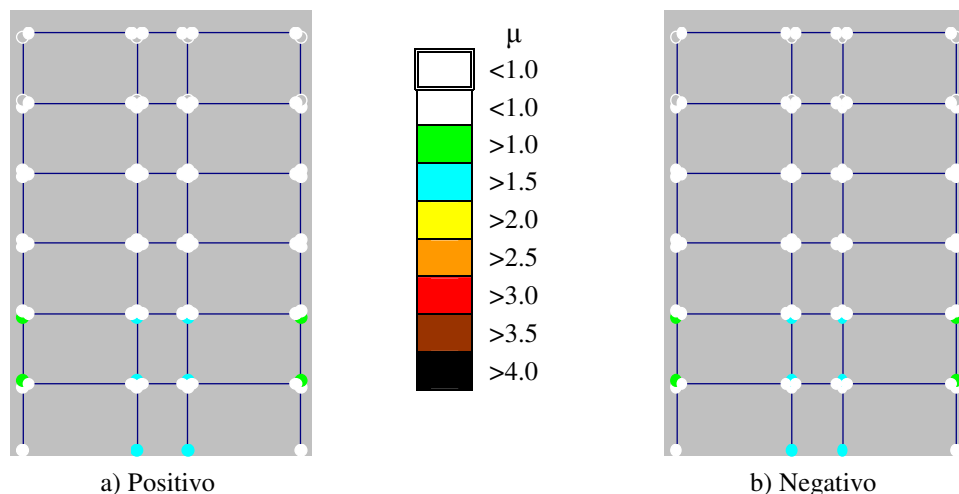
Figuras 7.5 – Mecanismos de colapso para o edifício *mod4*.

Os mecanismos referentes ao *mod4* apresentam semelhanças ao colapso típico de estruturas sujeitas à acção sísmica, em particular ao caso de mecanismo *Beam Sway*, apesar de as vigas do último piso não se encontrarem totalmente em regime de cedência.

O pórtico de betão armado *mod6*, como já se identificou, é a estrutura que apresenta uma capacidade global inferior, devido à orientação das secções segundo a menor inércia em relação ao plano de aplicação do carregamento sísmico. As figuras 7.6a e b corroboram este aspecto indicando um nível de degradação das secções, para o momento da formação de mecanismo, mais avançado do que para o modelo anterior. As secções exclusivas do mecanismo associado à aplicação da carga no sentido positivo são as secções S27, S29, S42 e S46; enquanto que para o sentido negativo são as secções S50 e S56. Refira-se ainda que os mecanismos adequam-se ao tipo de colapso designado por *Multi-storey column*.

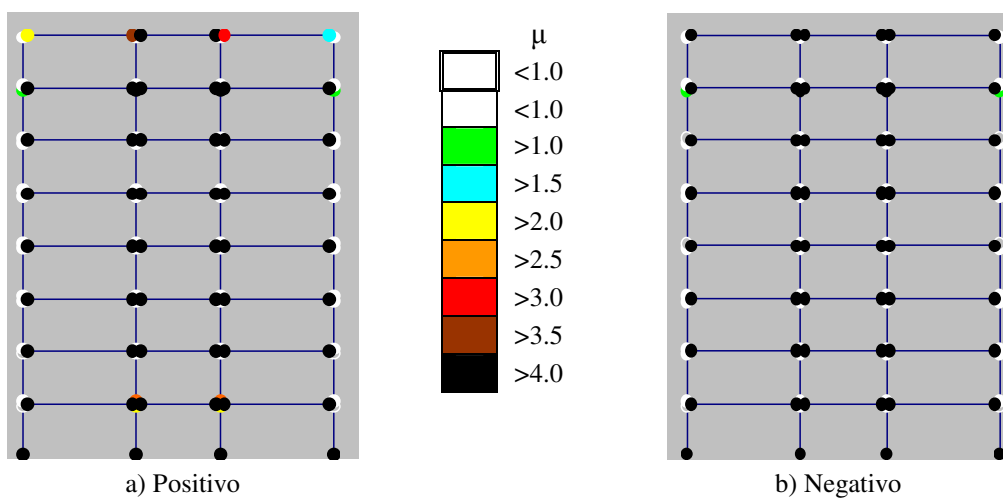
Figuras 7.6 – Mecanismos de colapso para o edifício *mod6*.

O edifício designado por *mod12* é do conjunto de três modelos não dimensionados sismicamente aquele que apresenta maior número de pisos. Uma particularidade desta estrutura passa pelo mecanismo de ruína que, para além de ser o mesmo nos dois sentidos de aplicação da carga, corresponde a um colapso local e situado ao nível do primeiro piso, figuras 7.7a e b. Habitualmente designa-se a este mecanismo de *Soft-storey* ou de piso fraco.



Figuras 7.7 – Mecanismos de colapso para o edifício *mod12*.

Por fim, a última estrutura a analisar, modelo *wh30*, é a única que acautela os princípios e regras de dimensionamento anti-sísmico presentes nos principais regulamentos (por exemplo EC8).



Figuras 7.8 – Mecanismos de colapso para o edifício *wh30*.

Neste edifício é marcante o mecanismo do tipo *Beam-sway*, figuras 7.8a e b, registando-se para esse instante um estado avançado de degradação geral, ao que está intimamente associado o correcto dimensionamento à acção de carácter sísmico, conseguindo-se deste modo uma maior capacidade estrutural. Refira-se ainda que as secções S18 e S34 são exclusivas do mecanismo que ocorre quando a carga é aplicada no sentido positivo.

Assim que estão definidas as secções críticas, correspondentes aos mecanismos de colapso das estruturas em avaliação, apresenta-se no quadro 7.2 a informação relativa aos modos de vibração de cada pórtico que será particularmente importante para a aplicação da técnica de análise pushover.

Quadro 7.2 – Modos de vibração dos modelos – Frequência (Hz)/Massa Efectiva (%).

Modo de Vibração	mod4		mod6		mod12		wh30	
1	2.901	77.91	1.626	83.89	0.906	77.53	1.696	71.97
2	9.487	14.03	4.781	11.00	2.528	12.55	6.568	14.61
3	16.663	8.00	7.901	3.01	4.118	3.34	15.165	5.94
		99.94		97.90		93.42		92.52

No quadro 7.2 encontram-se definidos para os três primeiros modos de vibração os valores de frequência (em Hz) e da massa efectiva mobilizada (em %), onde a sombreado se apresenta a massa efectiva total (em %) até ao 3º modo de vibração.

Como principais constatações, confirma-se a maior flexibilidade do modelo *mod12*, indicado pela menor frequência de vibração, ao passo que o modelo *mod4* é a estrutura mais rígida, no plano de aplicação da acção.

Uma outra evidência importante passa pela massa efectiva mobilizada em cada modo de vibração. Em todos os edifícios, aos três primeiros modos de vibração está associada uma mobilização de massa sempre superior a 90% e, ao mesmo tempo, ao modo fundamental corresponde um valor sempre superior a 70%, o que permite validar a aplicação de um método de análise estática baseado apenas na informação do primeiro modo (N2).

Após a descrição introdutória referente à definição das secções críticas de cada modelo estrutural, são expostos nas secções seguintes os resultados da avaliação probabilística da segurança sísmica a estes pórticos de betão armado. Em função da semelhança de procedimentos, optou-se por agregar a apresentação de resultados para as metodologias

baseadas em funções de vulnerabilidade (NSA) e de fragilidade (Frag) e expõe-se de modo isolado a metodologia que utiliza um processo de simulação (HCL).

7.3.2 Metodologias de avaliação probabilística baseadas em funções de vulnerabilidade e curvas de fragilidade

7.3.2.1 Introdução e indicações gerais

São apresentados nesta secção os resultados relativos às duas metodologias de avaliação probabilística da segurança sísmica de estruturas que se baseiam em funções de vulnerabilidade (NSA) e curvas de fragilidade (Frag), já identificadas no capítulo anterior. Esta agregação na exposição, como se disse, está associada à semelhança na génese de cada técnica, divergindo no que se refere à caracterização final da exigência da acção, onde a metodologia baseada em funções de vulnerabilidade tem em consideração a média da exigência estrutural, ao passo que a outra metodologia admite a distribuição da exigência e, como tal, considera a dispersão da acção para o cálculo da probabilidade de ruína.

Para ambas as situações utiliza-se como distribuição da acção a lei de distribuição de Extremos do tipo I (lei de Gumbel), de parâmetros α e u já identificados. Relativamente à acção sísmica acrescenta-se ainda que são utilizados 10 eventos reais e 10 eventos artificiais compatíveis com um espectro de resposta. É efectuado um escalamento em acelerações de pico dos eventos sísmicos, onde se admitem os valores extremos de 2, 4, 6 e 8 m/s² para o caso dos modelos *mod4* e *wh30*, os valores 1, 2, 3, 4 e 5 m/s² para o modelo *mod6* e 1, 2, 3 e 4 m/s² para o modelo *mod12*. Controla-se o valor do drift por piso de cada modelo de modo a não exceder o valor de 4%, indicado em regulamentação como limite admissível de prevenção do colapso estrutural (FEMA356, 2000).

A variável Resistência de cada secção estrutural, comum às duas situações, é caracterizada do modo já identificado através de uma técnica de simulação, em simultâneo com uma rotina de imposição de curvaturas à secção. Refere-se que no processo de simulação das propriedades dos materiais, pelo método do Hipercubo Latino, se utiliza uma dimensão da amostra igual a 200 elementos, número esse que foi identificado como suficiente para caracterizar a amostra. Assim, resultará uma função de resistência por cada secção e por

cada sentido de curvatura (no caso de uma secção simétrica em geometria e disposição de armaduras a função de resistência será igual para os dois sentidos).

Do lado da variável Exigência da acção (S) refira-se que as análises do desempenho estrutural das secções críticas de cada modelo são efectuadas por intermédio de análises não lineares pushover e dinâmicas, recorrendo a uma acção sísmica real e artificial.

A exigência estrutural é avaliada em ductilidades em curvaturas para um conjunto de intensidades crescentes e uma base de sismos. A aplicação das metodologias probabilísticas baseadas em curvas de fragilidade e de vulnerabilidade requerem a caracterização de uma lei estatística ajustada a este conjunto de pontos de exigência estrutural. Assim, a utilização de uma base de sismos de características significativamente distintas pode, quando o número de registos para análise é reduzido, dificultar a definição de uma lei adequada, tornando-se determinante para a obtenção final da vulnerabilidade sísmica das estruturas em geral.

Reconhece-se, actualmente, que para cada nível de intensidade sísmica a lei de distribuição Lognormal é aquela que melhor se ajusta à exigência definida para os diferentes sismos (Romão, X. *et al.*, 2011).

A utilização de uma base sísmica para análise de reduzida dimensão é uma dificuldade acrescida no que diz respeito à caracterização do ajuste (dos parâmetros) da lei de distribuição Lognormal. Esta adversidade, presente nas análises que se evidenciarão seguidamente, pode apesar de tudo ser ultrapassada a partir de estimadores (Romão, X.) que caracterizam a medida central e a dispersão da amostra em função do número de elementos.

Na metodologia probabilística NSA considera-se que o comportamento estrutural médio é caracterizado por funções polinomiais de 2º grau ou por funções potência que passam pela origem – designadas por funções de vulnerabilidade. A opção por uma destas funções é determinada pela qualidade do ajuste pelo método dos mínimos quadrados, avaliado através da quantidade r^2 da regressão entre as funções teórica e observada.

Um aspecto importante a salientar, ainda do lado da Exigência, consiste na caracterização das leis tetralineares do comportamento das secções, a introduzir nas análises não lineares. A sua definição foi conseguida admitindo-se apenas os valores médios das propriedades

dos materiais, já referidas, e utilizando a mesma rotina de imposição de extensões que caracteriza a lei tetralinear do comportamento de cada secção.

7.3.2.2 Comparação análises dinâmicas vs. análises pushover utilizando uma acção sísmica real

O primeiro estudo comparativo debruça-se sobre a avaliação do desempenho estrutural e da segurança sísmica de edifícios através das metodologias probabilísticas baseadas em funções de vulnerabilidade e curvas de fragilidade, recorrendo a técnicas de análise não linear. A comparação compreende duas ferramentas de análise não linear – dinâmica e pushover – usando uma acção sísmica real, considerando-se simultaneamente uma modelação estrutural onde a não linearidade está concentrada apenas e só nas extremidades de cada elemento. Procura-se assim validar, por um lado as duas metodologias de avaliação probabilística e por outro a proposta de análise do desempenho estrutural por análises pushover.

Como informação complementar indica-se que a acção sísmica real a introduzir neste estudo consiste na base de 10 acelerogramas e respectivos espectros de resposta, da base de sismos utilizada no Capítulo 4 para a cidade de Los Angeles.

Os resultados da avaliação probabilística, direccionada para cada modelo de betão armado, são compostos por valores de probabilidade de ruína associados a cada secção crítica do edifício em análise e segundo os dois sentidos de aplicação da carga. No caso da metodologia NSA apresentam-se as probabilidades de ruína a partir das seguintes considerações: por evento sísmico (de modo a compreender o nível de dispersão inerente à acção); através da função de vulnerabilidade ajustada à média, à mediana e a três quantis (90, 80 e 70%) da lei de distribuição Lognormal ajustada à resposta estrutural; a partir da média e mediana das probabilidades dos eventos sísmicos admitidos, e pelo valor correspondente aos mesmos três quantis de 90, 80 e 70% de uma lei de distribuição, ajustada aos pontos de probabilidade de ruína por evento sísmico.

Para a última abordagem serão consideradas as distribuições Normal e Lognormal, optando-se pela que se verificar uma superior qualidade do ajuste, avaliada por via gráfica (secção 6.4.2).

A exposição deste estudo é definida seguidamente para cada modelo estrutural.

1) **mod4**

A estrutura de apresentação dos resultados referentes ao modelo *mod4* será idêntica à seguida para os restantes modelos reflectindo o que foi indicado na introdução efectuada a esta secção, detalhando-se a explanação sempre que residirem ambiguidades ou pormenores a esclarecer.

No quadro 7.3 encontram-se as secções críticas, definidas pelos dois mecanismos de acordo com 7.3.1, que serão aquelas cuja segurança será avaliada em termos probabilísticos (as figuras 7.2a e b definem a localização destas secções na estrutura, referindo-se que as secções a sombreado correspondem a vigas).

Quadro 7.3 – Secções estruturais críticas.

Secções Críticas							
1	7	13	16	17	18	19	24
25	26	27	30	31	32	33	34
35	36	37	38	39	40	41	42

Funções de Vulnerabilidade

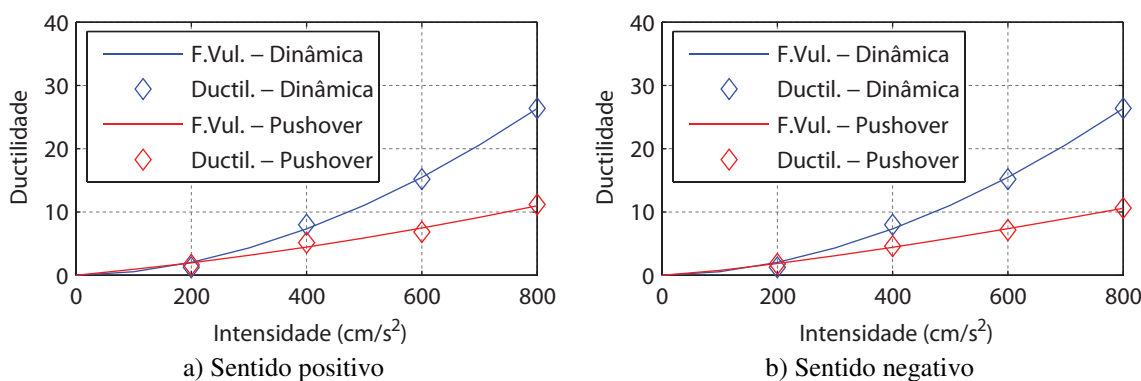
Uma vez caracterizadas a acção sísmica, a resistência de cada secção crítica e as técnicas de análise não linear, apresenta-se como passo seguinte a definição das funções de vulnerabilidade ajustadas aos pontos de desempenho estrutural, que definem a base do método NSA.

Como foi também já indicado, apesar do comportamento dos edifícios ser neste estudo quantificado segundo a quantidade estrutural ductilidades (em curvaturas), obtiveram-se também as respostas em drift por piso, corte e rotação da corda por secção para aplicação a um futuro desenvolvimento do trabalho.

Dada a extensão do número de secções, optou-se por apresentar as funções de vulnerabilidade respeitantes apenas a uma secção do modelo *mod4*, no caso a secção S7 que é também a mais vulnerável e como tal exhibe maiores probabilidades de ruína nos dois sentidos de análise, com a excepção do parâmetro drift que é definido para o primeiro piso do modelo. O desempenho estrutural foi avaliado por análises não lineares dinâmicas e

pushover, representadas nas figuras a cor azul e vermelha, respectivamente. Para o ajuste utilizaram-se funções polinomiais de grau 2 ou potências.

As figuras 7.9, 7.10, 7.11 e 7.12 contêm uma grande quantidade de informação relevante e que servirá para a compreensão da restante exposição do modelo. Estes gráficos representam o desempenho estrutural médio do pórtico para cada intensidade sísmica – 200, 400, 600 e 800 cm/s^2 . São ainda indicadas as funções de vulnerabilidade ajustadas ao conjunto de 4 pontos de comportamento estrutural médio. Em cada gráfico representa-se a resposta do edifício e o respectivo ajuste, associados às análises não lineares dinâmicas – a cor azul – e pushover – cor vermelha.

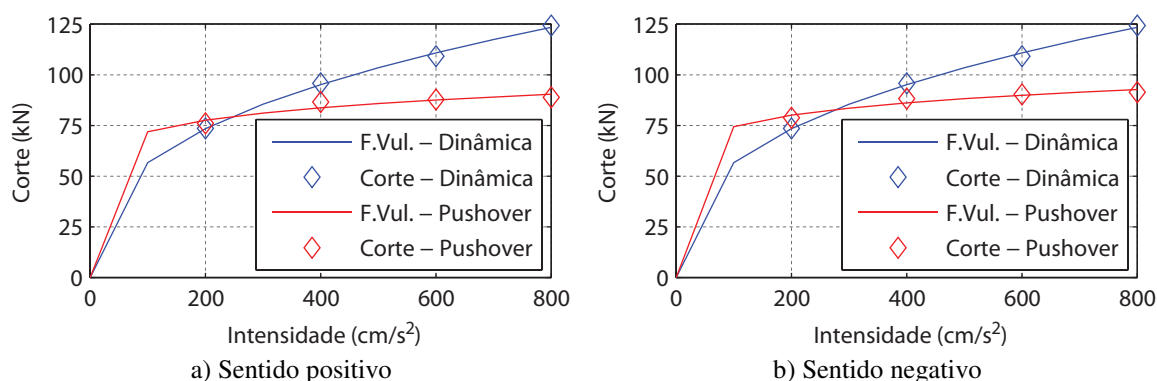


Figuras 7.9 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Ductilidade exigida em curvaturas.

A primeira abordagem, figuras 7.9a e b, diz respeito ao parâmetro ductilidade exigida, aí identifica-se que a técnica de análise pushover revela um desempenho do modelo *mod4* similar ao apresentado através de uma análise dinâmica, apenas para baixas intensidades sísmicas – até 200 cm/s^2 . Para uma intensidade crescente, apesar de se registar a cedência da secção em ambos os casos, a análise não linear dinâmica demonstra valores de ductilidade exigida superiores, independentemente do sentido de actuação da carga. Contudo, como foi já mencionado anteriormente, o comportamento de interesse das estruturas concentra-se na zona de baixa intensidade sísmica, visto ser aí que se concentra a maior distribuição de probabilidade de ocorrência da acção, figura 7.4. Refira-se ainda que a tendência de evolução crescente deste parâmetro, com o aumento da intensidade sísmica, é melhor captada através de funções polinomiais de 2º grau.

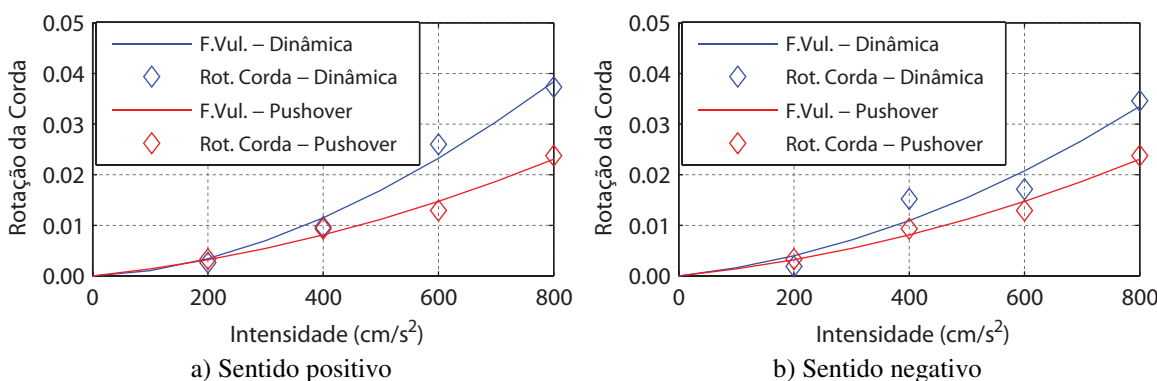
As figuras 7.10a e b apresentam a resposta da estrutura segundo o parâmetro esforço transversal (corte) máximo exigido à secção S7 para as 4 intensidades sísmicas em estudo.

Para esta quantidade a função de vulnerabilidade ajustada e que melhor traduz o comportamento consiste numa função potência, captando deste modo o aumento inicial do esforço transversal e para intensidades superiores a fase de patamar ou menor declive de crescimento. De modo análogo ao registado para o parâmetro ductilidade exigida, verifica-se a semelhança de desempenho entre técnicas de análise não linear dinâmica e pushover para intensidades inferiores – aqui, até 400 cm/s^2 – e o afastamento para intensidades superiores. Este aspecto relaciona-se com a performance inferior da técnica de análise pushover utilizada neste estudo, aspecto já registado aquando do estudo das metodologias de análise não linear estática nos Capítulos 4 e 5.



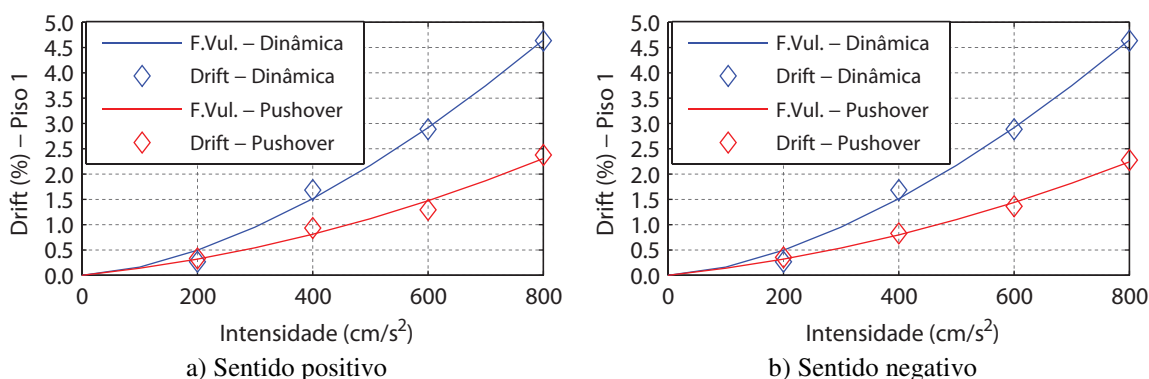
Figuras 7.10 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Corte exigido em curvaturas.

Nas figuras 7.11a e b apresenta-se a resposta da secção S7 n quantidade rotação da corda, nos sentidos positivo e negativo de actuação da acção sísmica. O ajuste da função de vulnerabilidade foi efectuado através de uma função polinomial de 2º grau ao conjunto de pontos de desempenho. À semelhança do registado para as quantidades anteriores, verifica-se a proximidade entre as técnicas de análise não linear dinâmica e pushover até à intensidade de 400 cm/s^2 , a partir deste valor existe um afastamento progressivo.



Figuras 7.11 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Rotação da Corda exigida.

O comportamento do parâmetro Drift por piso, que é representado nas figuras 7.12a e b para o caso do primeiro piso deste modelo, é em toda a sua extensão semelhante ao identificado para as restantes quantidades. Verifica-se que a evolução do drift do piso 1 em função da intensidade sísmica imposta é praticamente coincidente qualquer que seja o sentido de actuação da acção. As mesmas figuras destacam a semelhança entre os pontos de drift do primeiro piso para a intensidade sísmica inicial, assim como um aumento progressivo da diferença entre esses valores com o aumento da intensidade sísmica, ultrapassando o valor de 4% quando seguida a técnica de análise não linear dinâmica utilizando uma acção sísmica de aceleração de pico igual a 800 cm/s^2 . Regista-se ainda que o ajuste da função de vulnerabilidade ao conjunto de pontos de drift médio por intensidade sísmica é assegurado por funções polinomiais de grau 2.



Figuras 7.12 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Drift do primeiro piso.

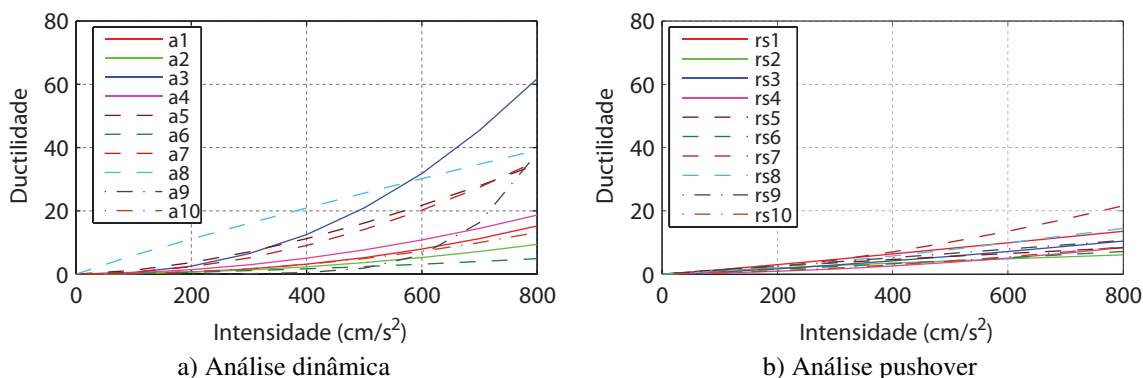
O comportamento estrutural do modelo *mod4* avaliado a partir dos parâmetros Ductilidade, Esforço Transverso e Rotação da Corda para a secção S7 e Drift do piso 1 revelou que, globalmente, a utilização de uma técnica de análise não linear dinâmica conduz a valores superiores aos registados quando se aplica uma análise pushover. Contudo, para a primeira intensidade sísmica – 200 cm/s^2 – verifica-se a correspondência entre estas duas técnicas sendo inclusive ligeiramente superior para o procedimento estático.

A este facto está associada a progressão mais acentuada da não linearidade quando se utiliza uma análise dinâmica, registada a partir desta intensidade sísmica inicial. A pior performance definida pela análise pushover deve-se essencialmente ao procedimento utilizado em que se admite como representativo da acção um carregamento não adaptativo e uniforme.

Apesar da discrepância entre as duas técnicas de análise não linear utilizadas, verificada para uma acentuada evolução da não linearidade, importa realçar que o domínio de intensidades sísmicas de interesse e de maior participação na avaliação probabilística de cada modelo reside no intervalo entre 0 e 300 cm/s^2 , o que é justificado pela função de distribuição da acção admitida para a região de implantação das estruturas.

Após a caracterização do comportamento médio de cada parâmetro estrutural avaliado e do respectivo ajuste por funções de vulnerabilidade definidas ao longo da intensidade sísmica da acção, será identificada a influência da dispersão da acção sísmica utilizada no comportamento estrutural. Em virtude de ser o parâmetro Ductilidade exigida aquele que será utilizado na avaliação probabilística da segurança sísmica e também devido à similar conclusão e dependência entre todas as quantidades estruturais, apenas se expõe o desempenho deste indicador. Deste modo, as figuras 7.13a e b indicam a evolução, com a intensidade da acção, das funções de vulnerabilidade para cada evento sísmico – acelerogramas (a) ou espectros de resposta (rs) – e segundo as duas técnicas de análise não linear: dinâmica e pushover. Devido à similitude presente na resposta segundo qualquer que seja o sentido de actuação da carga optou-se também por apenas representar o sentido positivo. Utiliza-se nesta exposição a mesma secção de referência S7.

O comportamento demonstrado nas figuras 7.13a e b vai de encontro às constatações e conclusões já indicadas anteriormente. No entanto, realça-se que o efeito da dispersão da acção é preponderante no caso de uma análise não linear dinâmica, existindo uma variação superior por evento sísmico especialmente a partir dos 400 cm/s^2 , onde quatro dos dez acelerogramas utilizados conduzem a valores de ductilidade consideravelmente superiores. No caso da análise pushover, e como consequência da reduzida diferença entre espectros de resposta (forma e amplitude), regista-se uma taxa de crescimento com a intensidade sísmica semelhante entre todos os eventos sísmicos. Assim, o comportamento médio da Ductilidade exigida, indicado nas figuras 7.9a e b, é mais representativo do conjunto de eventos quando se utiliza uma análise pushover.

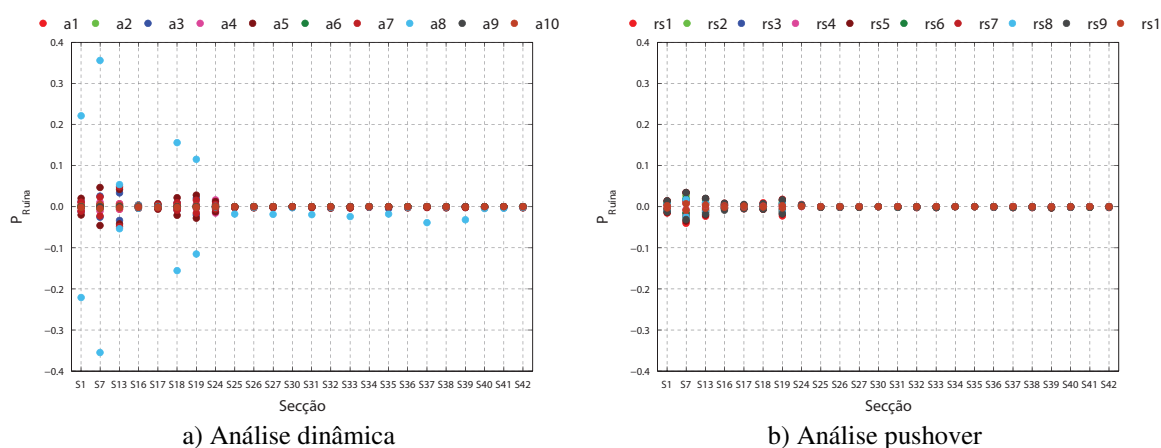


Figuras 7.13 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Ductilidade exigida em curvaturas, por evento sísmico e técnica de análise.

Tal como se referiu, não foram apresentados os restantes parâmetros de resposta. No entanto, o comportamento global de cada apresenta as mesmas constatações.

Probabilidade de Ruína – Local

O primeiro estudo comparativo passa pela avaliação da influência da dispersão da acção nos resultados de probabilidade de ruína. Utiliza-se a metodologia de avaliação probabilística NSA segundo cada técnica de análise não linear e por evento sísmico. Refira-se que a presença de valores negativos corresponde aos valores da probabilidade de ruína obtidos por actuação da acção sísmica no sentido negativo.

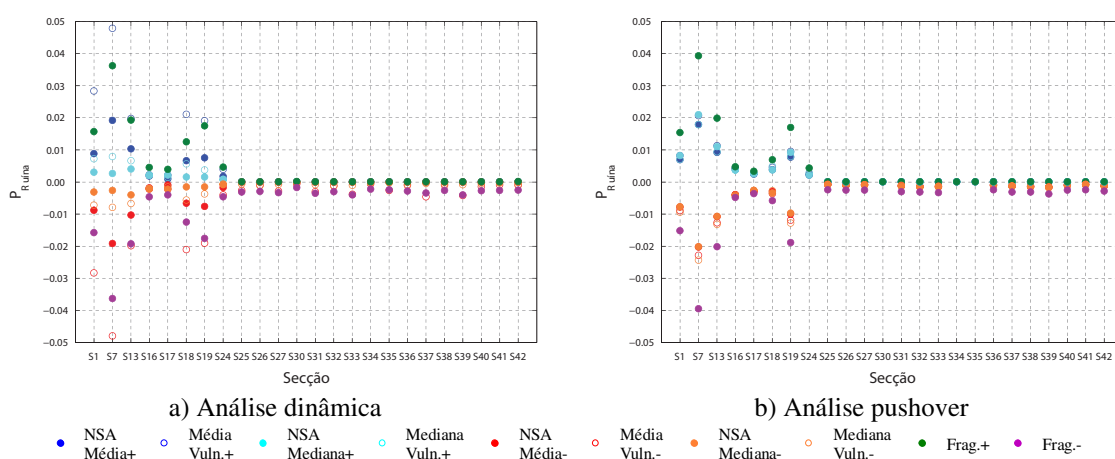


Figuras 7.14 – Probabilidade de ruína por evento sísmico.

A figura 7.14a revela que, com a excepção do acelerograma 8 a dispersão associada à acção não é significativa. As abordagens referentes às análises dinâmicas e pushover

conduzem a níveis de dispersão idênticos. São, no entanto, os pilares os elementos estruturais que apresentam maior variabilidade. O paralelismo estabelecido entre análises não lineares aponta ainda para a proximidade entre valores de probabilidade de ruína obtidos através de qualquer uma das técnicas, figuras 7.14a e b.

O passo seguinte consiste na apresentação dos valores de probabilidade de ruína seguindo as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural (Frag). Nas figuras 7.15a e b apresentam-se para as análises dinâmicas e pushover, respectivamente, os valores das probabilidades de ruína utilizando funções de vulnerabilidade ajustadas aos valores médios e medianos das ductilidades (por intensidade) e os valores das probabilidades de ruína obtidos por funções de fragilidade. Simultaneamente interage-se com os valores médio e mediano das 10 probabilidades de ruína obtidas por evento sísmico.



Figuras 7.15 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.

As figuras anteriores permitem constatar uma elevada semelhança nos resultados obtidos a partir das análises dinâmicas e pushover. Verifica-se no entanto que quando o ajuste das funções de vulnerabilidade é feito utilizando o valor mediano das ductilidades há uma discrepância ainda significativa, não só entre as duas análises não lineares mas também para as restantes abordagens (no caso das análises dinâmicas).

Este facto demonstra que apesar de o nível de dispersão que envolve a acção não ser acentuado, a presença de um elemento *outlier* (tal como já constatado nas figuras 7.14a e b) nas análises dinâmicas (acelerograma 8) tem um peso significativo na probabilidade de ruína associada ao ajuste mediano, comparativamente com o valor médio. Pese embora este aspecto não seja significativo quando se considera uma base de sismos de maior

dimensão, é particularmente sensível em amostras de número reduzido como o presente caso de estudo.

Assim, admitir o valor médio das ductilidades será uma solução interessante e que conduz a valores de probabilidade de ruína superiores. Simultaneamente, embora de modo indirecto, é incluído mais eficazmente o efeito da dispersão da acção (camuflado quando se utiliza o ajuste à mediana das ductilidades).

Regista-se também a proximidade entre as metodologias NSA e baseada em curvas de fragilidade, para ambas as técnicas de análise não linear dinâmica e pushover, independentemente da secção crítica avaliada.

A utilização de funções de fragilidade conduz a superiores estimativas da vulnerabilidade do edifício, motivadas pela inclusão da variabilidade da acção no cálculo da probabilidade de ruína, pelo que torna esta técnica mais realista. Este facto é mais evidente quando se seguem análises não lineares dinâmicas onde a dispersão é particularmente sentida.

