Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP

Nelson Saraiva Vila Pouca

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA SÍSMICA DE ELEMENTOS LAMINARES EM BETÃO ARMADO

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

Porto, 2001

FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

Nelson Saraiva Vila Pouca

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA SÍSMICA DE ELEMENTOS LAMINARES EM BETÃO ARMADO

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

Porto, 2001

624(043) VILm/SIM
UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA M
N.º 65122
CDU 624(043)
Data 23/12/2002

À

Lau

Catarina e Maria

Agradecimentos

Ao apresentar este trabalho não posso deixar de expressar os meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que das mais diversas formas contribuíram para a sua realização, e de um modo especial:

- Aos Professores Raimundo Delgado e Rui Faria pela orientação sábia e dedicada que tornou possível a realização deste trabalho, onde colocaram um empenho muito pessoal traduzido num estímulo e amizade que sempre demonstraram. Ao colega Rui Faria um obrigado especial com a certeza de que a sua inexcedível dedicação contribuiu em muito para solidificar a nossa amizade iniciada nos bancos desta escola.
- Ao Doutor Artur Vieira Pinto, pelo total apoio demonstrado ao longo de inúmeras trocas de impressões que tivemos e ainda pela forma amiga como me recebeu em Ispra aquando da minha visita às instalações do Joint Research Center para a observação dos ensaios experimentais.
- A todos os colegas da secção de estruturas que de alguma forma sempre me apoiaram e incentivaram, em especial aos Prof. Aníbal Costa, António Arêde e João Miranda Guedes pela grande amizade demonstrada no constante incentivo que me transmitiram.
- Para a D. Maria Vitória, Elvira, e Marta uma palavra de agradecimento pela sua diligência e atenções de caracter pessoal tantas vezes demonstradas.
- Ao Sr. Manuel Carvalho pela prontidão, simpatia e empenho com que realizou o aperfeiçoamento de figuras finais.
- À família que incondicionalmente me apoiou. À minha mãe, aos meus sogros, à minha irmã e aos meus cunhados um obrigado especial. À cunhada Natália pela sua pronta disponibilidade na tradução do resumo em francês.
- À memória do meu pai que me soube transmitir a alegria de viver.
- Por fim à minha mulher e às minhas filhas um obrigado do tamanho do mundo por tudo o que lhes exigi com a minha ausência, dando-lhes, por vezes, só o meu sorriso.

Resumo

Tendo como suporte os resultados de diferentes ensaios experimentais, na presente dissertação apresenta-se uma metodologia de análise que inclui a não-linearidade material, especialmente vocacionada para o estudo do comportamento sísmico de estruturas incorporando elementos laminares de betão armado (ou a ele assimiláveis) como é o caso das paredes estruturais e dos pilares de pontes de secção oca. Na modelação do betão foram adoptados elementos finitos 2D e 3D, em combinação com um modelo baseado na Mecânica do Dano Contínuo, adoptando-se para a modelação das armaduras elementos de treliça de dois nós, em associação com um modelo que permite a tradução do comportamento não-linear do aço sob acções cíclicas.

Num primeiro conjunto de aplicações a metodologia desenvolvida é utilizada no contexto de dois "benchmark" internacionais no âmbito dos quais diversas equipas científicas foram convidadas a proceder à simulação do comportamento sísmico de dois edifícios de 6 andares, cada um dos quais com uma estrutura resistente constituída por duas paredes de betão armado, ensaiados em mesa sísmica nas instalações do CEA - *Commissariat À L'Energie Atomique* em Saclay (França). Estas aplicações traduziram-se, não só num importante meio de validação da metodologia proposta, como permitiram o confronto com diferentes modelações adoptadas pelos outros participantes nos "benchmark".

Num segundo conjunto de aplicações procede-se à simulação do comportamento não-linear de pilares de pontes, no âmbito da participação do autor no projecto de investigação de âmbito europeu designado por "Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges". A profundidade e a complexidade dos estudos desenvolvidos no âmbito deste projecto, que incluíram ensaios cíclicos dos modelos físicos à escala 1:2.5 de 2 pilares de uma ponte austríaca *Talübergang Warth*, vieram realçar as potencialidades da metodologia proposta na simulação da resposta sísmica não-linear de pontes de betão armado.

Finalmente e no contexto do referido projecto de investigação europeu, é feita a previsão numérica do comportamento sísmico da ponte *Talübergang Warth*, e os resultados são comparados com a resposta registada num conjunto de ensaios pseudodinâmicos realizados no Joint Research Centre em Ispra (Itália). A complexidade da simulação numérica requerida para estas análises, que incluíram o facto de o movimento sísmico das fundações e encontros ser assíncrono, representa um grande desafio para as capacidades de simulação da metodologia apresentada, constituindo igualmente uma oportunidade para demonstração das actuais possibilidades da previsão do comportamento sísmico de pontes com recurso a modelos constitutivos como os utilizados no presente trabalho.

Abstract

This work presents a methodology for the non-linear material analysis of structures, including reinforced concrete elements such as structural walls, or similar elements such as hollowed core section bridge piers. The concrete elements were simulated using 2D and 3D finite elements and a behaviour model founded on the Continuum Damage Mechanics. As for the steel, 2-noded truss elements were adopted together with a non-linear cyclic behaviour model.

This methodology is applied first in the context of two benchmark international tests which involved several scientific teams that were invited to simulate the seismic behaviour of two 6 floor buildings made of two resistant reinforced concrete walls, tested on a shaking table at the CEA - *Commissariat à l'Energie Atomique* at Saclay (France). These simulations allowed no only to validate the proposed model, but also to compare it with the different models adopted by the other research groups participating on the benchmark tests.

A second set of applications consisted on the simulation of the non-linear behaviour of bridge piers analysed under the author's participation on the european research project "Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges". The deepness and complexity of the analyses involved in the project, which included cyclic tests on 1:2.5 scaled physical models of two bridge piers of the Austrian bridge *Talübergang Warth*, underlined the potentialities of the proposed methodology to simulate the non-linear seismic response of reinforced concrete bridge piers.

Finally, and in the context of the referred European research project, it is performed a numerical prediction of the *Talübergang Warth* bridge and the results are compared with the response obtained from a set of pseudo-dynamic tests carried out at the Joint Research Centre at Ispra (Italy). The complexity of the numerical simulation of these tests, which included the asynchronous seismic displacements of the foundations and the abutments, represents an important challenge to this methodology, in particular to its simulating capacities, and it constitutes an opportunity to demonstrate the nowadays ability to predict the seismic behaviour of bridges using such constitutive models.

Résumé

En ayant par support les résultats d'essais expérimentaux différents, dans cette dissertation on présente une méthodologie d'analyse qui insère un comportement pas linéaire matériel, spécialement versée pour l'étude du comportement sismique des structures, en intégrant des éléments laminaires de béton armé (ou assimilables avec lui) comme dans le cas des murs structurels et des piliers des ponts de badigeon section. Dans le modelage du béton on a adopté des éléments finis 2D et 3D, combinés avec un modèle assis sur la Méchanique de l'Endommagement, en s'adoptant pour le modelage des armatures des éléments de treillis à deux nœuds associés avec un modèle qui permet la traduction du comportement pas linéaire de l'acier sons les actions cycliques.

Dans un premier ensemble d'applications on utilise la méthodologie développée dans le contexte à deux « benchmark » internationaux dans l'enceinte desquels des différentes équipes scientifiques ont été invitées à réaliser la simulation du comportement sismique de deux immeubles à six étages. Chaque immeuble possède une structure résistante laquelle est constituée par deux murs en béton armé qui ont été essayée à la table sismique dans les installations du CEA – Commissariat À L' Energie Atomique à Saclay (France).

Ces applications ont permis un important moyen de validation de la méthodologie qui a été proposé et, en même temps la confrontation avec les modelages différents adoptés par les autres participants dans les « benchmark ».

Dans un second ensemble d'applications on a procédé à la simulation du comportement pas linéaire des piliers des ponts, à l'enceinte de la participation de l'auteur dans le projet d'investigation de l'enceinte européenne qui s'intitule « Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges ». La profondeur et la complexité des études qui ont été effectués pendant l'exécution du projet, lesquels ont compris des essais cycliques des modèles physiques à l'échelle 1 : 2.5 à deux piliers d'un pont autrichien *Talübergang Warth*, ont relevé les potentialités de la méthodologie qui à été proposée dans la simulation de la réponse sismique, pas linéaire, dans les ponts en béton armé.

Pour en finir et dans le contexte du projet d'investigation européen déjà rapporté, on a fait la prévision numérique du comportement sismique du pont *Talübergang Warth* et on l'a comparé avec la réponse enregistrée dans un ensemble d'essais pseudo dynamiques qui ont été réalisés au Joint Research Centre à Ispra (Italie). La complexité de la simulation numérique qui a été pétitionnée pour ces analyses, lesquelles ont compris le fait du mouvement sismique des fondations et des culées être asynchrone, représente un vrai défi pour les capacités de simulation de la méthodologie présentée et constitue également une opportunité pour démontrer les possibilités actuelles de la prévision du comportement sismique des ponts avec un recours aux modèles constitutifs semblables à ceux qu'ont été utilisé dans cet ouvrage.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS 1.1

1.2 OBJECTIVOS DA TESE 1.5

1.3 ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS 1.6

CAPÍTULO 2 - COMPORTAMENTO DE PAREDES ESTRUTURAIS E PILARES DE PONTES EM SISMOS RECENTES

2.1 INTRODUÇÃO 2.1

2.2 SISMOS RECENTES 2.2

2.2.1 Considerações gerais 2.2

2.2.2 Sismo de Loma Prieta (1989) 2.2

2.2.3 Sismo de Northridge (1994) 2.5

2.2.4 Sismo de Kobe (1995) 2.8

2.3 COMPORTAMENTO DE PAREDES ESTRUTURAIS 2.13

2.4 COMPORTAMENTO DE PILARES DE PONTES 2.18

2.4.1 Considerações gerais 2.18

2.4.2 Exemplos de danos específicos observados em pilares de pontes 2.19

2.4.3 Implicações na Regulamentação 2.24

2.4.3.1 Aspectos gerais 2.24

2.4.3.2 Metodologias consagradas no JSCE, Caltrans e EC8 ..... 2.25

2.4.3.3 Ductilidade 2.37

2.4.3.4 Modos de rotura – "Capacity design" 2.39

2.4.3.5 Disposições construtivas 2.40

2.4.3.6 Dimensionamento de um pilar de ponte por aplicação do JSCE, Caltrans e EC8: estudo comparativo 2.41

2.5 COMENTÁRIOS FINAIS 2.46

CAPÍTULO 3 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

3.1 INTRODUÇÃO 3.1

3.2 EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO ASSOCIADA A UMA DISCRETIZAÇÃO COM BASE EM ELEMENTOS FINITOS 3.1

3.3 MÉTODO-α DE HILBER-HUGHES-TAYLOR 3.2

3.4 RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DINÂMICO NÃO-LINEAR 3.4

3.4.1 Método de Newton-Raphson 3.4

3.4.2 Algoritmo preditor-multicorrector 3.6

3.5 MODELO CONSTITUTIVO UTILIZADO PARA O BETÃO 3.8

3.5.1 Conceito de tensão efectiva 3.8

3.5.2 Lei constitutiva 3.10

3.5.3 Critérios de dano 3.11

3.5.4 Leis base de evolução das variáveis de dano 3.13

3.5.4.1 Tracção 3.14

3.5.4.2 Compressão 3.15

3.5.4.3 Comportamento cíclico em condições 1D 3.16

3.5.5 Leis de evolução das variáveis de dano em compressão para betão confinado 3.17

3.5.6 Algoritmo da lei constitutiva 3.20

3.6 MODELO CONSTITUTIVO UTILIZADO PARA O AÇO 3.21

3.7 EXEMPLO DE APLICAÇÃO 3.23

CAPÍTULO 4 - APLICAÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PAREDES DE BETÃO ARMADO

4.1 INTRODUÇÃO 4.1

4.2 DESCRIÇÃO DO "CAMUS INTERNATIONAL BENCHMARK" 4.4

4.2.1 Aspectos gerais 4.4

4.2.2 Benchmark CAMUS 1 ..... 4.6

4.2.3 Benchmark CAMUS 3 ..... 4.7

4.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO BENCHMARK CAMUS 1 ..... 4.7

4.3.1 Descrição geral do ensaio – caracterização do modelo físico 4.7

4.3.2 Modelo numérico 4.12

4.3.2.1 Considerações gerais 4.12

4.3.2.2 Parede e fundação 4.14

4.3.2.2.1 Modelação do betão 4.14

4.3.2.2.2 Modelação das armaduras 4.19

4.3.2.2.3 Modelação da massa 4.22

4.3.2.3 Mesa sísmica, sistema de ancoragem e condições fronteira 4.24

4.3.3 Acções 4.25

4.3.3.1 Acção estática 4.25

4.3.3.2 Acção sísmica 4.25

4.3.3.2.1 Acelerogramas 4.25

4.3.3.2.2 Prescrição da acção sísmica 4.27

4.3.4 Amortecimento 4.29

4.3.4.1 Matriz de amortecimento evolutiva com a rigidez $\boldsymbol{C}^{\leftrightarrow}$ 4.32

4.3.4.2 Matriz de amortecimento evolutiva com o dano em tracção $\boldsymbol{C}_{\downarrow}$ 4.33

4.3.4.3 Matriz de amortecimento residual $\boldsymbol{C}_r$ 4.34

4.3.5 Análise modal 4.35

4.3.6 Análises sísmicas não-lineares 4.38

4.3.6.1 Ensaio Nice 0.24g 4.38

4.3.6.2 Ensaio Nice 0.40g 4.41

4.3.6.3 Ensaio Nice 0.71g 4.42

4.3.6.3.1 Matriz de amortecimento residual C_r 4.43

4.3.6.3.2 Matriz de amortecimento evolutiva $C^{\leftrightarrow}$ 4.48

4.4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO BENCHMARK CAMUS 3 ..... 4.51

4.4.1 Descrição geral do ensaio 4.51

4.4.2 Modelo numérico 4.52

4.4.2.1 Modelação do betão – propriedades materiais 4.52

4.4.2.2 Modelação das armaduras – propriedades materiais 4.54

4.4.3 Sismos 4.55

4.4.4 Análise modal 4.56

4.4.5 Análise estática – "Push-over" 4.58

4.4.6 Análises sísmicas não-lineares 4.60

4.4.6.1 Amortecimento 4.61

4.4.6.2 Ensaio Melendy Ranch 1.35g 4.62

4.4.6.2.1 Efeito da variação do esforço axial 4.66

4.4.6.3 Ensaio Nice 1.0g 4.68

4.4.6.4 Outras metodologias de análise: comparação de resultados 4.72

4.5 CONCLUSÕES 4.77

CAPÍTULO 5 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE PILARES DE PONTES

5.1 INTRODUÇÃO 5.1

5.2 PROJECTO EUROPEU PARA A AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE PONTES 5.3

5.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PILARES DE SECÇÃO OCA: VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL PRELIMINAR 5.6

5.3.1 Aspectos gerais 5.6

5.3.2 Pilar longo 5.7

5.3.2.1 Efeito de "pinching": mecanismo de abertura e fecho de fendas 5.10

5.3.3 Pilar curto 5.13

5.4 PILARES DA PONTE TALÜBERGANG WARTH 5.17

5.4.1 Introdução 5.17

5.4.2 Características geométricas dos pilares 5.17

5.4.3 Propriedades dos materiais 5.22

5.4.4 Cargas verticais 5.23

5.4.5 Estudo comparativo: modelação 3D – modelação 2D 5.24

5.4.6 Análise de sensibilidade ao refinamento da malha de elementos finitos: modelação 2D 5.29

5.4.7 Previsão do comportamento dos pilares da ponte Talübergang Warth 5.32

5.4.7.1 Resposta monotónica 5.33

5.4.7.2 Resposta cíclica 5.38

5.4.7.3 Discussão dos Resultados e Conclusões 5.40

5.5 ENSAIOS EXPERIMENTAIS DOS MODELOS REDUZIDOS DE DOIS PILARES: PREVISÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO CÍCLICO 5.43

5.5.1 Introdução 5.43

5.5.2 Propriedades materiais 5.43

5.5.3 Pilar P3 (modelo reduzido) 5.44

5.5.3.1 Geometria 5.44

5.5.3.2 Carregamento 5.45

5.5.3.3 Comportamento cíclico 5.46

5.5.4 Pilar P6 (modelo reduzido) 5.51

5.5.4.1 Geometria 5.51

5.5.4.2 Carregamento 5.53

5.5.4.3 Comportamento Cíclico 5.53

5.6 CONCLUSÕES 5.56

CAPÍTULO 6 - ANÁLISE SÍSMICA DA PONTE TALÜBERGANG WARTH

6.1 INTRODUÇÃO 6.1

6.2 ENSAIOS PSEUDODINÂMICOS 6.2

6.3 ESTRATÉGIA ADOPTADA PARA A DISCRETIZAÇÃO DA PONTE 6.5

6.3.1 Aspectos gerais 6.5

6.3.2 Modelo numérico 6.6

6.3.3 Análise modal 6.10

6.3.3.1 Ponte real 6.10

6.3.3.2 Ponte considerada no ensaio PSD 6.12

6.4 ANÁLISE SÍSMICA E COMPARAÇÃO COM OS ENSAIOS PSEUDODINÂMICOS 6.13

6.4.1 Acelerogramas 6.14

6.4.2 Prescrição da acção sísmica 6.17

6.4.3 Sequência da análise 6.19

6.4.4 Resultados numéricos 6.22

6.4.4.1 Sismo de baixa intensidade 6.23

6.4.4.2 Sismo nominal 6.27

6.4.4.3 Sismo de grande intensidade 6.31

6.4.5 Discussão dos principais resultados 6.39

6.5 CONCLUSÕES 6.43

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES

7.1 CONCLUSÕES GERAIS 7.1

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 7.5

REFERÊNCIAS

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Figura 1.1 – Modelo CAMUS. 1.3