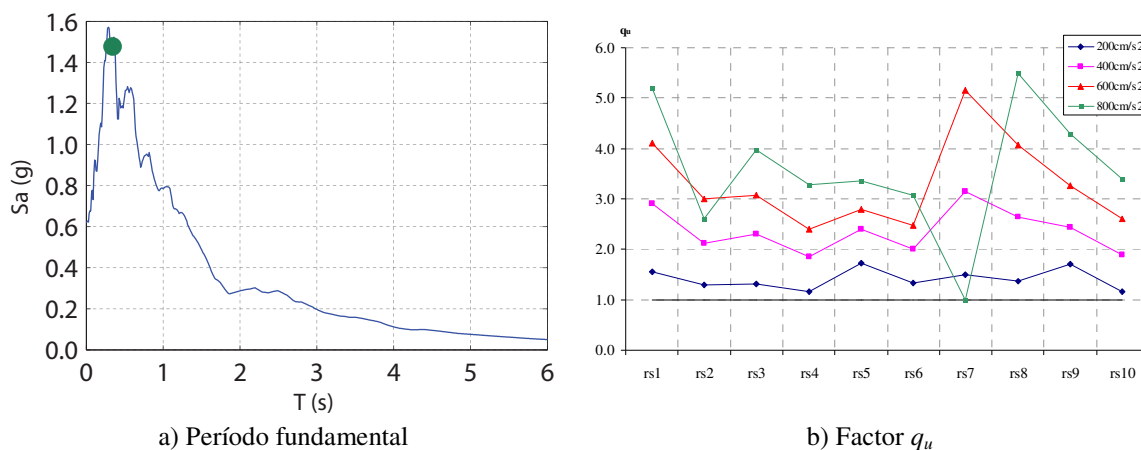
Quando se procura utilizar como representativa da resposta da estrutura a média do conjunto de probabilidades de ruína (associadas a cada evento sísmico) verifica-se que a discrepância para as restantes técnicas é superior na análise dinâmica, no entanto para a análise pushover esta abordagem poderá ser admitida como uma alternativa possível, facto que corrobora o destacado pelas figuras 7.13a e b. As constatações relativas à utilização da mediana da probabilidade estão na mesma linha de conclusões referidas, com a particularidade de no caso da análise dinâmica a tendência é de subvalorizar a vulnerabilidade das secções.

Deste modo, verifica-se a utilidade da aplicação da metodologia NSA considerando o ajuste à média ou, mesmo, à mediana das ductilidades (ou inclusive a média ou mediana das probabilidades de ruína por evento sísmico) como alternativa à metodologia Frag.

Relativamente ao estudo comparativo entre as técnicas de análise dinâmica e pushover os resultados são bastante encorajadores. Estes revelam uma correspondência quase perfeita entre as duas técnicas quando se avalia a probabilidade ruína através das metodologias NSA e Frag.

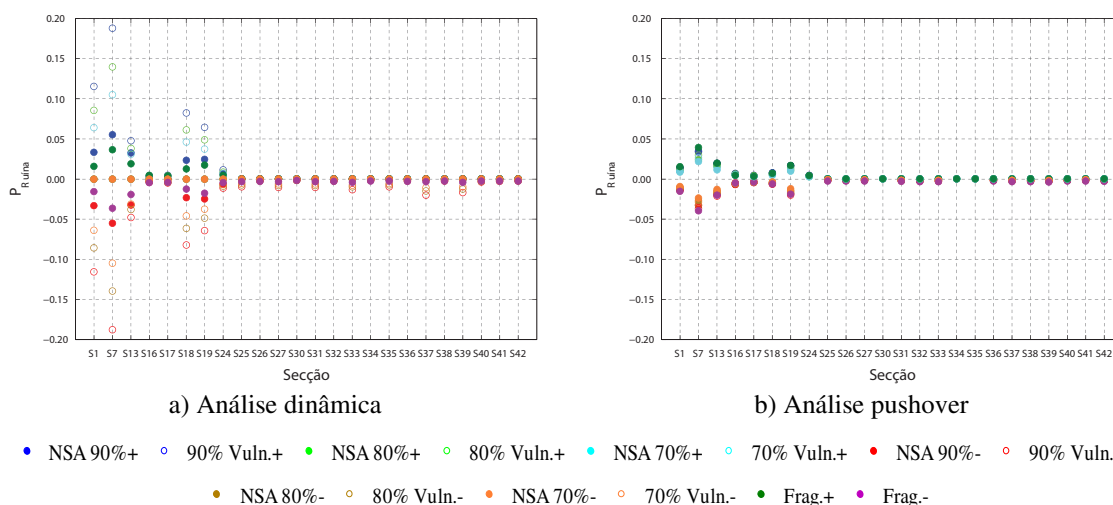
Por fim, refira-se que esta semelhança se deve também à consideração do efeito da dissipação de energia histerética pelo método N2. Esta é admitida através do factor q_u que assume os valores presentes na figura 7.16b para cada evento sísmico e intensidade (para o

sentido positivo), onde também se posiciona o período da estrutura no espectro de resposta em acelerações – região de períodos baixos ($T^* < T_C$), figura 7.16a.



Figuras 7.16 – Dissipação da energia histerética introduzida pelo método N2.

Como procedimento alternativo, procurou-se complementar a técnica NSA considerando para as funções de vulnerabilidade os pontos de ductilidade correspondentes aos quantis de 90, 80 e 70% de uma lei de distribuição Lognormal ajustada aos 10 pontos de ductilidade, um por cada evento sísmico – NSA90%, NSA80% e NSA70%. Apresentam-se ainda os valores de probabilidade de ruína associados aos mesmos quantis de uma lei de distribuição (Normal ou Lognormal) ajustada aos pontos de probabilidades de ruína por cada sismo (definidos pela técnica NSA) – 90% Vuln., 80% Vuln. e 70% Vuln., figuras 7.17a e b.



Figuras 7.17 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA (considerando os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei Normal ou Lognormal) e baseada na fragilidade estrutural.

As figuras anteriores indicam, como esperado, que este procedimento alternativo de envolvimento da dispersão da acção é sensível à presença de um elemento claramente diferente da restante amostra, como é o caso dos resultados para a análise dinâmica. Quando o conjunto é uniforme, caso da análise pushover, a probabilidade de ruína obtida através destes procedimentos aproxima-se, de um modo quase perfeito, dos restantes métodos.

Verifica-se, assim, que a utilização de uma lei de distribuição ajustada às probabilidades de ruína ou ductilidades, por registo sísmico, é uma opção cuja qualidade está muito dependente da homogeneidade da amostra.

Este aspecto permitiu ainda constatar que a presença de elementos distintos e superiores na amostra conduz a valores de probabilidade de ruína claramente superiores quando usado o quantil de 90, 80 ou 70% de uma lei ajustada às probabilidades de ruína dos 10 sismos.

No entanto, a utilização da metodologia NSA com funções de vulnerabilidade ajustadas às ductilidades correspondentes ao quantil de 90% revelou ser uma opção válida (obtendo-se valores ligeiramente superiores aos da técnica Frag) para ambas as situações de maior ou menor variabilidade da acção (análises dinâmicas e pushover), na amostra de apenas 10 eventos sísmicos.

Será, no entanto, avaliada para os restantes modelos de edifícios a consistência da sua aplicação.

Probabilidade de Ruína – Global

A derradeira etapa compreende a definição da probabilidade de ruína associada ao modelo estrutural no seu conjunto (e não apenas por secção). O cálculo da probabilidade de ruína segue pressupostos simplificados, referidos no capítulo anterior, sendo estabelecidos limites de valores de probabilidade dependentes do tipo de correlação entre os elementos estruturais e do sistema estrutural (se em série – em que a ruína de um elemento corresponderá à falência da estrutura – ou em paralelo – em que a ruína de um elemento não corresponderá sempre ao colapso estrutural).

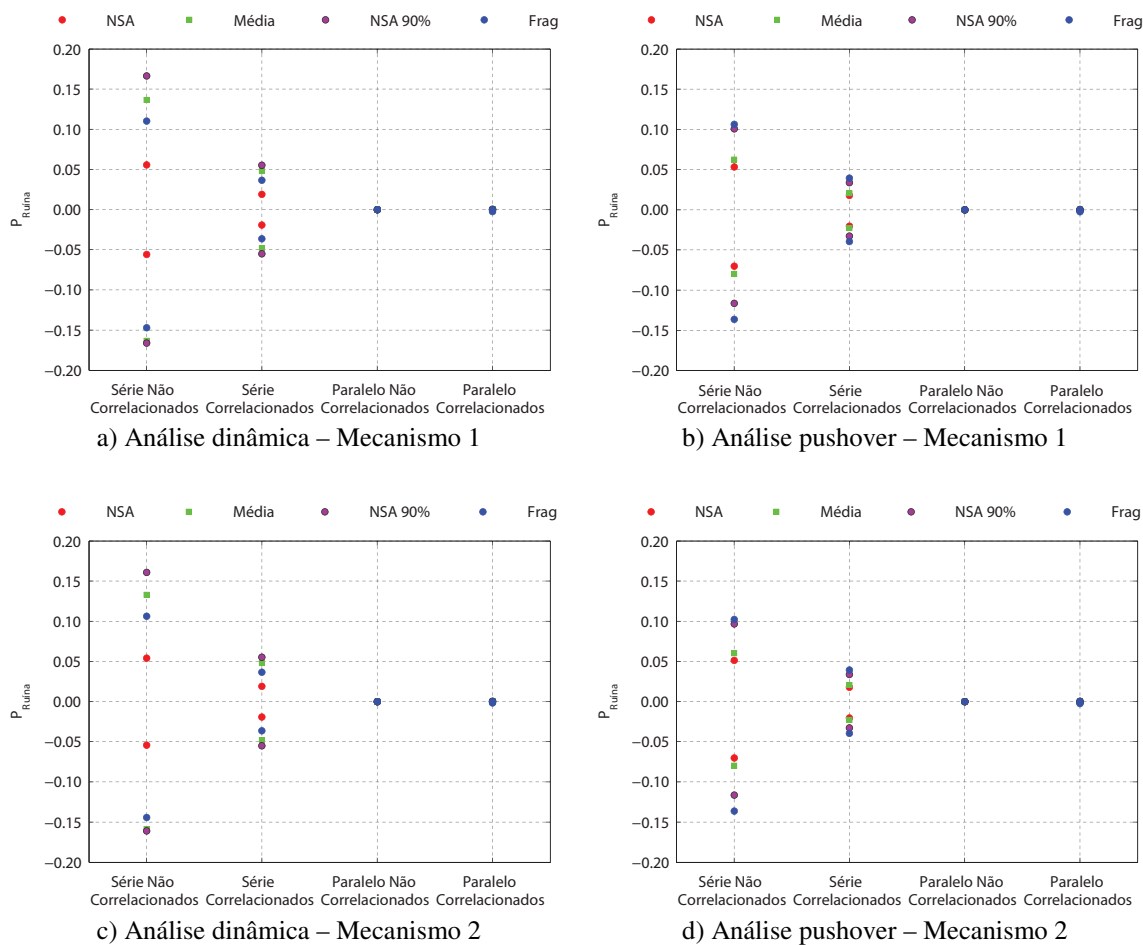
As figuras 7.18a e b representam os limites de probabilidade de ruína do modelo *mod4* para análises dinâmicas e pushover, e para os dois mecanismos de colapso admitidos. A primeira constatação reserva-se à, praticamente, imperceptível diferença entre resultados

para os dois mecanismos de colapso. Identifica-se igualmente que o limite inferior, admitindo o modelo *mod4* como um sistema em paralelo, é pouco razoável com valores próximos de zero. Acrescenta-se ainda que o padrão de comportamento detectado entre as metodologias de análise probabilística reflecte o comportamento localizado, ao nível de cada elemento estrutural, o que conduz a limites superiores semelhantes entre as análises não lineares. Assim, para o modelo em estudo valida-se a aplicação de análises pushover enquanto técnica de análise não linear, com o objectivo de se enquadrar num procedimento de avaliação probabilística. As metodologias de avaliação demonstraram semelhantes valores globais de probabilidade de ruína, sendo a técnica NSA 90% a que majora esses valores, explicada pela dificuldade em ajustar uma lei de distribuição Lognormal a uma amostra de apenas 10 elementos (mas, no entanto, próxima da metodologia Frag). A metodologia Frag apresenta também um valor de probabilidade de ruína global elevado, que para além de ser justificada pelo mesmo argumento da técnica NSA 90%, se deve a ser a única que inclui a variabilidade da acção.

Dado que o colapso de um elemento não corresponde necessariamente à ruína da estrutura, nem condicionará sempre todos os restantes elementos, a probabilidade de ruína das estruturas estará compreendida entre um sistema em série, com os elementos todos correlacionados, e em paralelo, com a ausência de correlação entre elementos. Assim, a probabilidade de ruína do edifício está balizada entre a probabilidade de ruína da secção mais vulnerável do mecanismo de colapso e a probabilidade da ruína simultânea das secções do mecanismo de colapso.

No entanto, a amplitude do intervalo definido por estes dois limites é ainda alta, o que impede a concretização de um valor específico para a ruína global da estrutura.

A consideração prática de um valor intermédio que envolva, por exemplo, a correlação entre elementos poderá ser incluída em desenvolvimentos futuros, com vista a reduzir os limites de probabilidade de ruína.



Figuras 7.18 – Probabilidade de ruína global.

2) mod6

O modelo *mod6* será a estrutura seguinte a ser alvo da avaliação probabilística da sua segurança sísmica. A organização da exposição dos resultados é semelhante à apresentada para o modelo anterior, no entanto com um inferior detalhe sempre que as constatações anteriores puderem ser generalizadas. Deste modo, não será apresentada a informação referente às funções de vulnerabilidade.

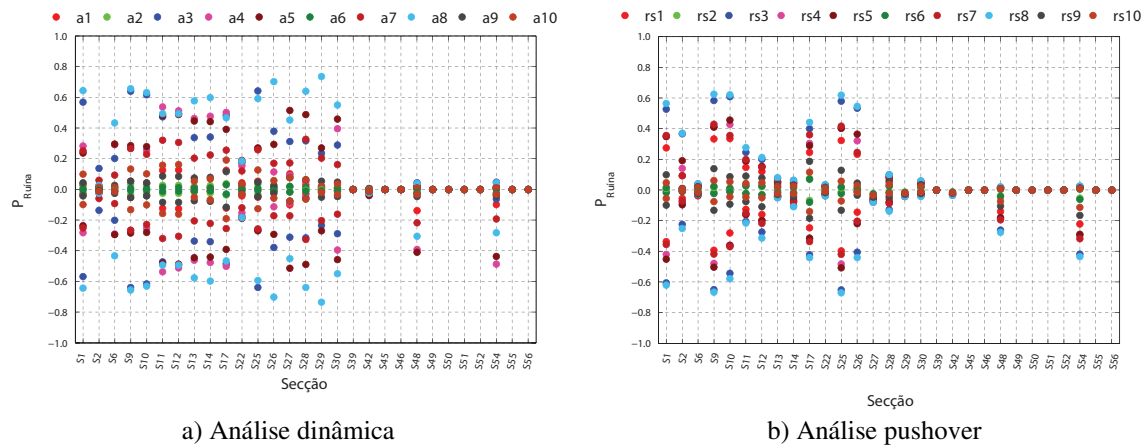
No quadro 7.4 apresenta-se as secções críticas deste modelo definidas pelos dois mecanismos, em que as secções a sombreado correspondem a vigas.

Quadro 7.4 – Secções estruturais críticas.

Secções Críticas									
1	2	6	9	10	11	12	13	14	17
22	25	26	27	28	29	30	39	42	45
46	48	49	50	51	52	53	54	55	56

Probabilidade de Ruína – Local

A avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica do modelo *mod6* seguiu a mesma estratégia adoptada no anterior modelo, assim como será admitida idêntica exposição dos resultados. A etapa inicial consiste na avaliação da dispersão da acção nos resultados finais, por cada evento sísmico e recorrendo à metodologia NSA, figuras 7.19a e b.

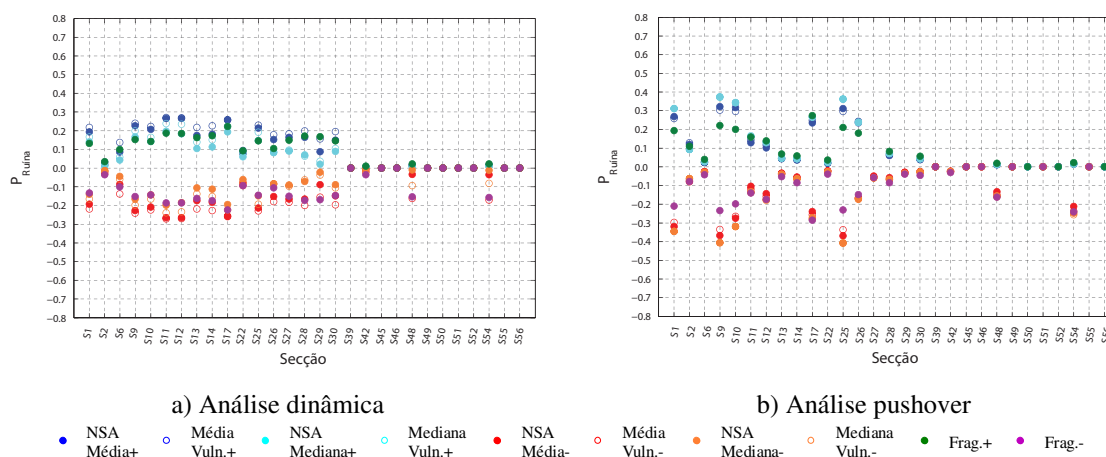


Figuras 7.19 – Probabilidade de ruína por evento sísmico.

A primeira evidência salientada pelos resultados da probabilidade de ruína por evento sísmico reside na superior vulnerabilidade do edifício *mod6* comparativamente com o modelo anterior. Por outro lado, é também evidente que a dispersão devido à acção sísmica desempenha um papel importante nos resultados finais, independentemente da técnica de análise não linear utilizada (embora seja superior para as análises dinâmicas). É inclusive verificado nas análises pushover que em determinadas secções a vulnerabilidade por evento sísmico permite formar dois níveis distintos de probabilidade de ruína, existindo alguma correspondência entre os espectros de resposta e com valores máximos de probabilidade semelhantes.

Por fim, refere-se que o padrão de comportamento por elemento estrutural é semelhante nas duas análises não lineares, sendo nas vigas que se identificam valores de probabilidade de ruína inferiores, apesar de as secções S48 e S54 apresentarem maior fragilidade e dispersão no sentido negativo da análise.

O passo seguinte consiste na apresentação da probabilidade de ruína definida seguindo a metodologia NSA (com o ajuste das funções de vulnerabilidade às ductilidades médias e medianas) e a metodologia baseada na fragilidade estrutural, figuras 7.20a e b. Simultaneamente interage-se com o valor médio e mediano das 10 probabilidades de ruína obtidas por evento sísmico.



Figuras 7.20 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.

Os resultados anteriores apresentam particularidades interessantes e que direccionam as suas preocupações para a definição da acção. Analisando os resultados da técnica de análise não linear dinâmica, realça-se em primeiro lugar a proximidade entre as diferentes técnicas probabilísticas (e em conjunto com a média e mediana das probabilidades por evento), contrariamente ao evidenciado no modelo mod4.

É ainda visível um aspecto que difere claramente do comportamento anterior e que consiste nos valores ligeiramente inferiores de probabilidade de ruína obtidos a partir da metodologia Frag.

Este facto, apesar de surpreendente, deriva da grande variabilidade da acção já identificada nas figuras antecedentes, que aliada ao reduzido número de eventos que definem a base sísmica tornam deficiente o ajuste de uma lei de distribuição Normal ou Lognormal aos

resultados da probabilidade de ruína por evento. Na figura 7.21 é identificado este pobre ajuste, considerando para a secção S1 uma intensidade de pico de 200 cm/s^2 e para o sentido positivo, devido à presença de um conjunto de eventos sísmicos *outliers*. Consequentemente, a curva de fragilidade resulta igualmente de uma deficiente caracterização da fragilidade em cada intensidade sísmica.

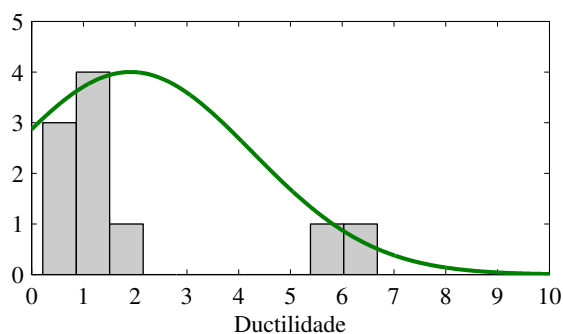


Figura 7.21 – Definição do ponto de fragilidade da secção S1, para uma intensidade de 200 cm/s^2 .

A boa performance demonstrada pelo procedimento que admite a média das probabilidades de ruína está também relacionada com dispersão da acção, onde não existem elementos singulares a destacarem-se mas sim uma variação homogénea, confundindo-se assim a média das probabilidades por sismo com a probabilidade obtida pela função de vulnerabilidade média – técnica NSA.

Quando se utiliza a ductilidade mediana para o ajuste da função de vulnerabilidade ou, em alternativa, a mediana das probabilidades da amostra de sismos regista-se também a mesma semelhança evidenciada para o caso da média. A aproximação entre probabilidades de ruína usando as duas anteriores medidas estatísticas de tendência central está mais uma vez associada ao tipo de amostra (de ductilidades e probabilidade por evento sísmico), identificando-se dois comportamentos distintos para cada metade dos elementos (figura 7.19a).

Os resultados obtidos através da análise pushover são idênticos e com as mesmas causas enumeradas para a análise dinâmica, no entanto quando comparadas estas duas técnicas destaca-se a superior probabilidade de ruína para o caso das análises pushover usando o método NSA. A ampliação dos resultados deve-se, por um lado, à maior dispersão dos valores de probabilidade para esta técnica que inflacionam a média e mediana do conjunto e por conseguinte as funções de vulnerabilidade, figura 7.22.

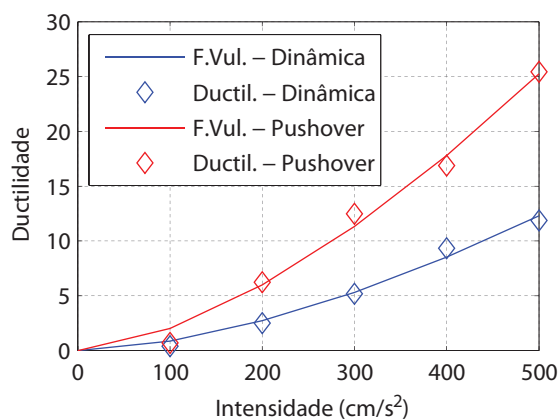
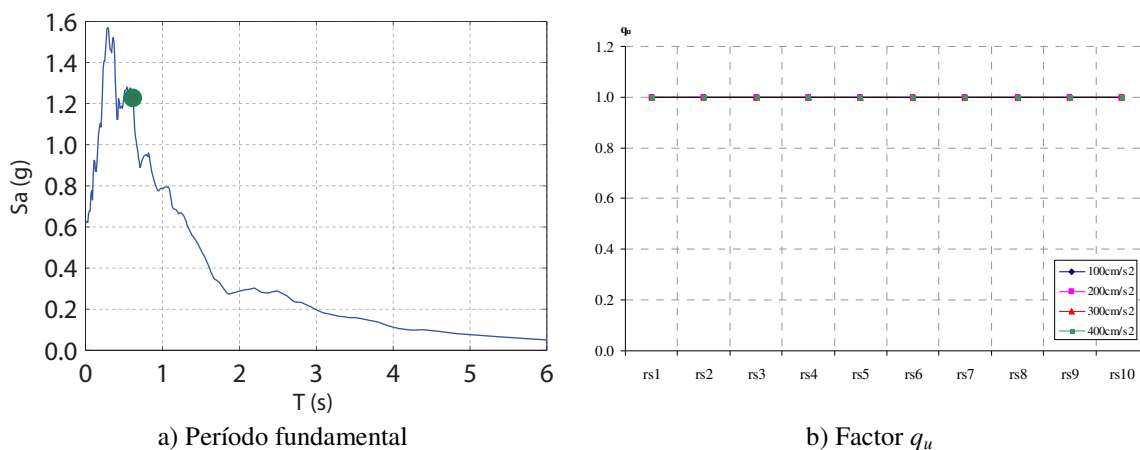


Figura 7.22 – Funções de vulnerabilidade ajustada à média das ductilidades da secção S1.

Por outro, o modelo em estudo potencia as limitações inerentes ao método de análise estática utilizado – N2, que em virtude do período fundamental da estrutura localizar um ponto no espectro de resposta (em acelerações) na região de períodos médios e altos ($T^* > T_C$), figura 7.23a, proporciona que não seja adoptada qualquer redução devido à dissipação de energia histerética da estrutura, representado neste método através do factor q_u (para o sentido positivo) que assume valor unitário nesta situação, figura 7.23b.

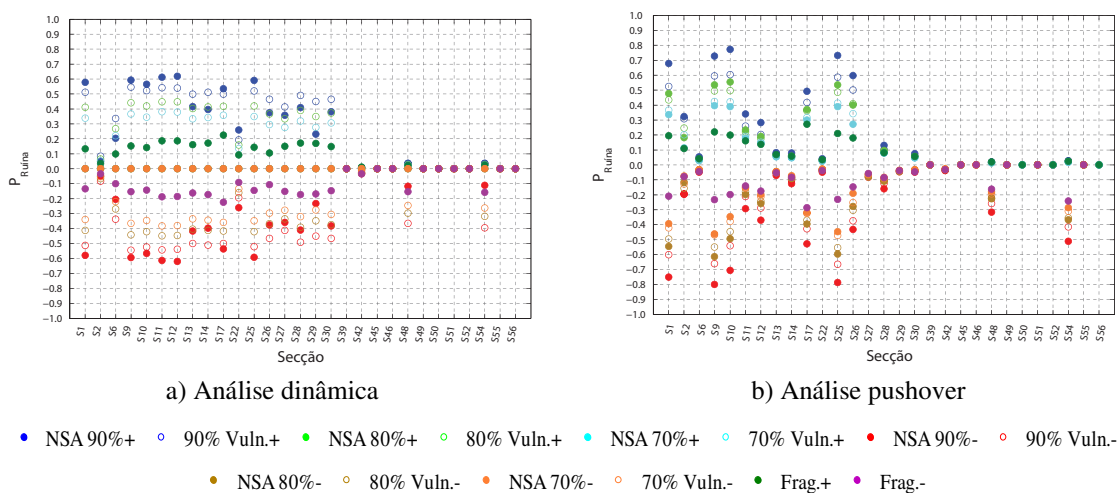


Figuras 7.23 – Dissipação da energia histerética introduzida pelo método N2.

Deve ainda ser realçada a notória correspondência entre os valores de probabilidade de ruína para a metodologia Frag, independentemente do tipo de análise.

Apesar das ligeiras diferenças identificadas e justificadas, devem ser salientadas as semelhanças entre as análises dinâmicas e pushover, assim como entre todas as metodologias avaliadas.

Analogamente ao efectuado para o modelo *mod4* serão seguidamente apresentados os resultados referentes à aplicação da metodologia NSA para os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei de distribuição Lognormal ou Normal, ajustada aos valores de ductilidade ou probabilidade de ruína por evento sísmico.



Figuras 7.24 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA (considerando os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei Normal ou Lognormal) e baseada na curva de fragilidade estrutural.

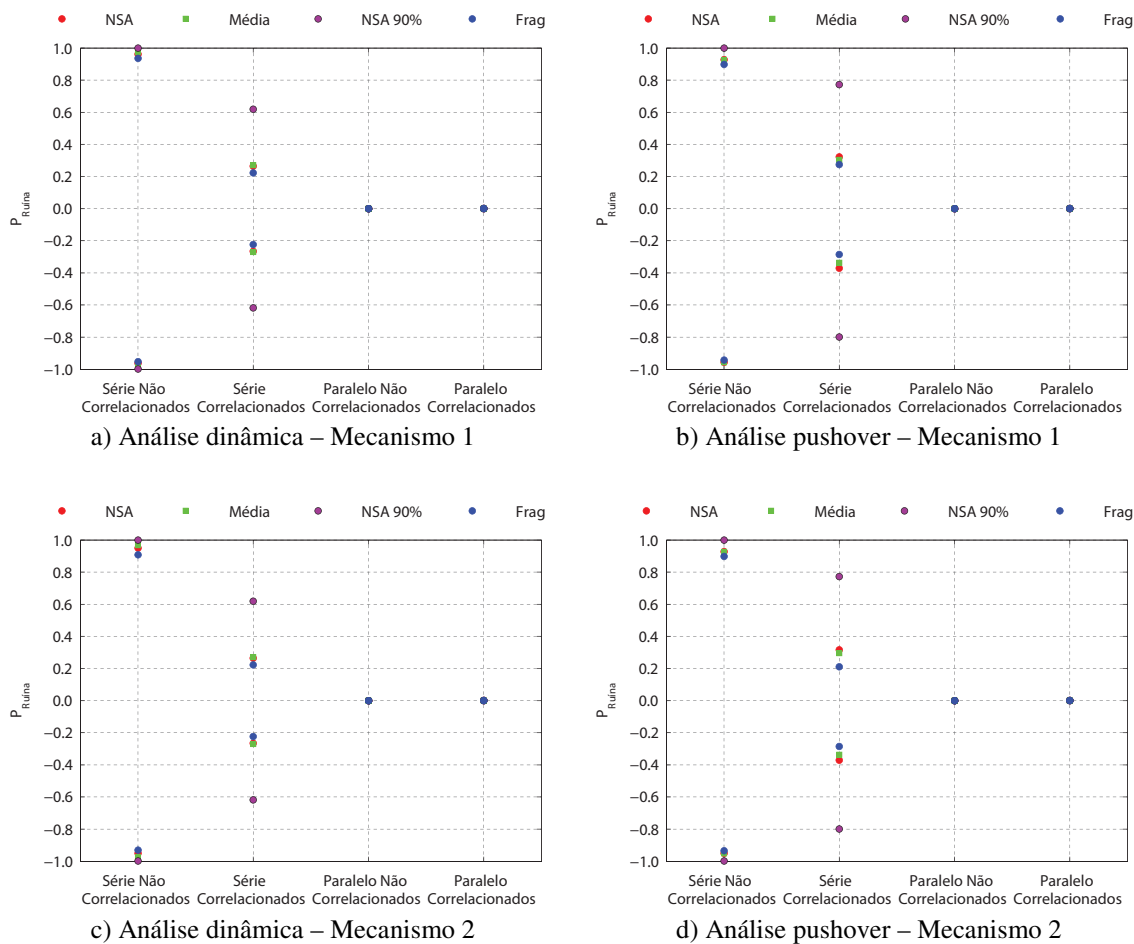
Os resultados presentes nas figuras 7.24a e b seguem as conclusões já evidenciadas anteriormente. É visível a dificuldade no ajuste de uma lei de distribuição tanto às ductilidades por intensidade sísmica como aos valores de probabilidade de ruína, para a amostra reduzida e simultaneamente heterogénea. Este facto conduziu a valores de probabilidade superiores aos da técnica Frag, com a excepção do ajuste às ductilidades para os quantis de 80 e 70%.

Acrescenta-se ainda a semelhança na vulnerabilidade para os três quantis quando se define a probabilidade de ruína pelo ajuste às probabilidades por evento sísmico (marcas sem preenchimento), entre as análises dinâmicas e pushover.

Probabilidade de Ruína – Global

O estudo da vulnerabilidade do modelo *mod6* ficou concluído com a avaliação da probabilidade de ruína global da estrutura. O procedimento adoptado seguiu a mesma estratégia considerada para o modelo anterior, identificando-se os limites de probabilidade que são função do tipo de sistema estrutural e do nível de correlação entre elementos.

As figuras 7.25a e b traduzem esse comportamento, onde são visíveis as semelhanças com as evidências detectadas para o modelo anterior.



Figuras 7.25 – Probabilidade de ruína global.

Uma vez mais não existem diferenças significativas entre os dois mecanismos considerados. Verifica-se igualmente que os limites referentes a um sistema em paralelo são limites inferiores, com a probabilidade a assumir valores próximos de zero. Refere-se também que a análise pushover implica uma probabilidade de ruína superior para o caso de um sistema em série e com os elementos estruturais correlacionados, assim como se destaca a tendência comum a todas as metodologias de avaliação da segurança com a exceção da probabilidade associada ao quantil de 90% usando a técnica NSA.

Esta diferença foi já identificada anteriormente e justificada pela dificuldade do ajuste de uma lei de distribuição aos pontos de ductilidade, sendo também motivo para que a probabilidade de ruína associada à metodologia Frag seja inferior às restantes abordagens quando é seguida uma análise pushover.

Refere-se também a simetria existente na vulnerabilidade do modelo segundo os dois sentidos de aplicação da carga.

Por fim, avaliando comparativamente a vulnerabilidade dos modelos *mod4* e *mod6*, utilizando como referência os valores para o limite de um sistema em série e com os elementos totalmente correlacionados, indica-se que o modelo *mod6* é cerca de 10 vezes mais vulnerável.

3) **mod12**

O modelo *mod12* será a derradeira estrutura não dimensionada sísmicamente a ser avaliada segundo as metodologias de avaliação probabilísticas.

No quadro 7.5 apresenta-se as secções críticas que correspondem apenas a pilares.

Quadro 7.5 – Secções estruturais críticas.

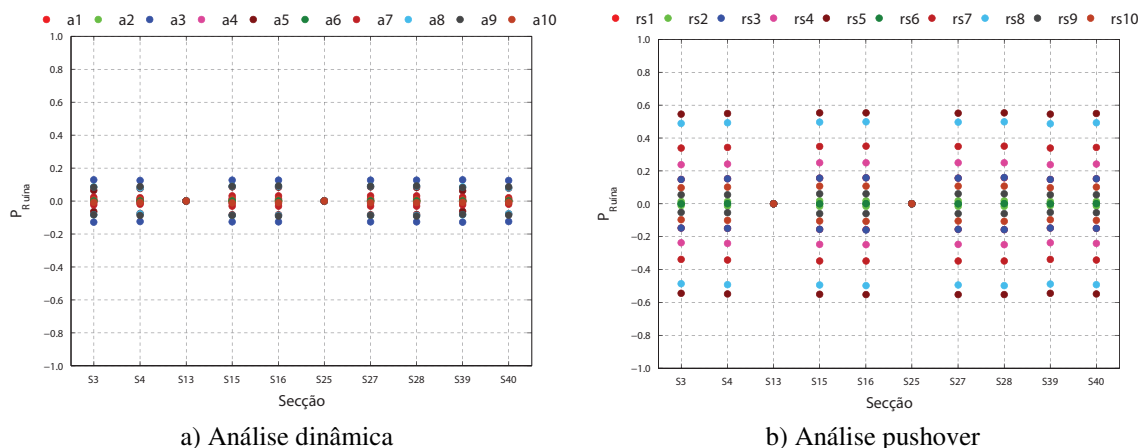
Secções Críticas									
3	4	13	15	16	25	27	28	39	40

Verificou-se a partir da análise pushover inicial que as secções críticas detectadas são as mesmas segundo os dois sentidos de carregamento, daí que se considerará apenas um mecanismo na avaliação da probabilidade de ruína.

Probabilidade de Ruína – Local

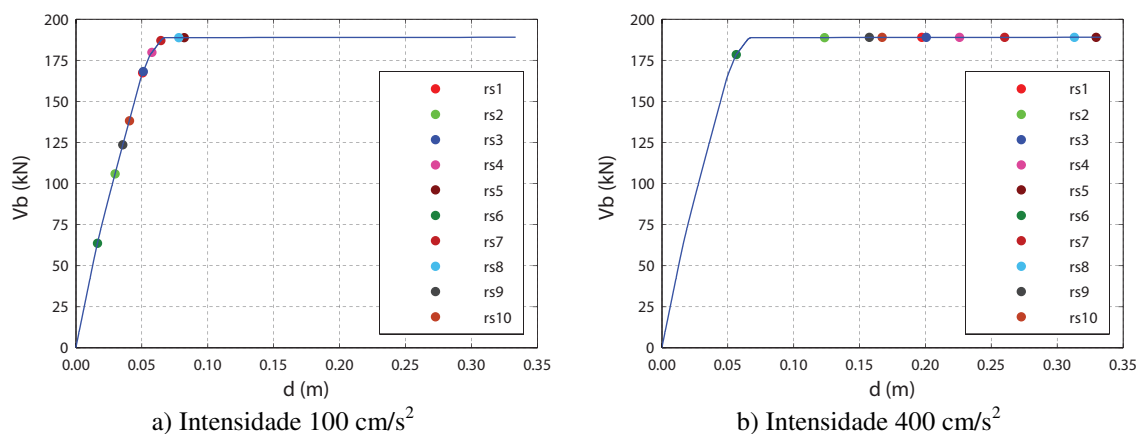
O estudo da influência da variabilidade da acção sísmica no estudo da probabilidade de ruína das secções críticas do modelo *mod12*, figuras 7.26a e b, indica para a metodologia NSA que existe um paralelismo entre as duas técnicas de análise – dinâmica e pushover.

Para ambas as situações verificam-se valores de probabilidade de ruína, entre os 10 sismos, significativamente distintos. Contudo, é nas análises pushover que este aspecto é mais notório, assim como atinge valores de vulnerabilidade mais elevados.



Figuras 7.26 – Probabilidade de ruína por evento sísmico.

Apesar das diferenças importantes dentro da amostra de 10 sismos, não se identifica a presença de elementos que se distinguem completamente da restante amostra (*outliers*), o que é comprovado através dos pontos de desempenho para as intensidades de 100 e 400 cm/s^2 , obtidos pelo método N2 através da curva de capacidade do edifício (definida pela análise pushover), figuras 7.27a e b.



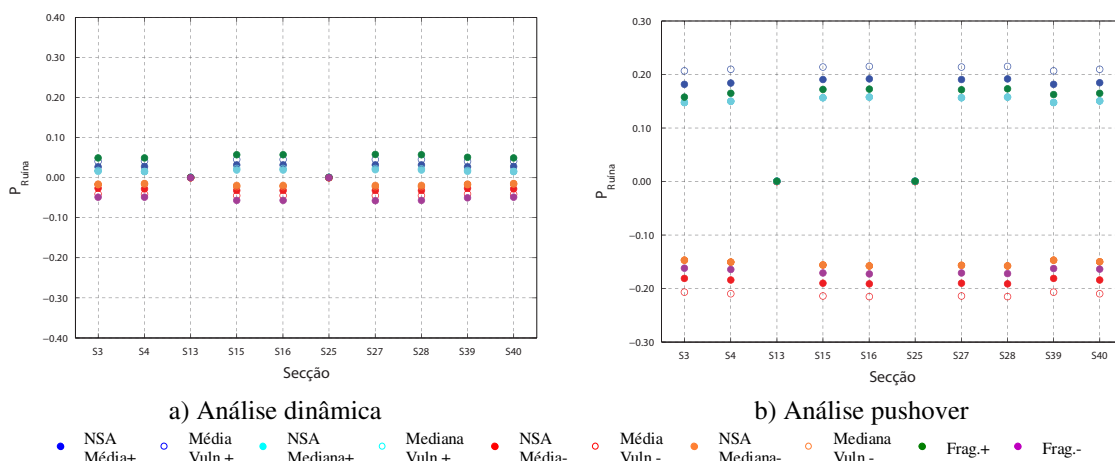
Figuras 7.27 – Curvas de capacidade e pontos de desempenho estrutural.

Estas duas figuras revelam os pontos de desempenho correspondentes a cada evento sísmico, onde se regista que a evolução entre a menor e maior intensidade sísmica segue um padrão uniforme.

Os resultados indicam ainda um nível de segurança semelhante ao demonstrado pelo edifício *mod4* e significativamente superior ao apresentado pelo modelo *mod6*. Outro

aspecto que é confirmado pelas duas análises não lineares reside nas secções críticas menos vulneráveis, que se localizam na base do edifício – S13 e S25.

Seguidamente apresenta-se o estudo comparativo entre as metodologias de avaliação probabilística NSA e baseada em fragilidades, incluindo ainda o valor médio e mediano das 10 probabilidades de ruína obtidas por evento sísmico, figuras 7.28a e b.

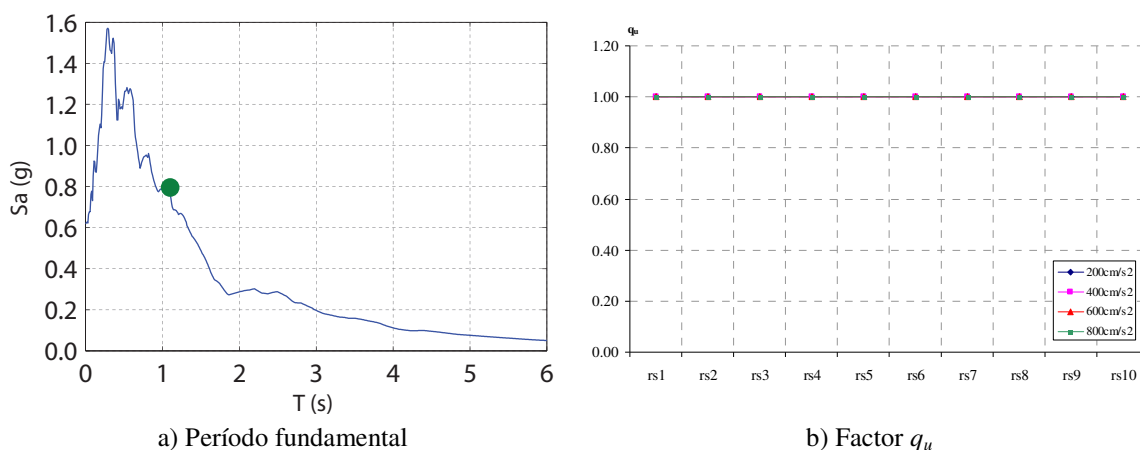


Figuras 7.28 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.

A primeira evidência passa pelos valores superiores de probabilidade de ruína para a análise pushover (cerca de quatro vezes superior), independentemente da metodologia de análise probabilística utilizada, confirmando as evidências registadas no estudo da vulnerabilidade por registo sísmico. Por outro lado, existe uma correspondência na ordem dos valores de probabilidade obtidos pelas metodologias de avaliação qualquer que seja o tipo de análise não linear seguido.

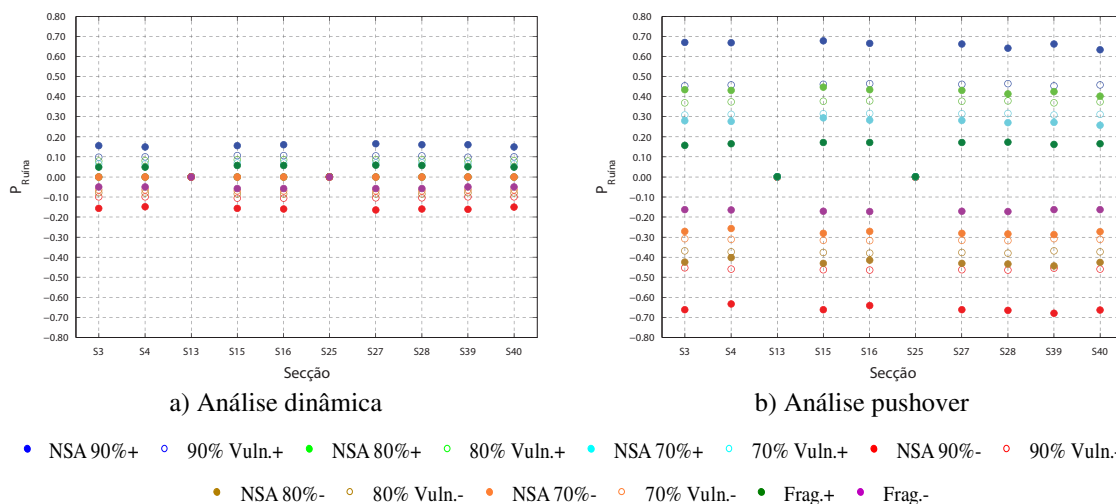
De facto, todas as metodologias utilizadas (média, mediana e Frag) confundem-se para ambas as análises não lineares dinâmicas e pushover, em parte justificado pelo facto de não existirem elementos *outliers*, sendo assim alternativas possíveis de aplicação.

No que se refere à menor concordância registada entre as duas técnicas de análise não linear, a justificação advém uma vez mais da redução dos espectros de respostas elásticos na metodologia N2, que não permite acautelar a dissipação de energia histerética da estrutura, figuras 7.29a e b.



Figuras 7.29 – Dissipação da energia histerética introduzida pelo método N2.

O estudo paramétrico das metodologias probabilísticas prossegue com a validação do ajuste de uma lei de distribuição (Normal ou Lognormal) e definição da probabilidade de ruína correspondente aos quantis de 90, 80 e 70%, figuras 7.30a e b.



Figuras 7.30 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA (considerando os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei Normal ou Lognormal) e baseada na fragilidade estrutural.

Analogamente ao constatado e concluído para os dois modelos estruturais anteriores verifica-se que no caso das análises dinâmicas, onde a amostra é menos dispersa, considerar os quantis de 90 ou 80% é uma opção válida e que corresponde a valores de probabilidade de ruína próximas da técnica Frag.

Quando se utilizam análises pushover a resposta estrutural das secções é consideravelmente superior qualquer que seja o quantil admitido, motivada pela maior

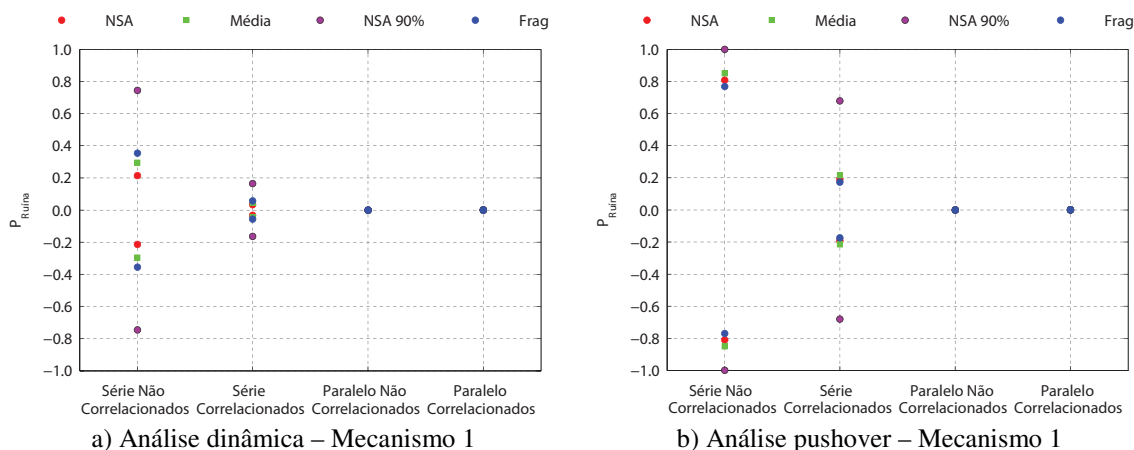
variabilidade da amostra. Contudo, com a exceção do quantil de 90% para um ajuste às ductilidades dos 10 sismos (marcas a vermelho preenchido), não existem diferenças acentuadas para as restantes metodologias, como por exemplo a técnica Frag.

Probabilidade de Ruína – Global

O estudo da probabilidade global do modelo, figuras 7.31a e b, revelou resultados semelhantes aos registados na análise por elemento, onde a menor coerência entre análises pushover e dinâmica (já justificada) conduz a valores da probabilidade global do modelo igualmente menos concordantes. Verifica-se também que a probabilidade de ruína obtida para análises pushover assume valores superiores, independentemente da metodologia utilizada, o que também está de acordo com as probabilidades obtidas ao nível de cada elemento. Refere-se ainda que existe igual ordenamento para as metodologias NSA, Frag, Média e NSA90% nas duas análises não lineares.

É também claro o afastamento da metodologia NSA90% para as restantes alternativas.

Por fim, comparativamente com as estruturas anteriores, o modelo mod12 será mais vulnerável que o modelo mod4, mas mais seguro que o modelo mod6 (com cerca de metade da probabilidade de ruína), utilizando também como referência o limite para sistemas em série e com os elementos totalmente correlacionados.



Figuras 7.31 – Probabilidade de ruína global.

4) **wh30**

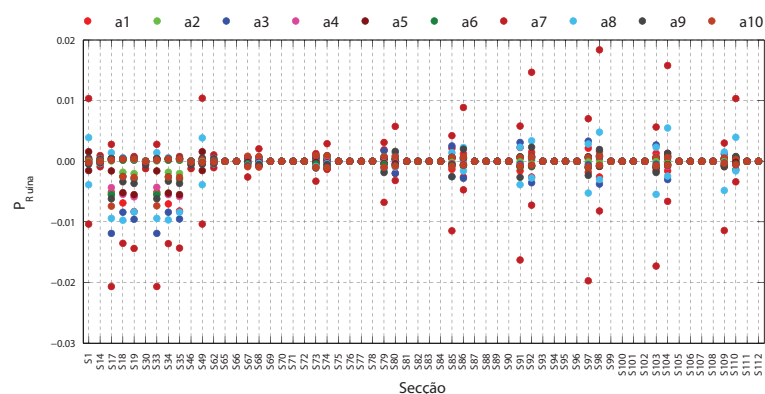
O modelo *wh30* é a única estrutura dimensionada sismicamente a ser avaliada segundo as metodologias de avaliação probabilísticas. No quadro 7.6 apresenta-se as secções críticas.

Quadro 7.6 – Secções estruturais críticas.

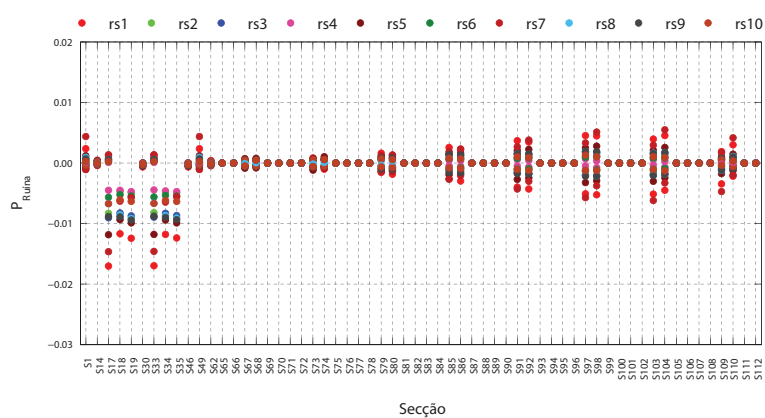
Secções Críticas									
1	14	17	18	19	30	33	34	35	46
49	62	65	66	67	68	69	70	71	72
73	74	75	76	77	78	79	80	81	82
83	84	85	86	87	88	89	90	91	92
93	94	95	96	97	98	99	100	101	102
103	104	105	106	107	108	109	110	111	112

Probabilidade de Ruína – Local

As figuras 7.32a e b evidenciam em primeiro lugar a menor vulnerabilidade desta estrutura, qualquer que seja o elemento em análise. Verifica-se também que os níveis de dispersão são idênticos entre as análises dinâmicas e pushover, com a diferença de nas primeiras existir um elemento *outlier* (sismo 7), enquanto que nas análises pushover os valores de probabilidade de ruína por evento são mais homogêneos.



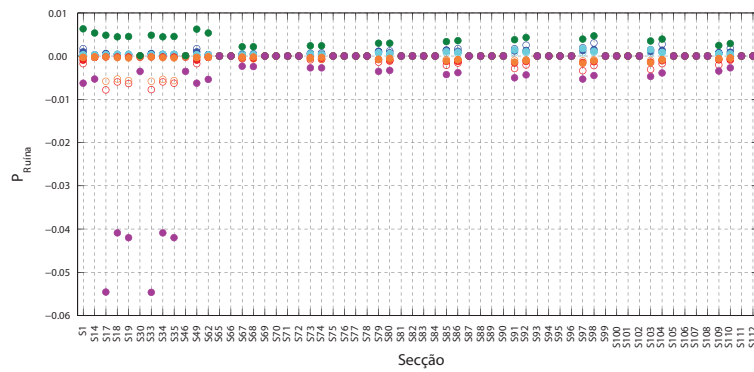
a) Análise dinâmica



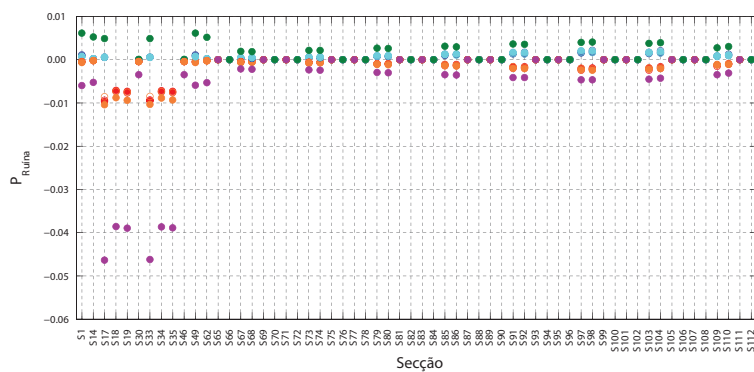
b) Análise pushover

Figuras 7.32 – Probabilidade de ruína por evento sísmico.

O estudo comparativo entre as metodologias de avaliação probabilística NSA e baseada em fragilidades (onde se incluem também os valores médio e mediano das 10 probabilidades de ruína obtidas por evento sísmico), figuras 7.33a e b, mostra a elevada correspondência entre os resultados para as análises não lineares dinâmicas e pushover. Simultaneamente regista-se a semelhança de resultados provenientes de cada uma das técnicas em estudo, onde o valor médio ou mediano das probabilidades de ruína apresenta-se como uma simplificação válida da metodologia NSA. No entanto, estas técnicas distanciam-se um pouco da metodologia baseada em curvas de fragilidade.



a) Análise dinâmica

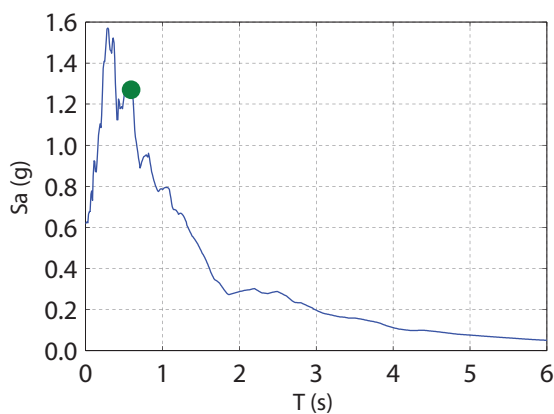


b) Análise pushover

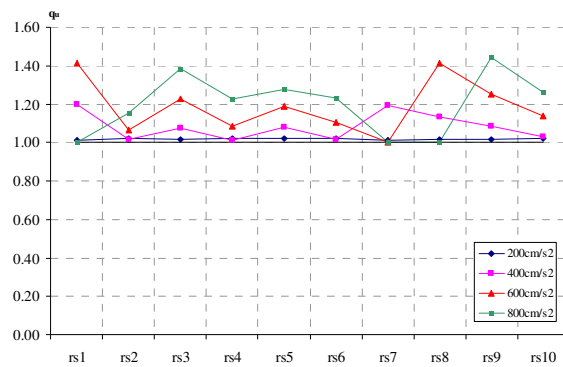
• NSA Média+ • Média Vuln.+ • NSA Mediana+ • Mediana Vuln.+ • NSA Média- • Média Vuln.- • NSA Mediana- • Mediana Vuln.- • Frag.+ • Frag.-

Figuras 7.33 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.

A maior afinidade entre as duas análises não lineares está associada à consideração do factor q_u pelo método N2 para representar a dissipação histerética da estrutura, figura 7.34b, embora a presença do elemento *outlier* (sismo 7) implique valores superiores nas análises dinâmicas, como se identifica nas secções S17 e S33, figuras 7.33a e b.

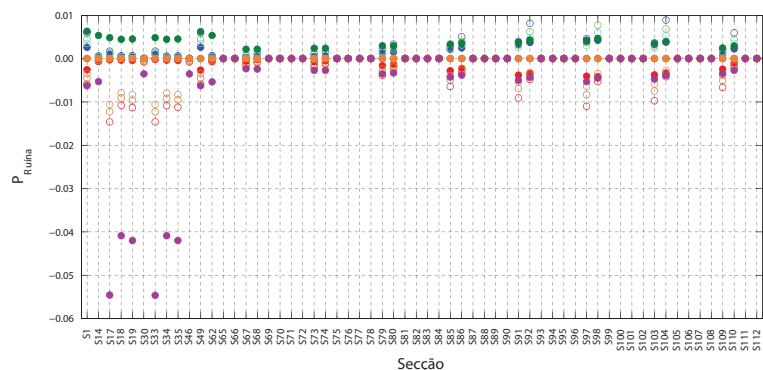


a) Período fundamental

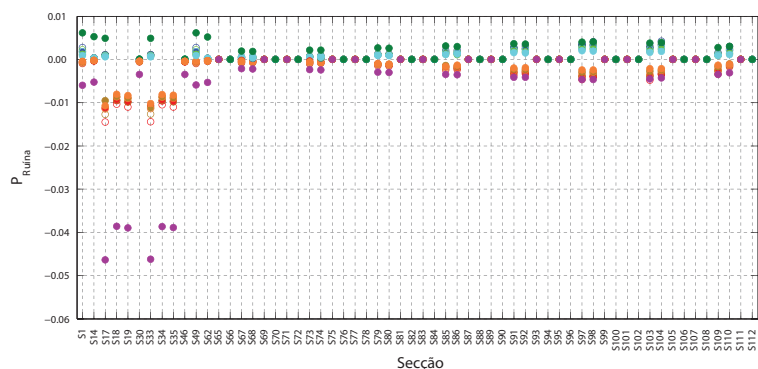
b) Factor q_u

Figuras 7.34 – Dissipação da energia histerética introduzida pelo método N2.

As figuras 7.35a e b procuram reunir as diversas técnicas de avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica de edifícios, envolvendo os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei de distribuição ajustada às probabilidades de ruína (obtidas através da metodologia NSA) ou ajustada aos pontos de ductilidade por evento sísmico.



a) Análise dinâmica



b) Análise pushover

- NSA 90%+ ◊ 90% Vuln.+ ● NSA 80%+ ◊ 80% Vuln.+ ● NSA 70%+ ◊ 70% Vuln.+ ● NSA 90%- ◊ 90% Vuln.-
- NSA 80%- ◊ 80% Vuln.- ● NSA 70%- ◊ 70% Vuln.- ● Frag.+ ● Frag.-

Figuras 7.35 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA (considerando os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei Normal ou Lognormal) e baseada na fragilidade estrutural.

Sobressaem diferentes prestações desta metodologia entre as secções estruturais, verificando-se avaliações da vulnerabilidade inferiores às obtidas pela metodologia Frag. Estas variações no comportamento devem-se às diferenças entre os elementos das amostras de valores de probabilidade de ruína e de ductilidades por secção (figuras 7.32a e b), verificando-se as situações já descritas nos modelos anteriores.

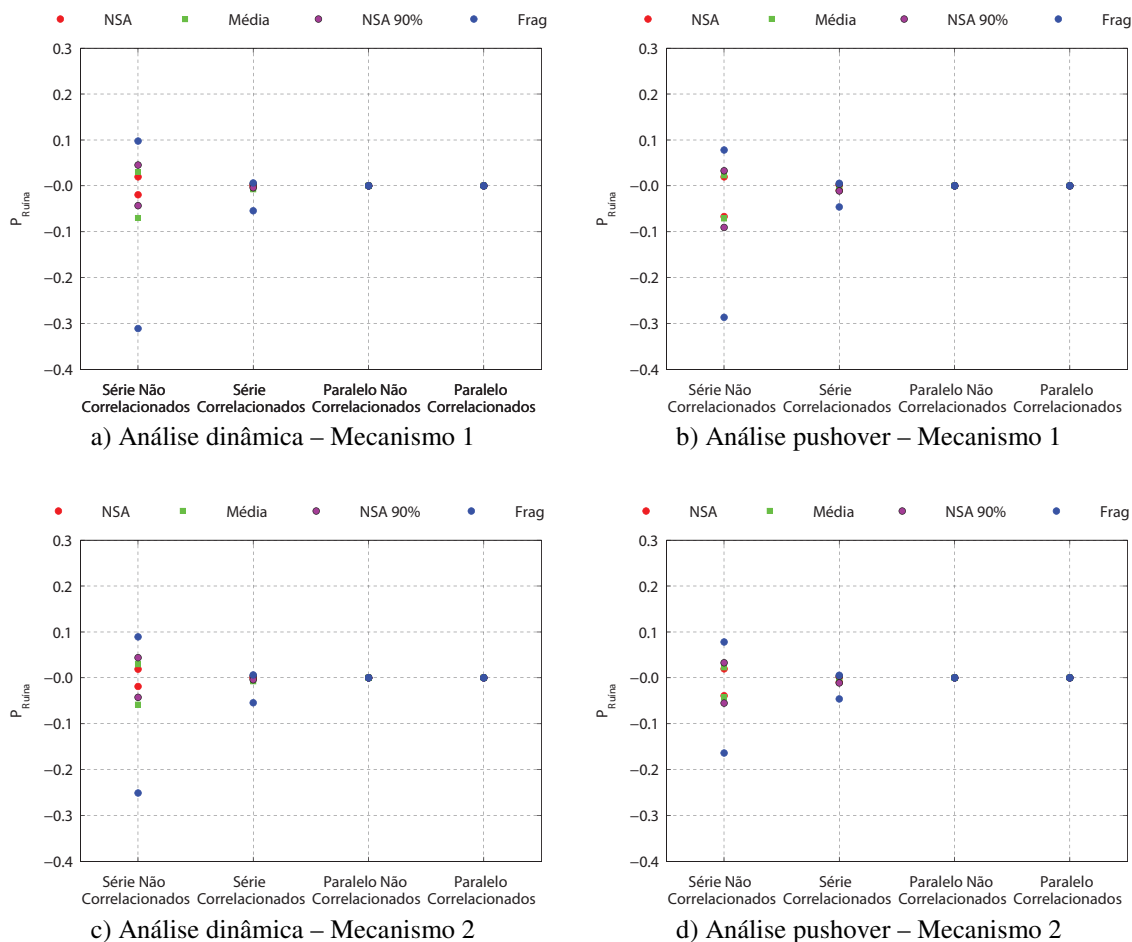
Assim, no caso das análises dinâmicas (onde existe na amostra um elemento *outlier*) a metodologia NSA admitindo os quantis de 80 e 70% pressupõe valores de probabilidade de ruína consideravelmente inferiores, em linha com o que acontece nos modelos não

dimensionados à acção sísmica, e justificando uma vez mais a dependência desta alternativa com o tipo de amostra.

No entanto, a proposta baseada nos quantis de uma lei ajustada às probabilidades por evento aproximou-se da metodologia NSA que utiliza a média e a mediana das ductilidades, não existindo diferenças entre as análises dinâmicas e pushover.

Probabilidade de Ruína – Global

Os resultados da probabilidade global do modelo vão de encontro às conclusões e evidências detectadas anteriormente, assim como no que já se referiu para os modelos anteriores, figuras 7.36a e b.



Figuras 7.36 – Probabilidade de ruína global.

Identifica-se, uma vez mais, que os valores de probabilidade de ruína global são similares para os 2 mecanismos de colapso e em ambas as análises não lineares consideradas, pese

embora a redução do limite superior associado à metodologia Frag no sentido negativo de actuação da carga. Refere-se também que o sentido negativo de aplicação da carga é o mais vulnerável para este modelo.

Por fim, utilizando a mesma referência de comparação (o intervalo entre os limites associados a um sistema em série com os elementos totalmente correlacionados e um sistema em paralelo com os elementos totalmente não correlacionados), verifica-se que o modelo WH30 é do conjunto de estruturas avaliadas a menos vulnerável.

Os resultados anteriores, e que vão de encontro às constatações já referidas para os modelos não dimensionados à acção sísmica (mod4, mod6 e mod12), mostraram que não existe uma distinção evidente entre as técnicas propostas (média, mediana e quantis), com a excepção para a metodologia Frag que apresenta valores de probabilidade de ruína superiores.

Deste modo, as análises que se apresentarão ao longo deste capítulo terão em consideração apenas a média na aplicação da metodologia NSA, como forma de evitar um volume elevado de informação (e semelhante).

7.3.2.3 Comparação análises dinâmicas vs. análises pushover utilizando uma acção sísmica artificial

O segundo estudo a apresentar, relativo à avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios, recai perante duas situações: a primeira, sobre a comparação entre a avaliação probabilística através de uma acção real e artificial representativa; e a segunda, sobre a comparação entre as metodologias já utilizadas no ponto anterior sujeitas, contudo, a uma acção definida por eventos sísmicos artificiais regulamentares.

Esta análise surge no contexto dos resultados encorajadores identificados na abordagem precedente, nomeadamente no que se refere aos resultados a partir de análises pushover, visando a simplificação do processo, a redução da variabilidade da acção (mantendo satisfatória representatividade) e com a finalidade última de indicar um guião prático de avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios.

A fase inicial do procedimento consistiu portanto na definição da acção sísmica a aplicar. Assim, para a primeira etapa utilizou-se o espectro de resposta (em pseudo-velocidades) correspondente à mediana do conjunto de 10 espectros, figura 7.3a. Enquanto que para a

segunda etapa considerou-se o espectro de base do regulamento NEHRP caracterizado na secção 7.2.4 e representado na figura 7.3b. Estes espectros serviram como referência para a geração (cujo algoritmo é descrito no Capítulo 2) de duas séries de 10 acelerogramas, com 10 segundos de duração e de forma trapezoidal.

A variabilidade presente nos resultados de probabilidades de ruína deve-se exclusivamente ao processo de geração, existindo apenas para as análises não lineares dinâmicas (para as análises pushover apenas se considera o espectro de base). Deste modo, a utilidade da metodologia baseada nas curvas de fragilidade (Frag), que foi originalmente pensada para evidenciar a aleatoriedade da acção, reside na análise da variabilidade das respostas estruturais das secções e as respectivas consequências devido ao conteúdo da acção sísmica artificial.

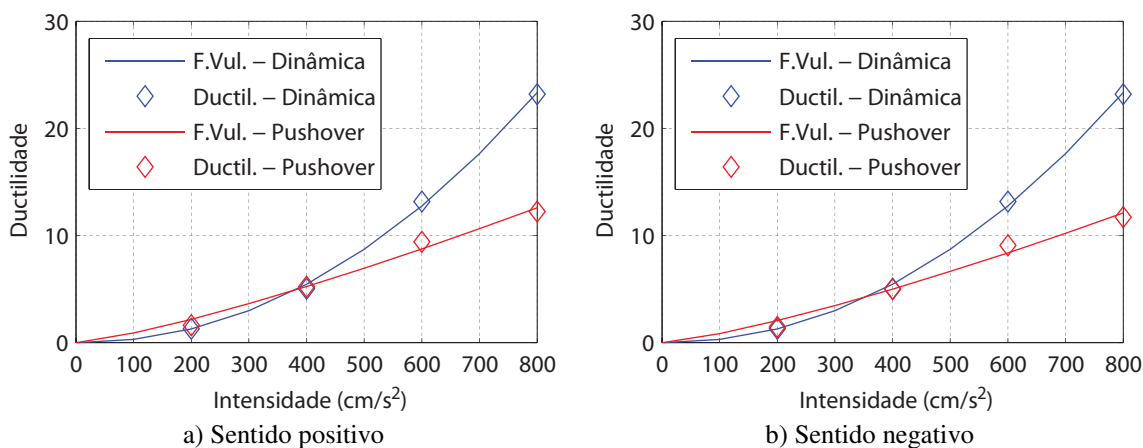
ESPECTRO DE RESPOSTA MEDIANO

1) mod4

A apresentação dos resultados é efectuada de modo análogo ao ponto anterior.

Funções de Vulnerabilidade

As figuras 7.37a e b revelam um comportamento estrutural (em ductilidades exigidas da secção S7) idêntico ao detectado com a utilização de eventos sísmicos reais, onde a análise pushover é ligeiramente mais exigente para a estrutura nas intensidades inferiores (200 e 400 cm/s^2), aspecto que é ampliado face à maior distribuição de probabilidade da acção.

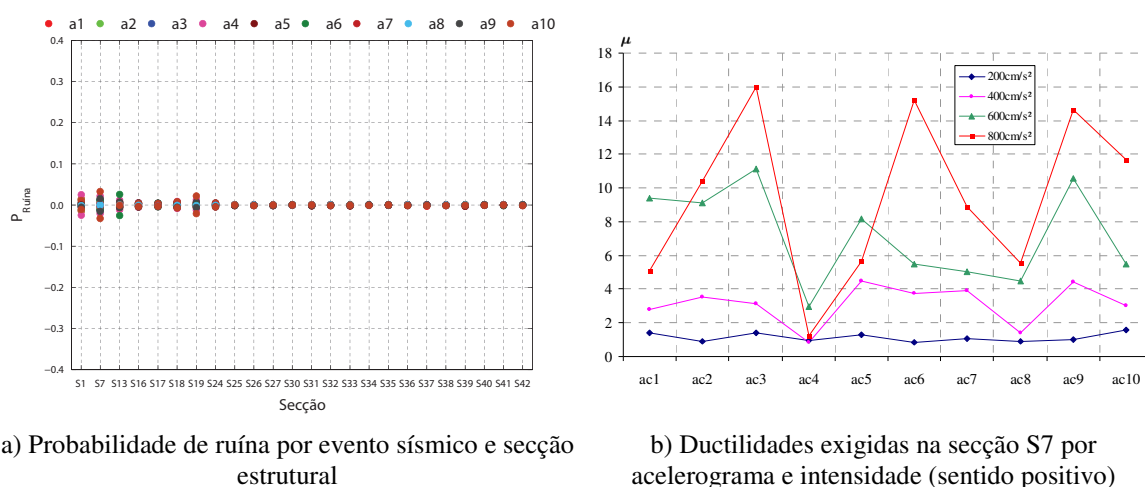


Figuras 7.37 – Funções de vulnerabilidade para o parâmetro estrutural Ductilidade exigida em curvaturas.

Os restantes parâmetros estruturais não serão apresentados dado que o comportamento generalizado se enquadra em idêntico padrão para a acção sísmica real.

Probabilidade de Ruína – Local

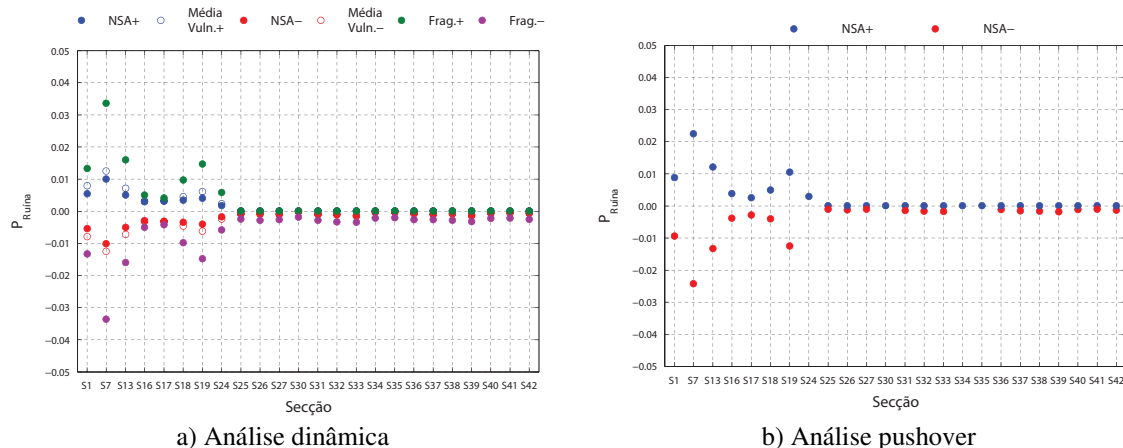
Como se referiu, a variabilidade da acção deve-se unicamente ao processo de geração de acelerogramas artificiais, daí que o estudo introduzido na secção anterior e que diz respeito à influência da dispersão da acção no comportamento dos elementos estruturais, seguindo a metodologia NSA, seja endereçado apenas para a utilização de análises dinâmicas.