Figura 1.2– Modelos dos pilares da ponte Talübergang Warth..... 1.4

CAPÍTULO 2 - COMPORTAMENTO DE PAREDES ESTRUTURAIS E PILARES DE PONTES EM SISMOS RECENTES

Figura 2.1 - Localização do epicentro do sismo de Loma Prieta (EQE (1989)). 2.3

Figura 2.2 - Mapa da região epicentral (EQE (1994))..... 2.5

Figura 2.3 - Registo sísmico típico obtido em campo livre (Fenves e Ellery (1998))..... 2.6

Figura 2.4 – Localização do epicentro do sismo de Kobe (adaptado de NCEER (1995)). 2.9

Figura 2.5 – Localização das réplicas do sismo de Kobe (EQE (1995)). 2.10

Figura 2.6 – Registo de velocidades obtidos em locais com condições geológicas distintas (adaptado de NCEER (1995)). 2.10

Figura 2.7 – Colapso de um troço do viaduto de Hanshin (EASY (1997))..... 2.12

Figura 2.8 – Colapso do tramo de ligação à ponte Nishinomiyako na auto-estrada Wangan (EQE (1995))..... 2.13

Figura 2.9 - Danos extensos numa parede estrutural – Loma Prieta (EQE (1989)). 2.14

Figura 2.10 - Danos numa parede estrutural do Indian Hills Hospital – Northridge (Oliveira *et al.* (1995)). 2.15

Figura 2.11 - Fissuração na parede estrutural de um edifício de 13 pisos - Northridge (Oliveira *et al.* (1995)). 2.16

Figura 2.12 – Fendilhação de uma parede com aberturas - Northridge (EASY (1997)). 2.16

Figura 2.13 – Abertura de uma única fenda numa parede fracamente armada - Kobe (EASY (1997)) 2.17

Figura 2.14 – Rotura por corte na parede estrutural de um edifício de 5 pisos – Kobe (EASY (1997)) 2.18

Figura 2.15 – Colapso do Cypress viaduct - Loma Prieta (EQE (1989)). 2.20

Figura 2.16 – Danos severos em pilares da autoestrada I10 - Northridge (Oliveira *et al.* (1995)). 2.20

Figura 2.17 – Danos moderados num pilar do acesso à auto-estrada I10 - Northridge (Oliveira *et al.* (1995)). 2.21

Figura 2.18 – Rotura por corte num pilar com secção variável (flared column) - Northridge (EASY (1997)). 2.21

Figura 2.19 – Rotura por corte num pilar curto do viaduto de Hanshin – Kobe (EASY (1997)) 2.22

Figura 2.20 – Rotura por corte – Pilares do viaduto de Hanshin – Kobe (EASY (1997)) 2.22

Figura 2.21 – Rotura por corte - Kobe (EASY (1997)). 2.23

Figura 2.22 – Daikai Subway Station – rotura por corte dos pilares – Kobe (EQE (1995)). 2.23

Figura 2.23 – Comportamento sísmico das estruturas. 2.33

Figura 2.24 – Espectro de resposta elástico e de cálculo. 2.34

Figura 2.25 – Definição do factor de ductilidade – JSCE code. 2.38

Figura 2.26 – Mecanismo de dissipação estável - definição do deslocamento último: EC8. 2.39

Figura 2.27 – Alçado esquemático da ponte seleccionada. 2.42

Figura 2.28 – Disposição das armaduras na zona da rótula plástica – Caso B (Tanabe (1999)). 2.45

CAPÍTULO 3 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Figura 3.1 – Tensão de Cauchy e tensão efectiva. 3.9

Figura 3.2 – Domínio elástico 2D. 3.13

Figura 3.3 – Simulação do comportamento em tracção. 3.14

Figura 3.4 – Comportamento cíclico do betão em condições 1D. 3.16

Figura 3.5 – Leis de evolução para simulação do comportamento do betão confinado. 3.18

Figura 3.6 – Comportamento 1D para betão confinado e betão não confinado. 3.19

Figura 3.7 – Modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto. 3.21

Figura 3.8 – Resposta cíclica para diferentes parâmetros do modelo cíclico. 3.22

Figura 3.9 – Secção transversal do pilar (unidades em "m"). 3.23

Figura 3.10 – Malhas de elementos. 3.25

Figura 3.11 – Comparação da resposta monotónica obtida numericamente com a envolvente da resposta cíclica experimental. 3.26

Figura 3.12 – Resultados para d = 240mm. 3.27

CAPÍTULO 4 - APLICAÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PAREDES DE BETÃO ARMADO

Figura 4.1 - Vista geral da mesa sísmica AZALLE do CEA em Saclay (CIB-RI (1998)). 4.5

Figura 4.2 - Modelo reduzido (escala 1:3) (CIB-RI (1998)) 4.8

Figura 4.3 - Geometria do modelo (dimensões em "m"). 4.9

Figura 4.4 - Vista geral das armaduras da parede (CIB-RI (1998)) 4.10

Figura 4.5 - Pormenor das armaduras transversais na extremidade da parede (CIB-RI (1998)). 4.11

Figura 4.6 - Malha de elementos finitos - betão. 4.15

Figura 4.7 - Comportamento do betão em condições 1D. 4.18

Figura 4.8 - Zonas de betão confinado e não confinado. 4.18

Figura 4.9 - Discretização das armaduras longitudinais. 4.20

Figura 4.10 - Distribuição da massa correspondente a uma parede. 4.22

Figura 4.11 - Distribuição da massa associada ao piso corrente 4.23

Figura 4.12 - Mesa sísmica, sistema de ancoragens e condições fronteira. 4.24

Figura 4.13 - Sinal Nice 0.24g. 4.26

Figura 4.14 - Sinal Nice 0.40g. 4.26

Figura 4.15 - Sinal Nice 0.71g. 4.27

Figura 4.16 - Atenuação do ruído numérico. 4.29

Figura 4.17 - Frequências próprias e configuração dos modos de vibração (base fixa; E_c=28GPa). 4.36

Figura 4.18 - Frequências próprias e configuração dos modos de vibração (massa da mesa =25t, K_r=400MN/m, E_c=28 GPa). 4.37

Figura 4.19 - Comparação com resultados experimentais: Nice 0.24g (Amort. $C\downarrow$). 4.39

Figura 4.20 - Comparação com resultados experimentais: Nice 0.40g (Amort. $C_{\downarrow}$)..... 4.41

Figura 4.21 - Comparação com resultados experimentais: Nice 0.71g (Amort. C_r). 4.44

Figura 4.22 - Resultados numéricos: Nice 0.71g..... 4.47

Figura 4.23 - Comparação com resultados experimentais: Nice 0.71g (Amort. $C^{\leftrightarrow}$). 4.49

Figura 4.24 - Evolução do dano em tracção. 4.50

Figura 4.25 - Comportamento cíclico da armadura ϕ6 no nível 3. ..... 4.50

Figura 4.26 - Pormenor das armaduras na base da parede (Combescure (1999)). 4.51

Figura 4.27 - Malha de elementos de betão. 4.53

Figura 4.28 - Armaduras da parede. 4.54

Figura 4.29 - Acelerograma Melendy Ranch 1.35g. 4.56

Figura 4.30 - Acelerograma Nice 1.0g. 4.56

Figura 4.31 - Distribuição da rigidez dos actuadores da mesa sísmica. 4.57

Figura 4.32 - Frequências próprias e configuração dos modos de vibração (massa da mesa =25t, K_r=250MN/m, E_c=24.5 GPa)..... 4.57

Figura 4.33 - Diagrama momento-deslocamento: "push-over"..... 4.59

Figura 4.34 - Resultados numéricos: "push-over"..... 4.60

Figura 4.35 - Comparação com resultados experimentais: Melendy Ranch 1.35g. 4.62

Figura 4.36 - Diagramas momento-deslocamento: Melendy Ranch 1.35g. 4.63

Figura 4.37 - Resultados numéricos para t = 4.06s: Melendy Ranch 1.35g. 4.65

Figura 4.38 - Variação do esforço axial: Melendy Ranch 1.35g. 4.66

Figura 4.39 - Interacção entre o momento e a variação do esforço axial: Melendy Ranch 1.35g. 4.67

Figura 4.40 - Padrão de fendilhação no fim dos ensaios (Combescure e Chaudat (2000)). 4.69

Figura 4.41 - Pormenor da fendilhação na base da parede (Combescure e Chaudat (2000)). 4.69

Figura 4.42 - Comparação com resultados experimentais: Nice 1.0g. 4.70

Figura 4.43 - Resultados numéricos para t = 8.57s: Nice 1.0g. 4.72

CAPÍTULO 5 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE PILARES DE PONTES

Figura 5.1 – Vista geral da ponte Talübergang Warth. 5.4

Figura 5.2 – Geometria e secção transversal da ponte Talübergang Warth. 5.5

Figura 5.3 – Esquema da ponte B213C (escala real). 5.6

Figura 5.4 – Pilar longo (modelo reduzido). 5.8

Figura 5.5 – Comportamento cíclico do pilar longo. 5.10

Figura 5.6 – Evolução da abertura e fecho de fendas – efeito de "pinching". 5.11

Figura 5.7 – Pilar curto (modelo reduzido). 5.14

Figura 5.8 – Comportamento cíclico do pilar curto. 5.15

Figura 5.9 – Características geométricas dos pilares: simbologia. 5.18

Figura 5.10 – Esquematização das armaduras: simbologia. 5.20

Figura 5.11 – Carregamento monotónico (topo do pilar P3). 5.25

Figura 5.12 – Resultados no fim do ensaio monotónico: simulação 3D. 5.26

Figura 5.13 – Resultados no fim do ensaio monotónico: simulação 2D. 5.27

Figura 5.14 - Carregamento cíclico (topo do pilar P3). 5.28

Figura 5.15 – Malhas de elementos finitos: pilar P3. ....5.30

Figura 5.16 – Diagramas força-deslocamento para carregamento monotónico: pilar P3. ....5.31

Figura 5.17 – Diagramas força-deslocamento para carregamento cíclico: pilar P3. ....5.31

Figura 5.18 – Distribuição dos danos em tracção: pilar P3. ....5.32

Figura 5.19 – Resposta no ensaio monotónico dos pilares da ponte Talübergang Warth. 5.34

Figura 5.20 – Resultados para o deslocamento $d = 0.30$m no ensaio monotónico do pilar P1. ..... 5.35

Figura 5.21 – Resultados para o deslocamento $d = 0.80$m no ensaio monotónico do pilar P2. ..... 5.35

Figura 5.22 – Resultados para o deslocamento $d = 0.80$m no ensaio monotónico do pilar P3. ..... 5.36

Figura 5.23 – Resultados para o deslocamento $d = 0.50$m no ensaio monotónico do pilar P4. ..... 5.36

Figura 5.24 – Resultados para o deslocamento $d = 0.45$m no ensaio monotónico do pilar P5. ..... 5.37

Figura 5.25 – Resultados para o deslocamento $d = 0.20$m no ensaio monotónico do pilar P6. ..... 5.37

Figura 5.26 – Resposta no ensaio cíclico dos pilares da ponte Talübergang Warth. 5.38

Figura 5.27 – Vista geral e identificação das armaduras do pilar P3 (modelo reduzido)..... 5.44

Figura 5.28 – Detalhe das secções A-A e B-B do pilar P3 (modelo reduzido). 5.45

Figura 5.29 – Sistema de aplicação de forças no topo do pilar. 5.45

Figura 5.30 – Deslocamento horizontal prescrito no topo do pilar P3 (modelo reduzido)..... 5.46

Figura 5.31 – Resposta cíclica do pilar P3 (modelo reduzido)..... 5.47

Figura 5.32 – Dissipação de energia no ensaio cíclico do pilar P3 (modelo reduzido)..... 5.47

Figura 5.33 – Configurações da deformada do pilar P3 (modelo reduzido). 5.49

Figura 5.34 – Evolução do dano em tracção no ensaio cíclico do pilar P3 (modelo reduzido)..... 5.49

Figura 5.35 – Tensões de compressão no pilar P3 (modelo reduzido)..... 5.50

Figura 5.36 – Deformação plástica na armadura A1 do pilar P3 (modelo reduzido)..... 5.50

Figura 5.37 – Padrão de fendilhação no fim do ensaio cíclico do pilar P3 (modelo reduzido). 5.51

Figura 5.38 – Vista geral e identificação das armaduras do pilar P6 (modelo reduzido). 5.52

Figura 5.39 – Detalhe da secção transversal A-A do pilar P6 (modelo reduzido) 5.52

Figura 5.40 – Resposta cíclica do pilar P6 (modelo reduzido). 5.54

Figura 5.41 – Dissipação de energia no ensaio cíclico do pilar P6 (modelo reduzido). 5.54

Figura 5.42 – Resultados no final do ciclo de 100mm do ensaio do pilar P6 (modelo reduzido). 5.55

Figura 5.43 – Padrão de fendilhação no fim do ensaio do pilar P6 (modelo reduzido) 5.55

CAPÍTULO 6 - ANÁLISE SÍSMICA DA PONTE TALÜBERGANG WARTH

Figura 6.1 - Ensaio pseudodinâmico da ponte Talübergang Warth (Pinto *et al.* (2001a). 6.3

Figura 6.2 – Esquematização do ensaio pseudodinâmico com subestruturação não-linear. 6.4

Figura 6.3 – Análise sísmica da ponte Talübergang Warth: modelação 2D 6.8

Figura 6.4 – Altura considerada na discretização dos pilares. 6.9

Figura 6.5 – Configuração dos modos de vibração na direcção transversal: $E_{c,tab.}$ = 38GPa e $E_{c,pilar}$ = 33.5GPa. 6.11

Figura 6.6 – Acelerogramas: sismo nominal (SN) 6.15

Figura 6.7 – Prescrição de movimentos nos apoios. 6.18

Figura 6.8 – Subdomínio para um pilar genérico. 6.19

Figura 6.9 – Amortecimento de Rayleigh. 6.21

Figura 6.10 - Distribuição dos danos em tracção nos pilares: sismo de baixa intensidade. 6.23

Figura 6.11 - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo de baixa intensidade. 6.24

Figura 6.12 – Evolução do dano médio em tracção. 6.26

Figura 6.13 - Distribuição dos danos em tracção nos pilares: sismo nominal. 6.28

Figura 6.14 – Deformação plástica das armaduras: sismo nominal. 6.28

Figura 6.15 - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo nominal. 6.29

Figura 6.16 - Distribuição dos danos em tracção nos pilares: sismo de grande intensidade. 6.32

Figura 6.17 – Fendilhação no pilar P3: sismo de grande intensidade. 6.33

Figura 6.18 – Fendilhação no pilar P6: sismo de grande intensidade. 6.33

Figura 6.19 - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo de grande intensidade. 6.34

Figura 6.20 - Diagramas momento na base *versus* deslocamento no topo dos pilares: sismo de grande intensidade. 6.37

Figura 6.21 – Máxima exigência em "drift". 6.41

Figura 6.22 – Exigência de ductilidade em deslocamento. 6.41

Figura 6.23 – Função de vulnerabilidade: "Drift" - intensidade sísmica. 6.42

Figura 6.24 – Função de vulnerabilidade: ductilidade - intensidade sísmica. 6.43

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 - COMPORTAMENTO DE PAREDES ESTRUTURAIS E PILARES DE PONTES EM SISMOS RECENTES

Quadro 2.1 - Modelos de análise: recomendações do ATC (ATC (1996)). 2.31

Quadro 2.2 - Valores máximos do coeficiente de comportamento q. 2.35

Quadro 2.3 - Casos considerados no dimensionamento. 2.42

Quadro 2.4 - Resultados para o caso B - armaduras longitudinais. 2.44

Quadro 2.5 - Resultados para o caso D - armaduras longitudinais 2.44

Quadro 2.6- Resultados para o caso B - armaduras transversais. 2.45

CAPÍTULO 3 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO

Quadro 3.1 – Algoritmo preditor-multicorrector. 3.7

Quadro 3.2 – Algoritmo do modelo constitutivo do betão. 3.20

CAPÍTULO 4 - APLICAÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PAREDES DE BETÃO ARMADO

Quadro 4.1 - Características geométricas dos elementos.....4.9

Quadro 4.2 - Características do betão - Valores médios.....4.11

Quadro 4.3 - Betão: propriedades materiais (E_c = 28GPa).....4.19

Quadro 4.4 - Armadura longitudinal em cada nível.....4.20

Quadro 4.5 - Armaduras: propriedades materiais (E_c = 200 GPa).....4.21

Quadro 4.6 - Massa associada ao piso corrente (para uma parede).....4.23

Quadro 4.7 - Frequências próprias (massa da mesa =25t, K_r=300MN/m, E_c=21.5 GPa).....4.37

Quadro 4.8 - Betão: propriedades materiais (E_c = 24.5 GPa).....4.53

Quadro 4.9 - Armaduras: propriedades materiais (E_s = 200 GPa).....4.55

Quadro 4.10 - Equipas de investigação participantes no Benchmark CAMUS 3.....4.73

Quadro 4.11 - Características dos modelos utilizados: Benchmark CAMUS 3.....4.74

Quadro 4.12 - Comparação dos principais resultados: Melendy Ranch 1.35g.....4.76

Quadro 4.13 - Comparação dos principais resultados: Nice 1.0g.....4.76

CAPÍTULO 5 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE PILARES DE PONTES

Quadro 5.1 – Betão: propriedades materiais (E_c = 24.5 GPa).....5.8

Quadro 5.2 – Armaduras: propriedades materiais do aço (E_s = 200 GPa).....5.9

Quadro 5.3 – Betão: propriedades materiais (E_c = 24.5 GPa).....5.14

Quadro 5.4 – Armaduras: propriedades materiais (E_s = 200 GPa).....5.14

Quadro 5.5 – Características geométricas dos pilares e fundações.....5.18

Quadro 5.6 – Armadura longitudinal dos pilares. 5.20

Quadro 5.7 –Propriedades materiais: betão não confinado. 5.23

Quadro 5.8 – Propriedades materiais: armaduras. 5.23

Quadro 5.9 – Carga vertical nos pilares (kN). 5.23

Quadro 5.10 – Características das malhas de elementos finitos. 5.30

Quadro 5.11 – Pilares da ponte Talübergang Warth : resultados mais relevantes. 5.41

CAPÍTULO 6 - ANÁLISE SÍSMICA DA PONTE TALÜBERGANG WARTH

Quadro 6.1 – Frequências próprias correspondentes aos modos de vibração na direcção transversal: $E_{c,tab.}$ = 38GPa e $E_{c,pilar}$ = 33.5GPa. 6.12

Quadro 6.2 – Frequências próprias correspondentes aos modos de vibração na direcção transversal: $E_{c,tab.}$ = 42GPa e $E_{c,pilar}$ = 46GPa. 6.13

Quadro 6.3 – Relações de semelhança entre o protótipo (P) e o modelo (M). 6.14

Quadro 6.4 – Máxima exigência em "drift" (%). 6.40

Quadro 6.5 – Exigência de ductilidade em deslocamento. 6.40

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A ocorrência de um sismo de média ou elevada intensidade determina, por si só, factores de enorme perturbação social, produzindo efeitos significativos a vários níveis. O impacto de um evento deste tipo revela-se de uma forma directa e imediata na sua zona de incidência, traduzindo-se por um conjunto de danos com implicações sociais extremamente importantes. De facto os efeitos de destruição, afectando as construções e todo um conjunto de infra-estruturas como sejam as vias de comunicação, afectam de uma forma imediata as populações directamente envolvidas. De uma forma mais abrangente os seus efeitos acabam por se reflectir ao longo de vários anos em todo o país onde ocorre, tanto em termos sociais como em termos económicos, pelo que é fundamental que se retirem todos os ensinamentos possíveis da experiência decorrente de um sismo intenso.

É durante a ocorrência de um sismo que melhor são postas em evidência as deficiências do comportamento das estruturas, deficiências que se reflectem directamente nos danos que podem ser observados nas construções. O reconhecimento dos danos provocados por um sismo permite obter um vastíssimo conjunto de informações directamente relacionadas com o desempenho estrutural das construções. A análise e o estudo aprofundado desta informação permitem extrair lições importantes, que possibilitam identificar e corrigir deficiências, quer ao nível da concepção quer dos próprios critérios de dimensionamento utilizados no passado. Por outro lado, servem também como mola impulsionadora para o desenvolvimento e a adopção de novas metodologias que visem melhorar os níveis de desempenho das estruturas face à futura ocorrência deste tipo de eventos, cabendo naturalmente à comunidade técnica e científica da área da Engenharia Sísmica o desempenho do papel mais importante neste domínio.

grande fiabilidade o comportamento sísmico de um conjunto de estruturas a partir de um único ensaio específico, reforça a necessidade da utilização de modelos numéricos na simulação do comportamento estrutural que se pretende estudar, em complementaridade à experimentação.

No contexto desta perspectiva de utilização da componente numérica, torna-se essencial que os modelos numéricos consigam simular com grande realismo o comportamento das estruturas, em particular quando têm lugar acentuadas incursões no domínio do comportamento não-linear dos materiais. Efectivamente, na perspectiva de uma análise sísmica este é um aspecto fundamental, pois é neste domínio que ocorre uma importante fonte de dissipação de energia, responsável por uma significativa atenuação dos efeitos da acção. Assim, modelos numéricos suficientemente refinados que demonstrem elevada eficácia na simulação do comportamento sísmico, envolvendo o comportamento não-linear dos materiais, assumem um interesse evidente.

No enquadramento do propósito de explorar as vantagens decorrentes de uma utilização conjunta da experimentação laboratorial e da modelação numérica, tanto na vertente da aferição de modelos constitutivos como na da própria observação do desempenho estrutural sob condições sísmicas, no âmbito da presente dissertação, o autor teve ensejo de participar num Benchmark internacional, bem como num projecto de investigação de âmbito europeu (projecto VAB), oportunidades que constituíram um forte incentivo à realização deste trabalho. Um dos aspectos particularmente atractivos destas participações prendeu-se com a forte componente experimental envolvida, e do objectivo estabelecido no sentido de se proceder à simulação numérica dos ensaios realizados. Resultou daqui a necessidade de se desenvolver uma metodologia de análise sísmica de estruturas de betão armado que por um lado envolvesse o comportamento não-linear dos materiais, e ao mesmo tempo tivesse capacidade de simular o comportamento de estruturas com algumas particularidades específicas, dificilmente captáveis por modelos simplificados.

Figura 1.1 – Modelo CAMUS.

Relativamente à primeira das participações, o *Commissariat à l'Energie Atomique* (CEA, em França) organizou o "CAMUS International Benchmark", tendo convidado várias instituições científicas (incluindo a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) para a realização de uma simulação numérica 'cega' do comportamento de um edifício constituído essencialmente por duas paredes de betão armado dispostas

paralelamente, ensaiado em mesa sísmica à escala 1:3, cujo modelo se representa na Figura 1.1. Um dos principais objectivos deste programa consistiu na avaliação do desempenho das ferramentas numéricas actualmente disponíveis na simulação do comportamento sísmico de paredes estruturais de betão armado. A participação do autor neste Benchmark permitiu-lhe desenvolver uma estratégia de modelação numérica tendo em vista a simulação do ensaio em mesa sísmica, facultando igualmente o acesso a resultados experimentais que possibilitaram uma importante fonte de validação daquela. Por outro lado, foi ainda possível confrontar o desempenho da metodologia desenvolvida com outras metodologias de análise aplicadas pelos demais participantes no Benchmark, que envolveram desde modelações simplificadas com recurso a elementos globais, a modelações mais refinadas, bidimensionais e tridimensionais, com recurso a modelos de comportamento muito sofisticados. Aos intervenientes no Benchmark foram fornecidas as propriedades materiais e as características geométricas do modelo ensaiado, bem como os sismos considerados, mas omitidos os resultados experimentais, sendo as equipas envolvidas desafiadas a preverem numericamente o comportamento de uma das paredes. Numa fase posterior, já com a divulgação dos resultados experimentais, as várias equipas de investigação tiveram a oportunidade de procederem a modificações nas suas metodologias de análise, tendo em vista uma melhoria do seu desempenho. Surgiu assim um vastíssimo conjunto de informações, extremamente úteis para a discussão das capacidades e deficiências dos vários modelos em confronto na simulação numérica do comportamento sísmico deste tipo de estruturas.

Relativamente à participação no projecto de investigação de âmbito europeu, designado "*Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges*", a contribuição do autor da presente dissertação centrou-se essencialmente na modelação numérica do comportamento de pilares de pontes de secção rectangular oca, e no acompanhamento dos ensaios laboratoriais correspondentes, efectuados em regime cíclico. Do desenvolvimento deste trabalho resultou um importante conjunto de informações, que serviu de base à preparação dos programas de ensaios experimentais realizados à posteriori pelo Joint Research Center, em Ispra (Itália). Numa cooperação estreita com esta unidade de investigação foram efectuadas simulações numéricas dos ensaios realizados sobre modelos físicos de 2 pilares da ponte Talübergang Warth, construídos à escala 1:2.5 (Figura 1.2). No seguimento deste estudo procedeu-se depois à análise sísmica global da ponte,

Figura 1.2– Modelos dos pilares da ponte Talübergang Warth.

que envolveu movimentos sísmicos de natureza assíncrona, facto que constituiu um motivo acrescido de interesse, tendo sido possível confrontar os resultados da modelação numérica utilizada na presente tese com os resultados dos ensaios pseudodinâmicos realizados pelo Joint Research Center.

1.2 OBJECTIVOS DA TESE

Um dos principais objectivos da presente tese centrou-se no desenvolvimento de uma metodologia especialmente vocacionada para a simulação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado, em particular de estruturas laminares solicitadas no seu plano, ou estruturas com um comportamento assimilável cujo comportamento pode ser traduzido com suficiente realismo através de uma modelação 2D. Com este propósito procurou-se conjugar modelos numéricos já desenvolvidos, que tivessem demostrado boas capacidades na simulação do comportamento não-linear do betão e do aço, portanto modelos robustos e fiáveis.

Relativamente ao betão foi seleccionado um modelo constitutivo baseado na Mecânica do Dano Contínuo, desenvolvido no grupo de Engenharia Sísmica da FEUP para simulação do comportamento do betão simples no contexto da análise de barragens. Nesta versão do modelo foram introduzidas as alterações necessárias para a sua utilização na análise de estruturas de betão armado, nomeadamente mediante a sua associação a um modelo adequado à simulação das armaduras. Para a simulação do comportamento cíclico do aço foi seleccionado o modelo desenvolvido por Giuffrè-Menegotto-Pinto, utilizado por vários autores por conjugar um bom desempenho com uma grande simplicidade algorítmica.

Foi igualmente estabelecido um segundo objectivo, centrado na validação da metodologia desenvolvida através da simulação do anteriormente referido ensaio em mesa sísmica de um modelo físico constituído por 2 paredes de betão armado, bem como na simulação dos ensaios experimentais realizados no JRC no âmbito do estudo da ponte Talübergang Warth, que incluíram ensaios cíclicos de 2 pilares de betão armado com secção oca, e ensaios sísmicos da ponte realizados em condições pseudodinâmicas.

1.3 ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

Procurando atingir os objectivos propostos, e acompanhado por uma intensa pesquisa bibliográfica, procedeu-se a um estudo aprofundado de alguns aspectos relacionados com a observação e interpretação de danos produzidos nas estruturas durante a ocorrência de sismos recentes, dando-se especial relevo aos danos associados a estruturas que integrem elementos que do ponto de vista de modelação possam ser assimiláveis a elementos laminares, como é o caso das paredes estruturais e dos pilares de pontes de secção oca de betão armado. No Capítulo 2 é feita uma caracterização e discussão do comportamento sísmico destas estruturas, sendo identificados os aspectos mais relevantes relacionados com o seu desempenho evidenciado em sismos recentes. No contexto das deficiências identificadas nos pilares de pontes neste capítulo é ainda feita uma breve referência aos aspectos da regulamentação sísmica específicos das pontes.

O Capítulo 3 é dedicado à apresentação e discussão da metodologia proposta para simulação numérica do comportamento sísmico de estruturas laminares de betão armado, envolvendo:

- Na simulação do betão propriamente dito, uma discretização efectuada com base em elementos finitos 2D ou 3D, aos quais é associado um modelo constitutivo baseado na Mecânica de Dano Contínuo, que tem em conta o comportamento diferenciado deste material à tracção e à compressão recorrendo para o efeito a duas variáveis escalares de dano independentes.

- A representação das armaduras através de elementos de treliça de 2 nós, aos quais é associada a lei constitutiva de Giuffrè-Menegotto-Pinto, que permite simular o comportamento não-linear do aço em regime de carga cíclica.

São ainda desenvolvidas estratégias de modelação direccionadas para a análise de paredes estruturais e de pilares de pontes de secção transversal oca, recorrendo-se a uma modelação bidimensional.

O Capítulo 4 é dedicado ao estudo do comportamento de paredes estruturais. A metodologia proposta é aplicada na simulação numérica dos ensaios em mesa sísmica, tendo sido desenvolvida no âmbito da participação do autor no Benchmark referido anteriormente. É dedicada uma atenção especial a aspectos relacionados com o amortecimento viscoso, propondo-se diferentes modalidades de utilização da matriz de amortecimento de Rayleigh. O estudo desenvolvido permitiu comparar as soluções numéricas com os resultados experimentais, constituindo uma importante validação quer dos modelos de comportamento

utilizados quer da própria estratégia de modelação adoptada, nomeadamente das opções tomadas relativamente ao amortecimento.

No Capítulo 5 são feitas várias aplicações envolvendo pilares de pontes de secção oca, centrando-se as análises na ponte Talübergang Warth, objecto de estudo do projecto VAB. Procede-se a uma validação preliminar dos modelos numéricos utilizados na presente tese através da simulação dos ensaios experimentais cíclicos realizados sobre dois pilares pelo Joint Research Center. Seguidamente é apresentada a análise detalhada do comportamento de todos os pilares da ponte Talübergang Warth, detalhando-se ainda a simulação numérica dos ensaios experimentais realizados pelo JRC sobre modelos físicos de dois pilares desta ponte construídos à escala reduzida.

O Capítulo 6 é dedicado à análise sísmica global da ponte Talübergang Warth. Nesta análise é assumida uma modelação bidimensional da ponte, considerando-se a acção sísmica traduzida por acelerogramas gerados artificialmente para cada uma das fundações e encontros, o que se traduziu num movimento assíncrono a actuar unicamente na direcção transversal. Apresentam-se os principais resultados desta análise, sendo destacada a influência da interrupção das armaduras longitudinais dos pilares na localização de macro fendas. Procede-se ainda a uma simulação dos ensaios pseudodinâmicos realizados pelo Joint Research Center, confrontando-se os resultados da modelação numérica adoptada nesta dissertação com os resultados experimentais.

No Capítulo 7 estabelecem-se as principais conclusões deste trabalho, referindo-se alguns aspectos que merecem futuros desenvolvimentos.

Capítulo 2

COMPORTAMENTO DE PAREDES ESTRUTURAIS E PILARES DE PONTES EM SISMOS RECENTES

Capítulo 2

COMPORTAMENTO DE PAREDES ESTRUTURAIS E PILARES DE PONTES EM SISMOS RECENTES

2.1 INTRODUÇÃO

Um dos principais objectivos deste trabalho enquadra-se como se referiu no estudo do comportamento de estruturas de betão armado quando sujeitas à acção sísmica, centrando-se em especial na simulação numérica da resposta sísmica de estruturas com uma componente estrutural essencialmente laminar, ou seja, cujo resposta possa ser traduzida com realismo a partir de uma modelação bidimensional. Neste âmbito, a análise e interpretação dos danos produzidos pelos sismos neste tipo de estruturas, traduz-se numa contribuição importante, na medida em que permitirá dirigir os esforços do ponto de vista da modelação numérica aos pontos críticos identificados, visando especialmente a obtenção de uma previsão realista do comportamento destas zonas particulares.

Neste contexto apresentam-se alguns aspectos relacionados com a observação e interpretação de danos produzidos nas estruturas durante a ocorrência de sismos recentes, dando-se especial relevo aos danos associados a estruturas que integrem elementos laminares solicitados no seu plano como são o caso de paredes estruturais que desempenham funções resistentes à acção horizontal e em particular à acção sísmica.

Na perspectiva da identificação dos principais fenómenos que influenciam o comportamento sísmico das estruturas de pontes são igualmente apresentados e analisados os principais danos registados nestas estruturas. Sendo este comportamento normalmente comandado pelo desempenho dos pilares durante a ocorrência do sismo, é dado um especial destaque a estes elementos. São ainda apresentados de uma forma sucinta alguns aspectos

relacionados com os conceitos envolvidos na regulamentação actual da engenharia sísmica de pontes.

2.2 SISMOS RECENTES

2.2.1 Considerações gerais

A ocorrência de sismos de elevada intensidade, que se tem verificado nos últimos anos em zonas de grande índice de construção e dotadas de importantes infra-estruturas de circulação, vem realçando a necessidade de se aprofundarem os conhecimentos na área da Engenharia Sísmica. No âmbito da identificação e da análise das principais deficiências evidenciadas pelas estruturas durante a ocorrência de sismos foram seleccionados os de Loma Prieta e Northridge nos Estados Unidos da América, e o sismo de Kobe no Japão. Esta escolha residiu essencialmente no facto destes sismos terem ocorrido em países económica e tecnologicamente desenvolvidos, e que têm demostrado ao longo dos anos grandes preocupações na área da Engenharia Sísmica; no entanto, e apesar disto, estes sismos provocaram danos extremamente importantes nas construções.

2.2.2 Sismo de Loma Prieta (1989)

O sismo de Loma Prieta ocorreu na região de S. Francisco no dia 17 de Outubro de 1989, com epicentro localizado a cerca de 15Km a noroeste de Santa Cruz, próximo de Loma Prieta (Figura 2.1). Foi estimada uma magnitude de 7.1 na escala de Richter para este sismo, que teve uma duração aproximada de 20s. Registaram-se no solo e na zona do epicentro valores de pico da aceleração da ordem de 0.65g para as direcções horizontal e vertical. Apesar de terem sido registados valores relativamente baixos das acelerações de pico em locais entre o epicentro e S. Francisco, no perímetro da baía entre S. Francisco e Oakland registaram-se valores de pico da aceleração que variaram entre 0.2g e 0.33g. Estes valores são relativamente elevados para distâncias tão grandes do epicentro (100Km), tendo este facto sido atribuído aos efeitos do solo na amplificação da intensidade sísmica. É de realçar que como consequência deste efeito a zona da Marina de S. Francisco foi seriamente afectada.

Resultaram deste sismo 62 mortos tendo sido referenciados pelo menos 3700 feridos. A estimativa dos custos associados a esta ocorrência ascendem a 10 biliões de dólares americanos, dos quais 6.8 biliões são atribuídos directamente aos danos nas construções.