Figuras 7.38 – Comportamento estrutural do modelo mod4.

Para esta situação denota-se, como seria à partida evidente, a reduzida variabilidade nos valores de probabilidade de ruína, figura 7.38a, e que se assemelham aos níveis de dispersão obtidos por acelerogramas reais com a excepção de não se encontrar qualquer elemento outlier. No entanto este facto será tanto menos claro quanto maior for a distribuição de probabilidade da acção para intensidades sísmicas superiores, como se identifica pela maior oscilação nos valores de ductilidades exigidas para as intensidades de 600 cm/s^2 e, principalmente, para 800 cm/s^2 , figura 7.38b.

Face aos resultados apresentados, será expectável verificar-se uma aproximação entre as probabilidades de ruína obtidas pelas metodologias de avaliação aplicando-se eventos sísmicos reais e artificiais. Simultaneamente espera-se que a simplificação da metodologia NSA, introduzindo-se a média dos valores de probabilidade de ruína por evento sísmico, encurtem as diferenças para com a técnica NSA, figuras 7.39a e b.



Figuras 7.39 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.

Quando efectuada a comparação entre técnicas de análise não linear regista-se a mesma tendência encontrada no caso de eventos reais, onde as análises pushover apresentam valores ligeiramente superiores e cuja diferença é explicada pelo pior ajuste da função de vulnerabilidade (polinomial de 2º grau) aos pontos de ductilidade exigida por secção (apesar dos pontos de ductilidade praticamente coincidentes entre as duas análises nas baixas intensidades), figuras 7.37a e b.

Acrescenta-se ainda que a metodologia Frag mantém também a mesma orientação identificada para sismos reais, apesar de ter associado um significado distinto, apresentando valores ligeiramente superiores comparativamente com a metodologia NSA.

Este aspecto revela que para além de a variabilidade da acção ser reduzida, como esperado, as respostas estruturais correspondentes a esses eventos sísmicos gerados artificialmente apresentam também baixa dispersão.

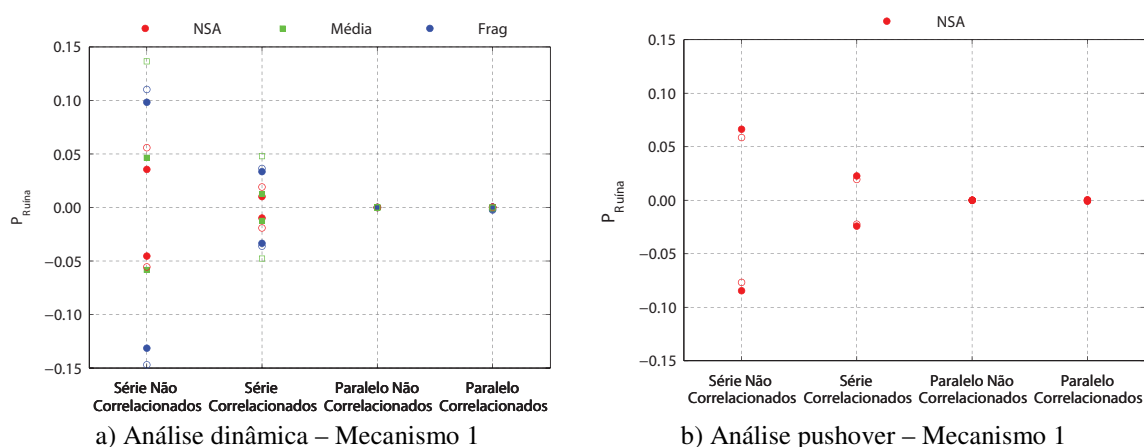
Probabilidade de Ruína – Global

A primeira constatação passa pelo limite superior de probabilidade de ruína obtido por aplicação de análises pushover, o que vai de encontro às conclusões anteriores e à ligeiramente superior vulnerabilidade dos elementos estruturais quando utilizada esta técnica, figuras 7.40a e b.

Nestas figuras apresentam-se também os valores de probabilidade de ruína obtidos utilizando sismos reais, representados pelas marcas sem preenchimento e seguindo o mesmo código de cores.

Refira-se que se omitiu a representação do comportamento para o caso do mecanismo 2 face à semelhança de resultados produzidos.

Contudo, e talvez o aspecto mais importante (que será identificado com maior detalhe posteriormente), concentra-se na comparação da segurança estrutural usando eventos sísmicos reais (marcas sem preenchimento) e artificiais (marcas com preenchimento). Aqui, é visível a validação desta nova base de sismos em virtude da coerência quase perfeita entre as técnicas NSA e Frag, para o caso de uma análise não linear dinâmica, ao passo que a simplificação introduzida, Média, indica um desvio superior e que está relacionado com a redução da variabilidade no caso de sismos artificiais. No caso das análises pushover constata-se idêntico cenário, embora apenas possa ser avaliada a metodologia NSA.



Figuras 7.40 – Probabilidade de ruína global.

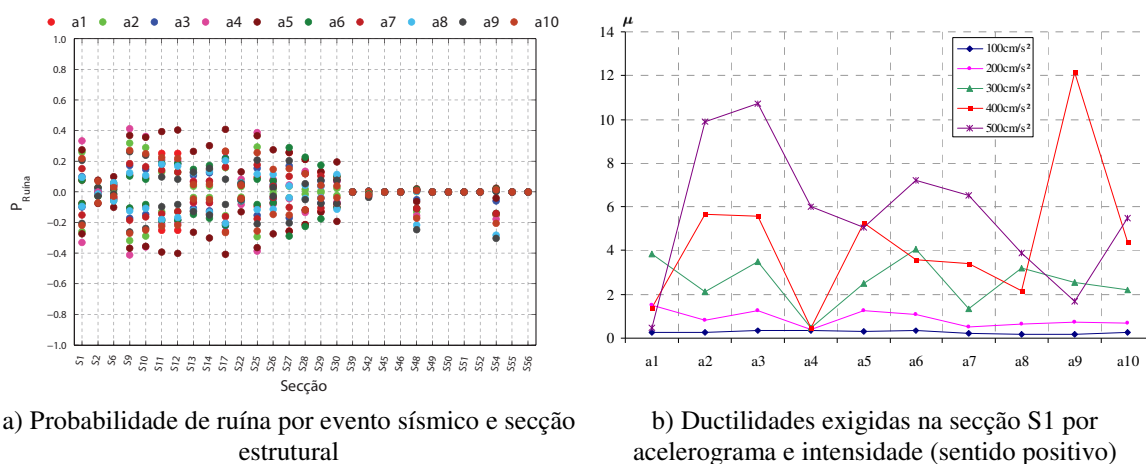
2) **mod6**

Probabilidade de Ruína – Local

Identificou-se no estudo anterior que o modelo *mod6*, do conjunto de pórticos em análise, é o edifício que apresenta um nível de vulnerabilidade superior devido, nomeadamente, à orientação das secções segundo as suas menores inércias e ao não dimensionamento à

acção sísmica. Deste modo será esperado um idêntico comportamento estrutural, captado pela base de sismos artificiais.

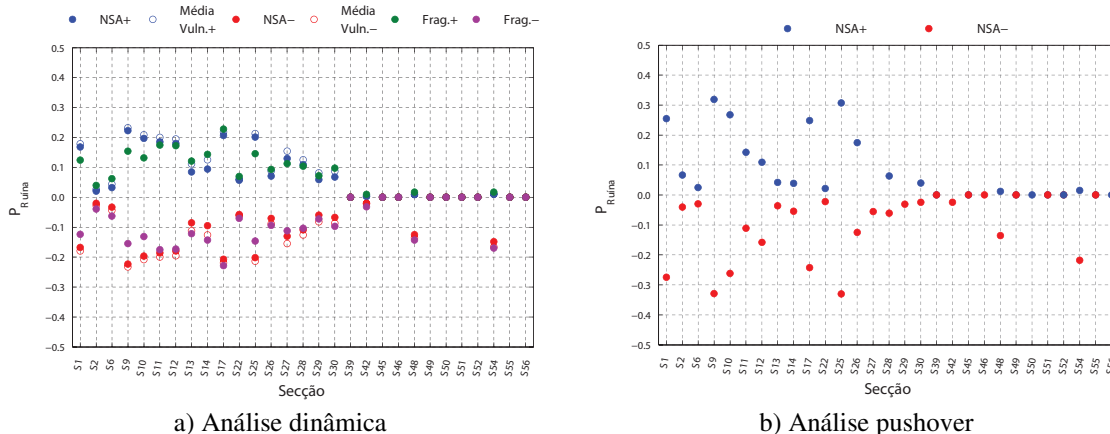
A figura 7.41b indica em primeira instância que a variabilidade da acção é preponderante apenas a partir da intensidade sísmica de 400 cm/s^2 , aspecto que segue o rumo do modelo anterior e cuja influência da distribuição da acção apenas se estende até aos 200 cm/s^2 . A figura 7.41a revela os efeitos da menor variabilidade da acção sísmica artificial na resposta estrutural das secções, em análises dinâmicas. Este aspecto é inerente à origem da dispersão da acção, que se deve unicamente à técnica de geração e à qualidade do ajuste ao espectro de resposta.



Figuras 7.41 – Comportamento estrutural do modelo mod6.

As avaliações por elemento estrutural, presentes nas figuras 7.42a e b, permitem verificar a semelhança entre os resultados obtidos por aplicação de sismos artificiais e reais (identificados na figura 7.20a), corroborando a tendência registada no modelo anterior e confirmando esta abordagem como uma alternativa válida na avaliação probabilística de edifícios.

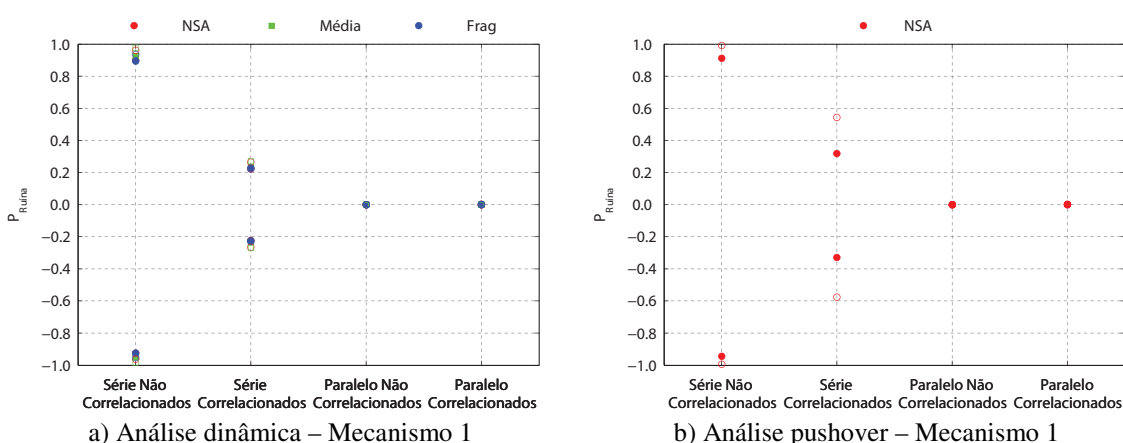
A baixa dispersão associada à acção gerada e a amostra homogénea das correspondentes respostas estruturais, minimiza o desvio entre a metodologia NSA e a simplificação desta (Média), assim como para a metodologia Frag. Ao mesmo tempo evidenciam-se os valores ligeiramente superiores obtidos através de análises pushover, que estão associados a funções de vulnerabilidade igualmente superiores.



Figuras 7.42 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.

Probabilidade de Ruína – Global

Os factos presentes e referidos na avaliação anterior, individualizada por secção, são transportados para a vulnerabilidade global do modelo, que se encontra traduzida pelas figuras 7.43a e b. Nelas são visíveis, para o mecanismo 1 (notando igual comportamento para o mecanismo 2), limites inferiores e superiores de probabilidade praticamente coincidentes quando se utilizam sismos reais ou artificiais, independentemente do tipo de análise não linear e da metodologia de avaliação (pelos motivos já referidos da menor dispersão da acção e da resposta).

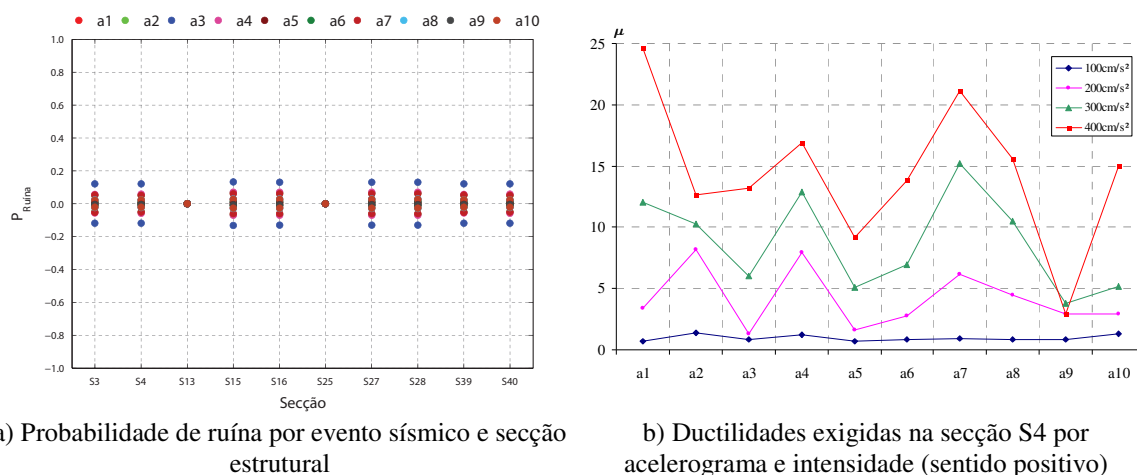


Figuras 7.43 – Probabilidade de ruína global, em que as marcas com preenchimento correspondem a sismos reais e as marcas sem preenchimento a sismos artificiais.

3) mod12

Probabilidade de Ruína – Local

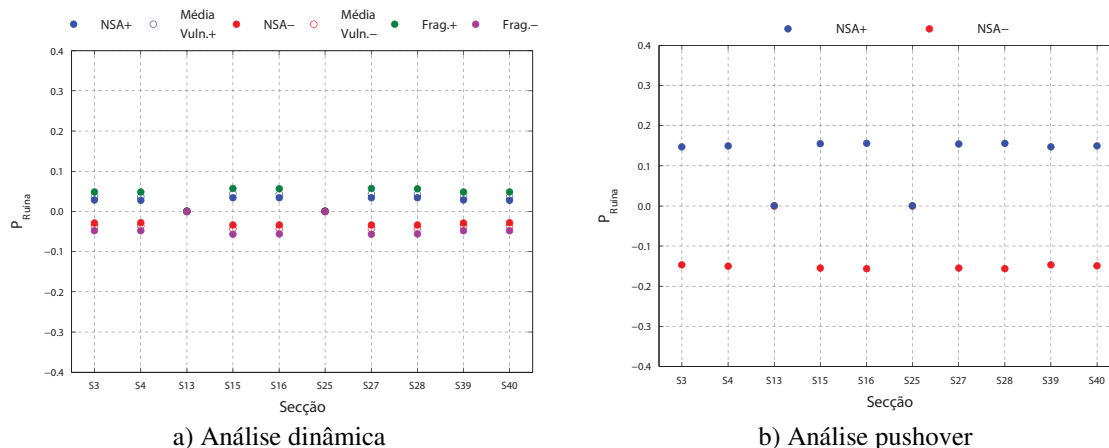
À semelhança dos modelos *mod4* e *mod6* identifica-se que a variabilidade da acção apenas se torna importante a partir de uma intensidade sísmica em que a acção apresenta já baixa probabilidade de ocorrência, no caso uma intensidade superior a 300 cm/s^2 (figura 7.44b). Na figura 7.44a, e no seguimento dos resultados já detectados, pode ser facilmente notada a quase sobreposição entre a avaliação probabilística utilizando acelerogramas reais e artificiais (confrontando com a figura 7.26a), para o caso de análises não lineares dinâmicas.



Figuras 7.44 – Comportamento estrutural do modelo mod12.

A avaliação da segurança estrutural utilizando uma base de sismos reais e artificiais, e analisada numa perspectiva individualizada por acelerograma, mostrou um comportamento similar para as diversas metodologias probabilísticas.

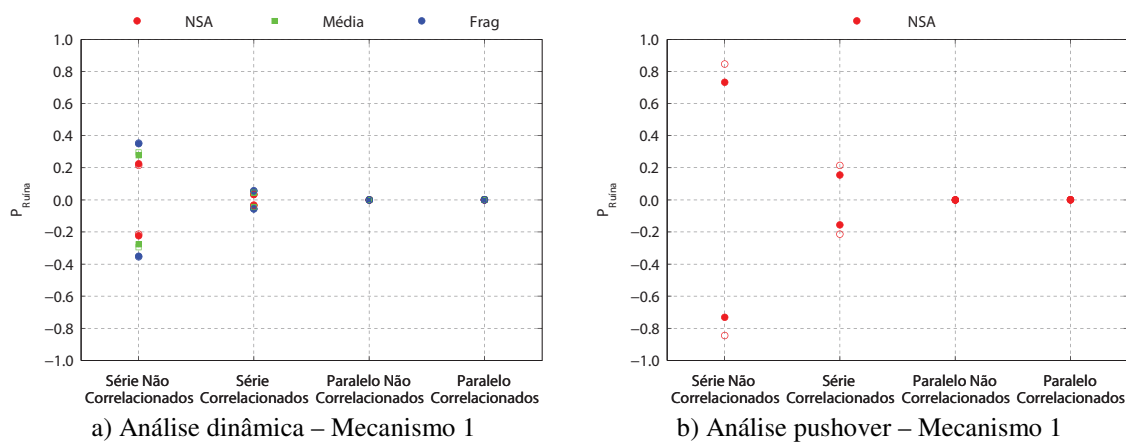
Visualiza-se da comparação entre as figuras 7.45a e b e figuras 7.28a e b, respectivamente, que a análise dinâmica utilizando as acções reais ou artificiais, mantém a correspondência para qualquer que seja a técnica de avaliação, já detectada na figura 7.44a. Quando se segue uma análise pushover os resultados são também similares para os dois tipos de acção admitidos, registando-se uma ligeira redução nos valores de probabilidade de ruína e a aproximação aos resultados obtidos para a análise dinâmica. Contudo mantém-se como a técnica de análise não linear que identifica uma vulnerabilidade estrutural superior.



Figuras 7.45 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.

Probabilidade de Ruína – Global

A probabilidade de ruína referente à estrutura no seu conjunto espelha os resultados obtidos ao nível de cada secção. Assim, no caso das análises dinâmicas (figura 7.46a) verifica-se igual tendência no comportamento de qualquer uma das metodologias de avaliação, quando aplicados eventos sísmicos reais ou artificiais, e que se deve essencialmente à semelhança nos valores de dispersão. Relativamente às análises pushover, os valores de probabilidade de ruína global reflectem também uma ligeira redução, figura 7.46b. Como conclusão principal reforça-se a possibilidade de aplicação de eventos sísmicos artificiais a par de qualquer uma das análises não lineares.

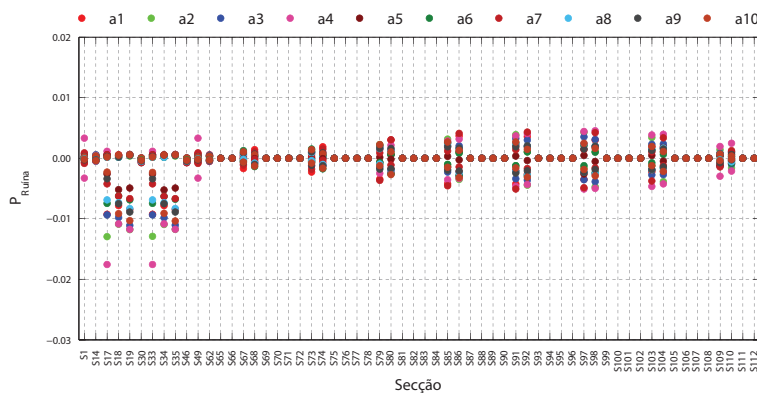


Figuras 7.46 – Probabilidade de ruína global, em que as marcas com preenchimento correspondem a sismos reais e as marcas sem preenchimento a sismos artificiais.

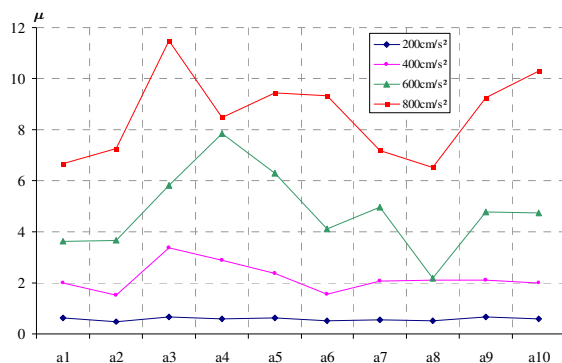
4) **wh30**Probabilidade de Ruína – Local

O estudo do efeito da dispersão da acção sísmica no comportamento estrutural do modelo *wh30* revela um panorama ligeiramente diferente, onde a variabilidade dos efeitos da acção é menos notória, figura 7.47b. Regista-se neste edifício (o menos vulnerável do conjunto de estruturas avaliadas) que, mesmo para a intensidade superior (800 cm/s^2) a variação da resposta é pouco importante, ao que está associado o dimensionamento sísmico deste modelo.

Quando comparado com igual estudo utilizando sismos reais (figura 7.32a) constata-se uma superior uniformização nos efeitos correspondentes à base de 10 acelerogramas, anulando-se a presença de elementos *outliers* e mantendo-se valores máximos idênticos para cada secção, figura 7.47a. De igual modo, as secções estruturais onde existe uma variabilidade superior são comuns aos dois tipos de acção.



a) Probabilidade de ruína por evento sísmico e secção estrutural

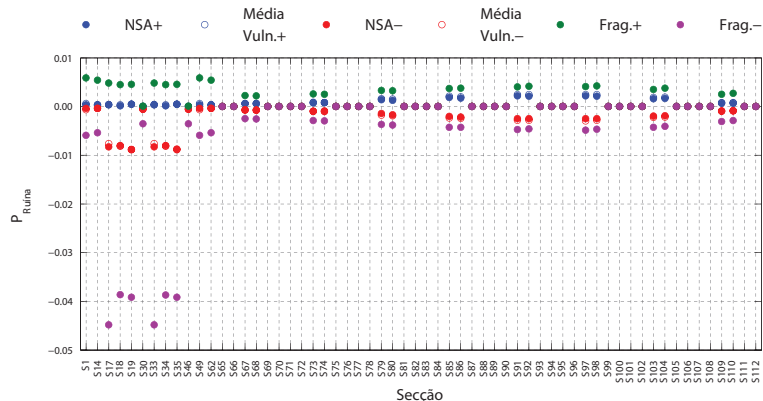


b) Ductilidades exigidas na secção S17 por acelerograma e intensidade (sentido positivo)

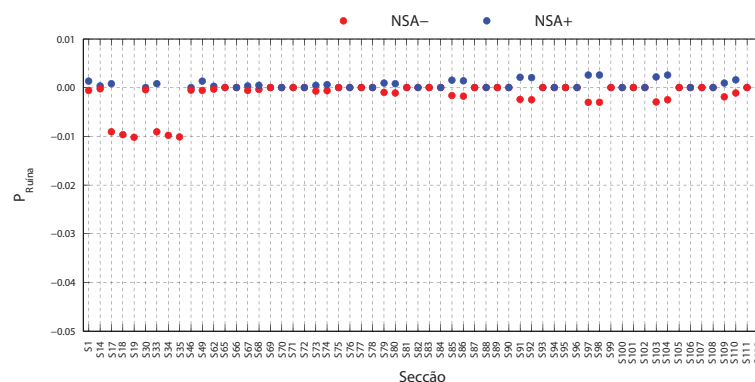
Figuras 7.47 – Comportamento estrutural do modelo *wh30*.

As figuras 7.48a e b demonstram duas evidências importantes para a futura utilização de eventos sísmicos artificiais, num procedimento de avaliação da segurança sísmica de edifícios:

- A primeira constatação refere-se à boa aproximação da resposta estrutural no caso de uma análise dinâmica, em linha com o registado para as restantes estruturas (independentemente da origem da base sísmica) e captando os registos de todas as metodologias, nomeadamente a técnica Frag (que envolve a dispersão em todo o seu domínio).
- O segundo aspecto, relativo à análise pushover, revela também uma elevada coerência entre as duas bases de sismos aplicadas, contudo a utilização apenas de um espectro de resposta (aquele a partir do qual são gerados os acelerogramas artificiais) invalida a utilização da metodologia Frag.



a) Análise dinâmica



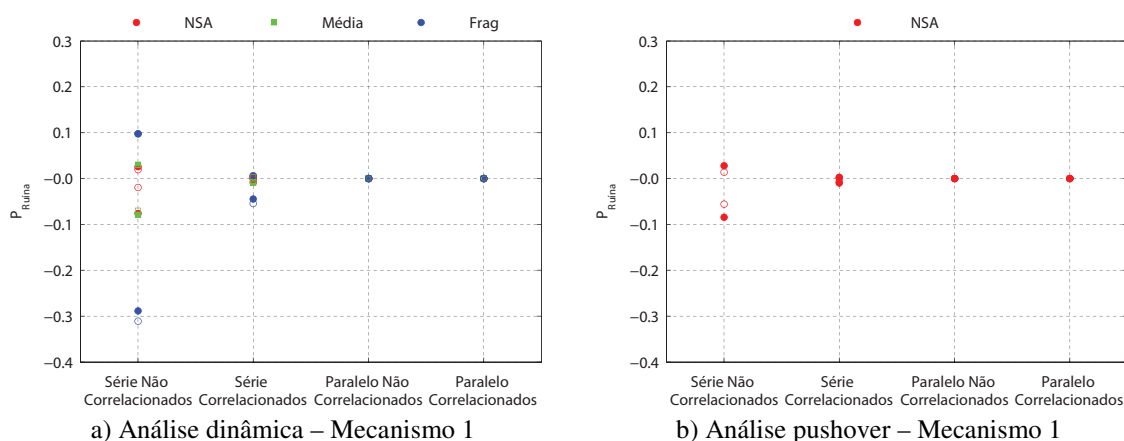
b) Análise pushover

Figuras 7.48 – Probabilidade de ruína para as metodologias NSA e baseada na fragilidade estrutural.

A última constatação, será tão mais importante quanto maior for o intervalo entre as probabilidades máxima e mínima da base de 10 sismos utilizados. Nesta situação a metodologia Frag apresenta valores de probabilidade de ruína mais elevados (comparativamente com a metodologia NSA). A sua aplicação apenas será considerada caso se admita a variabilidade ao nível dos espectros de resposta, por exemplo envolvendo o conjunto de 10 espectros de resposta correspondentes aos acelerogramas gerados artificialmente. Contudo, e como esperado, a dispersão dos efeitos é praticamente imperceptível, daí que o ajuste de uma distribuição estatística a este conjunto de 10 valores de probabilidade (para definição de um ponto de fragilidade) seja um procedimento limitado.

Probabilidade de Ruína – Global

Os resultados acerca da vulnerabilidade global da estrutura manifestam as tendências registadas no ponto anterior, assim como as duas evidências já enunciadas. Assim, as figuras 7.49a e b apresentam um estado da vulnerabilidade da estrutura, através de sismos artificiais, condizente com o registado utilizando sismos reais, para todas as metodologias de avaliação. No entanto, devido à metodologia Frag captar o efeito da dispersão das respostas estruturais (aspecto que a diferencia da metodologia NSA e é mais evidente neste modelo) e que não é acautelada nas análises pushover usando sismos artificiais, não permitiu definir o limite superior de probabilidade de ruína global.



Figuras 7.49 – Probabilidade de ruína global, em que as marcas com preenchimento correspondem a sismos reais e as marcas sem preenchimento a sismos artificiais.

ESPECTRO DE RESPOSTA REGULAMENTAR

O estudo da utilização de sismos artificiais, gerados a partir de um espectro de resposta representativo da base real, permitiu avaliar e identificar quanto à validade destes como alternativa aos eventos reais. O cenário positivo, indicado pelos resultados do ponto anterior conduziu à abertura de novos caminhos de apreciação. É neste seguimento que se apresenta o presente estudo com o objectivo de analisar a possibilidade de aplicação de espectros regulamentares numa perspectiva de avaliação probabilística da segurança de edifícios em ambiente de projecto.

O espectro de resposta regulamentar de referência consiste no espectro indicado no *National Earthquake Hazard Program – NEHRP*, figura 7.3b.

De modo análogo aos anteriores estudos, os resultados referentes à avaliação da segurança sísmica serão apresentados por modelo, recorrendo às metodologias NSA e Frag quando utilizadas análise não lineares dinâmicas e a metodologia NSA quando utilizadas análises pushover (já que não existe variabilidade pois é apenas admitido um espectro de resposta).

A vulnerabilidade identificada através da metodologia Frag, aplicada apenas nas análises dinâmicas, permitirá avaliar (tal como no caso anterior) o efeito das diferenças de conteúdo da acção sísmica na variabilidade das respostas estruturais.

1) mod4

Os resultados da avaliação probabilística do modelo *mod4*, figura 7.50, sugerem as análises pushover como alternativa viável às correntes análises não lineares dinâmicas.

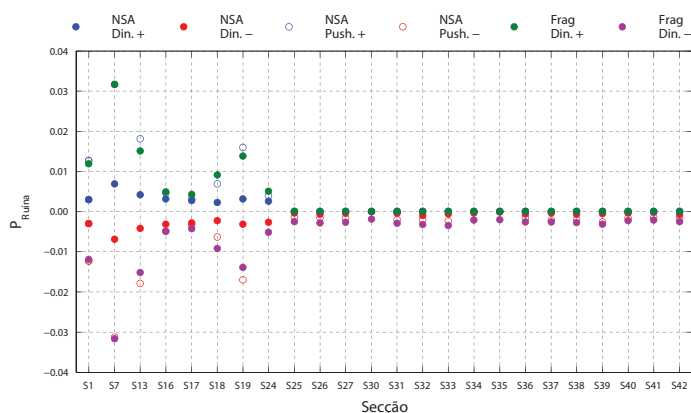


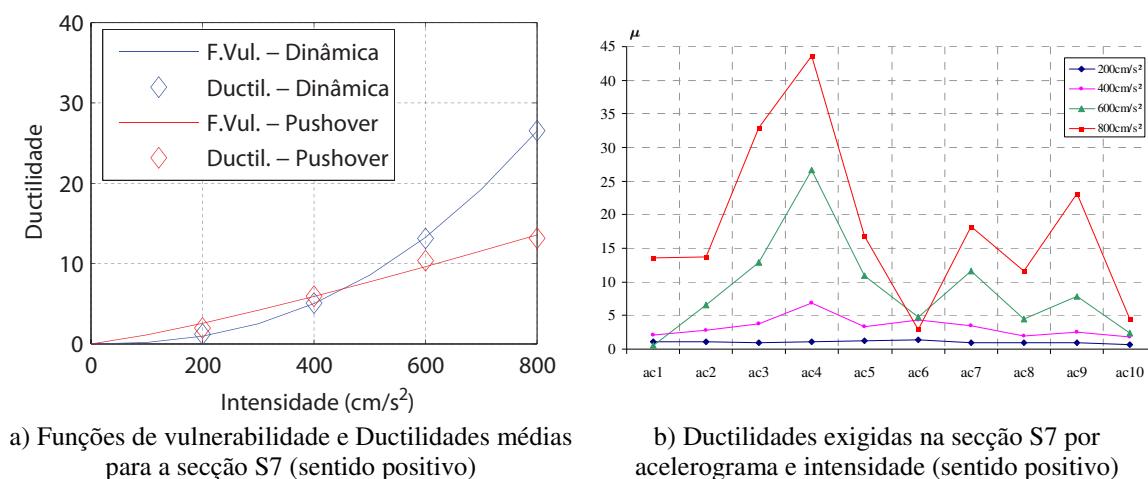
Figura 7.50 – Probabilidade de ruína por secção estrutural e por tipo de análise não linear.

Para as diferentes secções analisadas, o nível de fragilidade é ligeiramente superior no caso da aplicação de um carregamento estático, o que como se viu anteriormente e comprovado pela figura 7.51a, está associado à maior exigência estrutural nas intensidades sísmicas mais baixas (onde a distribuição da acção é superior).

Por outro lado, enfoca-se a importância da variabilidade da resposta no caso das análises dinâmicas, apesar da reduzida dispersão da base de acelerogramas gerados (dependente apenas do método de geração).

Este aspecto, apresentado na figura 7.51b para o caso da secção S7, é particularmente sentido para as maiores intensidades sísmicas, onde se registam valores de CoV de 83.8 e 68.8% nas intensidades de 600 cm/s^2 e 800 cm/s^2 , respectivamente, sendo cerca de 4 vezes superiores ao encontrado nas restantes intensidades.

De facto, os sismos gerados artificialmente contêm um conteúdo mais rico em frequências, o que para as situações de regime não linear mais avançado (com deformações acentuadas e na iminência da formação do mecanismo de colapso) se manifesta em ductilidades exigidas consideravelmente distintas e valores com sentido apenas teórico, o que explica a existência dos elementos *outliers* na resposta estrutural por secção. Assim, a dispersão referida é responsável pelos valores de probabilidade de ruína superiores no caso da metodologia Frag.



Figuras 7.51 – Comportamento estrutural do modelo mod4.

2) mod6

No caso do modelo *mod6* a dispersão dos efeitos da acção não é tão evidente como para o modelo anterior, como consequência a avaliação probabilística utilizando a modalidade Frag aproxima-se dos valores de probabilidade de ruína encontrados para a metodologia NSA, figura 7.52.

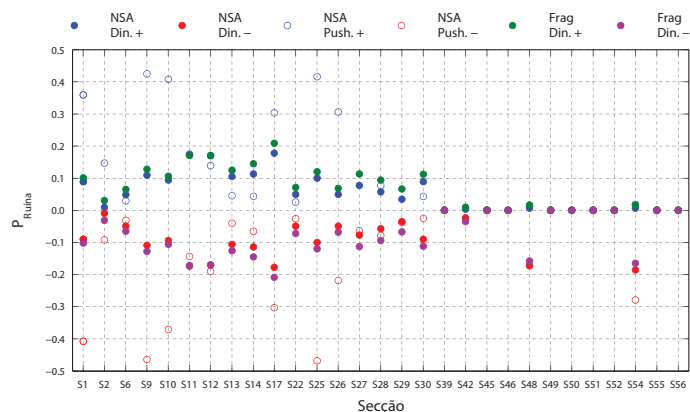
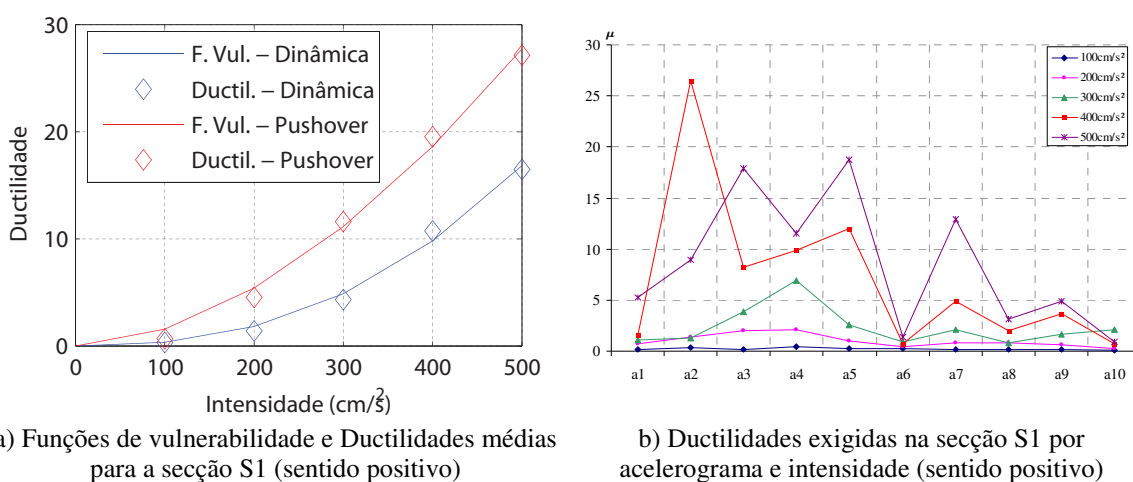


Figura 7.52 – Probabilidade de ruína por secção estrutural e por tipo de análise não linear.