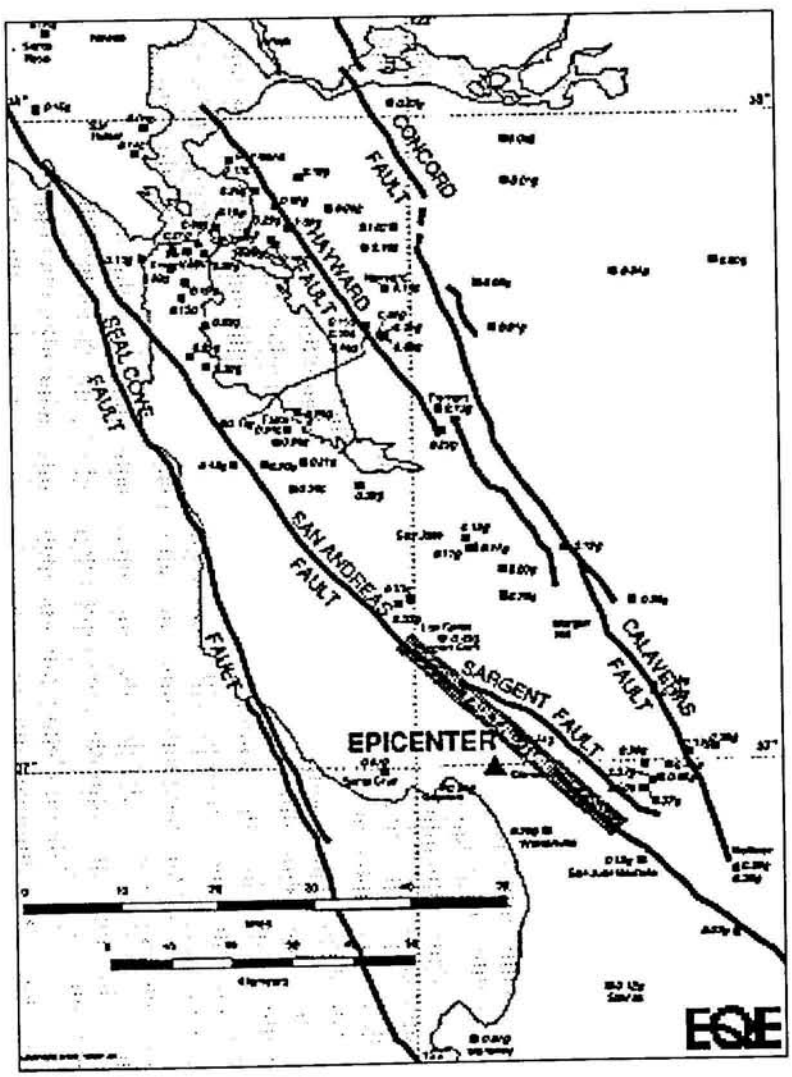


Figura 2.1 - Localização do epicentro do sismo de Loma Prieta (EQE (1989)).

Cerca de 18000 edifícios sofreram danos, tendo-se registado o colapso em várias centenas. A grande maioria dos edifícios severamente afectados, eram edifícios antigos realizados com estruturas de madeira e edifícios com paredes resistentes em alvenaria (EQE (1989)).

As estruturas de betão armado dos edifícios mais recentes apresentaram um comportamento globalmente satisfatório, tendo-se registado nestes edifícios danos ligeiros facilmente reparáveis. No entanto, os edifícios projectados antes dos anos 70 revelaram um mau comportamento sísmico, resultando nestes edifícios os danos mais significativos. Este facto resultou em grande medida da limitada ductilidade destas estruturas, compostas por elementos estruturais com grandes secções de betão mas com baixas percentagens de armadura longitudinal e transversal. Este foi talvez o principal factor que contribuiu para o deficiente desempenho destas estruturas durante o sismo.

Nas estruturas que integravam paredes de betão armado com funções resistentes à acção horizontal, os danos típicos que foram registados consistiram essencialmente na formação de grandes fendas diagonais nestas paredes, acompanhadas em alguns casos do destaque do betão de recobrimento. No entanto pôde observar-se que estas paredes de contraventamento desempenharam um papel importante, contribuindo para uma redução dos níveis de deformação e consequentemente para minorar os danos globais da estrutura.

Os efeitos mais devastadores do sismo fizeram-se sentir ao nível das infra-estruturas viárias, tendo-se registado danos significativos em cerca de um centena de estruturas de pontes, 10 das quais sofreram danos muito severos e em 3 delas verificou-se mesmo o colapso de um ou mais vãos. Os custos estimados para repor a operacionalidade das pontes afectadas ascenderam a 2 biliões de dólares americanos. O caso mais grave verificou-se na auto-estrada I-880, numa zona próxima da baixa de Oakland em que esta se desenvolve em viaduto: o colapso de um troço deste viaduto, conhecido por Cypress Viaduct, foi responsável pela maior parte das mortes ocorridas neste sismo realçando de uma forma marcante a importância do desempenho sísmico deste tipo de estruturas.

Os danos extremamente importantes que se registaram nas pontes vieram destacar algumas deficiências no desempenho destas estruturas face à ocorrência de um sismo, confirmando em muitos casos a experiência do sismo de San Fernando em 1971. As entidades oficiais norte americanas, nomeadamente o Caltrans[†], lançaram importantes projectos visando estabelecer programas para o reforço das estruturas mais antigas das pontes que evidenciaram um mau comportamento durante o sismo de Loma Prieta. Simultaneamente foram lançados programas de investigação visando a revisão e actualização da regulamentação de segurança sísmica.

[†] Caltrans – California Department of Transportation, entidade responsável pela regulamentação, construção e operacionalidade da rede viária no estado da Califórnia.

2.2.3 Sismo de Northridge (1994)

- Aspectos gerais

O sismo de Northridge ocorreu na parte norte da área metropolitana de Los Angeles no dia 17 de Janeiro de 1994, e teve epicentro localizado a cerca de 1.5Km de Northridge e a 30Km de Los Angeles (Figura 2.2), tendo atingido uma magnitude de 6.6 na escala de Richter.

Este sismo apesar de ser associado a uma rotura de falha com uma libertação de energia não muito elevada foi bastante intenso e altamente destrutivo. O facto de ter incidido numa área muito povoada e dotada de importantes infra-estruturas fez aumentar significativamente o seu impacto em termos de danos provocados nas construções. Nas observações efectuadas após a ocorrência foi possível identificar nos cerca de 56000 edifícios inspeccionados, danos severos em 6% e danos moderados em 17% (EQE (1994)).

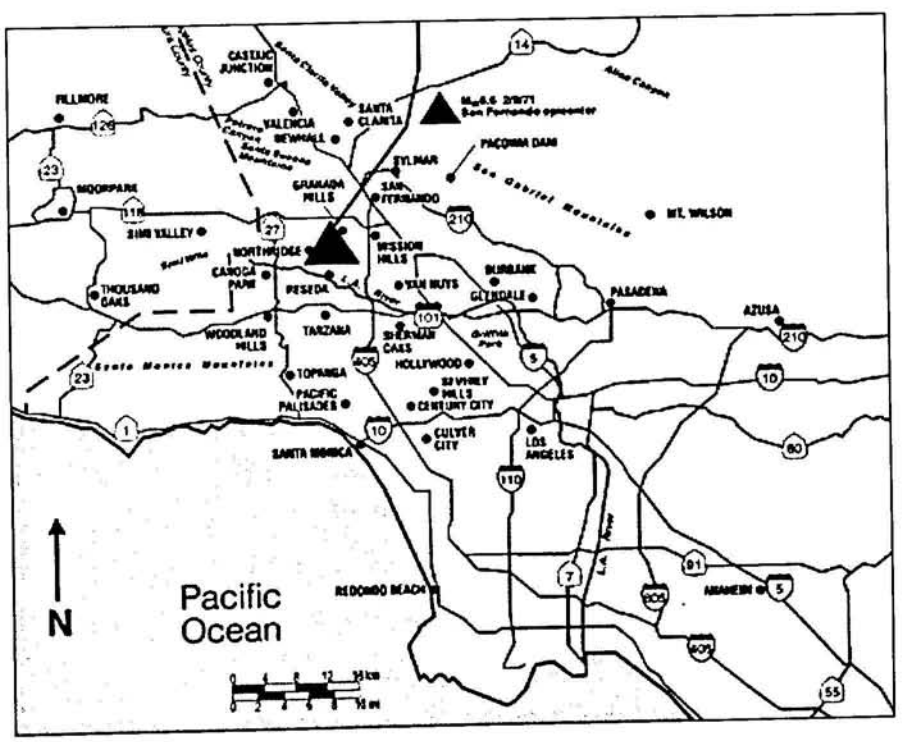


Figura 2.2 - Mapa da região epicentral (EQE (1994)).

Foram confirmadas 57 vítimas mortais, tendo-se registado mais de 8000 feridos e 20000 desalojados. As estimativas de perdas totais apontavam, em meados de 1994, para

valores da ordem dos 15 biliões de dólares americanos, tendo o Estado da Califórnia sofrido um impacto económico total na ordem dos 30 biliões de dólares (Oliveira *et al.* (1995)).

O sismo resultou de uma rotura numa zona de transição da conhecida falha de Santo André. É um sismo próximo com uma pequena distância focal (19Km) e a duração das vibrações mais intensas variou entre 10 e 20 segundos, dependendo da distância epicentral e das condições geológicas locais.

Muitos registos indicam que as acelerações produzidas foram bastante elevadas, chegando a atingir em muitos locais valores próximos de 1g, quando comparados com outros registos de sismos da mesma magnitude ocorridos na Califórnia. Verificou-se ainda que as componentes verticais registadas são elevadas, da ordem de 65% a 100% das respectivas componentes horizontais (Oliveira *et al.* (1995)). Este facto pode ser observado na Figura 2.3, que representa um registo típico obtido em campo livre na zona epicentral. Importa ainda referir que os movimentos verticais já com amplitudes importantes se iniciaram com algum avanço em relação às grandes amplitudes horizontais, significando isto que as construções estavam já em oscilação vertical quando se iniciaram as oscilações horizontais intensas.

Os valores elevados das acelerações induzidos pelo sismo, associados ao facto de os movimentos do solo corresponderem a um grande conteúdo de energia e a uma longa duração, foram uma das principais causas de danos em muitas estruturas de edifícios e pontes.

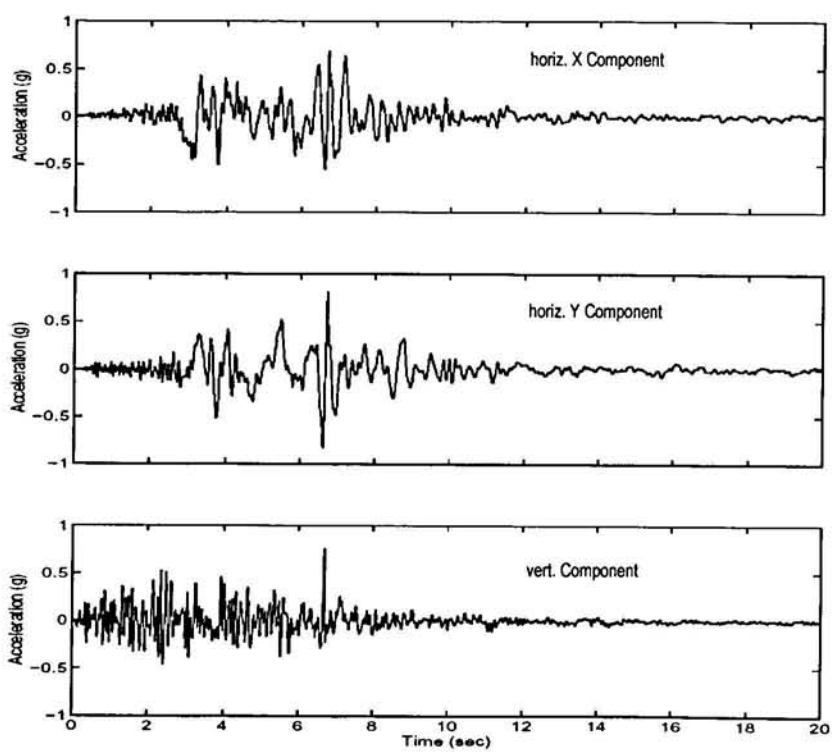


Figura 2.3 - Registo sísmico típico obtido em campo livre (Fenves e Ellery (1998)).

- Edifícios

No seguimento deste sismo o Applied Technology Council (ATC) lançou um projecto (ATC-38 project) com o principal objectivo de documentar e sistematizar um conjunto de informações relacionadas com o desempenho dos edifícios tendo por base os danos registados neste sismo (King, e Rojahn (1998)). A base de trabalho incidiu no estudo de 526 edifícios localizados na proximidade de estações de registo sísmico. Neste conjunto de edifícios estavam representadas as várias soluções estruturais utilizadas nesta região dos Estados Unidos, das quais se podem referir as construções com estruturas de madeira, com estruturas resistentes em alvenaria, estruturas de betão armado em pórtico (com ou sem paredes de contraventamento) e estruturas metálicas.

Os resultados da observação deste conjunto de edifícios permitiu constatar que:

- 19% não apresentavam qualquer dano;
- 64% sofreram danos ligeiros em elementos não estruturais;
- 15% tiveram danos estruturais moderados mas reparáveis;
- 2% sofreram danos severos que obrigaram à sua demolição.

Pôde ainda verificar-se um comportamento globalmente satisfatório nos edifícios com estruturas de betão armado. No conjunto de 91 edifícios com este tipo de estrutura verificou-se que:

- 15% não apresentavam qualquer dano;
- 57% sofreram danos ligeiros em elementos não estruturais;
- 26% tiveram danos estruturais moderados mas reparáveis;
- 2% sofreram danos severos que obrigaram à sua demolição.

Em sismos anteriores tinha sido observado um bom comportamento dos edifícios incorporando na sua estrutura paredes de betão armado com funções resistentes à acção horizontal. No estudo do ATC, que incluía 60 edifícios com esta tipologia estrutural, este facto foi uma vez mais confirmado. Verificou-se que apenas 15 edifícios sofreram danos moderados mas facilmente reparáveis, não se tendo registado em nenhum deles danos severos que exigissem a sua demolição.

- Pontes

O sistema viário da região de Los Angeles é um sistema extremamente complexo provido de um vastíssimo conjunto de infra-estruturas perfeitamente adaptado a uma sociedade que entende o automóvel como meio privilegiado de transporte. Qualquer anomalia nas obras de arte deste sistema tem graves consequências para o escoamento do tráfego, afectando directa e indirectamente um grande número de habitantes. Este problema já tinha

sido sentido no sismo de San Fernando, mas repetiu-se agora de forma mais intensa com o sismo de Northridge. As infra-estruturas viárias foram seriamente afectadas, provocando roturas graves no sistema de circulação que serve Los Angeles. Este sismo infligiu danos severos em várias obras de arte, tendo sido reportados colapsos em 11 pontes das principais vias que servem esta região, vindo estes factos salientar a vulnerabilidade destas estruturas face à ocorrência de sismos com esta intensidade.

Os sismos anteriores, em particular os sismos de San Fernando e de Loma Prieta, permitiram identificar muitas deficiências no desempenho das estruturas de pontes projectadas até meados dos anos 70, responsáveis em grande medida pelos severos danos que sofreram. No seguimento destas ocorrências, e em particular após o sismo de Loma Prieta, o Caltrans pôs em curso um vasto programa de reforço de todas as pontes e viadutos da Califórnia. No entanto aquando do sismo de Northridge muitas das pontes da zona de Los Angeles não tinham ainda sido intervencionadas, apesar de estarem previstas obras de reforço em praticamente todas as pontes que vieram a sofrer danos importantes. Poder-se-ia especular que muitas das situações graves poderiam ter sido evitadas se este programa de reforço já estivesse concluído; contudo, os importantes danos sofridos por pontes de construção mais recente levam a admitir o contrário. Efectivamente algumas das pontes projectadas após o sismo de Loma Prieta, contemplando já as mais recentes actualizações das normas do projecto sísmico, evidenciaram também um mau desempenho durante este sismo. Este facto veio colocar novamente à Engenharia Sísmica a necessidade de se aprofundarem os conhecimentos sobre estas questões, no sentido de se prevenirem futuras repetições desta desadequação das normas de projecto ao real desempenho sísmico das pontes.

2.2.4 Sismo de Kobe (1995)

A 17 de Janeiro de 1995, e próximo da cidade de Kobe no Japão, ocorreu um sismo devastador designado oficialmente por sismo Hyogo-Ken Nambu, mas que passou a ser largamente referenciado por sismo de Kobe, designação que é adoptada neste trabalho. A Agência Meteorológica Japonesa (JMA) indicou uma magnitude de 7.2 na escala de Richter para o sismo com epicentro localizado a norte da ilha Awaji, próxima da cidade de Kobe (Figura 2.4). Esta região, com uma população de dez milhões de habitantes, dos quais um milhão e meio residente na cidade de Kobe, é a região mais densamente povoada do Japão logo a seguir a Tóquio. É simultaneamente uma das regiões mais desenvolvidas e com uma grande componente industrial servida por uma rede viária actual e extremamente importante. O facto do sismo ter incidido numa região com estas características fez aumentar de uma

forma decisiva o seu efeito destrutivo, situação aliás semelhante ao que acontecera no sismo de Loma Prieta e de uma forma mais evidente no sismo de Northridge.

Figura 2.4 – Localização do epicentro do sismo de Kobe (adaptado de NCEER (1995)).

Foram confirmados cerca de 5500 mortos e os feridos ascenderam a 35000. Registaram-se importantes danos nas construções, quer em edifícios quer em estruturas de pontes e viadutos. Cerca de 180000 edifícios foram seriamente afectados, resultando na destruição total de um elevado número. Mas foi talvez na área das infra-estruturas de circulação que os danos assumiram maior gravidade, tendo-se registado o colapso de várias pontes e viadutos que integram a rede viária e ferroviária. Os efeitos económicos resultantes deste evento terão sido eventualmente os maiores relacionados com um desastre natural nos tempos modernos, estimando-se os custos directos associados aos danos provocados pelo sismo em mais de 147 biliões de dólares americanos (EQE (1995)).

O sismo resultou da rotura de uma falha numa extensão aproximada de 40Km desenvolvendo-se bilateralmente a partir do epicentro (NCEER (1995)). A localização do epicentro das réplicas registadas após o sismo principal e a distribuição dos valores de pico da aceleração (Figura 2.5) estão em concordância com o mecanismo de rotura da falha associado a este sismo.

Este sismo apresentou características de um sismo próximo com vibrações muito intensas durante um intervalo de tempo relativamente longo. Na zona epicentral a duração destas vibrações variou entre os 15s e os 20s, mas em algumas zonas as condições geológicas fizeram estender estas vibrações durante 100s. Este facto pode ser observado nos registos de velocidades representados na Figura 2.6: pode observar-se que a parte mais intensa das

vibrações registadas numa zona de solos rijos tem uma duração aproximada de 10s; enquanto que foram registadas vibrações com velocidades da mesma ordem de grandeza durante 100s numa zona de solos brandos.

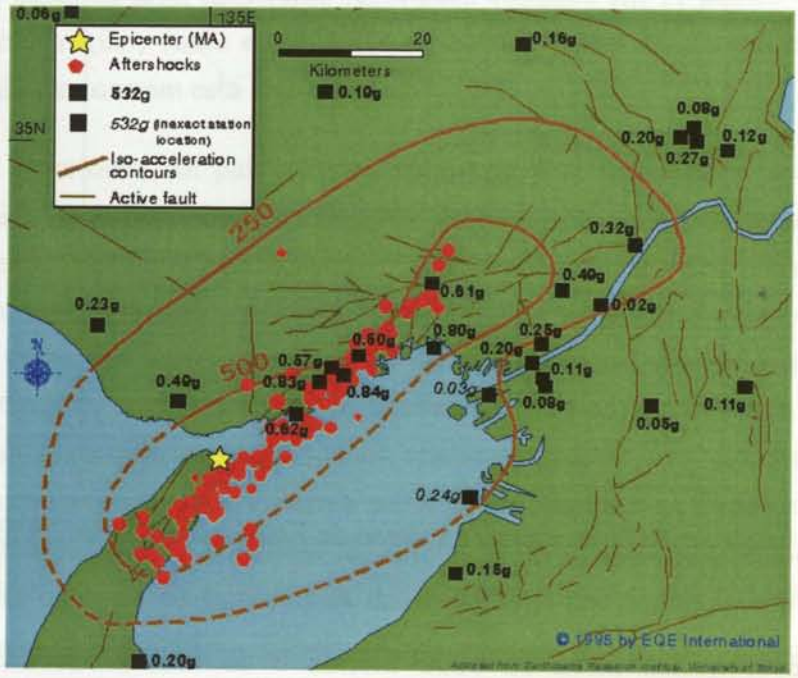
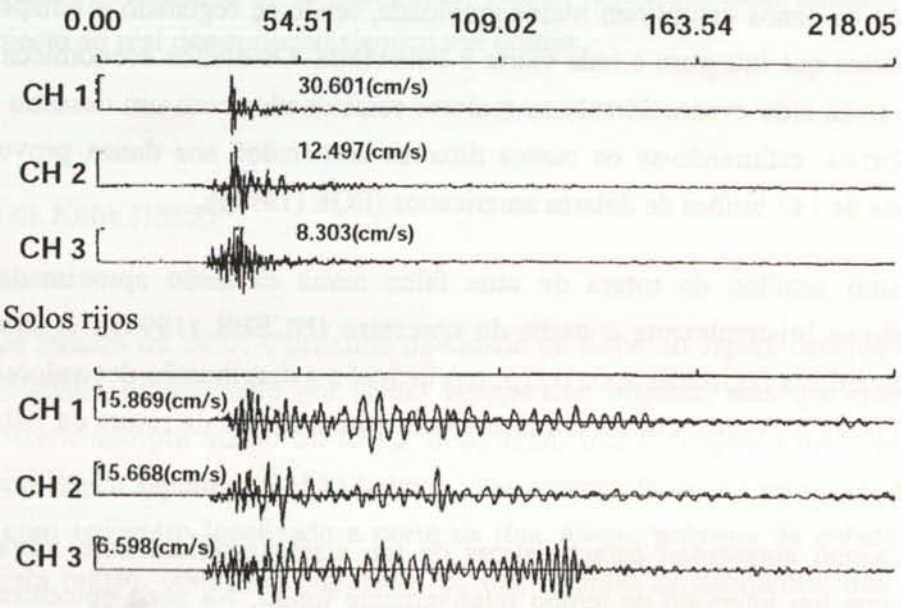


Figura 2.5 – Localização das réplicas do sismo de Kobe (EQE (1995)).



a) Solos rijos

b) Solos brandos

Figura 2.6 – Registo de velocidades obtidos em locais com condições geológicas distintas (adaptado de NCEER (1995)).

O sismo de Kobe apresentou muitas características semelhantes ao sismo de Northridge, quer em termos de magnitude quer em termos de intensidade das vibrações produzidas. Como acontecera em Northridge as vibrações também foram extremamente intensas, com acelerações muito elevadas e com uma grande energia concentrada na gama de frequências entre os 2-3Hz. Foram obtidos valores de pico da aceleração de 0.83g e valores de pico da velocidade de 90cm/s numa estação localizada a cerca de 30Km do epicentro.

Os danos mais importantes provocados nas construções foram registados com particular incidência nas construções mais antigas, dimensionadas de acordo com regulamentação anterior a 1971. A regulamentação Japonesa, que desde os anos 20 contém disposições específicas relacionadas com a resistência sísmica das estruturas, sofreu uma importante revisão em 1971 e mais recentemente em 1981. Os efeitos destas sucessivas actualizações puderam ser sentidos ao nível dos danos infligidos nas construções. Um estudo desenvolvido pela Ohbayashi Corporation (NCEER (1995)) sobre o comportamento sísmico das estruturas de edifícios durante a ocorrência deste sismo, revela claramente este efeito. O estudo permitiu verificar que somente 6% das construções posteriores a 1981 sofreram danos muito severos, enquanto que se registaram este tipo de danos em 36% das construções anteriores a 1971. Nos edifícios que sofreram danos estruturais moderados este efeito não foi tão significativo tendo-se registado estes danos em 22% dos edifícios anteriores a 1971 e em 11% nos posteriores a 1981.

O maior impacto do sismo fez-se sentir no sistema de transportes que serve esta região. Este sistema integra um dos principais corredores entre a zona central e sudoeste do Japão, assumindo uma importância vital para a economia deste país. O nível e a grande extensão dos danos provocados nas estruturas de pontes e viadutos foram considerados surpreendentes, tendo mesmo sido dos maiores alguma vez observados. De facto, sendo o Japão um país com um grande desenvolvimento na área da Engenharia Sísmica, não era previsível que estas estruturas sofressem danos tão severos.

A situação mais espectacular aconteceu na auto-estrada Hanshin. Esta auto-estrada, construída nos finais dos anos 60, desenvolve-se nesta zona em viaduto numa extensão superior a 40Km. Este viaduto é apoiado na maior parte da sua extensão em grandes pilares isolados de betão armado, encabeçados por uma viga de grande rigidez que serve de apoio ao tabuleiro. Verificaram-se roturas nestes pilares numa extensão superior a 20Km. Numa zona em que o tabuleiro fazia a transição de uma estrutura pesada de betão armado para uma estrutura metálica mais leve registou-se o colapso total de um troço de 500m (Figura 2.7).

Figura 2.7 – Colapso de um troço do viaduto de Hanshin (EASY (1997)).

A filosofia de projecto na altura da construção deste viaduto envolvia princípios de dimensionamento que resultavam em estruturas muito rígidas, com pilares de grande secção e grande resistência à flexão. No entanto a pormenorização das armaduras, em particular das armaduras transversais, não dotava estes pilares de ductilidade suficiente, resultando daqui estruturas com alguma fragilidade e uma grande vulnerabilidade sísmica. Neste tipo de estruturas, dada a sua incapacidade de se deformarem muito para além do limite de comportamento elástico dos materiais, as consequências de um sismo que ultrapassem a intensidade prevista no projecto podem ser catastróficas. Este terá sido um dos principais factores que contribuiu para os importantes danos que se registaram nas estruturas de pontes e viadutos construídos antes das últimas revisões dos regulamentos sísmicos específicos para estas estruturas.

As estruturas mais recentes de pontes e viadutos também foram seriamente afectadas, apesar de já terem sido projectadas com base em regulamentação actual. São de realçar os graves danos que se registaram na moderna auto-estrada de Wangan que liga a cidade de Osaka à ilha Rokko. Esta auto-estrada, com alguns troços ainda em construção na altura da ocorrência do sismo, é praticamente toda ela uma via elevada desenvolvendo-se em grandes extensões em viaduto e incorporando um grande número de pontes. Praticamente toda a extensão entre o porto de Nishinomiya e a ilha de Rokko foi seriamente afectada. A maior parte dos danos registados estão associados aos grandes deslocamentos impostos aos elementos estruturais do tabuleiro, quer na direcção longitudinal quer na direcção transversal. Estes deslocamentos foram responsáveis por danos graves nas zonas de apoio dos tabuleiros,

registando-se mesmo a queda de alguns tramos. Apresenta-se na Figura 2.8 um destes casos, correspondente à queda de um tramo simplesmente apoiado do tabuleiro na ligação à ponte Nishinomiyako a Este do porto de Nishinomiya.

De um modo geral os pilares das estruturas de pontes mais recentes tiveram um comportamento satisfatório, o que sugere que as disposições resultantes da actualização dos regulamentos específicos para estas estruturas foram bem sucedidas.

Figura 2.8 – Colapso do tramo de ligação à ponte Nishinomiyako na auto-estrada Wangan (EQE (1995)).

2.3 COMPORTAMENTO DE PAREDES ESTRUTURAIS

A observação dos danos em edifícios de betão armado tem permitido constatar a importância das paredes estruturais no comportamento destes edifícios durante a ocorrência de sismos. De facto, e como foi referido anteriormente, tem-se verificado nos últimos sismos que os danos registados em edifícios com paredes estruturais são em geral inferiores aos danos em edifícios que não têm este tipo de elementos, nomeadamente os edifícios com estruturas exclusivamente em pórtico. No entanto, e apesar deste contributo positivo, têm sido identificadas algumas deficiências no comportamento sísmico destes elementos, relacionadas fundamentalmente com a sua resistência ao corte e com uma insuficiente ductilidade. A análise do comportamento destes elementos estruturais é complexa, particularmente quando

os efeitos relacionados com o corte têm um contributo importante. Tem aliás sido desenvolvido um grande esforço na área de investigação centrada nesta questão, envolvendo quer a componente experimental quer a componente numérica.

São apresentados de seguida alguns danos que tipicamente têm sido registados em paredes estruturais durante a ocorrência de sismos intensos.

A Figura 2.9 regista os danos importantes provocados pelo sismo de Loma Prieta numa parede estrutural de um edifício que, estarão fundamentalmente associados a deficiências ao nível das armaduras. Observa-se o destaque da camada de recobrimento numa zona extensa da parede, surgindo mesmo já degradação do betão no núcleo, o que revela um mau confinamento desta zona.

Figura 2.9 - Danos extensos numa parede estrutural – Loma Prieta (EQE (1989)).

Durante o sismo de Loma Prieta registaram-se danos em estruturas de edifícios hospitalares, sendo interessante referir o caso do Olive View Hospital em Sylmar, na região norte do vale de San Fernando. Este edifício sofreu danos muito severos durante o sismo de San Fernando, tendo sido posteriormente reforçado com a introdução de paredes resistentes, que mostraram agora no sismo de Loma Prieta um bom desempenho, não se tendo registados danos estruturais apesar de se terem registado valores muito elevados da aceleração máxima (0.82g na base e 2.3g no topo) (Oliveira *et al.* (1995)).

Na Figura 2.10 são visíveis os danos ocorridos durante o sismo de Northridge numa parede estrutural do edifício do Indian Hills Hospital. Estes danos resultaram de uma forte concentração da deformação plástica num nível bastante acima da sua base, resultando

eventualmente da interrupção das armaduras longitudinais nesta zona. Observa-se uma rotura de flexão evidenciando o destaque do betão de recobrimento na zona do talão de extremidade e a encurvadura das armaduras longitudinais. É de referir a concentração dos danos numa zona muito localizada, não sendo aparentemente visível uma grande distribuição da fendilhação ao longo da parede. Este tipo de danos está normalmente associado à reduzida quantidade de armadura longitudinal. Nestes casos esta armadura entrando em plastificação praticamente no momento do aparecimento das primeiras fendas (momento plástico próximo do momento de fendilhação) não permite que estas fendas se distribuam.

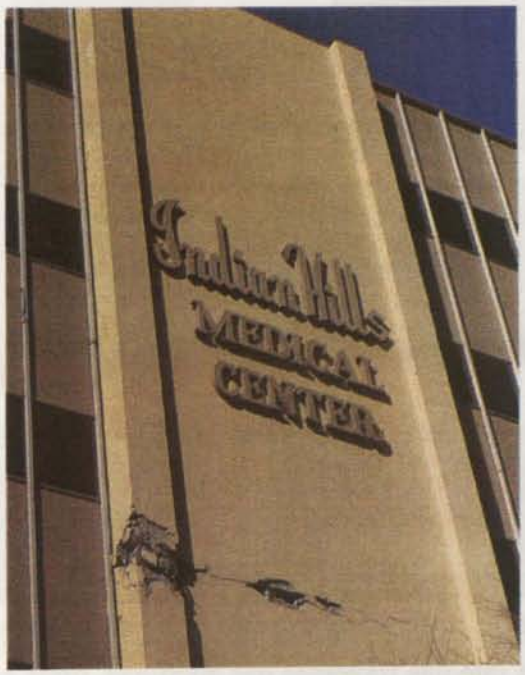
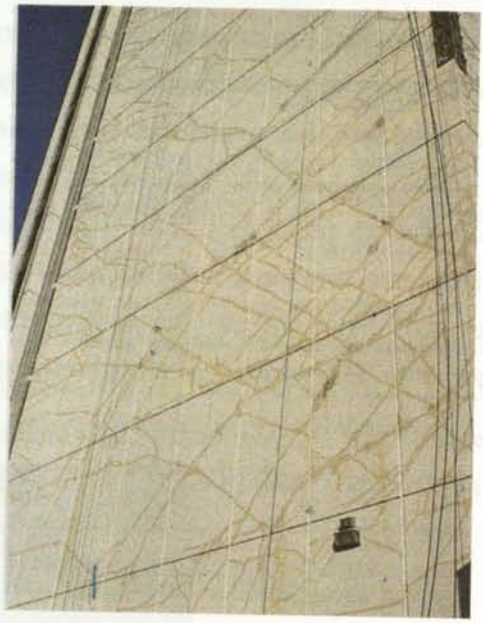


Figura 2.10 - Danos numa parede estrutural do Indian Hills Hospital – Northridge (Oliveira *et al.* (1995)).

A Figura 2.11 ilustra os danos numa parede estrutural de um edifício de 13 pisos com estrutura parede ocorridos durante o sismo de Northridge. Verifica-se neste caso que a fendilhação produzida pelo efeito conjugado da flexão e do corte se espalhou numa altura apreciável da parede (aproximadamente duas vezes a altura da secção transversal), denotando um bom desempenho. Este comportamento estará associado à existência de adequadas armaduras transversais (boa resistência ao corte) e a uma boa pormenorização das armaduras longitudinais. O bom comportamento desta parede reflectiu-se nos danos ligeiros que se observam e que são facilmente reparáveis. Na Figura 2.11b pode ver-se a parede já reparada com resinas epoxi.

a) Aspecto geral da parede



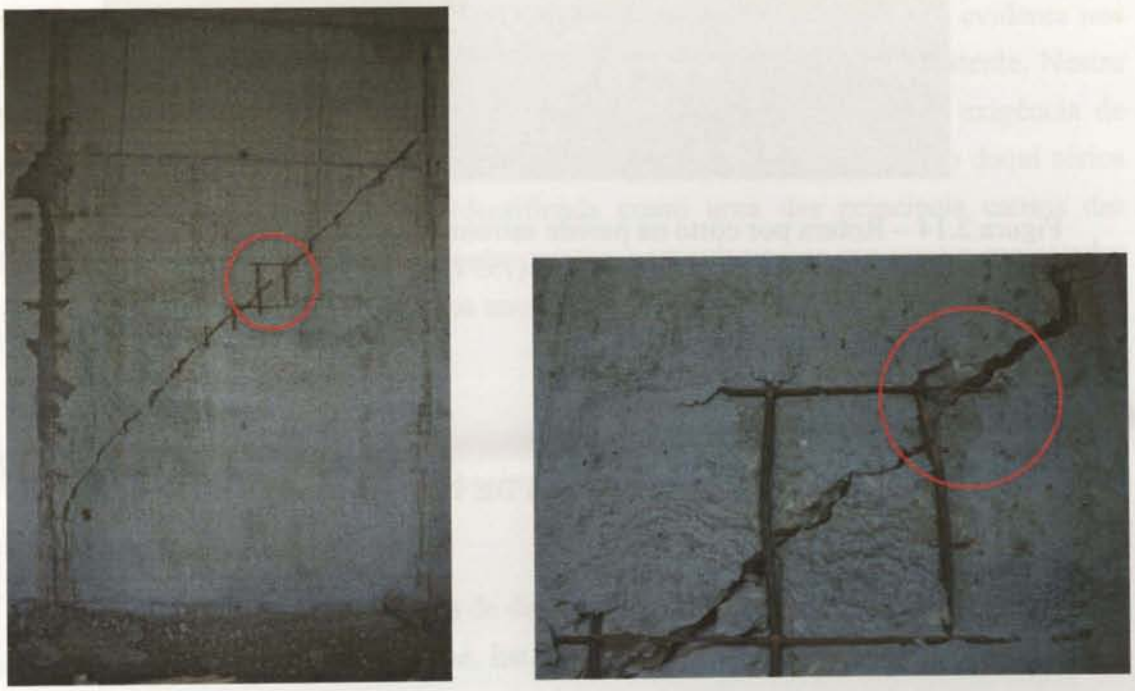
b) Fissuração já reparada com resina epoxi

Figura 2.11 - Fissuração na parede estrutural de um edifício de 13 pisos - Northridge (Oliveira *et al.* (1995)).

A Figura 2.12 mostra os danos registados durante o sismo de Northridge numa parede estrutural com aberturas de um edifício de 5 pisos. Os danos associados fundamentalmente ao efeito de flexão estão concentrados ao nível do 1º piso. É visível a concentração de fendilhação importante neste nível, surgindo mesmo o destaque do recobrimento em zonas localizadas, associadas à flexão. É de referir que neste caso o corte não parece ter tipo um efeito importante, uma vez que nas travessas das aberturas, onde este problema é geralmente acentuado, não são evidentes fendas de corte.