Relativamente à comparação entre técnicas de análise não linear, é em geral nas análises pushover que se identificam valores de probabilidade de ruína superiores. A este aspecto é inerente a maior exigência, que para o caso da secção S1 se estende a todo o domínio de intensidade, figura 7.53a.



Figuras 7.53 – Comportamento estrutural do modelo mod6.

Acrescente-se ainda que a diferença entre análises pushover e dinâmicas seria minimizada caso o ajuste desprezasse a derradeira intensidade sísmica, conseguindo um ajuste superior

à primeira intensidade, que é aquela onde a distribuição de probabilidade da acção é maior. Pese embora estas diferenças, pode-se afirmar, à semelhança do registado na estrutura antecedente, que as análises pushover apesar da menor coerência são uma alternativa igualmente fiável no estudo do modelo *mod6*.

3) mod12

O estudo comparativo entre os dois tipos de análise não linear para o modelo *mod12* salienta e reforça a ideia de que as análises pushover conduzem a valores de probabilidade de ruína superiores, figura 7.54.

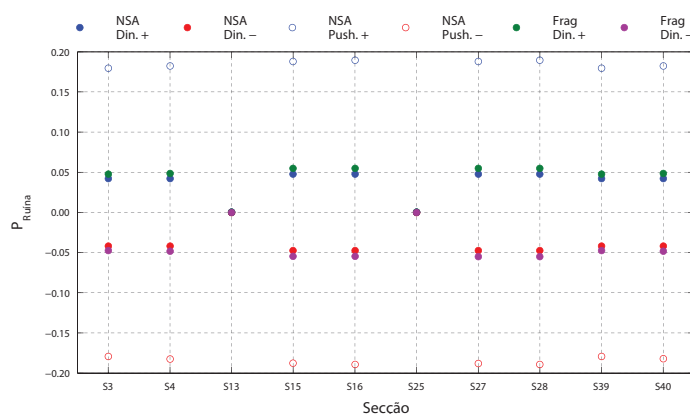
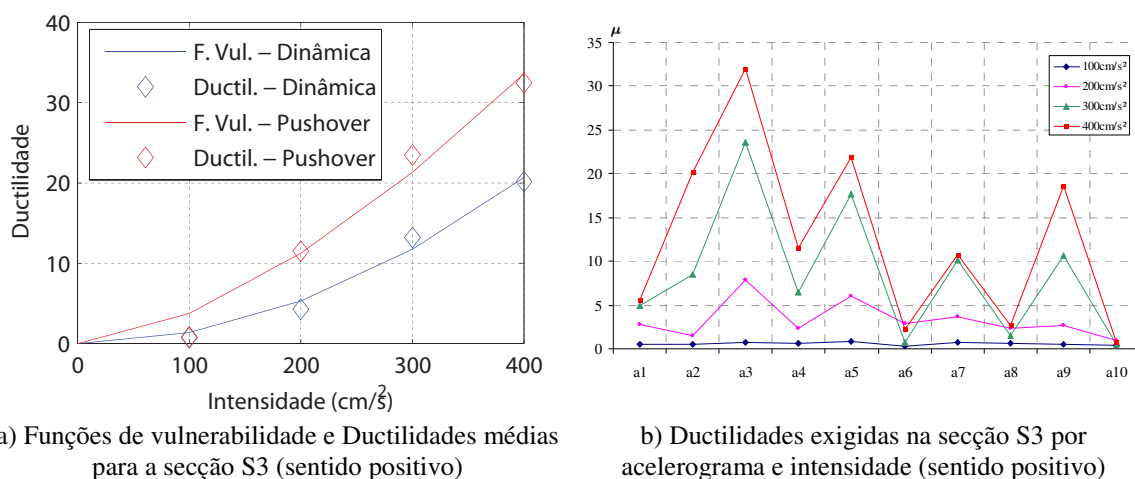


Figura 7.54 – Probabilidade de ruína por secção estrutural e por tipo de análise não linear.

Esta diferença é principalmente provocada pelo deficiente ajuste, por uma função polinomial de 2º grau, à resposta estrutural correspondente à intensidade sísmica inferior, como identificado na figura 7.55a.

A figura anterior permite identificar a semelhança entre as metodologias NSA e Frag, como consequência da baixa dispersão para as menores intensidades, assim como da ausência de elementos claramente *outliers*, figura 7.55b.



Figuras 7.55 – Comportamento estrutural do modelo mod12.

4) wh30

Por fim o estudo da avaliação probabilística utilizando eventos sísmicos artificiais recai sobre o modelo *wh30*, concentrando nos resultados obtidos o conjunto de situações já evidenciadas, figura 7.56.

Verifica-se para esta estrutura a concordância entre as análises não lineares dinâmicas e pushover, facto que é fundamentado pelo melhor ajuste da função polinomial aos pontos da resposta estrutural, em especial para a menor intensidade sísmica, figura 7.57a. Esta situação vai de encontro à justificação indicada para a menor coerência encontrada nos modelos anteriores.

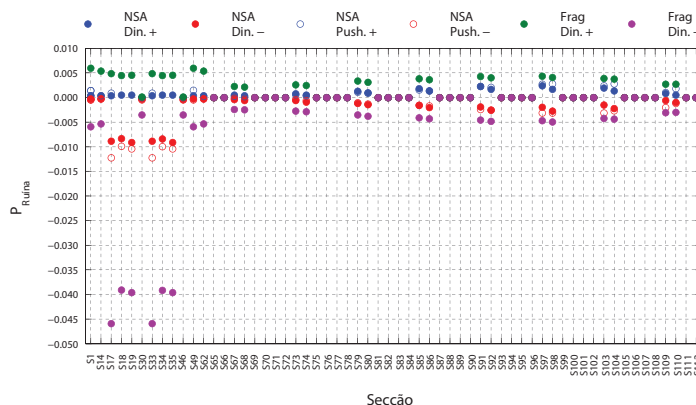
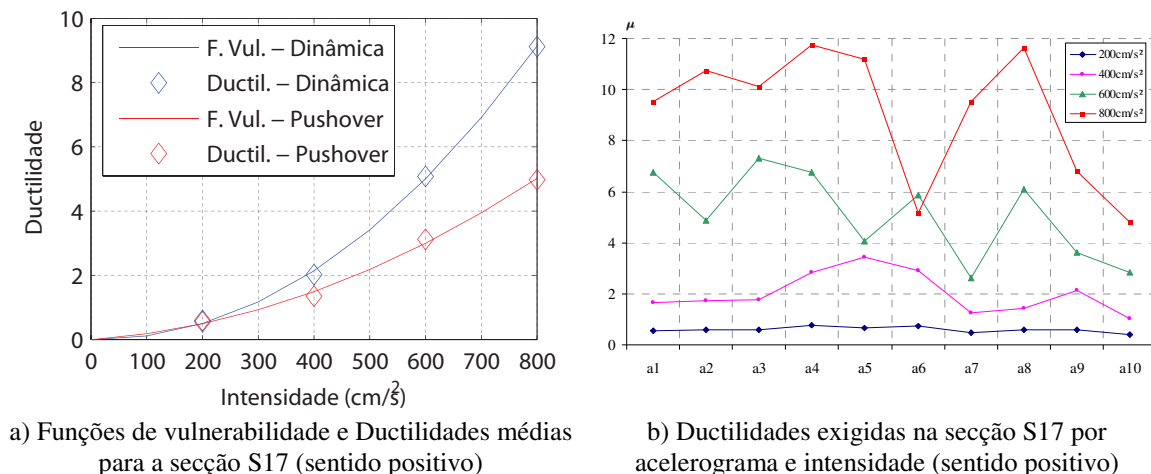


Figura 7.56 – Probabilidade de ruína por secção estrutural e por tipo de análise não linear.

A figura 7.56 expõe ainda que globalmente existe uma semelhança entre os métodos NSA e Frag, com a excepção das secções S17, S18, S19, S33, S34 e S35 quando a probabilidade

de ruína é negativa. Esta situação corresponde à actuação da acção sísmica no sentido positivo, sendo visível na figura 7.57b a superior dispersão detectada nos efeitos da acção a partir de uma intensidade de 600 cm/s^2 .



Figuras 7.57 – Comportamento estrutural do modelo wh30.

7.3.3 Metodologia de avaliação probabilística baseada em técnicas de simulação para definição da margem de segurança estrutural (HCL)

7.3.3.1 Introdução e indicações gerais

Na secção anterior apresentou-se a aplicação de duas metodologias de avaliação probabilística, já identificadas no Capítulo 6: NSA e Frag, assim como uma técnica simplificada, que deriva da metodologia baseada em funções de vulnerabilidade (Média). Este estudo foi enquadrado em duas técnicas de análise não linear (dinâmica e pushover), às quais se associam duas bases de sismos, uma real e outra artificial.

É no prolongamento do estudo das evidências e das conclusões detectadas nessa primeira abordagem que se propõe uma alternativa de procedimento para a avaliação probabilística de edifícios. Este método é baseado numa técnica de simulação estatística (método do Hipercubo Latino) para verificação da vulnerabilidade de cada modelo, avaliada na forma de uma probabilidade de ruína e que, por sua vez, é calculada a partir da margem de segurança estrutural, de acordo com a expressão 6.54. Utilizaram-se os mesmos dois procedimentos de análise não linear mencionados e aplicados na secção antecedente, assim como o mesmo conjunto de sismos reais descrito. A influência da utilização de sismos

artificiais, na avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica de edifícios não será analisada uma vez que foi já estudada na secção anterior.

A metodologia que aqui se expõe apresenta um carácter marcadamente probabilístico e que está presente em diferentes fases do processo, desligando a análise de etapas fundamentais determinísticas, que poderiam condicionar em parte o resultado final. A definição do comportamento não linear de cada elemento ao longo da análise é uma dessas fases, sendo definido a partir da simulação das propriedades dos materiais pelo método do Hipercubo Latino. A selecção da intensidade sísmica é outro aspecto probabilístico, incluído através do método de simulação admitindo-se a mesma lei de distribuição de probabilidade da acção sísmica (figura 7.4).

Acrescenta-se que as informações comuns às metodologias utilizadas (NSA e Frag) e a presente técnica, quando omitidas, devem ser verificadas na secção anterior, como por exemplo o número de sismos e as suas características.

Um aspecto importante, intrínseco à presente metodologia, refere-se ao processo de simulação. Será necessário identificar e caracterizar os seus aspectos gerais, nomeadamente quais as variáveis a simular e o número de simulações. A primeira situação foi já descrita detalhadamente no capítulo anterior, realçando-se em particular que o processo de simulação está presente na caracterização das leis de comportamento não linear de cada elemento estrutural (leis tetralineares), a partir das propriedades simuladas dos materiais aço e betão (pelas suas leis de distribuição e coeficientes de variação). O número de simulações a considerar deverá ser suficiente para garantir a representatividade das variáveis estruturais. Este número foi definido a partir de um estudo prévio, conduzido para avaliar a sensibilidade da oscilação dos valores de probabilidade de ruína por secção, num dos edifícios em análise (no caso o modelo *mod12*).

O destaque concedido às etapas enunciadas do procedimento geral deste método de avaliação deverá, contudo, ser partilhado pelo passo inerente à caracterização da margem de segurança estrutural. É nesta fase que se procura traduzir o desempenho estrutural (diferença entre as ductilidades disponíveis – Resistência, R – e ductilidades exigidas – Exigência da acção, S) por intermédio de uma lei de distribuição estatística. Por conseguinte a correcta interpretação do comportamento de cada modelo, associado a este estado limite, é um momento fulcral para toda a estratégia de identificação da

probabilidade de ruína. Assim, recorre-se a metodologias numéricas e gráficas de validação do ajuste (Testes de Hipóteses e Gráficos de Probabilidade, respectivamente).

As técnicas de validação numérica do ajuste verificam a adaptabilidade de uma lei de distribuição estatística Normal ou de Extremos tipo I (Gumbel) – já que são as leis que melhor se adequam ao problema da segurança estrutural – aos valores da margem de segurança (R-S). Aplicam-se os testes de Kolmogorov-Smirnov (KS), Anderson-Darling (AD) e Cramér-von-Mises (CvM) aos valores de margem de segurança, vindo a distribuição caracterizada estatisticamente pela lei que apresentar maior número de validações, deste conjunto de testes.

Para os casos ambíguos, de igual número de testes válidos para as duas leis ou de nenhuma validação, utilizam-se os testes gráficos de ajuste. Neste caso, a lei que apresentar um coeficiente de regressão, r^2 , mais próximo da unidade será aquela que se admite como mais adequada.

7.3.3.2 Número mínimo de simulações das propriedades materiais

A definição de um número mínimo de simulações reveste-se de capital importância para o presente procedimento de avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios. A sua caracterização permite assim reduzir o tempo de cálculo, mantendo a representatividade do conjunto de variáveis envolvidas. Procedeu-se, portanto, a um estudo de sensibilidade de modo a estabelecer esse valor, que consiste na avaliação da probabilidade de ruína das secções estruturais de um dos edifícios em análise, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover. Esta avaliação foi conduzida fazendo variar o número de simulações entre 50, 100, 200, 300 e 500. Seleccionou-se o modelo *mod12* como referência devido ao menor número de secções críticas a avaliar e, principalmente, pela baixa variabilidade na caracterização estatística do comportamento estrutural das suas secções (o que não se regista por exemplo para o modelo *mod4*).

A figura 7.58 ilustra a resposta da estrutura a análises não lineares dinâmicas, avaliada em valores de probabilidade de ruína das secções críticas, definidas através da presente metodologia baseada na margem de segurança estrutural, HCL, e variando o número de simulações das propriedades dos materiais.

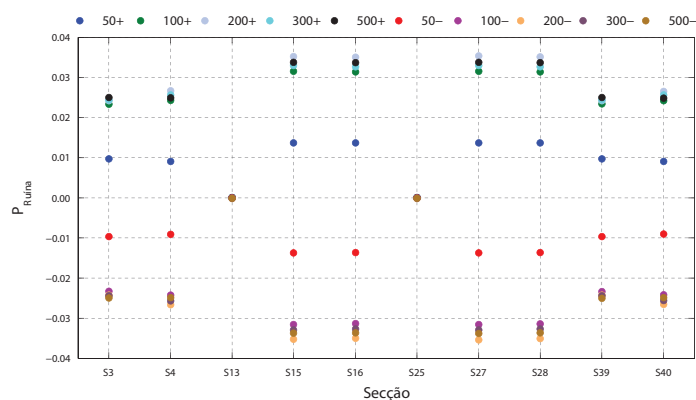


Figura 7.58 – Probabilidade de ruína por secção estrutural (mod12) para o método HCL e utilizando análises dinâmicas, variando o número de simulações.

Verifica-se, a partir da interpretação da figura 7.58, a importância desempenhada pelo número de simulações das propriedades dos materiais no comportamento estrutural, nomeadamente ao nível do indicador probabilidade de ruína, por secção. As cinco dimensões testadas indicaram que admitir apenas 50 simulações é insuficiente, com valores de probabilidade de ruína cerca de metade dos obtidos para as restantes dimensões. A principal constatação reside no facto de que uma qualquer dimensão amostral a partir de 100 elementos é suficientemente representativa, obtendo-se valores de probabilidade de ruína similares (para todas as secções).

Como forma de comprovar estas evidências isolaram-se as secções S3 e S15, que representam os dois grupos de comportamento das secções. Na figura 7.59 apresenta-se a evolução da probabilidade de ruína por secção, de acordo com a dimensão da amostra.

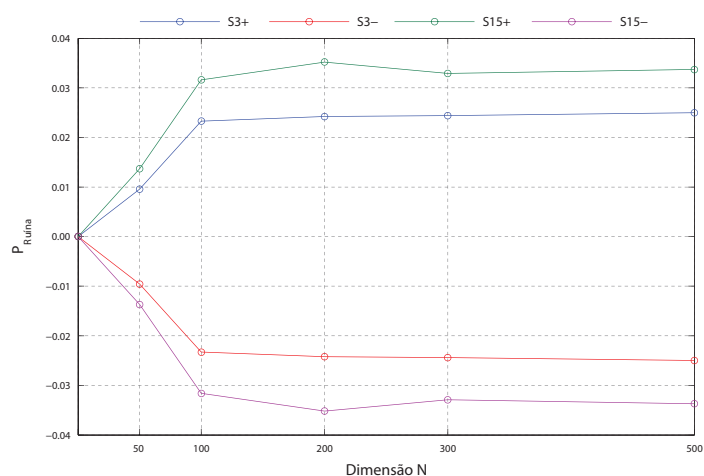
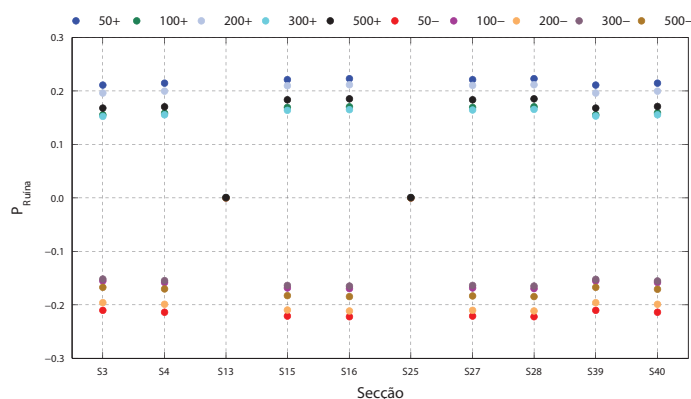


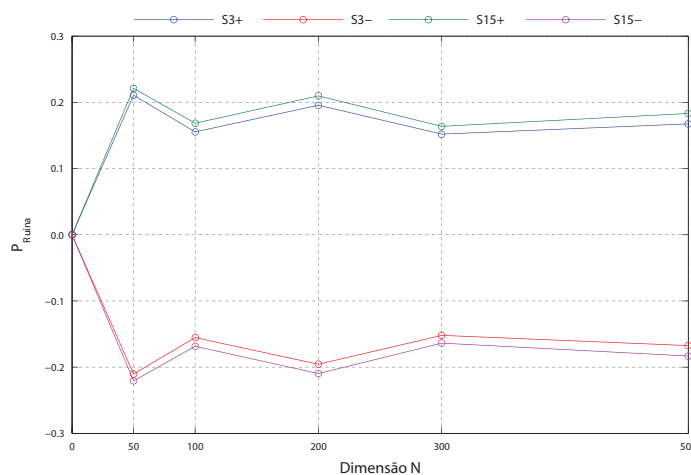
Figura 7.59 – Probabilidade de ruína para as secções S3 e S15 (mod12) referentes ao método HCL e utilizando análises dinâmicas, considerando diferente dimensão amostral.

A análise à figura 7.59 corrobora as constatações identificadas globalmente, verificando-se a tendência da probabilidade de ruína para cada secção estrutural estabilizar a partir de uma dimensão amostral igual a 100 elementos.

Um derradeiro estudo, debruçado sobre a influência da dimensão da amostra simulada das propriedades dos materiais, foi conduzido utilizando-se a metodologia HCL em conjunto com análises não lineares pushover, de modo a validar o valor mínimo sugerido ou indicar um outro valor para a dimensão amostral.



a) Por secção estrutural



b) Secções S3 e S15

Figuras 7.60 – Influência da dimensão amostral na definição dos valores de probabilidade de ruína do modelo *mod12*, através do método HCL e utilizando análises pushover.

A tendência verificada nas figuras 7.60a e b nos valores de probabilidade de ruína do modelo *mod12* utilizando análises pushover, em particular quando analisadas as secções S3 e S15, é, à semelhança do mesmo estudo usando análises dinâmicas, a de indicar uma dimensão mínima de simulações de 100 elementos. Regista-se inclusive que nesta situação

a menor dimensão avaliada (50 valores) conduz a resultados semelhantes aos das restantes amostras.

Assim, considerando os estudos de sensibilidade quanto à menor dimensão da amostra de simulação das propriedades dos materiais, utilizando os dois tipos de análise não linear envolvidos neste trabalho, opta-se pela utilização de uma dimensão igual a 200 elementos por amostra simulada.

7.3.3.3 Comparação análises dinâmicas vs. análises pushover utilizando uma acção sísmica real

O estudo comparativo entre tipos de análise não linear, usando sismos reais e a técnica de avaliação probabilística HCL, surge em paralelo à análise recorrendo às metodologias de avaliação probabilísticas NSA e Frag, identificada em 7.3.2.2.

Como objectivo essencial inerente a este estudo está a verificação da influência da variabilidade material no desempenho estrutural dos diferentes modelos analisados, apesar da variabilidade da acção sísmica ser também considerada. Conjuntamente pretende-se identificar a performance da técnica HCL, assim como a sua validação, em relação às restantes formas de avaliação probabilísticas.

A exposição dos resultados segundo os dois tipos de análise não linear será individualizada por modelo estrutural, à semelhança do efectuado na secção precedente, segundo os dois sentidos de aplicação do carregamento sísmico (probabilidade positiva e negativa). Sempre que se considere enquadrado e útil, pormenorizar-se-ão os resultados encontrados de modo a permitir a sua compreensão geral.

Será detectado o nível de vulnerabilidade (através de valores de probabilidade de ruína) individualizado para cada um destes elementos, assim como o valor da probabilidade de ruína global, representativo da segurança estrutural do edifício.

1) mod4

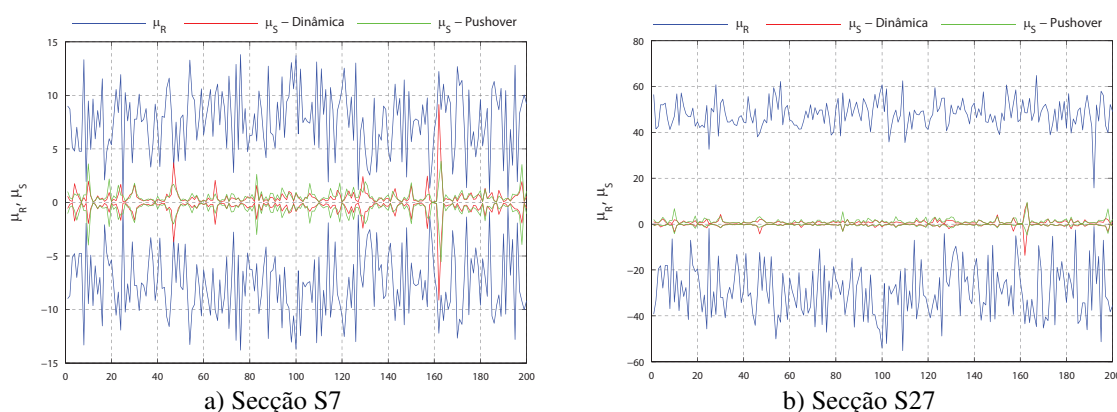
O estudo do modelo *mod4*, a um nível local envolve o mesmo conjunto de secções críticas referidas em 7.3.2.2. Uma vez mais, e apesar do estudo da avaliação probabilística ser efectuado em termos de valores de ductilidade (em curvaturas) poder-se-ia ter utilizado um dos parâmetros estruturais já identificados aquando das metodologias NSA e Frag.

Utilizou-se uma dimensão amostral de 200 elementos, envolvendo a simulação das propriedades dos materiais, para caracterizar a resistência das secções em ductilidades disponíveis (através da imposição contínua de curvaturas) e simultaneamente o comportamento não linear (curvas tetralineares) de cada elemento ao longo das análises dinâmicas e pushover (que definem as ductilidades exigidas). É utilizada a mesma dimensão para caracterizar as intensidades sísmicas, distribuídas através da lei de Gumbel, e que permite escalar (por acelerações de pico) os 10 acelerogramas e espectros de resposta.

Probabilidade de Ruína – Local

Inicia-se a apresentação de resultados referentes à metodologia HCL com a definição da margem de segurança estrutural, que consiste no diferencial entre ductilidades disponíveis (μ_S) e exigidas (μ_R). A exposição decai sobre duas secções que representam a generalidade dos dois tipos de comportamento das secções do modelo *mod4*, no caso as secções S7 e S27 que correspondem a um elemento vertical, pilar, e horizontal, viga, respectivamente.

Nas figuras 7.61a e b identificam-se as ductilidades disponíveis e exigidas às secções S7 e S27, para cada uma das 200 simulações das propriedades materiais, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover, avaliando-se o comportamento nos dois sentidos de aplicação do carregamento sísmico.



Figuras 7.61 – Ductilidades disponíveis e exigidas para cada simulação.

Verifica-se, como principal constatação, a semelhança na exigência estrutural independentemente do tipo de análise não linear aplicado, evidência que foi já assinalada aquando da avaliação probabilística pelas metodologias NSA e Frag. Com a excepção de

um elemento da amostra, para ambas as secções, existe uma baixa dispersão nos valores de ductilidades exigidas (com valores de ductilidades sempre inferiores a 5), o que suporta a ideia de que o dimensionamento destas secções é suficiente para a presente acção sísmica. A corroborar a anterior inferência está a ausência de pontos em que é ultrapassado o estado limite (margem de segurança negativa). A reduzida exigência está também interligada à maior distribuição da acção sísmica para baixas intensidades e, consequentemente, à selecção de uma amostra de sismos com picos de aceleração nessa região, ao mesmo tempo que a redistribuição de esforços pelos diversos elementos do modelo contribui para a diminuição da ductilidade exigida por secção.

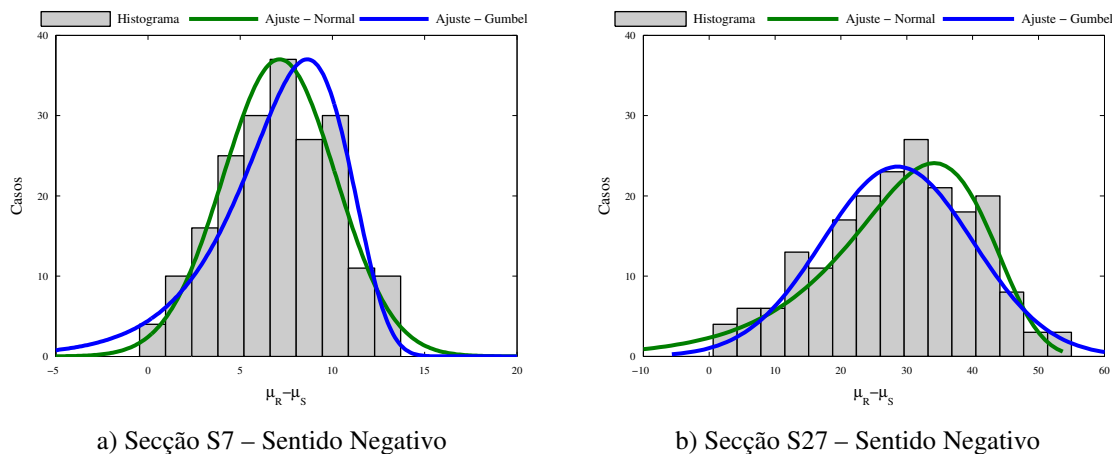
Contudo na avaliação da ductilidade disponível denota-se a importância da variabilidade material, onde se registam oscilações significativas nos valores de ductilidade, devidos às diferentes propriedades materiais admitidas (sendo os coeficientes de variação de cada variável os responsáveis por esta dispersão).

Separam-se dois tipos de desempenho para o presente modelo, caracterizados pelas secções representadas e típicas do comportamento de pilares e vigas. Assim, enquanto que para a secção S7 se identifica uma disponibilidade estrutural média expressa em valores de ductilidade de 7.7, igual nos dois sentidos de carregamento e com um CoV de 39.5%, para a secção S27 verificam-se, em função da diferente quantidade de armadura superior e inferior, valores de ductilidade disponível superiores e diferentes para ambos os sentidos de aplicação da carga. O comportamento da secção S27, representativa do grupo de vigas, apesar de não apresentar um nível de dispersão superior (12.9% no sentido positivo e 39.3% no sentido negativo) tem um valor médio de ductilidade significativamente maior (48.0 no sentido positivo e 29.1 no sentido negativo), o que se traduz em diferentes patamares de segurança estrutural, como se verá.

Será portanto expectável uma vulnerabilidade simétrica e superior no caso da secção S7, enquanto que para a secção S27 apesar da maior segurança estrutural, o sentido negativo de aplicação da acção sísmica será o mais vulnerável.

Seguidamente apresenta-se a caracterização da margem de segurança para as duas situações, assim como a sua distribuição estatística, para o caso de análises não lineares dinâmicas. Nas figuras 7.62a e b apresentam-se para as duas secções, por intermédio de um histograma, as classes de valores da margem de segurança estrutural (sentido negativo da

acção), assim como os ajustes de leis de distribuição Normal e de Gumbel, a este indicador.



Figuras 7.62 – Caracterização da margem de segurança estrutural (análise dinâmica).

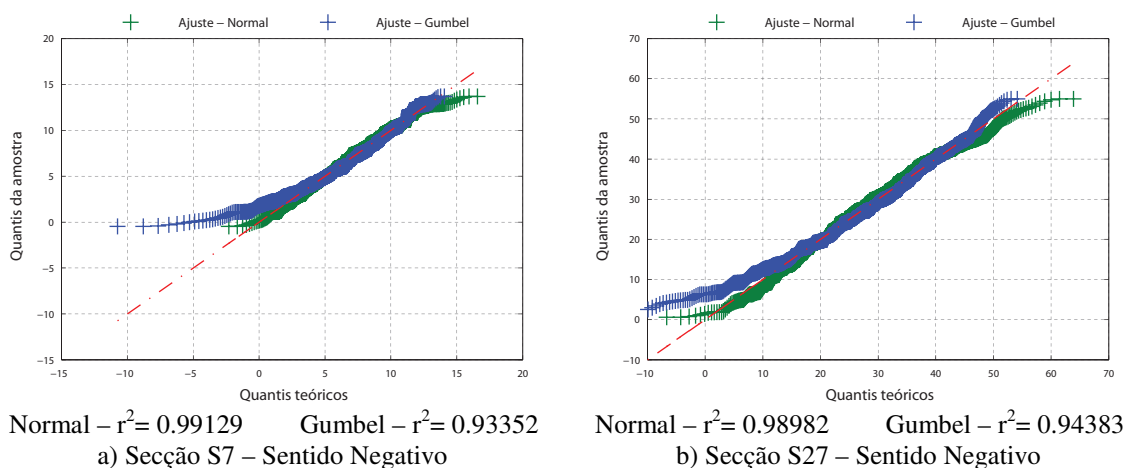
É visível que aceitar uma ou outra distribuição como representativa do comportamento do indicador margem de segurança conduzirá a valores da vulnerabilidade do elemento diferentes, que poderão ser até bastante importantes, alterando completamente o panorama da segurança estrutural de um modelo. Com vista a compreender estes desvios apresenta-se no quadro 7.7 os valores de probabilidade de ruína para as duas situações.

Quadro 7.7 – Probabilidades de ruína para diferentes leis de distribuição estatísticas.

Distribuição	S7	S27
Normal	9.733E-03	6.118E-03
Gumbel	4.501E-02	3.605E-02

Constata-se, a partir destes resultados, que existe uma discrepância importante na avaliação da segurança de cada secção, caso não seja efectuado à priori um estudo estatístico do ajuste de cada distribuição à margem de segurança. Em ambas as secções não é evidente visualmente qual o melhor ajuste, no entanto diferentes considerações repercutem-se em valores de fragilidade consideravelmente distintos.

Os Testes de Hipóteses já referidos revelaram que, para estas duas secções, a lei estatística que melhor se adequa à amostra de valores de margem de segurança corresponde à distribuição Normal, aspecto corroborado pela via gráfica de ajuste – gráficos de probabilidade – figura 7.63.



Figuras 7.63 – Ajuste gráfico de distribuições – gráficos de probabilidades.

Apesar do método gráfico não ser o mais exacto na validação do ajuste de distribuições, revelou para ambas as secções que a distribuição Normal é aquela em que existe uma correlação superior entre a amostra real e teórica, aspecto que é evidenciado pelo valor do coeficiente de regressão mais próximo da unidade.

Realça-se ainda, como aspecto a ter em consideração para futuros trabalhos, o facto do teste de ajuste numérico Kolmogorov-Smirnov não rejeitar, indistintamente, as duas distribuições em análise para algumas das secções avaliadas, o que não se regista quando se utilizam os testes de Anderson-Darling ou Cramér-von-Mises. Esta menor precisão no método KS está associada à dificuldade da definição da região crítica (ver Capítulo 6), presente quando os parâmetros da distribuição acumulada ($F(X)$) necessitam de ser determinados a partir dos valores da amostra.

Após a referência aos principais aspectos comuns à avaliação probabilística do modelo *mod4* pelo método HCL, são expostos os resultados da vulnerabilidade sísmica da estrutura utilizando os dois tipos de análise não linear – dinâmica e pushover, figura 7.64.

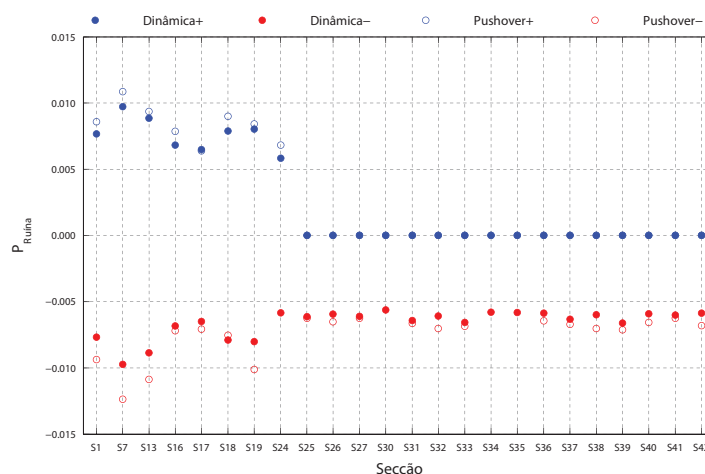


Figura 7.64 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.

Os resultados referentes à probabilidade de ruína de cada secção utilizando a técnica de avaliação HCL apresentam a mesma tendência detectada para as metodologias NSA e Frag. Verifica-se a proximidade entre os resultados das duas análises não lineares usadas, independentemente do sentido de aplicação da acção sísmica, aspecto que foi já identificado na figura 7.61, no qual se regista idêntica coerência ao nível de ductilidades exigidas. Contudo as análises pushover são sempre ligeiramente superiores, mantendo o padrão já encontrado nas anteriores comparações. Em ambas as análises é utilizado o mesmo tipo de distribuição estatística para traduzir o indicador margem de segurança. Realça-se ainda desta imagem o comportamento evidenciado pelas secções correspondentes a vigas (da S25 à S42), no qual é facilmente identificada a maior fragilidade quando se aplica a acção sísmica no sentido negativo, e cujo efeito é ampliado devido à consideração da variabilidade material.

Quando comparado com os resultados produzidos na aplicação das metodologias NSA e Frag visualiza-se uma elevada coerência para os elementos verticais (pilares), e um desempenho também semelhante para as vigas (utilizando análises não lineares dinâmicas), o que permite concluir quanto à baixa variabilidade das propriedades materiais destes elementos. É contudo a metodologia NSA aquela cujos resultados se aproximam mais da técnica HCL, motivado principalmente pelo facto de, como se viu, a variabilidade da acção não ser determinante na resposta estrutural para baixos níveis de intensidade sísmica, e que corresponde, por sua vez, ao nível dos valores de intensidade sísmica simulados.

No caso da comparação entre análises pushover existe um desvio ligeiramente superior, a que é intrínseca a distribuição da acção introduzida no processo de simulação para a definição da intensidade sísmica, cuja probabilidade de ocorrência é superior para baixas intensidades e, conseqüentemente, a exigência estrutural será menor.

Probabilidade de Ruína – Global

A vulnerabilidade global do modelo é definida do mesmo modo, utilizando quatro limites de probabilidade, de acordo com o tipo de sistema estrutural admitido e o grau de correlação entre elementos. A figura 7.65 expõe esta informação para o caso das análises não lineares dinâmicas e pushover, relativamente ao primeiro mecanismo de ruína definido na secção 7.3.1 (registra-se igual comportamento para o caso do mecanismo 2).

É visível, com a excepção, do limite superior segundo o sentido negativo de actuação do carregamento, que a vulnerabilidade global do edifício se apresenta similar ao identificado segundo a metodologia NSA. Esta constatação traduz o desempenho explicitado a um nível local, e exposto na figura 7.64. No entanto no sentido negativo existe uma ligeira discrepância entre as duas técnicas, com um valor de probabilidade de ruína superior no caso HCL, justificado pela superior exigência no caso dos elementos horizontais. Refira-se, por fim, que a utilização de análises dinâmicas ou pushover conduz a resultados praticamente coincidentes.

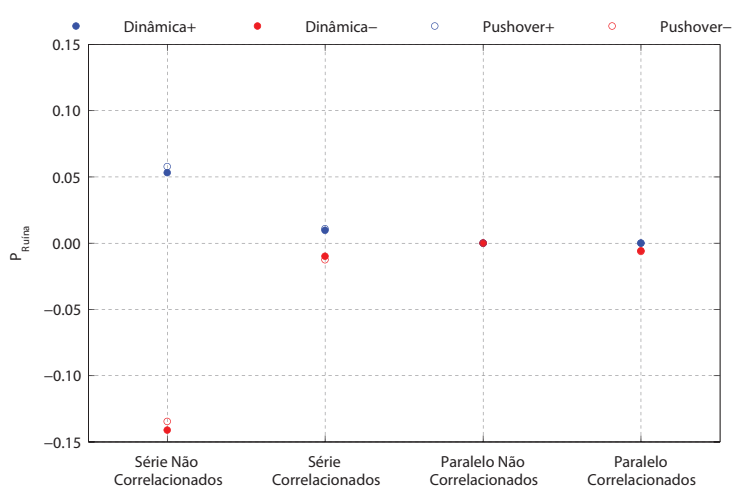


Figura 7.65 – Probabilidade de ruína global (Mecanismo 1).

2) mod6

A apresentação da avaliação probabilística da segurança sísmica do modelo *mod6* seguirá o estudo do modelo anterior, no entanto, face à sobreposição de evidências, concentrar-se-á a explanação nos resultados de probabilidade local e global, apenas.

À semelhança do modelo *mod4*, identifica-se uma elevada concordância entre os valores da segurança sísmica de cada secção quando se utilizam análises dinâmicas ou pushover. Facto que é igualmente visível no caso de pilares ou de vigas (a partir da secção S39), figura 7.66. Quando comparado com as metodologias de avaliação anteriores, a semelhança é também facilmente detectada, do mesmo modo, para as técnicas NSA e Frag. A aproximação entre as diferentes metodologias probabilísticas de análise indica a reduzida variabilidade material das secções do modelo *mod6*. Esta ocorrência é menos notada no caso de análises pushover, cuja constatação está intimamente relacionada com o papel relevante que a variabilidade da acção apresenta nesse tipo de análise para intensidades sísmicas superiores, e que não é tão evidente na metodologia HCL.

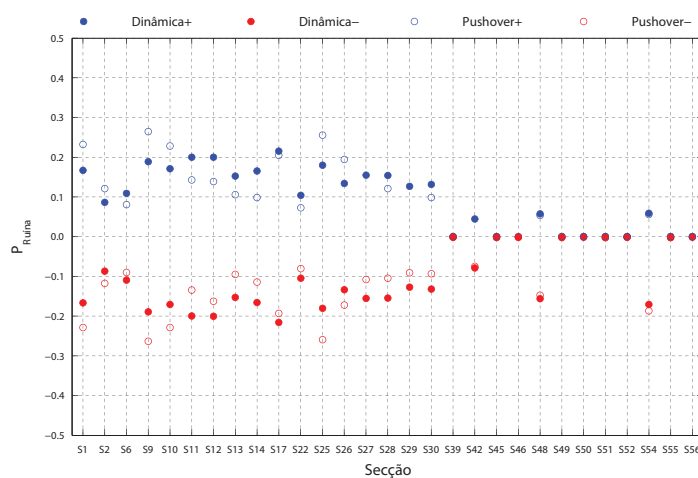


Figura 7.66 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.

Globalmente, figura 7.67, a estrutura apresenta um desempenho estrutural que reflecte as evidências e conclusões referidas ao nível de cada secção. Verifica-se, independentemente da metodologia utilizada, idêntico desempenho no caso de análises não lineares dinâmicas. Apesar das ligeiras diferenças no caso da aplicação de análises pushover, não é afectado o valor do limite superior de probabilidade de ruína.

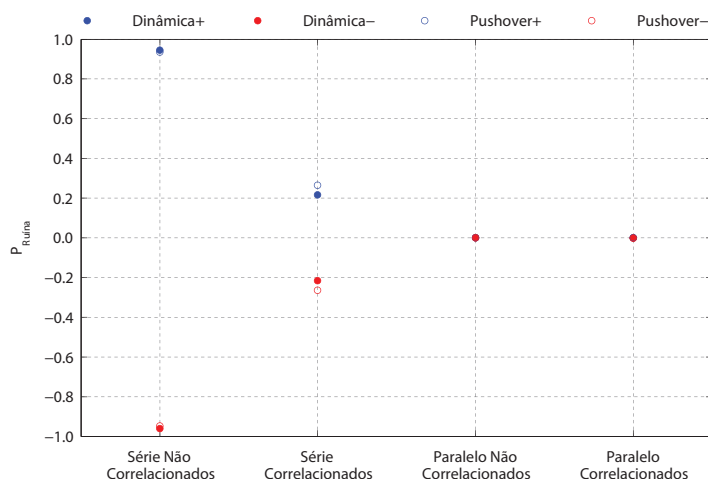


Figura 7.67 – Probabilidade de ruína global (Mecanismo 1).

3) **mod12**

No caso do edifício *mod12* a vulnerabilidade avaliada segundo a técnica HCL mostrou-se, nos diferentes aspectos analisados, coerente com o comportamento identificado a partir das restantes metodologias probabilísticas, figura 7.68. Relativamente ao identificado no caso do modelo *mod6* acrescenta-se que é também visível essa concordância, quase perfeita com a técnica NSA, quando utilizadas análises não lineares pushover. Este desígnio apresenta-se em conformidade com o referido para a estrutura em 7.3.2.2, e justificado com a maior influência da variabilidade da acção sísmica, figura 7.26b, em específico a forma dos espectros de resposta reais utilizados, aliada ao período fundamental do modelo, figura 7.28b. É portanto por não ser acautelada a dissipação histerética do edifício no método de análise estática utilizado, N2, e pela superior variabilidade da acção, mesmo para baixas intensidades, que se explica não só as diferenças encontradas entre os dois tipos de análise não linear, mas também a coerência registada entre os métodos HCL e NSA.

No caso da metodologia Frag a semelhança com os resultados da metodologia HCL é também evidente, tanto nas análises dinâmicas como pushover.

Uma vez mais se destaca a reduzida influência da variabilidade material nos resultados produzidos.

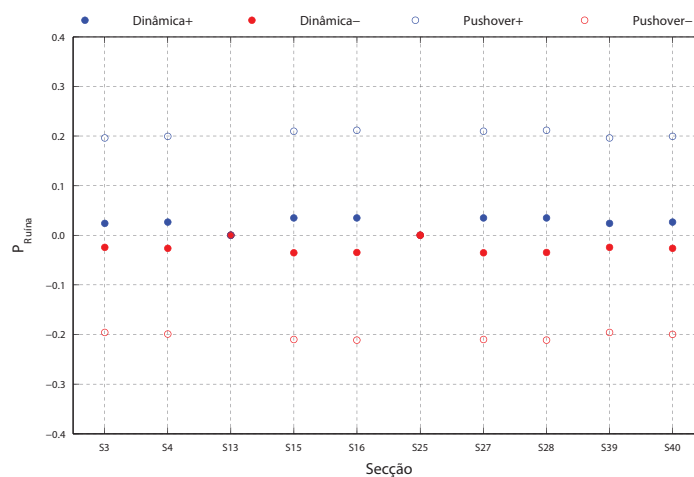


Figura 7.68 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.

Tal como esperado, os resultados referentes à probabilidade global do sistema estrutural indicam também uma elevada proximidade entre as metodologias HCL e NSA, qualquer que seja o tipo de análise não linear. Manifestam igualmente as diferenças que já foram referidas entre essas duas técnicas, onde as análises pushover apresentam um limite superior da vulnerabilidade estrutural, cerca de 4 vezes superiores ao definido por análises dinâmicas.

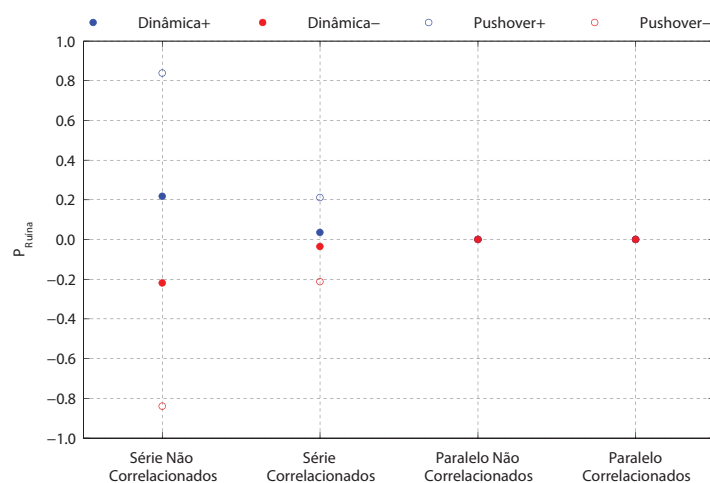


Figura 7.69 – Probabilidade de ruína global (Mecanismo 1).

4) wh30

A derradeira estrutura a ser avaliada corresponde ao modelo *wh30*, que tem como principal característica o facto de ser dimensionada à acção sísmica. Este aspecto, como foi já vincado, proporciona a inferior influência da variabilidade da acção nos processos de avaliação probabilísticos, aproximando os resultados de probabilidade de ruína entre análises dinâmicas e pushover, assim como entre as diferentes técnicas de avaliação – NSA, Frag e HCL.

A figura 7.70 espelha o referido no parágrafo anterior, notando-se a semelhança entre as análises não lineares dinâmicas e pushover, qualquer que seja a secção estrutural. Simultaneamente assinala-se o acréscimo da vulnerabilidade sísmica avaliada a partir do método HCL para as secções correspondentes a pilares, enquanto que no caso dos elementos vigas, é o sentido negativo de actuação da acção que está associado à maior vulnerabilidade. Este aspecto é motivado pela influência da variabilidade material, contemplada na presente metodologia, e notada em particular neste modelo devido ao dimensionamento da estrutura acautelar a acção sísmica, onde as variações ao nível das características materiais ampliam as diferenças na vulnerabilidade.

Apesar da variabilidade da acção não ser especialmente notada neste modelo, verifica-se a sua influência através dos superiores valores de probabilidade de ruína, registados na aplicação da metodologia Frag às secções S17, S18, S19, S33, S34 e S35. Contudo, este aspecto é dissipado na presente metodologia de avaliação, inerente à menor dispersão da acção sentida na região de baixas intensidades.

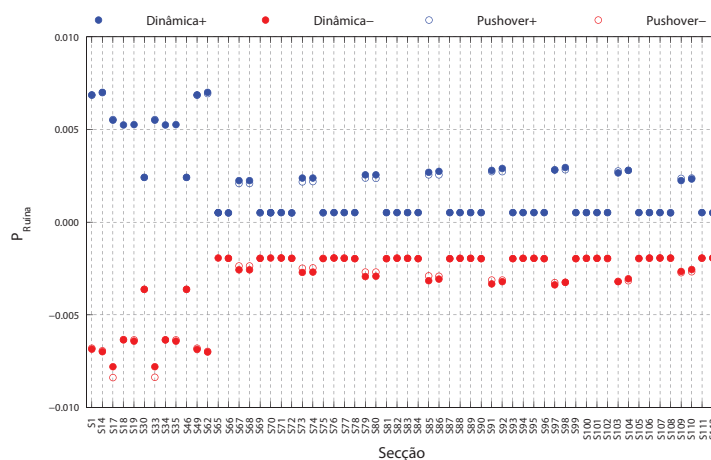


Figura 7.70 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.

Deste modo, face ao identificado, a probabilidade de ruína da estrutura representada na figura 7.71 mantém a semelhança entre análises não lineares, assim como a superior fragilidade no sentido negativo de actuação da acção sísmica.

O procedimento estudado confirma o modelo *wh30* como o menos vulnerável do conjunto de estruturas analisadas.

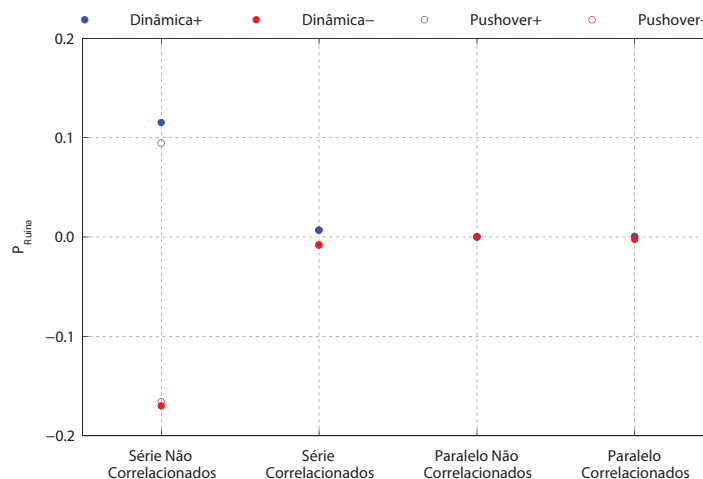


Figura 7.71 – Probabilidade de ruína global (Mecanismo 1).

7.4 CONCLUSÕES

Ao longo deste capítulo foram apresentados estudos envolvendo diferentes metodologias de avaliação probabilística da verificação da segurança estrutural de edifícios sujeitos à acção sísmica. Procurou-se identificar igualmente a validade de aplicação de duas análises não lineares: análises dinâmicas, que correspondem às técnicas tradicionais, e análises pushover, que correspondem às técnicas inovadoras que se procura validar com este trabalho. Os resultados encontrados e apresentados nas respectivas secções estão concentrados na figura 7.72 para as metodologias NSA (usando sismos reais e artificiais gerados por um espectro mediano da base real) e HCL.

A primeira etapa compreende a apresentação das características gerais das propriedades dos materiais e a definição de mecanismos de colapso de cada estrutura.

- Reconhece-se a importância da definição dos mecanismos de ruína de cada modelo estrutural, a partir de uma análise pushover prévia. Utiliza-se um perfil de carregamento constante, considerando os dois sentidos de actuação. Cada sentido define um mecanismo de ruína mais provável de ocorrer.

O estudo da avaliação probabilística inicia-se com a comparação entre as metodologias baseadas em funções de vulnerabilidade, NSA, e em curvas de fragilidade, Frag. A comparação é efectuada utilizando duas bases de sismos: reais e artificiais. No caso de sismos artificiais a geração é feita de modo a compatibilizar os espectros de resposta gerados com um espectro de resposta de referência, correspondente à mediana dos espectros reais e a um espectro regulamentar (NEHRP).

- As análises pushover mostraram-se como hipóteses válidas para introduzir na avaliação da segurança estrutural de edifícios, com as vantagens que daí advêm. Os resultados são claramente coerentes com os obtidos a partir de análises não lineares dinâmicas em praticamente todos os modelos, independentemente de se utilizarem sismos reais ou artificiais.
- A menor coerência entre os dois tipos de análise não linear está intimamente associada à deficiente introdução, ou mesmo ausência, da dissipação de energia histerética da estrutura pelo método estático utilizado (no caso o método N2), em função do período fundamental de cada modelo. Os modelos *mod6* e *mod12* são aqueles em que a dissipação de energia histerética é desprezada e por conseguinte registam um desempenho inferior no caso de análises pushover.
- No seguimento do ponto anterior justifica-se a aplicação de um método de análise estática de superior desempenho no que se refere à consideração da dissipação da energia histerética de cada modelo.
- A dispersão dos efeitos é no caso de se utilizar uma base de sismos reais significativamente importante, para intensidades sísmicas superiores (a partir de 400 cm/s^2). Face à maior distribuição da acção sísmica nas intensidades até 400 cm/s^2 origina que seja minimizado este efeito, aproximando a metodologia Frag à NSA. No entanto, para as situações em que a variabilidade devida à acção sísmica é importante deve ser utilizada a metodologia Frag, que considera essas variações.
- Em análises futuras deverá ser ponderada a utilização de um número superior de intensidades sísmicas, com particular interesse na região das baixas intensidades e no caso da metodologia NSA. Assim, consegue-se assegurar um melhor ajuste das funções de vulnerabilidade aos pontos de ductilidade exigida.

- A metodologia Frag é largamente dependente da qualidade do ajuste e da caracterização estatística de uma lei capaz de representar cada ponto da curva de fragilidade, assim como do número de sismos utilizados.
- Apresentaram-se três alternativas para a metodologia NSA que se distinguem no ajuste das funções de vulnerabilidade. Esse ajuste é efectuado aos valores de ductilidades médias, medianas e aos quantis de 90, 80 e 70% de uma lei de distribuição Lognormal, que se adapta às amostras de ductilidades exigidas por evento sísmico. O estudo efectuado revelou que a probabilidade de ruína associada a um quantil é largamente dependente das características da amostra e do número de elementos, apesar de o quantil de 90% conduzir a boas estimativas da vulnerabilidade das secções estruturais. Por outro lado tanto a média como a mediana mostraram ser parâmetros com menor sensibilidade às variações das características da amostra, assim como garantem uma melhor aproximação à técnica Frag na utilização de análises não lineares quer dinâmicas quer pushover.
- A simplificação proposta, que consiste na média ou mediana das probabilidades por evento sísmico, assim como a probabilidade correspondente aos quantis de 90, 80 e 70% de uma lei de distribuição Normal ou Lognormal, revelou valores de probabilidade de ruína bastante próximos dos das restantes metodologias. No entanto, é no modelo wh30 (o único dimensionado sismicamente) que os desvios para a metodologia Frag são mais superiores. Assim, a par da média e mediana, é conseguida uma boa aproximação para as bases de sismos e modelos usados, o que poderá ser tido em consideração em análises futuras. Todavia a utilização desta técnica não se mostra significativamente mais simples que as restantes metodologias testadas.
- Verificou-se ainda que a única estrutura dimensionada sismicamente, o modelo wh30, de acordo com o esperado, como o edifício menos vulnerável.
- A aplicação da base de sismos artificiais, gerados a partir do espectro mediano, validou a possibilidade de utilização destes eventos como alternativa à base de sismos reais. Mantiveram-se as conclusões e evidências gerais identificadas no caso de se aplicarem sismos reais. A metodologia Frag tem neste estudo uma

diferente interpretação, permitindo identificar a influência da variabilidade das respostas estruturais devido às diferenças no conteúdo da acção sísmica gerada.

- A geração de sismos artificiais, caso seja pretendida a sua utilização como alternativa a um conjunto de sismos reais, deverá ser representativa dessa base. Assim, verificam-se diferenças importantes nos resultados da vulnerabilidade sísmica das mesmas estruturas, utilizando sismos artificiais gerados a partir de dois espectros diferentes: mediano e regulamentar.
- O estudo utilizando sismos artificiais, gerados a partir de um espectro regulamentar, comprovou serem igualmente válidas as análises não lineares dinâmicas e pushover, seguindo a tendência revelada nos estudos anteriores.

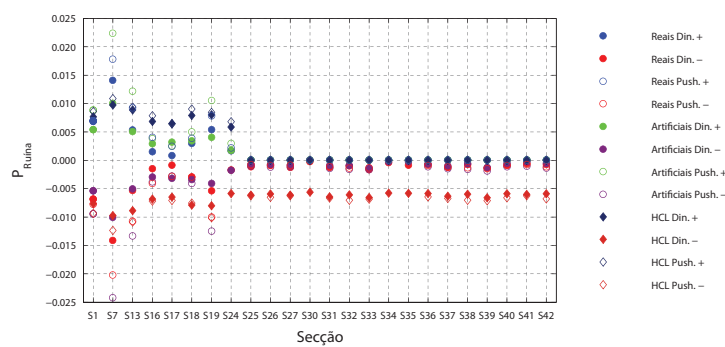
A avaliação probabilística culminou com a apresentação de uma proposta de metodologia baseada em técnicas de simulação. A simulação é admitida a diferentes níveis, entre propriedades dos materiais e selecção da intensidade sísmica, o que consequentemente introduz e adiciona ao procedimento de análise a importância da variabilidade material de cada modelo estrutural. A variabilidade da acção é no entanto minimizada, sendo responsável por este aspecto a função de distribuição da acção que apresenta maior probabilidade de ocorrência na região de baixas intensidades, e que corresponde ao nível de intensidades onde se regista uma inferior dispersão.

- O estudo de sensibilidade envolvendo a dimensão mínima da amostra de variáveis a introduzir no processo de simulação, aplicando ambas as análises não lineares dinâmicas e pushover, evidenciou que um número superior a 100 elementos seria o mínimo indispensável e representativo da população de propriedades dos materiais. Apesar deste valor mínimo, utilizou-se uma dimensão de 200 elementos.
- Confirmou-se a decisiva importância desempenhada pela caracterização prévia de uma lei estatística, capaz de traduzir o comportamento dos efeitos da acção, nos valores finais de probabilidade de ruína por secção estrutural. A utilização de testes numéricos de validação do ajuste – Testes de Hipóteses – revelou que os testes de Anderson-Darling e Cramér-von-Mises são os mais adequados (comparativamente com o teste de Kolmogorov-Smirnov) no caso de problemas

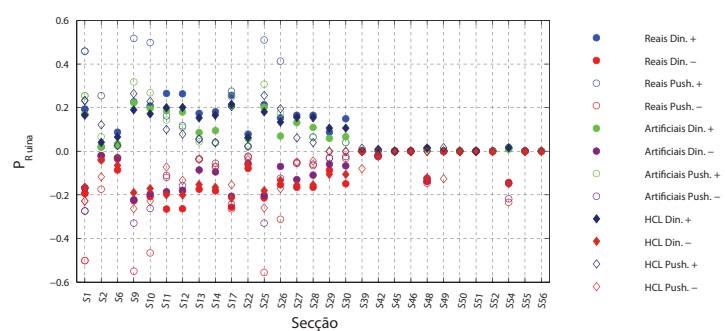
de segurança estrutural em que intervêm funções Normal ou de Extremos do tipo I.

O estudo comparativo entre as técnicas HCL, NSA e Frag apresentado na secção anterior, permitiu identificar entre outras situações a baixa variabilidade material inerente aos modelos analisados, o que se reflecte na aproximação entre as técnicas HCL e NSA. De modo a proporcionar uma leitura e interpretação mais fácil dos resultados expõe-se de seguida a interacção destes resultados na figuras 7.72.

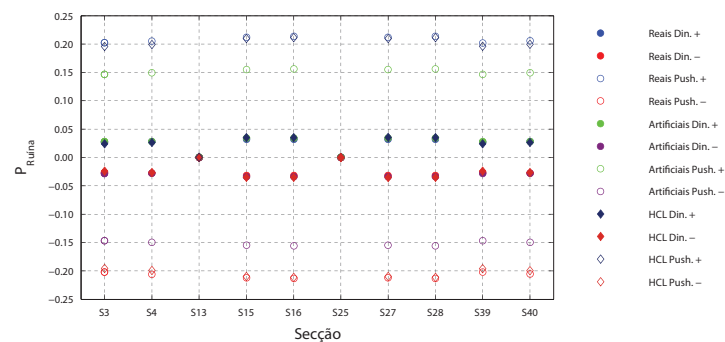
- A variabilidade material é notada ligeiramente apenas no modelo estrutural dimensionado sismicamente, *wh30*, onde as variações das características dos materiais, incluídas na metodologia HCL, ampliam os valores de probabilidade de ruína.
- Verifica-se que a metodologia NSA, ajustando as funções de vulnerabilidade aos valores médios de ductilidade, é uma alternativa de avaliação da segurança sísmica de edifícios que se aproxima das técnicas mais robustas, como a metodologia HCL. Este facto, aliado à simplicidade do método, favorece a sua aplicação quando se pretender avaliar a vulnerabilidade sísmica de edifícios.
- Existe uma coerência quase perfeita entre as análises não lineares dinâmicas e pushover quando utilizada a metodologia HCL, com a excepção do modelo *mod12* onde a dissipação histerética não é acautelada pelo método de análise estática (N2).
- Globalmente verificou-se que esta metodologia se aproxima das restantes técnicas de avaliação probabilística, em específico da metodologia NSA usando sismos reais. No entanto, e mais evidente para as secções entre a S1 e a S62 do modelo *wh30*, o sentido positivo de actuação da acção revelou uma vulnerabilidade superior, que é inerente aos valores da margem de segurança e correspondente ajuste por uma lei de distribuição. Como se identifica pela figura 7.73 a ausência de valores negativos da margem de segurança é determinante para a dificuldade de um ajuste correcto na região de insegurança estrutural, que apenas será possível se utilizada uma intensidade sísmica superior.



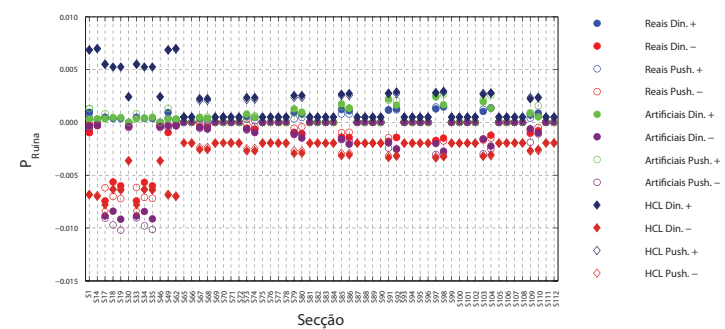
a) mod4



b) mod6

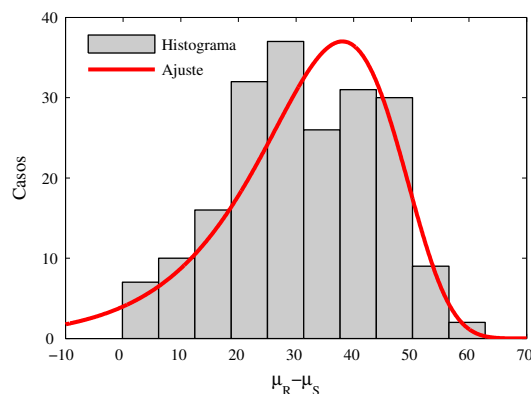


c) mod12



d) wh30

Figuras 7.72 – Probabilidade de ruína por secção, utilizando análises não lineares dinâmicas e pushover.



Figuras 7.73 – Valores da margem de segurança e respectivo ajuste para a secção S17 no sentido negativo de actuação da acção sísmica, usando análises dinâmicas.

A avaliação probabilística da segurança sísmica efectuada em cada modelo a um nível local, ou seja, por secção estrutural foi sempre acompanhada por uma análise da segurança global dos modelos. Como tal admitiram-se quatro limites de probabilidade de ruína definidos de acordo com o tipo de configuração estrutural (em série ou em paralelo) e de correlação entre elementos estruturais (elementos totalmente ou não correlacionados). Verificou-se que a probabilidade de ruína é limitada inferiormente quando se admite que o sistema estrutural pode ser classificado como em paralelo, cujo valor é praticamente igual a zero. Superiormente, a probabilidade de ruína da estrutura é limitada pela suposição de classificação como um sistema em série onde os elementos não são correlacionados.

No entanto, como referência para comparação da vulnerabilidade estrutural dos modelos pode-se admitir o intervalo entre os limites correspondentes a sistemas em série com os elementos totalmente correlacionados e sistemas em paralelo com os elementos totalmente não correlacionados. Contudo, como se verificou, a amplitude do intervalo é por vezes considerável. Assim, será útil em desenvolvimentos futuros focar o estudo sobre uma consideração prática que reduza os limites do intervalo, incluindo a correlação existente entre os elementos.

Como ideias finais, refira-se que a proposta de introdução de análises não lineares pushover no processo de avaliação do desempenho estrutural de edifícios sujeitos à acção sísmica mostrou ser uma técnica viável e capaz, face às tradicionais análises dinâmicas.

Deve contudo ser implementado um método de análise estático que represente de modo mais completo a dissipação de energia histerética.

Ao mesmo tempo, as metodologias NSA, Frag e HCL apresentaram performances semelhantes. Deverá ser tido em conta que a variabilidade material, quando importante, é apenas considerada na metodologia HCL, assim como a dispersão da acção é introduzida com um rigor superior na metodologia Frag. No entanto os resultados demonstrados pela técnica NSA são igualmente animadores, acompanhados por uma maior simplicidade no procedimento de análise.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1 CONCLUSÕES

O trabalho que agora termina evidenciou, ao longo de um conjunto de etapas sequenciais e organizadas de acordo com o sentido prático das análises estruturais, a importância da avaliação da segurança sísmica de edifícios e a justificação para o elevado número de trabalhos de investigação que têm surgido nos últimos anos sobre esta temática.

Observou-se ao longo desta dissertação que não é suficiente uma descrição rigorosa das variáveis do problema estrutural, admitindo até a sua variabilidade, se não for possível dispor de metodologias de análise capazes de envolver a resposta completa das estruturas, ou se a acção sísmica seleccionada, e associada à região de implantação da estrutura, vem deficientemente caracterizada e introduz na análise um grau de incerteza considerável.

Por outro lado, usar uma técnica de análise robusta, à qual se associe a caracterização completa da acção e das variáveis do problema estrutural, pode envolver uma dificuldade acrescida. Essa dificuldade está presente no aumento da complexidade e do tempo de análise, assim como desvirtua e inibe a implementação de procedimentos de análise sísmica mais completos em ambiente de projecto corrente de estruturas.

É portanto, procurando o equilíbrio entre a robustez e a exequibilidade das análises da vulnerabilidade sísmica de edifícios que se desenvolveram os trabalhos desta tese.

Como foi observado são três os campos de intervenção e que completam uma análise sísmica. O primeiro momento foi dedicado à caracterização da acção sísmica, onde se

identificou a importância da sua definição, para minimizar a dispersão da acção e dos seus efeitos nos edifícios. A segunda etapa recaiu sobre as metodologias de análise não lineares, estáticas e dinâmicas, com especial destaque para as análises pushover. A terceira fase deste estudo pretendeu avaliar a influência do carácter determinístico e probabilístico das variáveis intervenientes no problema da segurança estrutural, incluindo métodos de fiabilidade. Neste derradeiro momento procurou-se avaliar as técnicas e identificar aquelas que revelam melhores prestações, propondo métodos capazes de cumprir com o equilíbrio entre a qualidade, rigor e eficácia dos resultados e a sua facilidade de implementação.

Apresenta-se sumariamente as conclusões referentes aos trabalhos de investigação sobre a avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas, que apesar da sua aplicabilidade genérica é direccionada e consolidada para o caso de edifícios.

Acção sísmica

O estudo dedicado à caracterização da acção sísmica derivou da participação do autor no projecto europeu LessLoss, em particular, da necessidade em reduzir a variabilidade associada à acção e aos seus efeitos nas estruturas.

- Na procura da uniformização da acção avaliou-se um conjunto de técnicas de escalamento baseadas nos espectros de resposta e nos acelerogramas. Concluiu-se que apesar das diferenças entre as técnicas, é mantida a forma do espectro de resposta médio após escalamento. A técnica designada de *Média Quadrática* (*Mean Square*) mostrou ser a menos adequada, provocando o escalamento exagerado das ordenadas espectrais. A técnica de escalamento baseada nas *Acelerações de Pico* revelou valores de dispersão relativamente baixos em todo o domínio de frequências. O escalamento efectuado por *Acelerações Espectrais* apresenta idênticas constatações no entanto apenas para valores de período próximos do período fundamental da estrutura em análise.
- Cumpriu-se o objectivo de redução da dispersão da acção e dos seus efeitos em duas estruturas (viaduto e edifício) através do procedimento estatístico de agrupamento de classes, designado de análise de Clusters. Este método revelou resultados encorajadores e importantes, permitindo reduzir consideravelmente a

variabilidade de uma base de 20 acelerogramas, mantendo a coerência na selecção dos elementos mais díspares independentemente do tipo de selecção.

- Registou-se ser na base sísmica escalada por *Acelerações Espectrais* que a redução da variabilidade dos efeitos da acção é mais acentuada (cerca de 40% menor).
- A técnica de escalamento por *Acelerações Espectrais* aplicada a acelerogramas gerados artificialmente revelou também um bom desempenho. No entanto, será esperada uma resposta estrutural superior que poderá ser excessiva.
- Concluiu-se também que o número mínimo de acelerogramas a considerar para análise deverá ser de 7. Este número permite manter idêntica representatividade da acção, não sendo significativo o aumento da redução da variabilidade da acção a partir desse valor.

Análises não lineares pushover

A análise do comportamento sísmico de edifícios surge nesta dissertação no encadeamento da caracterização da acção. É neste âmbito que é concedido destaque às análises não lineares pushover, que são actualmente objecto de particular interesse e estudo pela comunidade científica, consequência da simplicidade e eficácia destas técnicas.

- Destacou-se o papel decisivo dos factores de redução das ordenadas espectrais como forma de incorporar nos procedimentos de análise estática a capacidade que as estruturas apresentam durante uma acção sísmica de dissipar energia.
- Verificou-se que os factores de redução baseados no amortecimento conduzem a melhores desempenhos comparativamente com os factores baseados na ductilidade, que por sua vez subestimam a resposta estrutural.
- A utilização da proposta de Priestley, M.J.N. revelou-se como a melhor alternativa para representar o comportamento estrutural, em oposição à relação do ATC40 que subestimou as respostas de referência (análises não lineares dinâmicas).

- O estudo da dependência dos edifícios com a configuração dos modelos demonstrou que existe alguma influência no desempenho dos métodos de escalamento espectral, mas não foi observada uma tendência clara e definitiva.
- O desempenho estrutural de 16 edifícios permitiu concluir que não existe um método de análise estática que se demarque claramente dos restantes. O método ACSM é o que revela melhor avaliação do parâmetro estrutural Momentos por piso, o método MPA conduziu a melhores resultados para o parâmetro Deslocamentos e para o Corte Basal é o método N2 que melhor se ajusta.
- Os valores de dispersão são reduzidos o que é animador para a aplicação dos métodos de análise não linear estática na prática corrente de engenharia.
- O estudo da utilização, em análises pushover, de modelos que consideram a não linearidade material dos elementos mostrou que podem conduzir a diferentes mecanismos de rotura e assim existirem discrepâncias importantes na avaliação da capacidade estrutural, devido essencialmente à assumida extensão da região inelástica.
- A proposta alternativa de modelação da não linearidade concentrada indicou uma boa aproximação aos resultados da modelação da não linearidade distribuída.
- Esta concordância é menos evidente para níveis de intensidade sísmica superiores na zona de comportamento pós pico. A partir deste momento deverá ser incluída a correcta modelação da diminuição de capacidade resistente dos elementos (através de uma lei tetralinear, ajustada ao carregamento monotónico, por cada rótula plástica) e os efeitos de 2ª ordem no modelo de rótulas plásticas.
- O estudo de análises pushover adaptativas usando a modelação concentrada da não linearidade indicou que deverá ser incluída a amplificação espectral. Em alternativa é recomendado que o escalamento do vector de aplicação de forças seja baseado no drift entre pisos. No caso de análises não adaptativas revelou ser igualmente válida a opção por um perfil de carregamento uniforme ou modal.
- Quando comparadas as variantes às análises não lineares pushover adaptativas e não adaptativas, verifica-se um bom desempenho para ambas, acompanhado por

um nível de variabilidade reduzido. Não é contudo notório que exista uma técnica superior às restantes.