Figura 2.12 – Fendilhação de uma parede com aberturas - Northridge (EASY (1997)).

A Figura 2.13 retrata os danos registados numa parede estrutural fracamente armada durante o sismo de Kobe. É visível a formação de uma única fenda produzida essencialmente por corte, podendo observar-se a rotura da armadura transversal na zona desta fenda no pormenor da Figura 2.13b). As deficientes armaduras da parede, quer horizontais quer verticais, não lhe conferem ductilidade suficiente, resultando assim num mau comportamento deste elemento, caracterizado por uma rotura frágil.



a) Vista geral b) Pormenor da rotura da armadura horizontal

Figura 2.13 – Abertura de uma única fenda numa parede fracamente armada - Kobe (EASY (1997)).

A Figura 2.14 mostra uma espectacular rotura da parede estrutural de um edifício de 5 pisos ocorrida também durante o sismo de Kobe. Esta rotura está naturalmente associada à insuficiente resistência da parede ao corte mas também evidencia neste caso deficiências ao nível da concepção. De facto, conjuntamente com a elevada intensidade da acção sísmica, a irregularidade estrutural terá contribuído decisivamente para que a parede fosse submetida a forças extremamente elevadas e que resultaram no seu colapso.

Figura 2.14 – Rotura por corte na parede estrutural de um edifício de 5 pisos – Kobe (EASY (1997)).

2.4 COMPORTAMENTO DE PILARES DE PONTES

2.4.1 Considerações gerais

Os avanços da Engenharia Sísmica de um modo geral, mas em particular da Engenharia Sísmica de Pontes, estão fortemente associados à experiência colhida da observação do desempenho no decurso de sismos intensos.

Até à década de 1960 os danos mais severos provocados por sismos intensos resultaram de um modo geral do mau comportamento das fundações das pontes. Com efeito, quer pelos sistemas estruturais utilizados, quer pelos processos construtivos seguidos na época, as fundações revelavam um comportamento deficiente, resultando daqui deformações excessivas do solo ou mesmo no próprio esgotamento da sua capacidade de carga. Nos sismos de Kanto e de Fukui, ocorridos no Japão em 1923 e 1948 respectivamente, registaram-se vários casos de colapsos totais ou parciais de pontes, resultantes de problemas relacionados com as fundações. A inclinação dos encontros provocada por deformação excessiva do solo e assentamentos excessivos das fundações de pilares, associados em alguns casos a rotações, foram responsáveis em muitos casos pelos danos registados.

Os sismos recentes, particularmente os sismos referidos no subcapítulo anterior, vieram alterar significativamente este panorama, já que nestes sismos não foram identificadas deficiências importantes ao nível das fundações, antes tendo sido expostas de forma clara deficiências importantes do comportamento de elementos estruturais da superestrutura, nomeadamente dos pilares.

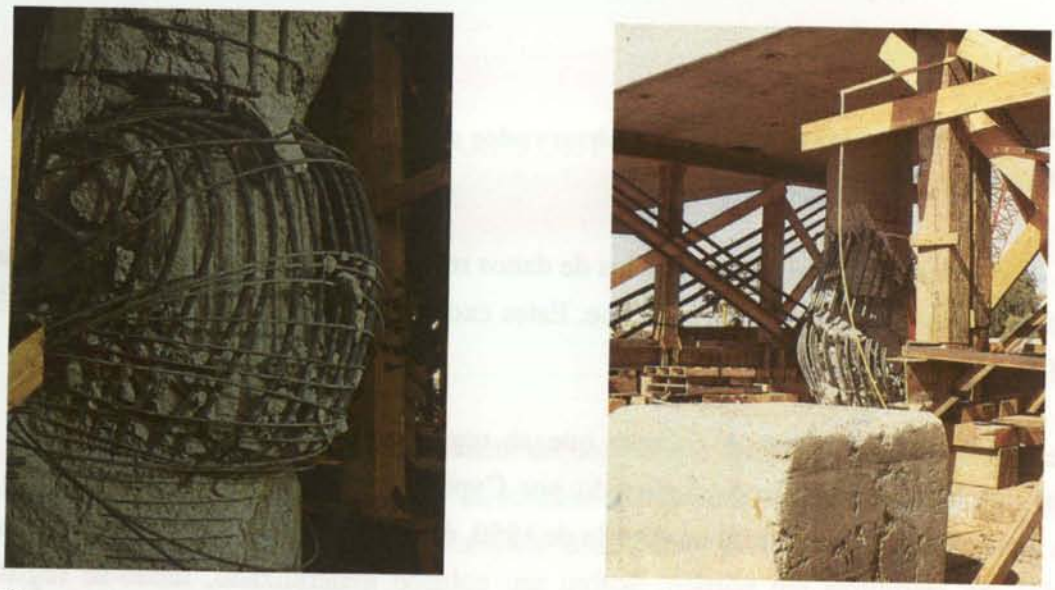
A observação dos danos ocorridos nestes sismos mostrou que num número significativo de situações o comportamento global das estruturas de pontes foi fortemente influenciado pelo comportamento dos pilares. Este aspecto foi particularmente evidente nos casos de pilares isolados assentes em fundações com uma boa capacidade resistente. Nestas situações, os pilares quando sujeitos a forças elevadas foram sujeitos a uma exigência de ductilidade que em muitos casos ultrapassou a ductilidade disponível, resultando daqui sérios danos ou mesmo o colapso. Esta foi identificada como uma das principais causas das deficiências de comportamento dos pilares das pontes, particularmente nas pontes projectadas de acordo com regulamentação anterior aos anos 70.

2.4.2 Exemplos de danos específicos observados em pilares de pontes

São apresentados alguns exemplos de danos registados em pilares de pontes durante os sismos de Loma Prieta, Northridge e Kobe. Estes exemplos ilustram algumas das deficiências identificadas nestes elementos.

A Figura 2.15 retrata o colapso que se registou no viaduto da auto-estrada I-880 próximo da baixa de Oakland, conhecido por Cypress viaduct, durante o sismo de Loma Prieta. Esta estrutura, construída na década de 1950, é constituída por dois níveis de tabuleiros apoiados em estruturas em pórtico. Sofreu um colapso generalizado, tendo-se registado a queda dos tramos do tabuleiro superior numa extensão superior a 1000m. A principal causa do colapso é atribuída ao deficiente comportamento da ligação dos pilares à travessa inferior do pórtico, relacionado com a insuficiente armadura transversal nesta zona dos pilares (EQE (1989)). A ductilidade disponível nestas zonas foi seriamente reduzida por esta insuficiência.

Figura 2.15 – Colapso do Cypress viaduct - Loma Prieta (EQE (1989)).



a) b)

Figura 2.16 – Danos severos em pilares da autoestrada I10 - Northridge (Oliveira *et al.* (1995)).

Na Figura 2.16 apresentam-se dois pilares do viaduto da auto-estrada I10 severamente danificados durante a ocorrência do sismo de Northridge. No pilar da Figura 2.16a a rotura parece estar associada ao efeito de flexão e corte, conjugado com um elevado esforço axial. O valor elevado do esforço axial (provocando elevadas tensões de confinamento) poderá ter contribuído decisivamente para a rotura das cintas. Este problema terá sido agravado pelo facto da cintagem ser realizada com uma armadura helicoidal que, rompendo localmente, fica completamente inactiva numa extensão apreciável do pilar, deixando assim de conferir um

adequado confinamento em toda esta zona. No caso do pilar da Figura 2.16b é visível a rotura da armadura longitudinal indicando que a flexão pode ter contribuído para acelerar a rotura embora o efeito conjugado do corte também seja perceptível.

Na Figura 2.17 apresenta-se um pilar de uma via de acesso à mesma auto-estrada I10 que sofreu danos moderados. O destaque da camada de recobrimento estendeu-se a uma altura apreciável do pilar, indiciando que este foi sujeito a forças horizontais importantes num grande número de ciclos responsáveis por uma evolução progressiva da degradação. O efeito de flexão parece ter sido aqui predominante. É de realçar a deficiente cintagem na zona de formação da rótula plástica.

O pilar representado na Figura 2.18 é um pilar de uma ponte que tem a particularidade de ter um aumento da secção na ligação ao tabuleiro (flared column). Verifica-se que os danos provocados essencialmente por corte se concentram nesta zona. Neste tipo de pilares, muito utilizados nos Estados Unidos, verifica-se que a rótula plástica tem tendência a formar-se na zona de variação de secção, concentrando-se os danos nesta zona. Se esta zona não tem uma pormenorização de armaduras que lhe confira ductilidade suficiente podem levantar-se sérios problemas.

Figura 2.17 – Danos moderados num pilar do acesso à auto-estrada I10 - Northridge (Oliveira *et al.* (1995)).

Figura 2.18 – Rotura por corte num pilar com secção variável (flared column) - Northridge (EASY (1997)).

A Figura 2.19 documenta a rotura de um pilar do viaduto de Hanshin resultante do sismo de Kobe. É uma rotura típica por corte que ocorre em pilares muito robustos sem adequada resistência ao esforço transverso. É de referir que os danos estão concentrados na zona da rotura não sendo visível fendilhação distribuída pelo pilar, e portanto não foi explorada a sua ductilidade. Esta é uma situação comum nos casos de rotura marcadamente por corte. A Figura 2.20 ilustra ainda uma rotura por corte em pilares do mesmo viaduto que resultou no colapso total de um segmento de 500m, sendo porventura o mais espectacular que se registou no sismo de Kobe.

Figura 2.19 – Rotura por corte num pilar curto do viaduto de Hanshin – Kobe (EASY (1997)).

Figura 2.20 – Rotura por corte – Pilares do viaduto de Hanshin – Kobe (EASY (1997)).

A Figura 2.21 mostra a rotura por corte provocada pelo sismo de Kobe num pilar de secção rectangular. Pode observar-se no pormenor representado na Figura 2.21b que a armadura transversal é extremamente reduzida face à importante armadura longitudinal, isto é, não confere uma resistência ao corte compatível com o momento que se pode desenvolver nesta zona do pilar, não lhe proporcionando assim ductilidade.

a) b)

Figura 2.21 – Rotura por corte - Kobe (EASY (1997)).

A Figura 2.22 ilustra um dos problemas estruturais registados em estruturas enterradas durante o sismo de Kobe. Os pilares visíveis na figura estão integrados na estrutura da Daikai Subway Station e servem como linha de apoio central à laje de cobertura da estação enterrada. O facto do aterro envolvente a esta estrutura subterrânea não estar suficientemente compactado, não permitindo assim que se mobilizassem impulsos passivos aquando da actuação do sismo, resultou numa forte solicitação destes pilares na direcção transversal. A insuficiência das armaduras transversais, associada à grande exigência de ductilidade que foi imposta, parecem ter sido os principais responsáveis por esta rotura.

Figura 2.22 – Daikai Subway Station – rotura por corte dos pilares - Kobe (EQE (1995)).

Os principais factores que influenciaram o deficiente desempenho sísmico dos pilares de pontes podem ser enumerados como segue:

- Insuficiente capacidade resistente ao corte (rotura frágil): não havendo capacidade resistente ao corte que permita mobilizar o momento flector de cedência na zona da rótula plástica não é possível explorar a ductilidade desta zona, resultando assim um comportamento globalmente frágil.
- Mau confinamento do betão: reduzindo a capacidade de ductilidade nas zonas da rótula plástica, induz igualmente a ductilidade da estrutura.
- Emendas por sobreposição das armaduras longitudinais na zona da rótula plástica: o efeito da acção cíclica associado ao destaque da camada de recobrimento prejudica drasticamente a aderência nesta zona crítica, redundando na impossibilidade de mobilização da cedência das armaduras.
- Soluções estruturais sem elementos redundantes: colocam problemas acrescidos aos pilares, já que o mau desempenho de um destes pilares pode ser responsável pelo colapso da ponte. A ductilidade da estrutura fica assim fortemente associada ao comportamento de um único elemento (pilar). Esta questão levanta de facto a necessidade de nestas situações ser necessário caracterizar com grande realismo o comportamento não-linear destes elementos.

2.4.3 Implicações na Regulamentação

2.4.3.1 Aspectos gerais

O sismo de Kobe, pelo impacto e pela importância dos danos que provocou na generalidade das estruturas, mas em especial nas estruturas de pontes e viadutos, contribuiu decisivamente para desencadear no Japão uma profunda revisão e actualização dos regulamentos visando a protecção sísmica. Logo em 1996 foi publicado o regulamento *The Seismic Design Code,* que veio rever totalmente as especificações contidas no regulamento anterior de 1991, designado *Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures – 1991 Part 1 (Design).*

Após a publicação deste novo regulamento o Concrete Committee da Japan Society of Civil Engineers (JSCE) organizou um seminário internacional (Tanabe (1999)) com o objectivo de promover uma comparação deste código com os regulamentos de outros países. Este projecto envolveu os países que têm demonstrado fortes preocupações e grandes desenvolvimentos nesta área, nomeadamente os Estados Unidos e a Nova Zelândia, bem como a União Europeia. Foram estabelecidas comissões de trabalho responsáveis pelos estudos associados a cada um dos regulamentos inseridos no projecto designadamente: JSCE Concrete Committee Code; Caltrans Code; Eurocode 8 e New Zealand Code.

O trabalho desenvolvido no âmbito deste seminário foi estabelecido fundamentalmente em duas vertentes orientadas para os seguintes objectivos:

- Análise dos princípios e disposições regulamentares associados a cada um dos regulamentos, identificação das principais diferenças e discussão das respectivas implicações ao nível do projecto de estruturas de pontes.
- Comparação e discussão do desempenho sísmico das soluções de dimensionamento para os pilares de uma ponte predefinida, utilizando as disposições de cada um dos quatro regulamentos.

Uma discussão exaustiva e detalhada das disposições regulamentares aplicáveis ao projecto de pontes não faz parte dos objectivos principais da presente tese. No entanto, e na perspectiva de se promover uma visão de enquadramento, são apresentados de uma forma sucinta alguns aspectos relacionados com os conceitos e princípios gerais subjacentes a três destes regulamentos, nomeadamente o regulamento Japonês (JSCE code) o regulamento Americano (Caltrans code) e o Eurocódigo 8.

2.4.3.2 Metodologias consagradas no JSCE, Caltrans e EC8

- **JSCE code**

Princípios gerais

O princípio geral do dimensionamento sismo-resistente baseia-se no conceito de que o projecto de uma estrutura deve garantir a segurança durante a ocorrência de um sismo, prevenindo o colapso e a degradação funcional da estrutura. Para isso:

1. Estabelece dois níveis de acção sísmica correspondentes a sismos credíveis de intensidade diferentes:

   Nível 1 Sismo que poderá ocorrer algumas vezes durante a vida útil da estrutura.

   Nível 2 Sismo de forte intensidade, com uma rara probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura.

2. Define 3 níveis de exigência do desempenho sísmico da estrutura:

   Desempenho 1 A estrutura deverá permanecer funcional após a ocorrência do sismo, não exigindo reparações.

   Desempenho 2 A funcionalidade pode ser reposta num período de tempo curto, não exigindo reforço estrutural, após a ocorrência do sismo.

   Desempenho 3 A estrutura não terá um colapso generalizado devido à ocorrência do sismo.

3. Em geral as estruturas devem satisfazer os seguintes requisitos básicos:

   - Nível de desempenho 1 para um sismo com intensidade correspondente ao nível 1.

   - Nível de desempenho 2 ou 3 para um sismo com intensidade correspondente ao nível 2. A decisão do nível de exigência do desempenho a requerer a uma estrutura particular deverá ser ponderada tendo em consideração a sua importância (vidas em risco, a importância económica e a sua integração nos planos de emergência).

4. De uma forma geral pode considerar-se que as estruturas cumprem o nível de desempenho 1 se as deformações residuais após a ocorrência do sismo são insignificantes, podendo considerar-se que esta condição é satisfeita se as armaduras não entrarem em cedência e o betão não esmagar por compressão.

5. A exigência do nível de desempenho 2 pressupõe não haver degradação de resistência após a ocorrência do sismo, e para além disso as deformações residuais devem estar limitadas a valores aceitáveis. Esta exigência pode em geral considerar-se satisfeita se não ocorrer rotura por corte e as deformações plásticas

estiverem dentro de limites definidos. Nesta situação é admissível a exploração controlada da ductilidade de alguns elementos, em particular dos pilares.

Acção sísmica

1. Não prescreve nenhum sismo específico, fornecendo unicamente recomendações para o estabelecimento dos sismos de projecto e para os dois níveis de intensidade:

   Nível 1 Para este nível é especificado que o sismo deve ser definido tendo em consideração a actividade sísmica da zona e as condições geológicas locais.

   Nível 2 Em geral a acção sísmica deve ser expressa por um registo de vibrações do solo (acelerograma) ou por um espectro de resposta. Devem ser consideradas as condições geológicas do solo e a proximidade de falhas identificadas na zona. Devem ainda ser consideradas duas direcções horizontais e em sistemas estruturais que o justifiquem deve ainda ser considerada a direcção vertical.

2. São definidos espectros de resposta elásticos para cada um dos níveis de acção:

   Nível 1 Correspondente a um sismo com uma intensidade 0.2g

   Nível 2 Correspondente a dois tipos de sismos:

   - Sismo afastado com intensidade 1.0g (sismo com epicentro numa falha oceânica – sismo de Kanto de 1923).

   - Sismo próximo com intensidade 1.5 a 2g (sismo de Kobe de 1995).

3. A adopção de uma análise dinâmica está implícita nas disposições deste código induzindo mesmo a análise não-linear. Neste caso devem ser utilizados pelo menos 5 acelerogramas correspondentes a registos de sismos ocorridos na zona ou gerados artificialmente a partir dos espectros de resposta (elásticos) que são definidos.

Modelos de análise

1. Na verificação para o nível de desempenho 1 :

- A acção sísmica é traduzida por espectros de resposta elásticos.
- Podem utilizar-se modelos simples de análise linear.
- O efeito da fendilhação deve ser considerado na definição da rigidez dos elementos.
- Em geral este nível de desempenho considera-se satisfeito se os níveis de tensão nas armaduras e no betão (obtidos numa análise linear) estão abaixo dos respectivos valores de cálculo das sua resistências.

2. A verificação para os níveis de desempenho 2 e 3 assenta nos seguintes pressupostos:
   - O modelo a adoptar na análise deve ser apropriado ao modelo da definição da acção sísmica, assim:
   - Se a acção sísmica é expressa através de acelerogramas devem adoptar-se modelos de análise dinâmica não-linear sendo os respectivos resultados considerados directamente na verificação de segurança.
   - Se a acção sísmica é traduzida através espectros de resposta podem ser utilizados modelos de análise linear. Nos casos de estruturas de pontes com um comportamento dinâmico simples podem ainda utilizar-se modelos simples de análise. Os resultados da análise linear, tensões e deformações, devem ser modificados para se atender aos efeitos do comportamento não-linear.
   - Pode considerar-se que o nível de desempenho 2 está satisfeito se a resposta em termos de deslocamentos estiver controlada dentro de limites estabelecidos (exigência de funcionalidade).
   - Para o nível de desempenho 3 deve ser confirmada a integridade da estrutura em termos de colapso.

3. É incentivada a utilização de modelos apoiados no método dos elementos finitos que permitam traduzir de uma forma eficiente o comportamento não-linear dos materiais, em especial no projecto de estruturas com um comportamento complexo.

- **Caltrans code**

O California Department of Transportation (Caltrans) é a entidade responsável pelo projecto, construção e controlo da operacionalidade das estradas principais da Califórnia. Publica regulamentos próprios aplicáveis neste Estado, que têm vindo a ser regularmente revistos e actualizados. Os sismo de San Fernando e mais recentemente o sismo de Loma Prieta vieram impulsionar esta revisão, tendo o Applied Technology Council (ATC) lançado em 1996 o projecto ATC-32 financiado pelo Caltrans, com o objectivo específico de propor recomendações para o dimensionamento sísmico de pontes na Califórnia (ATC (1996)).

Princípios gerais

1. Os princípios gerais do dimensionamento sismo-resistente de estruturas de pontes contidos neste regulamento assentam no estabelecimento de:

   - Dois níveis de intensidade da acção sísmica, designados por 'avaliação funcional' e 'avaliação de segurança'.

   - Dois níveis de exigência em termos de desempenho da estrutura, designados por 'nível de serviço' e 'nível de danos'.

2. São admissíveis níveis de desempenho diferentes para cada uma das intensidades da acção sísmica que são definidas em função da importância da ponte. Esta importância está associada à possível utilização da ponte em situação de emergência e não à sua importância em termos estruturais.

3. As disposições expressas neste regulamento assumem a formação de rótulas plásticas nos pilares, devendo no entanto a sua localização estar bem definida. Estas rótulas devem estar localizadas em zonas de fácil acesso fundamentalmente para que seja possível uma inspecção fácil e rápida após a ocorrência do sismo, mas também para facilitar a execução dos trabalhos de reparação que normalmente são necessários nestas zonas de concentração de danos.

4. A verificação de segurança é efectuada com base nos esforços, obtidos através de uma análise não-linear, divididos por um factor de modificação da resposta. Este factor é definido em função de vários parâmetros tais como: comportamento dinâmico da ponte, capacidade em termos de ductilidade dos elementos estruturais

(essencialmente dos pilares), acessibilidade às zonas de localização dos danos (rótulas plásticas), redundância dos elementos resistentes e importância da ponte.

5. Recentemente começou a ser realçada a importância de se considerar os deslocamentos como parâmetro de dimensionamento. Neste contexto a utilização de modelos que permitam uma boa previsão dos deslocamentos resultantes da acção sísmica têm vindo a ser recomendada para a generalidade das pontes, sendo mesmo já exigida para o caso das pontes de maior importância.

Acção sísmica

1. A acção sísmica pode ser definida a partir de acelerogramas ou de espectros de resposta elásticos.

   - Os acelerogramas a considerar para o nível de avaliação de segurança podem ser obtidos de uma forma determinista a partir da base de dados da Division of Mines and Geology, que contém registos correspondentes ao máximo sismo credível (MSC) para o local. A via probabilistica pode também ser utilizada considerando-se neste caso grandes períodos de retorno (1000 a 2000 anos).

   - Os acelerogramas a utilizar para o nível de avaliação funcional correspondem a sismos com uma razoável probabilidade (60%) de não serem excedidos durante a vida útil da estrutura (estimada em 200 ou 300 anos conforme a importância da ponte).

   - São definidos espectros de resposta elásticos em termos de aceleração e deslocamento. Estes espectros são estabelecidos para dois níveis de intensidade sísmica em função do tipo de solo.

Modelos de análise

1. O modelo de análise a utilizar no projecto de pontes é definido, de acordo com as recomendações do ATC (1996), em função da importância e da complexidade da configuração da ponte. O Quadro 2.1 sintetiza estas recomendações. Quando se utiliza a análise elástica, a verificação da segurança é feita com base nos valores obtidos nesta análise corrigidos por um factor de modificação da resposta Z definido com base nos critérios expressos no regulamento em função de vários

factores, tais como a tipologia, a regularidade e a importância da ponte e ainda o nível de ductilidade que se pretende.

Quadro 2.1 – Modelos de análise: recomendações do ATC (ATC (1996)).

Categoria da ponte	Configuração	Avaliação funcional	Avaliação de segurança
Ordinária	Simples	N	A
	Complexa	N	B
Importante	Simples	A	A
	Complexa	B	B e C

N – Não requerida
A – Análise estática equivalente
B – Análise dinâmica elástica
C – Análise estática não-linear ou análise dinâmica não-linear

2. Nos casos em que o dimensionamento da estrutura é baseado numa análise linear elástica, o valor de cálculo do deslocamento d_d é definido a partir do valor do deslocamento obtido nesta análise d_e segundo a equação (2.1),

$$d_d = R_d \cdot d_e \tag{2.1}$$

sendo R_d um factor de amplificação do deslocamento definido por

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{Z}\right) \cdot \frac{T}{T^*} + \frac{1}{Z} \geq 1 \tag{2.2}$$

em que T o período fundamental da estrutura, T^* o período dominante do sismo e Z é o factor de modificação da resposta referido anteriormente.

Importa ainda referir que, apesar de ser possível à luz da regulamentação actual fazer-se o dimensionamento da estrutura de uma ponte com base na análise linear elástica, esta via reveste-se muitas vezes de algumas dificuldades. De facto as simplificações inerentes a esta metodologia, associadas quer à definição do factor de modificação da resposta quer ao factor de amplificação do deslocamento, não permitem a sua aplicação a todas as estruturas de pontes com total segurança. Estas dificuldades, aliadas à facilidade de utilização de modelos de análise não-linear, conduzem a que seja hoje correntemente utilizada no projecto de estruturas de pontes nos Estados Unidos a análise estática não-linear. Embora geralmente neste tipo de análise sejam utilizados modelos simplificados, no estudo de situações de maior complexidade torna-se essencial a utilização de modelos

mais refinados, particularmente quando esta complexidade resulta do comportamento não-linear dos pilares.

- **Eurocódigo 8 – Parte 2 (Pontes)**

O *Eurocode 8* Design *Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, fazendo parte de um conjunto de Eurocódigos relacionados com o dimensionamento de edifícios e obras de engenharia civil, dedica-se especialmente aos aspectos da resistência sísmica das estruturas. Este documento foi dividido em 5 partes, tratando cada uma a aspectos particulares A Parte 2, *Eurocode 8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures – Part 2: Bridges,* trata especificamente os aspectos relacionados com as pontes.

Princípios gerais

1. Este código baseia o dimensionamento sismo-resistente de estruturas de pontes em dois níveis distintos de verificação, designados por 'estado limite de serviço' e 'estado limite último'.

2. As pontes são classificadas em três categorias em termos de importância, reflectindo vários aspectos relacionados com a probabilidade de ser elevado o número de vítimas em caso de colapso, a ponte ser essencial para manter as comunicações em situação de emergência ou ainda a dimensão da ponte. Em função da importância da ponte são estabelecidos níveis crescentes de intensidade da acção sísmica.

3. No caso particular das pontes o estado limite de serviço é definido como um estado pós-sismo no qual a estrutura, embora podendo sofrer eventualmente ligeira cedência de armaduras em zonas localizadas, mantém a sua total operacionalidade. Os custos de eventuais reparações deverão ser insignificantes.

4. O estado limite último não é entendido como o início do colapso da estrutura mas sim como um estado ainda afastado desta situação, onde são admissíveis danos controlados em zonas bem localizadas de dissipação de energia, cuja reparação seja no entanto económica e tecnicamente viável. A ponte deve ainda manter-se funcional para situações de emergência, ainda que com condicionamento do trânsito. Estabelece-se que para o cumprimento destes requisitos o tabuleiro deve permanecer essencialmente elástico, restringindo-se as zonas de dissipação de

energia a zonas bem localizadas dos pilares. Os critérios associados a este estado limite reflectem a ideia de que uma ponte que cumpra o estado limite último para um sismo com um período de retorno de pelo menos 500 anos é ainda segura, em termos de não atingir o colapso, para a ocorrência de sismos credíveis mais intensos.

5. No cumprimento do estado limite último o projectista pode optar por explorar ou não a ductilidade dos pilares da ponte, decidindo o tipo de comportamento da estrutura. São definidos dois tipos de comportamento (Figura 2.23), com ductilidade limitada (essencialmente elástico) e com comportamento dúctil, aos quais estão associados diferentes critérios de verificação da segurança. No entanto, para zonas de média ou elevada sismicidade, ou ainda no caso de pontes mais importantes, as estruturas devem ter um comportamento dúctil.

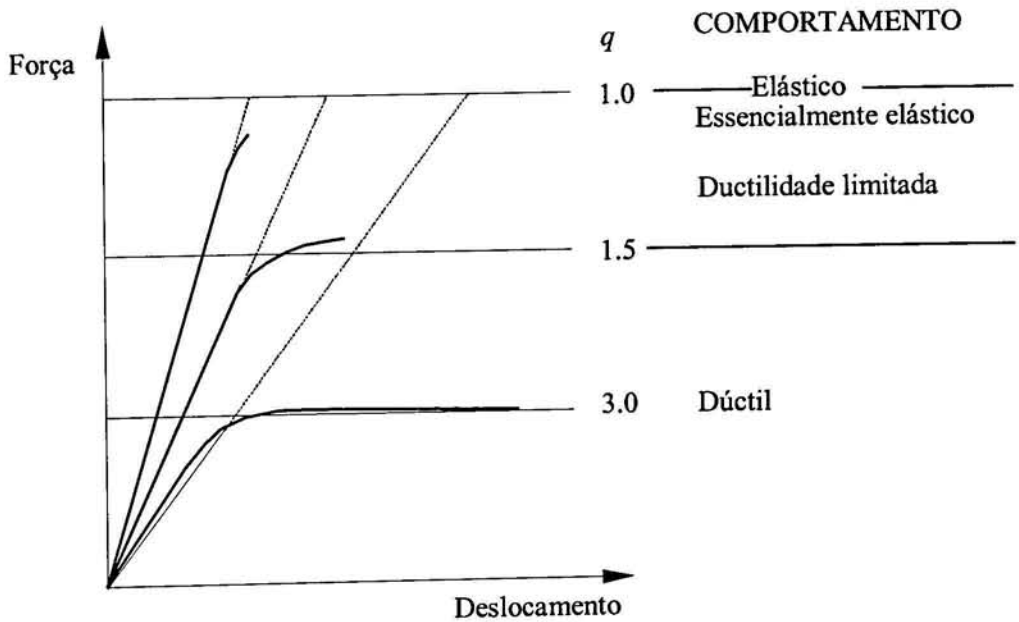


Figura 2.23 – Comportamento sísmico das estruturas.

6. É realçada a importância de se efectuar o controlo dos deslocamentos em vários elementos estruturais, essencialmente no sentido de se prevenir quer o choque entre elementos estruturais do tabuleiro, quer a falta de apoio destes elementos, originada por deslocamentos excessivos. Neste sentido são indicadas expressões que permitem estimar o valor do deslocamento de cálculo devido à acção sísmica a partir do valor obtido através de uma análise elástica da estrutura.

Acção sísmica

1. A acção sísmica é traduzida através de espectros de resposta elásticos. Estes espectros são definidos para cada país nos respectivos documentos nacionais de aplicação (DNA).

2. O espectro de resposta de cálculo é obtido a partir do espectro de resposta elástico afectando-o do coeficiente de comportamento q que é definido em função da tipologia da ponte. A Figura 2.24 ilustra de uma forma genérica a relação entre estes espectros.

3. Deve ser considerada a variabilidade espacial do sismo no projecto de:

   - Pontes com comprimento superior a 600m.

   - Pontes fundadas em solos com significativa variação das sua características (acentuando-se os efeitos de amplificação das vibrações).

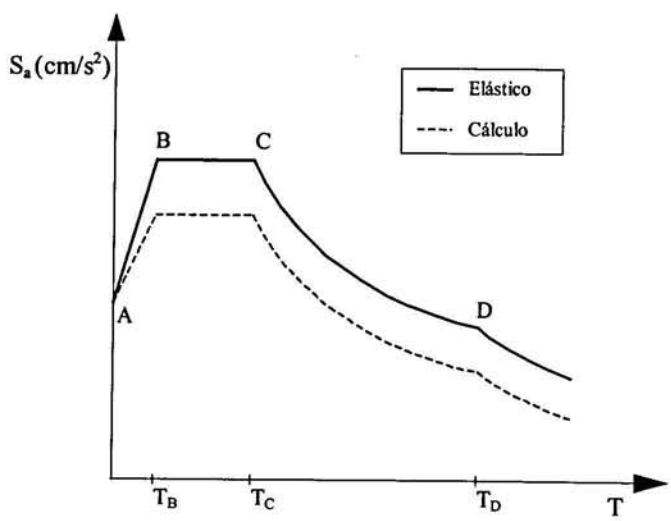


Figura 2.24 – Espectro de resposta elástico e de cálculo.

Modelos de análise

1. Análise linear elástica:

   i) Análise estática

   – Aplicável a pontes com um comportamento dinâmico simples, caracterizado de forma marcante por um único modo de vibração em cada uma das direcções principais da ponte. A resposta sísmica é definida a partir do espectro de resposta de cálculo.

   ii) Análise dinâmica

   – Análise modal associada ao espectro de resposta de cálculo.

   – Análise no domínio do tempo considerando-se acelerogramas compatíveis com os espectro de resposta de cálculo, que podem ser gerados artificialmente de acordo com regras estabelecidas. Este tipo de análise pode ser utilizado com vantagem na análise modal de pontes com um comportamento dinâmico complexo, nas quais a análise modal exige a consideração de um número muito elevado de modos de vibração.

2. Coeficiente de comportamento

   – São estabelecidos valores máximos do coeficiente de comportamento q, a utilizar conjuntamente com modelos da análise linear elástica, em função das características dos elementos responsáveis pelo comportamento dúctil da estrutura. Reproduzem-se no Quadro 2.2 os valores correspondentes à situação da ductilidade estar associada a pilares de betão armado.

Quadro 2.2 – Valores máximos do coeficiente de comportamento q.

Elementos dúcteis Pilares de betão armado	Comportamento sísmico	
	Ductilidade limitada	Dúctil
Pilares longos $(a_s \geq 3.5)$	1.5	3.5
Pilares curtos $(a_s = 1.0)$	1.0	1.0

$a_s = H/L$ representa a relação entre a altura da secção e a altura do pilar. Traduz a predominância flexão/corte no comportamento do pilar.

Para valores de a_s compreendidos entre 1.0 e 3.5 os valores do coeficiente q podem ser obtidos por interpolação linear.

- O efeito do nível de esforço axial é considerado no estabelecimento do valor máximo do coeficiente de comportamento. Este valor máximo é reduzido quando o valor do esforço axial normalizado η_k é superior a 0.3.

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{ck}) \tag{2.3}$$

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial na combinação de base sismo
A_c Área bruta da secção de betão
f_{ck} Valor característico da resistência à compressão do betão

- O valor máximo q=3.5, correspondente à situação de estruturas com elementos dúcteis constituídos por pilares longos cujo comportamento é dominado essencialmente por flexão, parece ser um valor conservativo quando comparado com os valores propostos noutros regulamentos. A adopção deste limite relativamente baixo prende-se essencialmente com dois factores:

i) O estado limite último é estabelecido neste regulamento como um estado ainda suficientemente afastado do colapso da estrutura. O coeficiente de comportamento deve reflectir este aspecto garantindo que nos elementos condicionantes do comportamento da estrutura a ductilidade exigida seja confortavelmente inferior à ductilidade última destes elementos.

ii) Verifica-se que num grande número de pontes as exigências de ductilidade se concentram num número relativamente pequeno de pilares, por vezes num único. Sendo difícil estabelecer regras precisas que permitam identificar claramente, e ao mesmo tempo permitam traduzir esta irregularidade ao nível do dimensionamento, este regulamento opta por restringir mais severamente o limite do coeficiente de comportamento. É de referir ainda que mesmo o valor máximo de 3.5 pode ser um valor elevado em algumas situações particulares. O regulamento refere mesmo que em situações em que alguns pilares são significativamente mais rígidos do que os restantes, concentrando-se aqui uma parte significativa dos efeitos da acção sísmica, a consideração de um valor do coeficiente de comportamento superior a 1.2 deve ser devidamente justificado.

3. Análise dinâmica não-linear:

- Este tipo de análise deve ser usado em pontes especiais com grandes vãos ou com acentuada irregularidade, e ainda nas pontes que incorporem sistemas de isolamento sísmico.

- Na análise dinâmica efectuada no domínio do tempo devem usar-se acelerogramas gerados artificialmente compatíveis com o espectro de resposta elástico (q=1).