- O estudo dedicado às análises não lineares estáticas permitiu concluir que a utilização de análises pushover não adaptativas, apesar das limitações já referidas, mostra ser uma alternativa viável na avaliação do desempenho e da capacidade estrutural de edifícios.
- A versão adaptativa conjugada com um procedimento de análise estática adequado (por exemplo o método ACSM), à semelhança do que tem vindo a ser indicado pela comunidade científica, é uma técnica robusta e capaz de avaliar o comportamento de edifícios com um nível de precisão e rigor semelhantes aos das análises não lineares dinâmicas.
- Por fim, a modelação da não linearidade material concentrada permite reduzir a complexidade da modelação e dos tempos de cálculo, incluindo ainda aspectos importantes como é o caso da degradação de rigidez em flexão e corte ou o efeito de *pinching*, sem comprometer a qualidade da avaliação.

Metodologias probabilísticas

A avaliação da fiabilidade estrutural de edifícios sujeitos à acção dos sismos incidiu sobre a influência da variabilidade das variáveis no valor da probabilidade de ruína das estruturas. Apresentaram-se três propostas de metodologias probabilísticas: a metodologia NSA, que é baseada em funções de vulnerabilidade para representar os efeitos da acção na estrutura; a metodologia designada Frag, baseada em funções de fragilidade e onde é incluída a variabilidade da acção; e a metodologia HCL, que define a margem de segurança estrutural a partir de uma técnica de simulação, considerando a variabilidade das propriedades dos materiais. É introduzido neste estudo um ponto adicional de inovação, que passa pela utilização de análises pushover para avaliar o desempenho estrutural, avaliando-se ainda quanto à possibilidade de utilizar sismos gerados artificialmente.

- A utilização da técnica NSA, apesar do inferior rigor na caracterização dos efeitos da acção, mostra ser uma boa aproximação da vulnerabilidade sísmica dos elementos estruturais.

- As ductilidades médias e medianas revelaram ser adequadas na representação da função de vulnerabilidade. No entanto, quando se procurou utilizar um quantil de uma lei de distribuição ajustada às ductilidades dos eventos sísmicos, por intensidade, os resultados obtidos foram menos coerentes. Verificou-se que esta última variante é sensível ao tipo de amostra, conduzindo a piores resultados quando existem elementos *outliers*.
- Paralelamente a estas alternativas verificou-se que a utilização da média e da mediana das probabilidades de ruína por evento e os quantis de 90, 80 e 70% de uma lei de distribuição ajustada também às probabilidades por evento sísmico, correspondem a propostas viáveis, cujo desempenho é similar às restantes metodologias em estudo.
- A aplicação da técnica NSA deverá sempre pressupor a avaliação inicial da função que representa a densidade de probabilidade da acção. Caso a probabilidade de ocorrência seja mais elevada para níveis superiores de aceleração, a capacidade desta metodologia representar adequadamente a probabilidade de ruína dos elementos diminui. Este aspecto é motivado pela maior incursão em regime não linear, que por conseguinte conduz ao aumento da variabilidade dos efeitos de cada um dos sismos.
- Para as situações do ponto anterior é adequada a aplicação da metodologia Frag. O sucesso de aplicação desta técnica está no entanto dependente do ajuste aos valores dos efeitos da acção, por valor de aceleração, que permitem obter cada ponto da curva de fragilidade. Este ajuste, como compreensível, está condicionado pelo número de sismos considerados para análise.
- A metodologia conceptualmente mais completa e rigorosa é designada por HCL, introduzindo nas análises a variabilidade material e da acção, a partir de uma técnica de simulação amostral, no caso o método do Hipercubo Latino.
- A metodologia HCL evidenciou a importância da utilização de testes numéricos de validação do ajuste – testes de Hipóteses, especificamente em problemas de avaliação da segurança estrutural, tipicamente caracterizados por leis Normal ou de Extremos do tipo I. Os testes de Anderson-Darling ou Cramér-von-Mises mostraram ser os mais adequados.

- Os valores da fragilidade dos elementos, obtidos pela metodologia HCL, vieram comprovar a qualidade das metodologias referidas anteriormente – NSA e Frag, assim como indicar a baixa variabilidade material presente nos exemplos de aplicação admitidos.
- A metodologia NSA utilizando funções de vulnerabilidade ajustadas às ductilidades exigidas médias revelou resultados semelhantes aos da metodologia HCL. Este aspecto, a par da sua simplicidade, contribui para a recomendação da aplicação desta técnica na avaliação da segurança sísmica de edifícios.
- A utilização de sismos artificiais mostrou ser uma alternativa possível à acção sísmica real, tendo-se obtido níveis de segurança estrutural semelhantes. No entanto esta concordância é apenas assegurada quando a geração de sismos artificiais é efectuada a partir de um espectro de resposta de referência representativo dos sismos reais.
- As análises pushover, conjugadas com as metodologias probabilísticas, revelaram ser técnicas importantes e coerentes na avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios (em particular quando utilizada a metodologia HCL). Esta é uma constatação importante uma vez que permite determinar em análises sísmicas correntes, sem um acréscimo significativo de complexidade, o nível de segurança associado a uma estrutura e, também, identificar os elementos estruturais com maior probabilidade de colapso, sendo possível partir para um eventual reforço da estrutura.
- A segurança sísmica, global, de um edifício é definida a partir da correlação entre os elementos estruturais. Simplificadamente apresentaram-se limites superior e inferior para a probabilidade de ruína, expressos de acordo com o tipo de sistema estrutural e a total ou ausência de correlação entre elementos.
- Verificou-se que a probabilidade de ruína global de edifícios está compreendida entre os limites de probabilidade associados a sistemas em série, com os elementos todos correlacionados, e em paralelo, com a ausência de correlação entre elementos. Este intervalo revelou para alguns modelos uma amplitude significativa, sendo importante realizar estudos suplementares para indicar uma consideração prática capaz de estreitar o intervalo. Contudo, na ausência da

informação relativa à correlação dos elementos estruturais, a probabilidade de ruína associada ao elemento mais vulnerabilidade poderá ser um indicador adequado da segurança global da estrutura.

8.2 PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A interdependência de conceitos e áreas de análise da avaliação da segurança sísmica de estruturas, dirigida em particular para o caso dos edifícios, é evidente e está vincada ao longo desta dissertação. Evidenciou-se a correlação existente entre temas, procurando em cada situação propor metodologias de análise eficazes e ao mesmo tempo preparar futuras aplicações práticas de modo a responder ao problema.

É neste sentido que as sugestões e procedimentos apresentados deverão ter alocados um carácter mutável, com o intuito de contribuir para o seu aperfeiçoamento e implementação progressivos. Assim, procura-se nesta secção indicar orientações possíveis para eventuais desenvolvimentos dos diversos temas presentes nesta tese.

- No Capítulo 2 foram identificadas as elevadas potencialidades da técnica de selecção da acção sísmica baseada numa análise de Clusters, nomeadamente para a definição de uma base de sismos a utilizar em análises não lineares dinâmicas. Será interessante e importante incidir sobre esta técnica um estudo paramétrico que incorpore as mais recentes metodologias de selecção propostas pela comunidade científica, avaliando igualmente a correspondência com a selecção a partir dos efeitos da acção sobre as estruturas (à semelhança do efectuado neste trabalho).
- Como forma de isolar a dependência do número mínimo de 7 acelerogramas para análise com o tipo de sistema estrutural, deverá ser conduzido um estudo adicional que incorpore diferenças na concepção destas estruturas admitindo, entre outras, variações na sua regularidade.
- A abordagem à modelação da não linearidade material concentrada permitiu reconhecer a sua eficácia e simplicidade na representação do comportamento global e local das estruturas, mas revelou também a atenção e cuidados a seguir na modelação para acautelar potenciais desvios. Será útil elaborar um estudo de sensibilidade que seja capaz de recomendar um nível percentual da degradação

da rigidez do elemento central (de ligação entre rótulas plásticas) de acordo com a expansão da não linearidade sobre o mesmo elemento.

- No caso das metodologias de avaliação probabilística da vulnerabilidade sísmica de estruturas, apesar da análise exaustiva apresentada no Capítulo 7, será fundamental, para completar o estudo, considerar diferentes distribuições de probabilidade da acção em particular para intensidades sísmicas superiores, de modo a evidenciar o comportamento estrutural para regime não linear mais avançado.
- O mesmo estudo deverá ser incrementado por um procedimento de análise estática mais robusto (contrariando as limitações do método N2), de modo a considerar eficazmente a dissipação de energia histerética nas estruturas.
- A avaliação da probabilidade de ruína global dos edifícios deverá ser analisada com um grau de detalhe superior, procurando obter a real correlação entre elementos, comprovando a validade dos limites de probabilidade utilizados neste estudo.
- Por fim, na sequência da metodologia HCL será útil a extensão da sua aplicação a um número mais elevado de estruturas, envolvendo em particular edifícios dimensionados à acção sísmica, como forma de consolidar as conclusões quanto ao bom desempenho desta metodologia. Deverá também ser efectuado um estudo que caracterize a qualidade do ajuste das leis de distribuição para valores negativos da margem de segurança, o que vai de encontro ao referido anteriormente quanto à função de distribuição da acção a incluir na análise.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

ACI (1984). *American Concrete Institute - Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures*. Detroit.

Alemdar, B., & White, D. (2005). Displacement, flexibility, and mixed beam-column finite element formulations for distributed plasticity analysis. *Journal of Structural Engineering*, 131, 1811.

Ambraseys, N., Smit, P., Douglas, J., Margaris, B., Sigbjörnsson, R., Olafsson, S., Suhadolc, P., & Costa, G. (2004). Internet site for European strong-motion data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 45 (3), 113-129.

Anderberg, M. (1973). Cluster analysis for applications. *Probability and Mathematical Statistics*. New York: Academic Press.

Anderson, T., & Darling, D. (1952). Asymptotic theory of certain "goodness of fit" criteria based on stochastic processes. *The Annals of Mathematical Statistics*, 23 (2), 193-212.

Ang, A., & Amin, M. (1968). Reliability of structures and structural systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 94, 671-691.

Antoniou, S., & Pinho, R. (2004). Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based adaptive pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (4), 497-522.

Antoniou, S., & Pinho, R. (2004). Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (5), 643-661.

Arêde, A. (1997). *Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element*. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Arêde, A., & Pinto, A. V. (1996). Reinforced concrete global section modelling: definition of skeleton curves. *Special Publication No. 1*, 96.

Arias, A. (1970). Measure of earthquake intensity. *Massachusetts Inst. of Tech., Cambridge. Univ. of Chile, Santiago de Chile*.

ATC10 (1982). *An investigation of the correlation between earthquake ground motion and building performance*. Applied Technology Council, Redwood City, California.

ATC40 (1996). *Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1 and 2.*

Ayyub, B., & McCuen, R. (1997). *Probability, statistics, & reliability for engineers.* CRC press Boca Raton. pp. 528.

B

Baecher, G. B. (1982). Sampling with decomposed variance. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 108 (5), 1013-1017.

Baker, A. L. L., & Amarakone, A. M. N. (1964). Inelastic hyperstatic frames analysis. *Proceedings of the the International Symposium on the Flexure Analysis*, Miami, USA, 85-142.

Barbat, A. H., & Canet, J. M. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas: Cálculo por ordenador.* Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. pp. 620.

Berry, M., Lehman, D., & Lowes, L. (2008). Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns. *ACI structural journal*, 105 (3).

Bertero, R. D., & Bertero, V. V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), 627-652.

Bjerager, P. (1990). On computation methods for structural reliability analysis. *Structural Safety*, 9 (2), 79-96.

Bommer, J., & Acevedo, A. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 43-91.

Bommer, J., & Martínez-Pereira, A. (1999). The effective duration of earthquake strong motion. *Journal of Earthquake Engineering*, 3 (2), 127-172.

Bozorgnia, Y., & Bertero, V. (2004). *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering.* CRC Press. pp. 1152.

Bracci, J., Kunnath, S., & Reinhorn, A. (1997). Seismic performance and retrofit evaluation of RC structures. *Journal of Structural Engineering*, 123 (1).

C

Calabrese, A., Almeida, J. P., & Pinho, R. (2010). Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14, 38-68.

Calabrese, A., Almeida, J. P., & Pinho, R. (2010). Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14 (1 supp 1), 38 - 68.

Carvalho, E. C., Coelho, E., & Campos-Costa, A. (1999). Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames—Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions. *ICONS Report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network, LNEC*.

Casarotti, C., & Pinho, R. (2007). An Adaptive Capacity Spectrum Method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (number 3), 377-390.

Casarotti, C., Pinho, R., & Calvi, G. M. (2005). *Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structures*. Pavia, Italy.

CEB (1994). *Behaviour and analysis of reinforced concrete structures under alternate actions inducing inelastic response*. Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'information no. 220. Vol. 2.

CEB (1980). *Comité Euro-International du Béton - Manuel de Sécurité. Bulletin d'Information*. 128,

CEN (2004). *Design of structures for earthquake resistance. part 3 - assessment and retrofitting of buildings. prEN 1998-3*. CEN, Brussels.

CEN *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures. Part 1: Basis of design*. 1,

CEN (2003). Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings. *Comité Européen de Normalisation: Bruxelles*.

CEN (2003). *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 1 - General rules, seismic actions and rules for buildings. prEN 1998-1*. CEN, Brussels.

CEN (2004). *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance-part 2: bridges. prEN 1998-2*. CEN, Brussels.

Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake engineering* 2nd ed. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ. pp. 844.

Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. *Earthquake Spectra*, 15 (4), 637-656.

Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), 561-582.

Chopra, A. K., Goel, R. K., & Chintanapakdee, C. (2004). Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*, 20, 757.

Cornell, C. (1967). Bounds on the reliability of structural systems. *Journal of Structural Division, ASCE*, 93 (1), 171-200.

Cornell, C. A. (1969). A probability-based structural code. *Proceedings of the ACI Journal*, 66.

Cosenza, E. (2000). Il comportamento sismico di edifici in ca progettati per carichi verticali. *CNR—Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma (in Italian)*.

Costa, A., & Costa, A. (1987). Modelo histerético das forças-deslocamentos adequado à análise sísmica de estruturas. *Relatório Técnico, Núcleo de Dinâmica Aplicada, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.*

Costa, A. G. D. (1989). *Análise sísmica de estruturas irregulares*. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Coutinho, D. (2008). *Análise pushover de edifícios em betão armado*. Tese de mestrado, FEUP, Engenharia Civil, Porto.

Cramer, H. (1928). On the composition of elementary errors. *Skandinavisk Aktuarietidskrift*, 11, 13-74.

Crowley, H. (2003). *Periods of vibration for displacement-based assessment of RC buildings*. MSc dissertation, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.

D

D'Agostino, R., & Stephens, M. (1986). Goodness-of-fit techniques. *Marcel Dekker, Inc. New York, NY, USA*, 560.

Delgado, J. M. (2002). *Avaliação de segurança de estruturas reticuladas com comportamento não linear material e geométrico*. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Dhakal, R., & Fenwick, R. (2008). Detailing of plastic hinges in seismic design of concrete structures. *ACI structural journal*, 105 (6).

Ditlevsen, O. (1983). Model uncertainty in structural reliability. *Structural Safety*, 1 (1), 73-86.

Ditlevsen, O. (1982). System reliability bounding by conditioning. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 108 (5), 708-718.

Ditlevsen, O., & Casciati, F. (1991). *Bayesian decision analysis as a tool for structural engineering decisions*. IABSE. pp. 28.

Ditlevsen, O., & Madsen, H. O. (1996). *Structural reliability methods*. Citeseer. pp. 361.

Duarte, R. T., & Campos Costa, A. (1991). Identification of design seismic actions considering the nonlinear behaviour of structures. *Proceedings of the International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering*, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), Mexico.

Dwairi, H. M. (2007). Equivalent damping in support of direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, 11 (4), 512-530.

E

EC8 (2005). *Comité Européen de Normalisation (CEN), Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2 - Bridges*. EN 1998-2, Brussels, Belgium.

Eibl, J., & Keintzel, E. (1988). Seismic shear forces in RC cantilever shear walls. *Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, paper 9-1-1.

Elnashai, A. S. (2001). Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*, 12 (1), 51-69.

Estevão, J. M. C. (2000). *Aplicações da inteligência artificial na engenharia sísmica*. Tese de Doutorado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Everitt, B. S., Landau, S., & Leese, M. (2009). *Cluster Analysis*. Wiley Publishing. pp. 237.

F

Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28 (9), 979-993.

Fajfar, P. (1998). Trends in seismic design and performance evaluation approaches. *Proceedings of the eleventh european conference on earthquake engineering: 6-11 September 1998, Paris, France: invited lectures*, 237.

Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988). N2—a method for nonlinear seismic analysis of regular structures. *Proceedings of the 9th World Conference of Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, 5, 111-116.

Fajfar, P., Vidic, T., & Fischinger, M. (1990). A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 9 (5), 236-242.

Fardis, M. (2000). Eurocode 8 - present state, pre-normative and co-normative research needs (including design seismic action). *Proceedings of*, 1-10.

Fardis, M. N. (1994). PREC8, Prenormative research in support of Eurocode 8. Topic 1 - Reinforced concrete frames and walls. Design of the trial design cases. *University of Patras*.

FEMA273 (1997). *Federal Emergency Management Agency*. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.

FEMA310 (1998). Handbook for the seismic evaluation of buildings - A prestandard.

FEMA356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency.

FEMA440 (2005). *Federal Emergency Management Agency*. Improvement of inelastic seismic analysis procedures. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 2005.

Ferry Borges, J., & Castanheta, M. (1972). *Structural Safety. Curso 101*. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). pp. 327.

Florian, A., & Navratil, J. (1993). Reliability analysis of the cable stayed bridge in construction and service. *Proceedings of the Int. Conference ICOSSAR*, 2, 869-877.

Fragiadakis, M., & Papadrakakis, M. (2008). Modeling, analysis and reliability of seismically excited structures: computational issues. *International Journal of Computational Methods*, 5 (4), 483–511.

Frangopol, D. M., Ide, Y., Spacone, E., & Iwaki, I. (1996). A new look at reliability of reinforced concrete columns. *Structural Safety*, 18 (2-3), 123-150.

Freeman, S. (1998). Development and use of capacity spectrum method. *Proceedings of the Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*, Seattle.

Freeman, S., Nicoletti, J., & JV, T. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk - A case study of puget sound naval shipyard. *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineers*, Berkeley.

G

Gasparini, D., & Vanmarcke, E. (1976). Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra: Massachusetts Institute of Technology, Dept. of Civil Engineering, Constructed Facilities Division.

Gavridou, S. (2006). *Preliminary study on the impact of the introduction of an updated seismic hazard model for Italy*. MSc dissertation, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.

Grant, L. H., Mirza, S. A., & MacGregor, J. G. (1978). Monte Carlo study of strength of concrete columns. *Proceedings of*, 75.

Gulkan, P., & Sozen, M. A. (1974). Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions. *ACI Journal Proceedings*, 71 (12).

Gupta, A., & Krawinkler, H. (1999). Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4.3).

Gupta, B., & Kunnath, S. K. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16 (2), 367-391.

H

Hall, J. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35 (5), 525-545.

Hellesland, J., & Scordelis, A. (1981). Analysis of RC bridge columns under imposed deformations. *Proceedings of*, 545-559.

Helton, J. C., & Davis, F. J. (2003). Latin hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems. *Reliability Engineering & System Safety*, 81 (1), 23-69.

Henriques, A. A. R. (1998). *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Engenharia Civil, Porto.

Housner, G. (1952). Spectrum intensities of strong-motion earthquakes. *Proceedings of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures*, pp. 20.

Hu, Y. X., Liu, S. C., & Dong, W. (1996). *Earthquake engineering*. Spon Press. pp. 410.

I

Ibrahim, Y. (1991). General strategy for structural systems reliability analysis. *Journal of Structural Engineering*, 117 (3), 789-807.

Iman, R. L., & Conover, W. J. (1982). A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables. *Communications in Statistics-Simulation and Computation*, 11 (3), 311-334.

Iwan, W. D. (1980). Estimating inelastic response spectra from elastic spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8 (4), 375-388.

Izzuddin, B. A. (1991). *Nonlinear dynamic analysis of framed structures*. PhD thesis, Imperial College, University of London, Department of Civil Engineering, London, UK.

J

JCSS (1981). *Joint Committee on Structural Safety - general principles on quality assurance for structures, general principles on reliability for structural design, report, international for bridge and structural engineering*.

JCSS (1995). *Joint Committee on Structural Safety - Part 3:Resistance Models*.

Johnson, N. L., & Kotz, S. (1970). *Distributions in statistics: Continuous Univariate Distributions. Vol. 1, 2*. Boston, Houghton Mifflin. pp. 466.

Johnson, R., & Wichern, D. (2002). *Applied multivariate statistical data analysis*. Prentice Hall: Upper Saddle River, NJ. pp. 773.

K

Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2006). Adaptive Modal Combination Procedure for nonlinear static analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering*, 132 (11), 1721-1731.

Kappos, A., & Kyriakakis, P. (2000). A re-evaluation of scaling techniques for natural records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20 (1-4), 111-123.

Kappos, A. J. (1991). Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: suggested methodology. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20 (2), 167-176.

Kappos, A. J., Chryssanthopoulos, M. K., & Dymiotis, C. (1999). Uncertainty analysis of strength and ductility of confined reinforced concrete members. *Engineering Structures*, 21 (3), 195-208.

Kareem, A., & Hsieh, J. (1988). Statistical analysis of tubular RC sections. *Journal of Structural Engineering*, 114, 900.

Kim, S., & D'Amore, E. (1999). Push-over analysis procedure in earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 15, 417.

Kirkman, T. W. (1996). Statistics to Use. <http://www.physics.csbsju.edu/stats/>.

Kolmogorov, A. (1933). Sulla determinazione empirica delle leggi di probabilita. *Giorn. Ist. Ital. Attuari*, 4, 1-11.

Kowalsky, M. J. (1994). *Displacement Based Design: a methodology for seismic design applied to RC bridge columns*. University of California, San Diego, Department of Applied Mechanics/Engineering Sciences,

Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20 (4-6), 452-464.

Kurama, Y., & Farrow, K. (2003). Ground motion scaling methods for different site conditions and structure characteristics. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32 (15), 2425-2450.

Kwon, O. S., & Elnashai, A. (2006). The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure. *Engineering Structures*, 28 (2), 289-303.

L

Laio, F. (2004). Cramer-von mises and anderson-darling goodness of fit tests for extreme value distributions with unknown parameters. *Water Resources Research*, 40 (9), W09308.

Laranja, R. C., & Estêvão, J. M. C. (2000). Simulação numérica na avaliação da fiabilidade de estruturas de betão armado. *BE2000 Encontro Nacional Betão Estrutural*.

Lilliefors, H. (1967). On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance unknown. *Journal of the American Statistical Association*, 62 (318), 399-402.

Lin, Y. Y., & Chang, K. C. (2003). Study on damping reduction factor for buildings under earthquake ground motions. *Journal of Structural Engineering*, 129 (2), 206-214.

M

Mahaney, J. A., Paret, T. F., Kehoe, B. E., & Freeman, S. A. (1993). The Capacity Spectrum Method for evaluating structural response during the Loma Prieta earthquake. *Proceedings of the 1993 National Earthquake Conference*, Oakland, CA, USA, pp. 501-510.

Mari, A., & Scordelis, A. (1984). Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames. *SESM Report* 82, 12.

Maroco, J. (2003). *Análise estatística: com utilização do SPSS*. Lisboa, Sílabo Edições. pp. 822.

Marques, M., Monteiro, R., & Curelli, D. (2005). *Avaliação probabilística da segurança sísmica de estruturas*. Tese da Disciplina de Projecto de Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Mathworks (2007). Matlab R2007a, The MathWorks Inc., USA.

Maurizio, P., & Gaetano, R. (1989). Compressive concrete strain at buckling of longitudinal reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 115 (2), 382-397.

McKay, M. D., Beckman, R. J., & Conover, W. J. (1979). A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code: Technometrics, v. 21. *Technometrics*, 21 (2), 239-245.

Melchers, R. E. (1987). *Structural reliability: analysis and prediction*.

Menjivar, M. A. L. (2004). *Verification of a displacement-based adaptive pushover method for assessment of 2-D reinforced concrete buildings*. Università degli Studi di Pavia, Pavia.

Metropolis, N., & Ulam, S. (1949). The Monte Carlo Method. *Journal of the American Statistical Association*, 44 (247), 335-341.

Meyer, C. (1989). Inelastic seismic analysis of concrete buildings. *Proceedings of the Seismic Engineering: Research and Practice*, May 1-5. San Francisco, CA, USA, 837-846.

Miranda, E. (2000). Inelastic displacement ratios for structures on firm sites. *Journal of Structural Engineering*, 126 (10), 1150-1159.

Miranda, E., & Ruiz-García, J. (2002). Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), 539-560.

Mirza, S. A., MacGregor, J. G., & Hatzinikolas, M. (1979). Statistical descriptions of strength of concrete. *Journal of the Structural Division*, 105 (6), 1021-1037.

Moehle, J. P., & Cavanagh, T. (1985). Confinement effectiveness of crossties in RC. *Journal of Structural Engineering*, 111 (10), 2105-2120.

Moghadam, A., & Tso, W. (2002). A pushover procedure for tall buildings. *Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, Paper No. 395.

Moratti, M. (2000). *Risposta Sismica di Nodi Trave-Colonna Progettati per i soli Carichi di Gravità: Studi Analitici e Sperimentali*. Tesi di Laurea, Università di Pavia, Dipartimento di Meccanica Strutturale, Pavia.

Moses, F. (1983). System reliability developments in structural engineering. *Structural Safety*, 1 (1), 3-13.

Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23 (5), 407-424.

N

Naeim, F., & Lobo, R. (1999). Avoiding common pitfalls in push-over analysis. *Proceedings of*, 269-274.

Nau, J., & Hall, W. (1984). Scaling methods for earthquake response spectra. *Journal of Structural Engineering*, 110 (7), 1533-1548.

NEHRP (1997). *Building seismic safety council. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.

Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Vol. 3. Berkeley, Earthquake Engineering Research Institute. pp. 103.

Nowak, A. S., & Collins, K. R. (2000). *Reliability of structures*: McGraw-Hill New York.

O

Ohtori, Y., Christenson, R. E., Spencer, J. B. F., & Dyke, S. J. (2004). Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings. *Journal of Engineering Mechanics*, 130 (4), 366-385.

Olsson, A., Sandberg, G., & Dahlblom, O. (2003). On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis. *Structural Safety*, 25 (1), 47-68.

OPCM (2003). *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica Italy — OPCM 3274*.

Owen, A. B. (1994). Controlling correlations in Latin Hypercube samples. *Journal of the American Statistical Association*, 89 (428).

P

Papanikolaou, V. (2000). *Development and verification of adaptive pushover analysis procedures*. MSc dissertation, Imperial College, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, London, UK.

- Papanikolaou, V. K., Elnashai, A. S., & Pareja, J. F. (2006). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis II: Comparative results. *Journal of Earthquake Engineering*, 10 (1), 127-151.
- Paret, T., Sasaki, K., Eilbeck, D., & Freeman, S. (1996). Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York, John Wiley & Sons Inc. pp. 769.
- Park, R., Priestley, M. J. N., & Gill, W. D. (1982). Ductility Of square-confined concrete columns. 108 (ST4), 929-950.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*.
- Pearson, E. S., & Hartley, H. O. (1972). *Biometrika tables for statisticians*, Vol. 2.
- Pinho, R., Monteiro, R., Casarotti, C., & Delgado, R. (2009). Assessment of continuous span bridges through nonlinear static procedures. *Earthquake Spectra*, 25, 143.
- Pinto, A., Verzeletti, G., Molina, J., Varum, H., Coelho, E., & Pinho, R. (1999). Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames) *Report EUR, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy*.
- Pinto, P. E. (2001). Reliability methods in earthquake engineering. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3 (1), 76-85.
- Pinto, P. E. (2007). *Sub-Project 9: probabilistic methods for seismic assessment of existing structures*.
- Pinto, P. E., Giannini, R., & Franchin, P. (2004). *Seismic reliability analysis of structures*. Pavia, Italy, IUSS Press - Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia. pp. 370.
- Pipa, M., & Carvalho, E. C. (1994). Reinforcing steel characteristics for earthquake resistant structures. *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 4, 2887-92.
- Priestley, M., & Grant, D. (2005). Viscous damping in seismic design and analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (2), 229-255.
- Priestley, M., & Park, R. (1984). Strength and ductility of bridge substructures. *RRU Bulletin*, 71.
- Priestley, M., & Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI structural journal*, 84 (1).
- Priestley, M., Seible, F., & Calvi, G. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. Wiley-Interscience. pp. 686.
- 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*, 26 (3), 329-341.
- Priestley, M. J. N. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33 (3), 325-346.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy, IUSS Press. pp. 721.

Priestley, N., Calvi, M., Petrini, L., & Maggi, C. (2007). Effect of damping modelling on results of time-history analysis of RC bridges. *Proceedings of the 1st US-Italy Seismic Bridge Workshop*, Pavia, Italia.

Q

Quek, S.-T., & Ang, A. H. S. (1990). Reliability analysis of structural systems by stable configurations. *Journal of Structural Engineering*, 116 (10), 2656-2670.

R

Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kircher, C. A., & Chrysostomou, C. Z. (2002). Elastic and inelastic seismic response of buildings with damping systems. *Earthquake Spectra*, Vol. 18 (3), pp. 531-547. Aug.).

REBAP (1983). *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-Esforçado*. Decreto Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho, Imprensa Nacional-Casa da Moeda, EP, Lisboa.

Requena, M., & Ayala, G. (2000). Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames. *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.

Riha, D., & Manteufel, R. (2001). Evaluation of bounding methods for correlated failure modes. *Proceedings of the 42nd Structural Dynamics and Materials Conference*, 1239, 16-19.

Romão, X., Delgado, R., & Costa, A. (2011). Assessment of the statistical distributions of structural demand under earthquake loading. *Journal of Earthquake Engineering (accepted for publication)*.

Rosenblueth, E., & Herrera, I. (1964). On a kind of hysteretic damping. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 90 (4), 37-48.

RSA (1983). *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*. Decreto-lei nº235/83. Número 31.

S

SAC (1997). *SAC joint venture - develop suites of time histories*. Project Task: 5.4.1 - Develop Suites of Time Histories. Draft Report.

Sasaki, K., Freeman, S., & Paret, T. (1998). Multimode pushover procedure (MMP)—a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis. *Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington

Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *Proceedings of*, 79

SEAOC (1995). Performance-based seismic engineering of buildings. Part 2: Conceptual framework. *Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.*

Segura, J., & Braun, C. R. (2004). An eponymous dictionary of economics: a guide to laws and theorems named after economists (Elgar original reference series): Edward Elgar Publishing.

SeismoStruct – a computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available online from <http://www.seismosoft.com> (2006). SeismoSoft.

Sheikh, S. A., & Uzumeri, S. M. (1982). Analytical model for concrete confinement in tied columns. *Journal of the Structural Division*, 108 (12), 2703-2722.

Sheikh, S. A., & Uzumeri, S. M. (1980). Strength and ductility of tied concrete columns. *Journal of the Structural Division*, 106 (5), 1079-1102.

Shome, N., Bazzurro, P., & Carballo, J. (1998). Earthquakes, records, and nonlinear responses. *Earthquake Spectra*, 14, 469.

Shorack, G., & Wellner, J. (1986). Empirical processes with applications to statistics New York: Society for Industrial Mathematics - Wiley & Sons.

Smirnov, N. (1939). On the estimation of the discrepancy between empirical distribution curves for two independent samples. *Bulletin of University of Moscow*, 3-14.

Smirnov, N. (1939). Sur les écarts de la courbe de distribution empirique: Recueil Mathématique (Matematicheskii Sbornik), v. NS, 6, 3–26.

Smirnov, N. V. (1936). Sur la distribution de w^2 . *CR Acad. Sci. Paris*, 202, 449.

Spacone, E., Ciampi, V., & Filippou, F. (1996). Mixed formulation of nonlinear beam finite element. *Computers & structures*, 58 (1), 71-83.

Steel, R., & Torrie, J. (1980). *Principles and procedures of statistics: a biometrical approach*. McGraw-Hill Science/Engineering/Math. pp. 633.

Stein, M. (1987). Large sample properties of simulations using Latin Hypercube sampling. *Technometrics*, 29 (2), 143-151.

Stephens, M. (1974). EDF statistics for goodness of fit and some comparisons. *Journal of the American Statistical Association*, 69 (347), 730-737.

Stephens, M. (1977). Goodness of fit for the extreme value distribution. *Biometrika*, 64 (3), 583.

T

Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96 (12), 2557-2573.

Thoft-Christensen, P. (1989). Fundamentals of structural reliability: ISPRA Courses. Structural Reliability.

Thoft-Christensen, P., & Baker, M. J. (1982). Structural reliability theory and its applications: Springer, Berlin, Germany, FR.

Tso, W. K., & Moghadam, A. S. (1998). Pushover procedure for seismic analysis of buildings. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1 (3), 337-344.

U

UBC (1994). Structural engineering design provisions *Uniform Building Code*. Vol. 2. *International Conference of Building Officials (ICBO)* Whittier, US.

UBC (1997). Uniform Building Code *International Conference of Buildings Officials (ICBO)* Whittier, US.

V

Vallenas, J., Bertero, V. V., & Popov, E. P. (1977). Concrete confined by rectangular hoops and subjected to axial loads. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 78, 20373.

Varum, H. (1995). *Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia a Universidade do Porto, Porto.

Vaz, C. T. (1992). *Comportamento sísmico de pontes com pilares de betão armado: verificação da segurança*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia a Universidade do Porto, Engenharia Civil, Porto.

Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23 (5), 507-521.

Von Mises, R. (1931). *Wahrscheinlichkeitsrechnung und Ihre Anwendung in der Statistik und Theoretischen Physik*, Vol. 12. Leipzig, F. Deutiche. pp. 2004.

Vrouwenvelder, T. (1997). The JCSS probabilistic model code. *Structural Safety*, 19 (3), 245-251.

W

Wang, J., & Law, K. T. (1994). Siting in earthquake zones: Taylor & Francis.

Wilk, M., & Gnanadesikan, R. (1968). Probability plotting methods for the analysis for the analysis of data. *Biometrika*, 55 (1), 1.

Wolfowitz, J. (1954). Generalization of the theorem of Glivenko-Cantelli. *The Annals of Mathematical Statistics*, 25 (1), 131-138.

Z

Zhang, R., & Mahadevan, S. (2000). Model uncertainty and Bayesian updating in reliability-based inspection. *Structural Safety*, 22 (2), 145-160.

ANEXO A

MODELOS ESTRUTURAIS

No Capítulo 4 descreveu-se sumariamente o conjunto de modelos estruturais utilizados nas avaliações apresentadas ao longo desta dissertação. Estes edifícios foram seleccionados de modo a reunir as características gerais do panorama habitacional europeu pré e pós regulamentação sísmica, procurando diversificar a selecção no tipo de materiais, na regularidade em altura, no número de pisos e na década de construção.

Seguidamente será detalhado cada um dos edifícios.

A.1 MODELOS NÃO DIMENSIONADOS À ACÇÃO SÍSMICA

Os modelos não dimensionados sismicamente utilizados nas aplicações práticas desta dissertação foram já analisados nos trabalhos de Crowley, H. (2003) e Gavridou, S. (2006).

1) Modelo 4 (*mod4*)

O modelo *mod4* é um edifício de três pisos em betão armado, figura A.1, construído em Itália na década de 1970 (Cosenza, E., 2000).

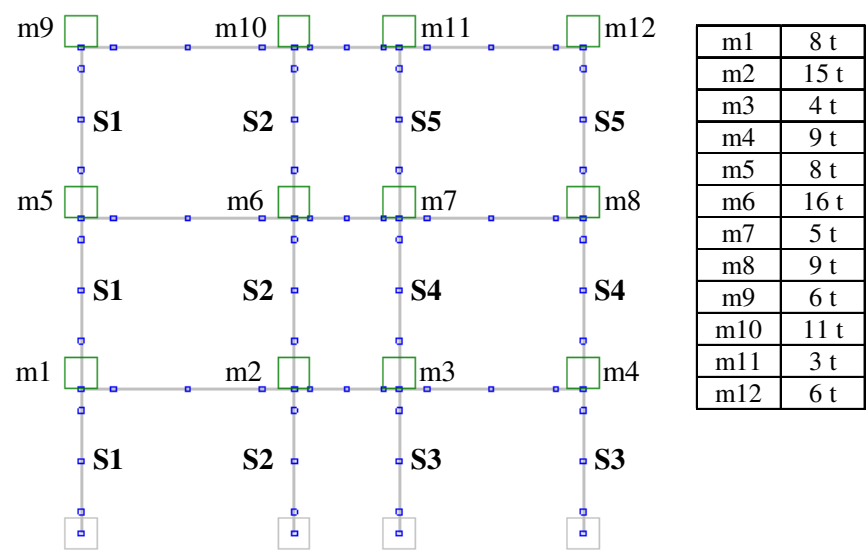
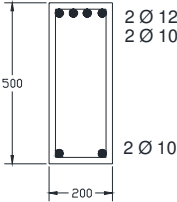
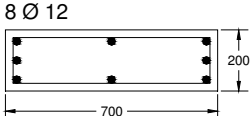
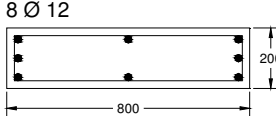
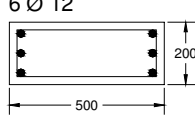
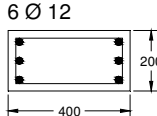
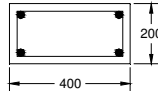


Figura A.1 – Pórtico mod4.

É definido por três vãos de comprimentos 4.05 m, 2.0 m e 3.25 m, desenvolvendo-se sobre três pisos de alturas 2.75 m, 3.25 m e 3.25 m, respectivamente. Admitem-se cinco secções para os pilares do pórtico e uma para as vigas, quadro A.1.

Quadro A.1 – Secções do modelo mod4.

Pilares			Vigas
S1	S2	S3	
			
S4	S5		
			

No quadro A.2 apresentam-se as propriedades dos materiais aço e betão.

Quadro A.2 – Propriedades dos materiais.

Propriedade	Betão Confinado	Betão Não Confinado	Aço
Tensão de compressão f_c (MPa)	20.75	20.75	—
Tensão de tracção f_{ct} (MPa)	0	0	—
Extensão correspondente ao esforço máximo ε_c (m/m)	0.005	0.005	—
Factor de confinamento K_c	1.1	—	—
Módulo de elasticidade do aço E_s (Mpa)	—	—	211111
Tensão de cedência f_y (MPa)	—	—	380
Parâmetro de endurecimento μ	—	—	0.00326

2) Modelo 6 (*mod6*)

O modelo *mod6* é um edifício de quatro pisos em betão armado, figura A.2, representativo da construção típica em Portugal das décadas de 1950 e 1960 (Carvalho, E.C. *et al.*, 1999).

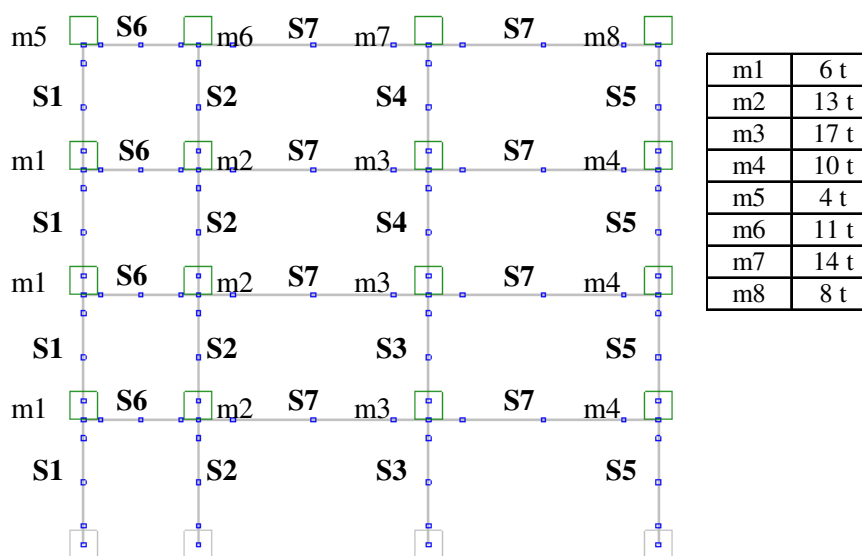
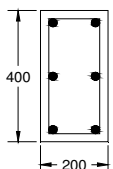
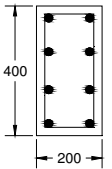
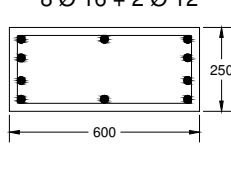
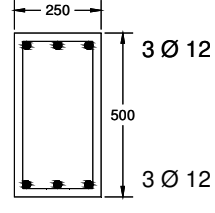
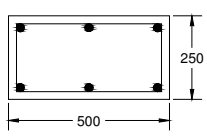
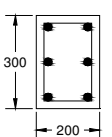
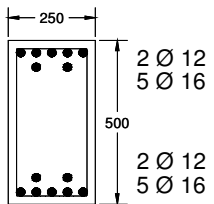


Figura A.2 – Pórtico mod6.

É definido por três vãos, de comprimentos 2.5 m, 5.0 m e 5.0 m, desenvolvendo-se sobre quatro pisos de iguais alturas (2.7 m). Admitem-se cinco secções para os pilares do pórtico e duas para as vigas, quadro A.3.

Quadro A.3 – Secções do modelo mod6.

Pilares			Vigas
S1	S2	S3	S6
6 Ø 12 	8 Ø 12 	8 Ø 16 + 2 Ø 12 	
S4	S5	S7	
4 Ø 16 + 2 Ø 12 	6 Ø 12 		

No quadro A.4 apresentam-se as propriedades dos materiais aço e betão.

Quadro A.4 – Propriedades dos materiais.

Propriedade	Betão Confinado	Betão Não Confinado	Aço
Tensão de compressão f_c (MPa)	24.0	24.0	—
Tensão de tracção f_{ct} (MPa)	0	0	—
Extensão correspondente ao esforço máximo ϵ_c (m/m)	0.002	0.002	—
Factor de confinamento K_c	1.1	—	—
Módulo de elasticidade do aço E_s (Mpa)	—	—	200000
Tensão de cedência f_y (MPa)	—	—	337
Parâmetro de endurecimento μ	—	—	0.0024

3) Modelo 12 (*mod12*)

O modelo *mod12* é um edifício de seis pisos em betão armado, figura A.3, representativo da construção típica em Itália das décadas de 1950 e 1960 (Moratti, M., 2000).

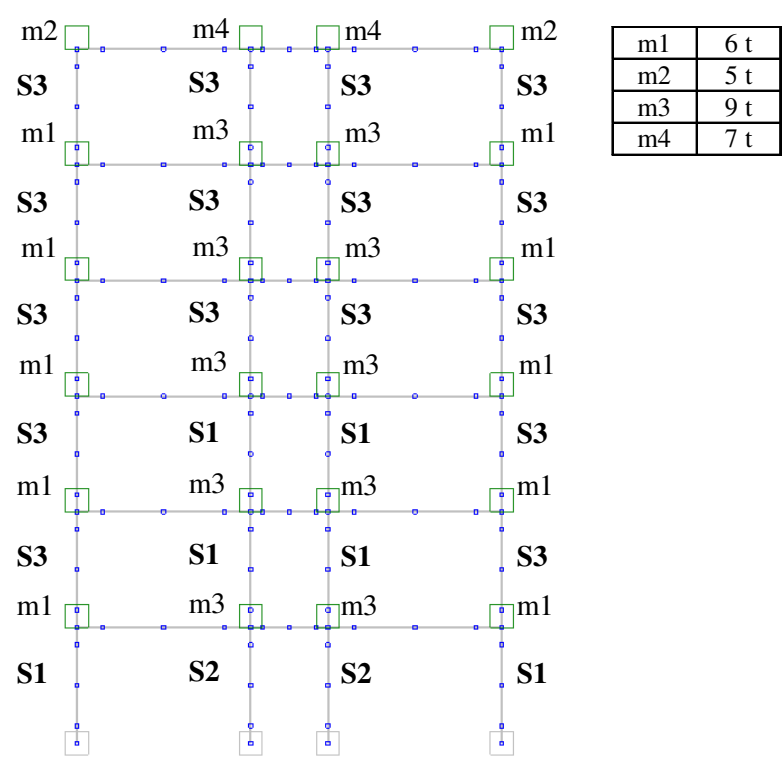
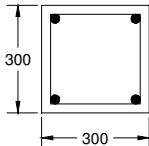
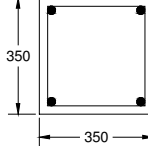
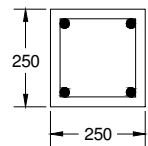
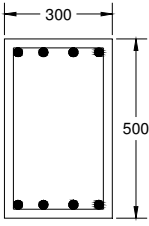


Figura A.3 – Pórtico mod12.

É definido por três vãos de comprimentos 4.5 m, 2.0 m e 4.5 m, desenvolvendo-se sobre seis pisos de iguais alturas (3.0 m). Admitem-se três secções para os pilares do pórtico e uma para as vigas, quadro A.5.

Quadro A.5 – Secções do modelo mod12.

Pilares			Vigas
S1	S2	S3	
4 Ø 16 	4 Ø 18 	4 Ø 14 	

No quadro A.6 apresentam-se as propriedades dos materiais aço e betão.

Quadro A.6 – Propriedades dos materiais.

Propriedade	Betão Confinado	Betão Não Confinado	Aço
Tensão de compressão f_c (MPa)	19.62	19.62	—
Tensão de tracção f_{ct} (MPa)	0	0	—
Extensão correspondente ao esforço máximo ε_c (m/m)	0.002	0.002	—
Factor de confinamento K_c	1.2	—	—
Módulo de elasticidade do aço E_s (Mpa)	—	—	200000
Tensão de cedência f_y (MPa)	—	—	273
Parâmetro de endurecimento μ	—	—	0.005

4) Modelo 14 (*mod14*)

O modelo *mod14* é um edifício de sete pisos em betão armado, figura A.4, construído na ex-Jugoslávia no ano de 1981 (ACI, 1984).

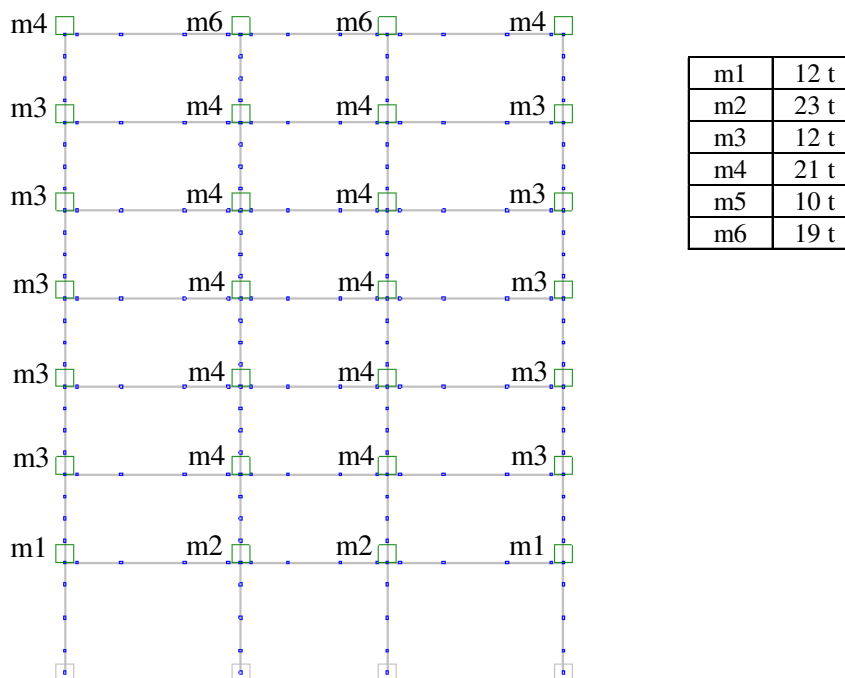
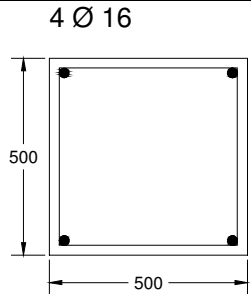
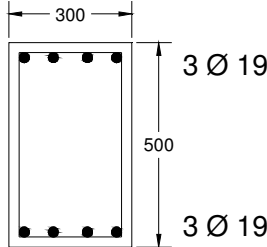


Figura A.4 – Pórtico mod14.

É definido por três vãos de comprimentos 4.05 m, 2.0 m e 3.5 m, desenvolvendo-se sobre um rés-do-chão de 3.75 m de altura e seis pisos de 3.0 m. Admitem-se uma secção para os pilares do pórtico e uma para as vigas, quadro A.7.

Quadro A.7 – Secções do modelo mod14.

Pilares	Vigas
 4 Ø 16 500 500	 300 500 3 Ø 19 3 Ø 19

No quadro A.8 apresentam-se as propriedades dos materiais aço e betão.

Quadro A.8 – Propriedades dos materiais.

Propriedade	Betão Confinado	Betão Não Confinado	Aço
Tensão de compressão f_c (MPa)	29	29	—
Tensão de tracção f_{ct} (MPa)	0	0	—
Extensão correspondente ao esforço máximo ϵ_c (m/m)	0.0022	0.0022	—
Factor de confinamento K_c	1.2	—	—
Módulo de elasticidade do aço E_s (Mpa)	—	—	200000
Tensão de cedência f_y (MPa)	—	—	375
Parâmetro de endurecimento μ	—	—	0.05

5) Modelo 16 (*mod16*)

O modelo *mod16* é um edifício de oito pisos em betão armado, figura A.5, construído em Itália na década de 1970 (Cosenza, E., 2000).

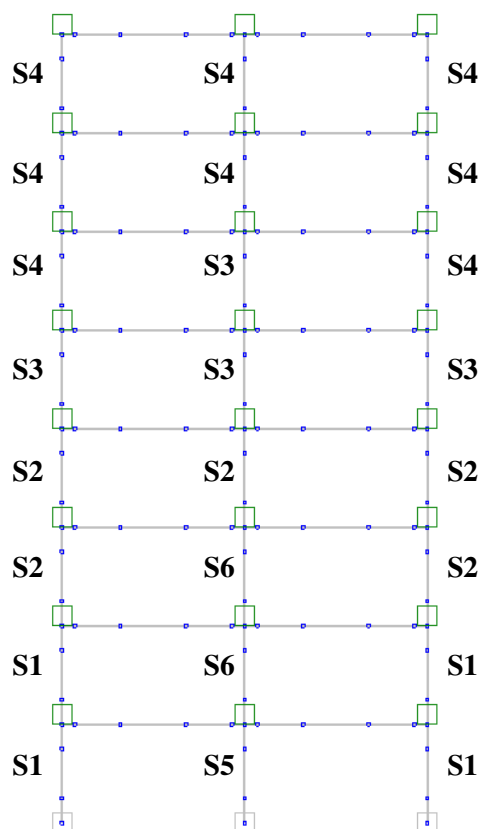
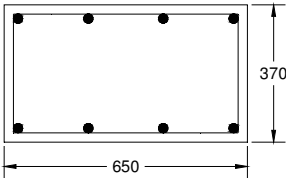
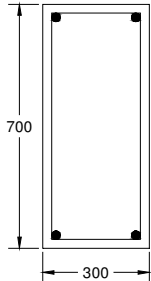
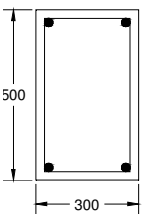
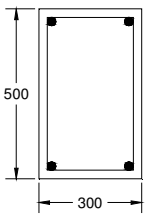
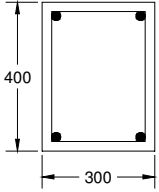
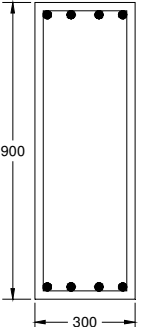
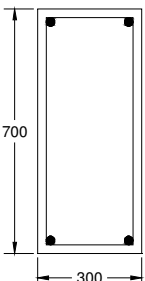


Figura A.5 – Pórtico mod16.

É definido por dois vãos de comprimentos 5.6 m, desenvolvendo-se sobre oito pisos de 3.0 m de altura. Os pilares extremos têm, por cada piso, uma massa de 9 t, enquanto que no pilar central o valor da massa por piso corresponde a 19 t. Admitem-se seis secções para os pilares do pórtico e uma para as vigas, quadro A.9.

Quadro A.9 – Secções do modelo mod16.

Pilares			Vigas
S1	S2	S3	
			
S4	S5	S6	
			

No quadro A.10 apresentam-se as propriedades dos materiais aço e betão.

Quadro A.10 – Propriedades dos materiais.

Propriedade	Betão Confinado	Betão Não Confinado	Aço
Tensão de compressão f_c (MPa)	25	25	—
Tensão de tracção f_{ct} (MPa)	0	0	—
Extensão correspondente ao esforço máximo ϵ_c (m/m)	0.002	0.002	—
Factor de confinamento K_c	1.1	—	—
Módulo de elasticidade do aço E_s (Mpa)	—	—	200000
Tensão de cedência f_y (MPa)	—	—	380
Parâmetro de endurecimento μ	—	—	0.00001

A.2 MODELOS DIMENSIONADOS À ACÇÃO SÍSMICA

A.2.1 Edifícios em betão armado

Os modelos que se seguem foram detalhados e dimensionados na Universidade de Patras (Fardis, M.N., 1994) de acordo com a versão de 1995 do Eurocódigo 8. Estas estruturas foram utilizadas nos estudos de Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S. (2001), de Antoniou, S. & Pinho, R. (2004) e Menjivar, M.A.L. (2004).

São consideradas três tipologias de edifícios: um sistema de pórtico irregular de oito pisos (IH30 e IM30), um sistema de pórtico regular de 12 pisos (RH30 e RM30) e um sistema de pórtico-parede (WH30 e WM30).

São admitidas duas classes de ductilidade para as estruturas: média (M) e alta (H), assim como uma aceleração de pico de dimensionamento de 0.30 g, quadro A.11.

Quadro A.11 – Propriedades dos materiais.

Sistema Estrutural	Número de Pisos	Referência	Classe de Ductilidade	Aceleração de pico (g)	Factor de Comportamento (q)
Regular	12	RH30 RM30	Alta Média	0.30	5.00 3.75
Irregular	8	IH30 IM30	Alta Média	0.30	4.00 3.00
Parede dupla	8	WH30 WM30	Alta Média	0.30	3.50 2.625

Os dois primeiros sistemas estruturais (regular e irregular) são definidos por um pórtico resistente à flexão. Para os modelos WH30 e WM30 são admitidas duas paredes resistentes (em forma de U) no centro do pórtico e em toda a altura, de modo a absorver os esforços de corte, sendo complementada com a resistência à flexão pelo restante sistema estrutural, figura A.6.

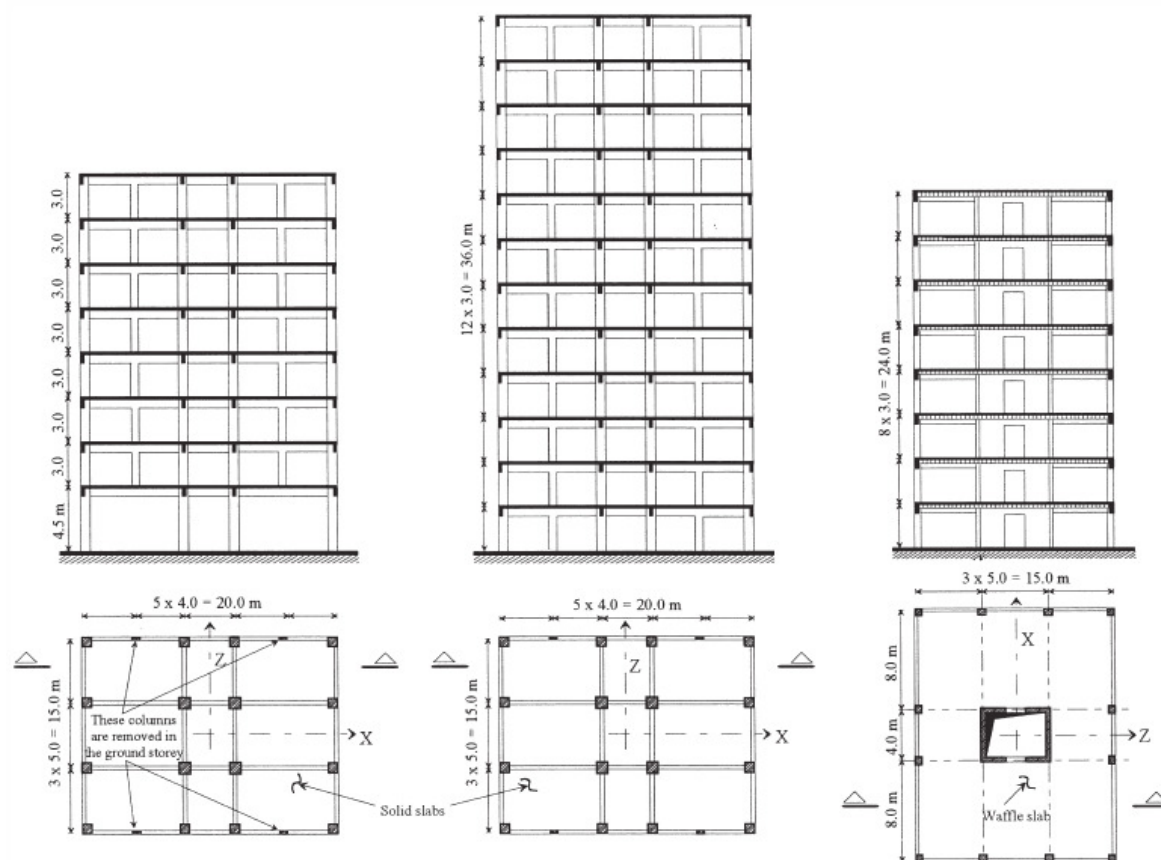


Figura A.6 – Pórticos em betão armado dimensionados sismicamente, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).

O carregamento variável, por piso, é definido por 2.0 kN/m^2 cada, considerando-se o carregamento permanente concentrado em cada nó. Por piso têm-se as cargas e massas presentes no quadro A.12.

Quadro A.12 – Carregamento permanente por piso e massas totais, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).

Modelo	Cargas permanentes (kN)				Massa total (t)
	Piso 1	Restantes	Cobertura	Total	
IH30	3140.24	2880.12	2616.24	23037.20	2348.3
IM30	3140.24	2880.12	2616.24	23037.20	2348.3
RH30	3199.96	3199.96	2900.04	38099.60	3883.8
RM30	3147.96	3147.96	2847.92	37475.48	3820.1
WH30	2785.32	2785.32	2549.76	22046.92	2247.4
WM30	2785.32	2785.32	2549.76	22046.92	2247.4

No que diz respeito às fundações dos modelos é admitido um terreno firme do tipo *B* do EC8.

Informações adicionais relativamente às propriedades dos materiais aço e betão deverão ser remetidas para o trabalho de Fardis, M.N. (1994), apresentando-se resumidamente no quadro A.13 as principais características.

Quadro A.13 – Propriedades dos materiais, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).

Propriedade	Betão Confinado	Betão Não Confinado	Aço
Tensão de compressão f_c (MPa)	33.0	33.0	—
Tensão de tracção f_{ct} (MPa)	2.6	2.6	—
Extensão correspondente ao esforço máximo ϵ_c (m/m)	0.0022	0.0022	—
Módulo de elasticidade do betão E_c (Mpa)	30500	30500	—
Módulo de elasticidade do aço E_s (Mpa)	—	—	200000
Tensão de cedência f_y (MPa)	—	—	585
Tensão máxima f_u (MPa)	—	—	680
Extensão máxima ϵ_u (m/m)	—	—	0.094

Nos quadros A.14, A.15 e A.16 são descritas as dimensões das secções dos elementos estruturais (pilares e vigas) para cada modelo.

Quadro A.14 – Secções dos modelos irregulares, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).

Modelo	Pilares			Vigas (Dir.-X)		Laje
	Internos	Externos	Truncados	Piso 1	Pisos 2-8	
IH30	0.80x0.80	0.70x0.70	0.50x0.30	0.30x0.80	0.30x0.60	0.14
IM30	0.80x0.80	0.70x0.70	0.50x0.30	0.30x0.80	0.30x0.60	0.14

Quadro A.15 – Secções dos modelos regulares, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).

Modelo	Pilares			Vigas (Dir.-X)		Laje
	Internos	Externos	Cantos	Piso 1	Pisos 2-12	
RH30	0.80x0.80	0.70x0.70	0.70x0.70	0.35x0.65	0.30x0.65	0.14
RM30	0.80x0.80	0.70x0.70	0.50x0.30	0.30x0.60	0.30x0.60	0.14

Quadro A.16 – Secções dos modelos pórtico-parede, (Mwafy, A.M. & Elnashai, A.S., 2001).

Modelo	Pilares		Pilares (bxhxs)	Vigas (Dir.-X)		Laje (bxh nervura/topo)
	Internos	Externos		Perímetro	Internas	
WH30	0.50x0.50	0.50x0.60	4.2x1.85x0.25	0.30x0.60	0.25x0.75	0.1x0.3/0.6-0.8
WM30	0.50x0.50	0.50x0.60	4.2x1.85x0.25	0.30x0.60	0.25x0.75	0.1x0.3/0.6-0.8

A.2.2 Edifícios em aço

Os edifícios em aço dimensionados à acção sísmica são definidos por sistemas resistentes a esforços de flexão, dimensionados como parte integrante do projecto SAC (1997) a partir dos fundamentos da *Federal Emergency Management Agency*, descrito no ATC40 (1996), (Gupta, A. & Krawinkler, H., 1999).

São considerados modelos em aço de 3, 9 e 20 pisos, incluindo nos dois primeiros edifícios uma variante de modo a desenvolver o efeito de piso fraco ao nível do primeiro piso, perfazendo um total de 5 diferentes modelos a analisar.

Estes modelos foram dimensionados a partir das exigências regulamentares especificadas para a região de Los Angeles (UBC, 1994), seguindo as regras pré-sismo de Northridge.

O mecanismo de piso fraco é conseguido através da redução da resistência dos pilares do primeiro piso em cerca de 50 a 60% da resistência original dos modelos de 3 e 9 pisos, respectivamente. Esta redução não é acompanhada por alterações na rigidez, o que consequentemente pressupõe apenas alterações no mecanismo de colapso destas estruturas.

A modelação dos 5 pórticos incluiu uma coluna gravítica como forma de representar os efeitos P-Δ sobre os outros membros estruturais resistentes às acções gravíticas.

1) Modelo 3S e 3SW

Este edifício tem uma implantação de 36.58x54.85 m, distribuindo-se em altura por 11.89 m segundo três pisos de 3.96 m cada, figura A.7. Os vãos apresentam um comprimento de 9.15 m cada, nas duas direcções, num total de 4 vãos (apesar de serem três os vãos resistentes a acções horizontais) na direcção N-S e 6 na direcção E-O. Os pórticos na direcção N-S são concebidos para resistirem predominantemente a esforços de flexão.

Os pilares para estes pórticos apresentam uma resistência de 370 MPa, enquanto que para as vigas admite-se um aço de 300 MPa. No plano horizontal o piso é rígido e constituído por ligação mista de betão e aço.

A massa total associada ao primeiro e segundo pisos do edifício corresponde a 957 t enquanto no último piso vale 1040 t.

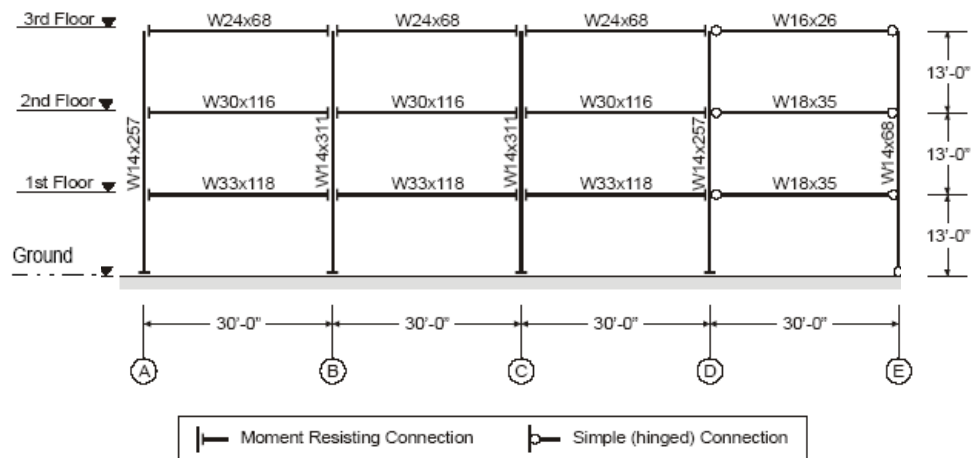


Figura A.7 – Configuração dos pórticos 3S e 3SW, (Ohtori, Y. *et al.*, 2004).

2) Modelos 9S e 9SW

Os modelos de 9 pisos são distribuídos em planta por uma superfície quadrada de 45.73x45.73 m e em altura por 37.19 m, através de um primeiro piso de 3.65 m e restantes pisos de 3.96 m, figura A.8.

Os pórticos periféricos são os únicos que definem a resistência à flexão da estrutura.

Os vãos têm, cada, 9.15 m de comprimento, sendo definidos um total de 5 vãos por cada pórtico nas direcções N-S e E-O.

Os pilares em aço têm uma resistência de 370 MPa enquanto que as vigas são em aço de 270 MPa de resistência.

No que se refere à massa, com a excepção do piso superior que tem uma massa total de 1360 t, cada piso tem 1060 t de massa.

As fundações do edifício garantem um total impedimento de movimentos horizontais no piso da cave.

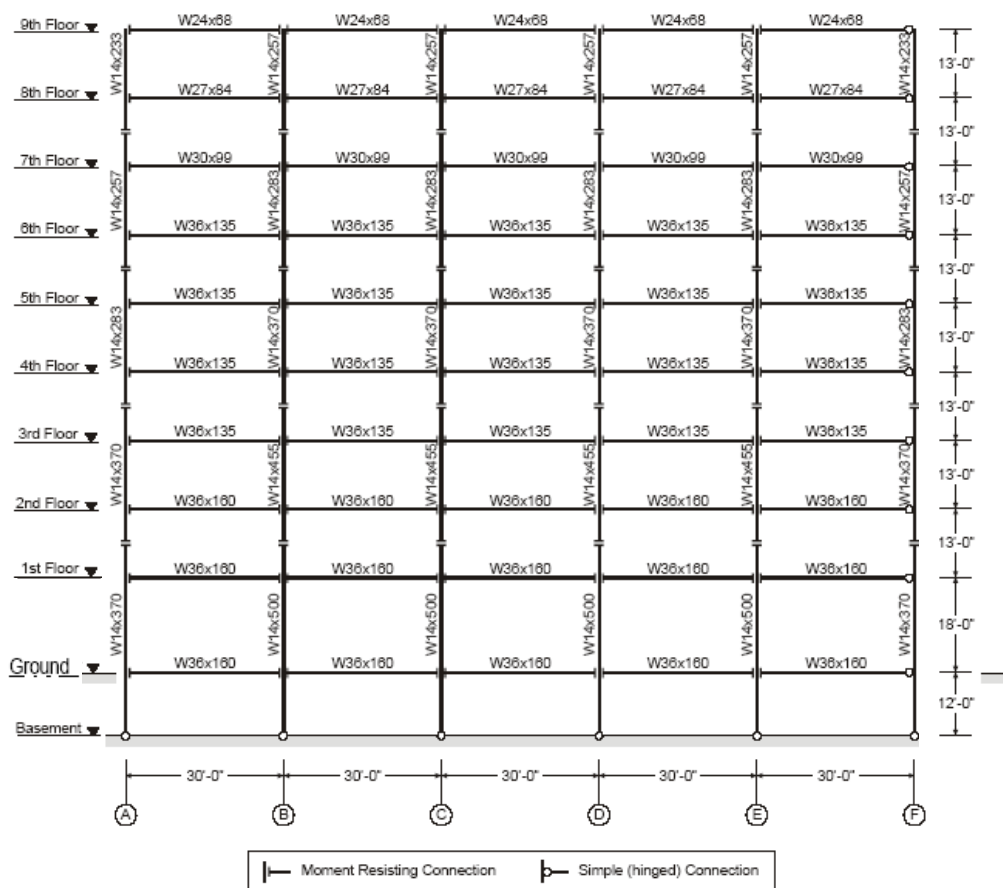


Figura A.8 – Configuração dos pórticos 9S e 9SW, (Ohtori, Y. *et al.*, 2004).

3) Modelo 20S

O modelo 20S (o único edifício em aço que não se admite o piso fraco na base) está implantado numa superfície de 30.48x36.58 m, distribuindo-se em altura por 80.77 m e 20 pisos de 3.65 m cada, apresentando ainda duas caves, figura A.9.

Os pórticos são definidos por cinco e seis vãos nas direcções N-S e E-O, respectivamente, com 6.09 m de comprimento cada.

À semelhança do edifício anterior, a fundação confere aos pisos da cave a restrição aos movimentos horizontais.

O aço associado aos pilares tem uma resistência de 397 MPa enquanto que para as vigas corresponde a 339 MPa.

A massa do edifício de cada piso corresponde a 551 t com a excepção do segundo e último pisos, onde a massa assume os valores de 564 e 585 t, respectivamente.

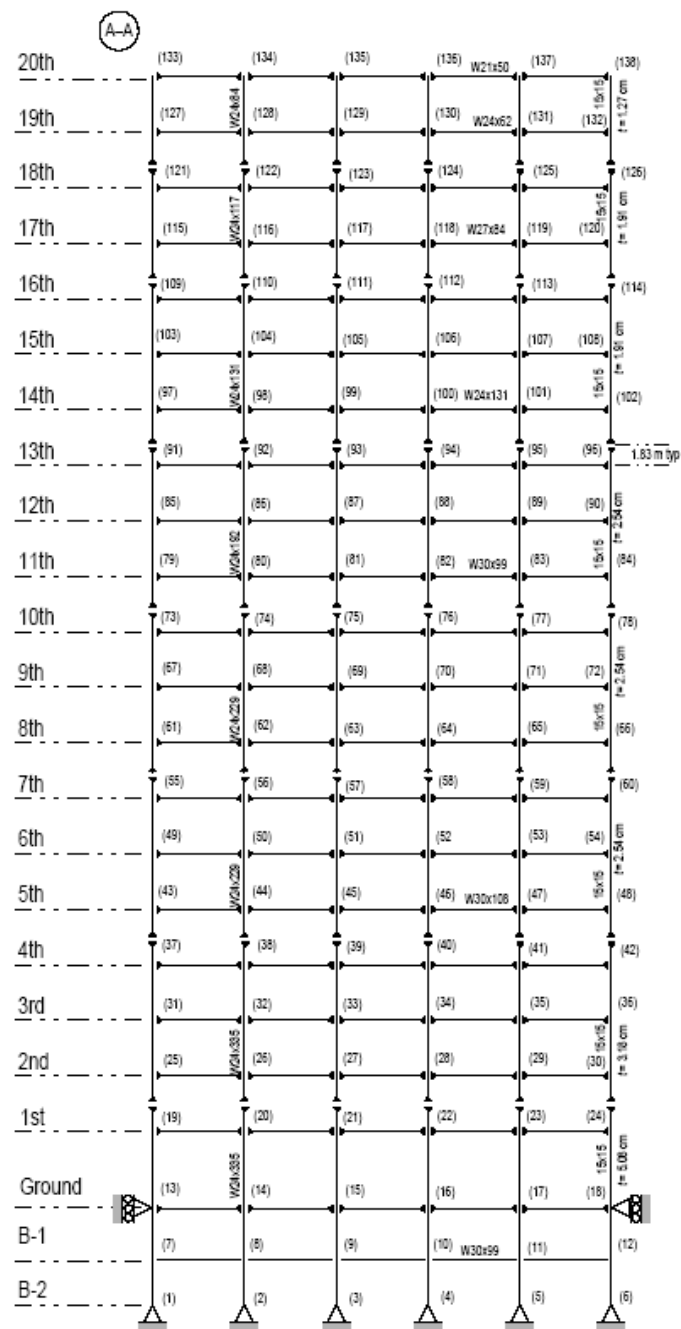


Figura A.9 – Configuração do pórtico 20S, (Ohtori, Y. *et al.*, 2004).