- Os resultados desta análise devem servir para averiguar o comportamento pós-elástico, quer ao nível dos deslocamentos quer ao nível da ductilidade explorada. No entanto de acordo com as actuais disposições do Eurocódigo, devem ainda manter-se os requisitos inerentes à análise elástica associada ao coeficiente de comportamento e conduzida a partir dos espectros de resposta.

2.4.3.3 Ductilidade

A exploração das deformações plásticas dos materiais é uma filosofia geralmente seguida no projecto de estruturas de betão armado, particularmente quando está envolvida a acção sísmica. Esta filosofia permite retirar o benefício que resulta da importante fonte de dissipação de energia, e que se traduz directamente numa atenuação dos efeitos da acção sísmica. Apesar de na generalidade dos casos se conseguirem soluções mais económicas com esta via, levantam-se no entanto novas dificuldades. Dificuldades que se prendem essencialmente com a necessidade de, por um lado, se efectuar um controlo rigoroso das deformações nas zonas localizadas dos elementos onde são permitidas deformações plásticas (rótulas plásticas), e por outro, de se controlarem também os próprios deslocamentos da estrutura que são fortemente influenciados por estas deformações. O coeficiente de ductilidade pode ser entendido como um factor que está associado à capacidade de deformação de uma estrutura para além do limite das deformações no domínio elástico dos materiais, mantendo no entanto a sua capacidade resistente. Desta forma este factor é fundamental no projecto sísmico de estruturas, permitindo estabelecer critérios de controlo das deformações, estando hoje incluído na generalidade dos regulamentos sísmicos.

A ductilidade de uma estrutura pode ser caracterizada pelo coeficiente de ductilidade traduzido em termos de deslocamentos μ_d definido pela razão entre o deslocamento último d_u e o deslocamento de cedência d_y, reflectindo estes deslocamentos o comportamento global da estrutura:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} \tag{2.4}$$

A ductilidade de uma estrutura está associada à ductilidade local disponível nas rótulas plásticas. A capacidade de ductilidade da rótula plástica pode ser caracterizada pelo

coeficiente de ductilidade definido em termos de curvaturas μ_φ pela razão da curvatura última φ_u e da curvatura de cedência φ_y,

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \tag{2.5}$$

ou em termos de rotação μ_θ pela razão das rotações última θ_u e de cedência θ_y.

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \tag{2.6}$$

Os regulamentos aqui referidos adoptam o coeficiente de ductilidade traduzido quer em termos de deslocamentos quer em termos de curvaturas usando para a sua definição a relação força-deslocamento ou a relação momento-curvatura, relações que no entanto devem reflectir o comportamento não-linear da resposta cíclica do elemento. O regulamento Japonês adopta o coeficiente de ductilidade em deslocamentos μ_d, o regulamento Americano (Caltrans) considera o coeficiente de ductilidade em curvaturas μ_φ e o Eurocódigo adopta os dois factores conforme trata a ductilidade da estrutura ou a ductilidade local das rótulas plásticas. Apesar de os princípios associados a esta questão serem comuns nestes regulamentos, existem algumas diferenças na definição do deslocamento último e do deslocamento de cedência.

O JSCE define estes deslocamentos a partir da envolvente do diagrama histerético, traduzido em termos de força-deslocamento. Tomemos o diagrama representado na Figura 2.25 que traduz esta envolvente para o caso particular de um pilar isolado. A força *Fy* é definida como sendo a força que provoca o início da cedência das armaduras posicionadas ao nível do centro da resultante das forças de tracção (veja-se Figura 2.25). O deslocamento de cedência d_y é identificado neste diagrama como o deslocamento correspondente à força *Fy* e o deslocamento último d_u é definido como sendo o deslocamento máximo que assegura a capacidade de cedência *Fy* na envolvente da curva força-deslocamento.

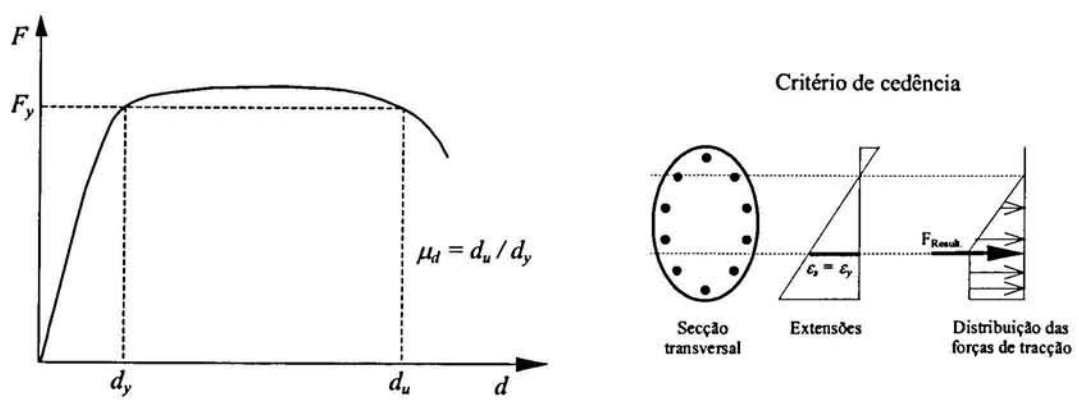


Figura 2.25 – Definição do factor de ductilidade – JSCE code.

O Eurocódigo 8 define o valor de cálculo da ductilidade da estrutura a partir do deslocamento último correspondente ao estado limite último. Este deslocamento é definido como sendo o máximo deslocamento que pode ser suportado pela estrutura sem que se verifique, ao fim de 5 ciclos completos, um abaixamento da resistência superior a 20% (Figura 2.26), e sem que se inicie a rotura do betão na zona confinada e a encurvadura dos varões da armadura longitudinal.

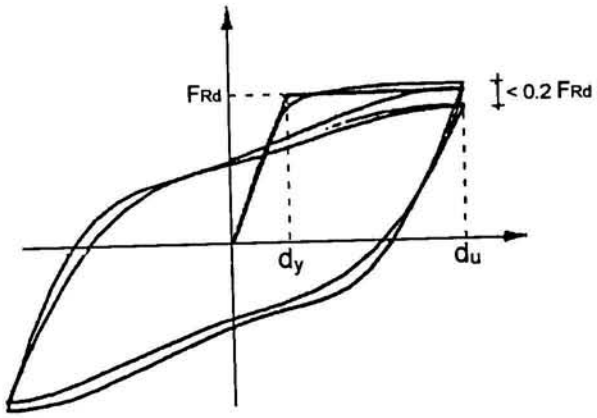


Figura 2.26 – Mecanismo de dissipação estável - definição do deslocamento último: EC8.

2.4.3.4 Modos de rotura – "Capacity design"

O regulamento Americano e o Eurocódigo 8 classificam as estruturas quanto ao seu comportamento em termos de ductilidade. São definidas regras específicas em função desta classificação no sentido de se garantir que os seus elementos estruturais possuam a ductilidade suficiente para que a estrutura possa ter o comportamento assumido. Assim, quanto se pretende explorar a capacidade dúctil de uma estrutura, não é permitido o desenvolvimento de configurações de rotura por corte em nenhum dos seus elementos estruturais. Este princípio está claramente identificado no regulamento Americano e no Eurocódigo 8. No regulamento Japonês embora não seja referido de uma forma explícita está implicitamente inserido nas suas disposições.

Os critérios propostos no Caltrans e no Eurocódigo 8, e que visam especificamente prevenir a rotura por corte, assegurando-se que se desenvolve uma rotura dúctil por flexão, usam o conceito de "capacity design". Este conceito, aplicado a esta questão particular, assenta na ideia de que se deve garantir uma resistência ao corte compatível com o momento

que se instala nas rótulas plásticas quando é explorada a sua ductilidade. Este momento (overstretch) é avaliado a partir do valor de cálculo do momento resistente da secção, afectado de um coeficiente de majoração que reflecte o efeito dos materiais apresentarem resistências superiores às consideradas na determinação do valor de cálculo do momento resistente.

O regulamento Japonês não classifica explicitamente as estruturas quanto à sua ductilidade, no entanto, caracteriza de uma forma clara o modo de rotura (corte/flexão), permitindo a exploração do comportamento dúctil somente no caso do modo de rotura ser predominantemente por flexão. Embora o tratamento formal relacionado com a questão da ductilidade seja diferente dos outros códigos, estão implícitos os mesmos conceitos ou seja o princípio da exploração controlada da ductilidade e o princípio do "capacity design".

2.4.3.5 Disposições construtivas

As regras e disposições relativas quer à quantidade das armaduras quer à sua pormenorização assentam fundamentalmente nos seguintes princípios:

- Armaduras transversais

  - São evidentes as fortes preocupações ao nível das armaduras transversais em especial com a sua quantidade e pormenorização nas zonas privilegiadas de formação de rótulas plásticas. A capacidade de ductilidade destas zonas está associada a vários factores estando alguns deles directamente relacionados com as armaduras transversais como é o caso: *(i)* do confinamento da zona comprimida do betão quer pelo aumento da resistência que confere quer pelo aumento da sua capacidade de deformação pós-pico, *(ii)* da resistência ao corte no sentido de que esta resistência deve prevenir uma rotura frágil por corte e *(iii)* da encurvadura dos varões da armadura longitudinal.

  - Devem ser prestados cuidados especiais na amarração da armadura transversal garantindo-se que esta armadura possa entrar em cedência. As amarrações devem ser realizadas por sobreposição ou por intermédio de ganchos a 135° amarrados no núcleo confinado da secção.

- Armaduras longitudinais

  - O Eurocódigo 8 não estabelece regras específicas sobre as percentagens de armadura longitudinal no caso dos pilares das pontes.

  - O regulamento Americano fixa um limite mínimo da percentagem da armadura longitudinal de 1%. Este limite visa assegurar, com uma margem confortável, que o momento resistente é maior do que o momento de fendilhação permitindo assim uma distribuição ao longo do elemento quer da fendilhação por flexão quer da plastificação das armaduras longitudinais. Esta distribuição da fendilhação, reduzindo a exigência de deformação nas armaduras, reflecte-se directamente num aumento da capacidade de ductilidade do elemento. Estudos realizados com base em ensaios experimentais ((Lehman e Moehle (1998)) confirmam a influência da percentagem de armadura longitudinal na capacidade de ductilidade de pilares. Neste estudo verifica-se que no caso de pilares de pontes sujeitos a um nível de esforço axial relativamente baixo (esforço axial normalizado inferior a 0.1) a ductilidade é maior para percentagens de armadura intermédias (1.5%), vindo reduzida quer para percentagens mais baixas (0.75%), quer para percentagens mais elevadas (3%).

2.4.3.6 *Dimensionamento de um pilar de ponte por aplicação do JSCE, Caltrans e EC8: estudo comparativo*

Um dos objectivos essenciais do projecto desenvolvido no âmbito do seminário internacional referido anteriormente (Tanabe (1999)) consistiu em comparar e discutir de forma objectiva as soluções obtidas no projecto de estruturas de pontes sujeitas à acção sísmica e decorrentes da aplicação das disposições de cada um dos regulamentos citados. Com este objectivo, e de acordo com as disposições de cada um dos regulamentos, foi dimensionado um pilar de uma ponte tendo-se estabelecido previamente alguns critérios no sentido de se poder fazer uma comparação directa das soluções obtidas. Reproduzem-se aqui de uma forma muito sucinta, e unicamente para os regulamentos anteriormente referidos, os aspectos essenciais deste trabalho na perspectiva de se proporcionar uma visão concreta das implicações ao nível do projecto que resultam das diferentes disposições regulamentares.

Neste estudo foi seleccionado um pilar referenciado no alçado esquemático apresentado na Figura 2.27, de uma ponte regular com um tabuleiro contínuo apoiado em 6

pilares de betão armado. O dimensionamento deste pilar foi realizado de acordo com cada um dos regulamentos segundo os seguintes princípios comuns:

- No sentido de se incluir no estudo a incidência da frequência fundamental da ponte e ainda a influência do corte no comportamento dos pilares, consideraram-se duas situações distintas correspondentes a alturas diferentes do conjunto dos pilares, assumindo-se num caso uma altura de 7m e no outro de 30m.
- Foi definida uma secção rectangular em betão para o pilar.
- Foram considerados dois níveis de intensidade sísmica correspondentes a valores de cálculo da aceleração a_g=0.4g e a_g=0.8g, considerando-se ainda o sismo a actuar unicamente na direcção transversal da ponte.

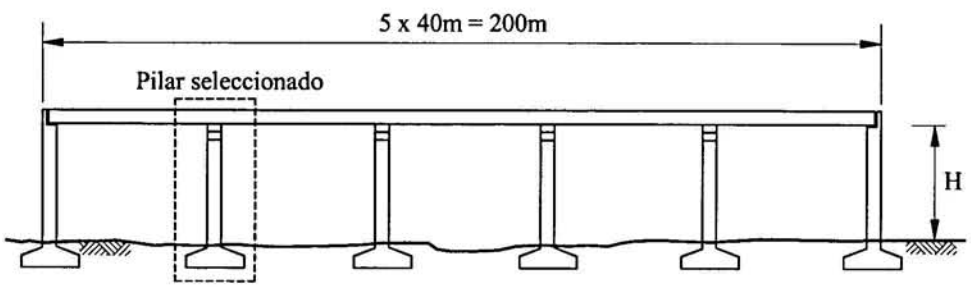


Figura 2.27 – Alçado esquemático da ponte seleccionada.

No Quadro 2.3 são identificados os quatro casos considerados no dimensionamento correspondentes às diferentes alturas do pilar e aos dois níveis de intensidade sísmica.

Quadro 2.3 – Casos considerados no dimensionamento.

	Altura do pilar	Aceleração a_g
Caso A	H=7m	0.4 g
Caso B	H=7m	0.8 g
Caso C	H=30m	0.4 g
Caso D	H=30m	0.8 g

Principais resultados

Armaduras longitudinais

Apesar de estabelecidas as mesmas condições para o dimensionamento deste pilar as soluções obtidas a partir de cada um dos regulamentos apresentam diferenças significativas, nomeadamente no que diz respeito à quantidade e pormenorização das armaduras.

Reproduzem-se nos Quadros 2.4 e 2.5 os principais resultados obtidos para os casos B e D, correspondentes às duas alturas consideradas para o pilar e à acção sísmica de maior intensidade. Observam-se nestes resultados diferenças significativas entre as soluções obtidas através de cada um dos regulamentos, quer em termos da secção de betão quer da quantidade de armadura longitudinal, podendo destacar-se:

- Os pilares dimensionados pelo JSCE têm uma secção de betão e uma quantidade de armadura longitudinal substancialmente menores do que os pilares dimensionados pelos outros regulamentos, resultando daqui uma solução mais flexível e menos resistente em termos de flexão. Este resultado é mais evidente no caso do pilar mais curto (caso B) no qual a solução obtida por este regulamento tem sensivelmente metade da armadura longitudinal da solução correspondente ao regulamento Americano e 40% da armadura correspondente ao EC8. Este resultado está fundamentalmente relacionado com o facto de ter sido considerada uma maior ductilidade no dimensionamento segundo o regulamento Japonês do que a considerada nos outros regulamentos. No entanto deve notar-se que estas diferenças estarão sempre, directa ou indirectamente, associadas às regras e disposições regulamentares, já que independentemente das opções do projectista estas disposições têm que ser cumpridas.

- Nos vários casos considerados as soluções resultantes da aplicação do EC8 são as soluções mais resistentes. Comparando a solução obtida por este regulamento, e para o caso do pilar mais curto, com a solução obtida através do regulamento Americano verificamos que têm a mesma secção de betão no entanto o EC8 conduz a uma solução com mais 35% de armadura longitudinal.

Quadro 2.4 – Resultados para o caso B – armaduras longitudinais.

Caso B – H=7m a_g =0.8g	JSCE	Caltrans	EC8
Secção do pilar (m^2)	2.0x2.0	3.0x3.0	3.0x3.0
Período natural da ponte (s)	0.46	0.21	0.21
Armadura longitudinal	48ϕ51	136ϕ41	216ϕ38
Área (mm^2)	97296	182240	246240
Percentagem $\rho_l=A_{sl}/A_c$ (%)	2.43	2.02	2.74

Quadro 2.5 – Resultados para o caso D – armaduras longitudinais.

Caso D – H=30m a_g =0.8g	JSCE	Caltrans	EC8
Secção do pilar (m^2)	2.8x2.8	2.5x2.5	3.5x3.5
Período natural da ponte (s)	2.55	2.16	1.52
Armadura longitudinal	68ϕ51	112ϕ51	168ϕ51
Área (mm^2)	137836	227024	340536
Percentagem $\rho_l=A_{sl}/A_c$ (%)	1.76	3.63	2.78

Armaduras transversais

Da aplicação destes regulamentos ao dimensionamento destes pilares resultaram também diferenças significativas relativamente às armaduras transversais, particularmente na zona de localização da rótula plástica. Estas diferenças são importantes, quer em termos de quantidade de armadura quer em termos de pormenorização (Tanabe (1999)).

Apresentam-se os principais resultados relacionados com as armaduras transversais obtidos para o caso B. O Quadro 2.6 resume as quantidades da armadura transversal correspondentes à zona da rótula plástica representando-se a pormenorização destas armaduras na Figura 2.28. Verifica-se a partir destes resultados que a solução resultante do regulamento Japonês apresenta uma maior percentagem de armadura transversal; no entanto a sua pormenorização é nitidamente diferente das outras soluções em particular relativamente à solução correspondente ao EC8. Estas diferenças são fundamentalmente devidas aos seguintes factos:

- O regulamento Japonês define regras específicas relativamente à resistência ao corte em função da ductilidade que se pretende assegurar. Nas opções tomadas no dimensionamento foi considerada uma ductilidade em deslocamento elevada

resultando daqui uma necessidade de uma maior quantidade de armadura transversal. É de referir que sobre esta questão os outros regulamentos usam o conceito do capacity design fazendo depender a quantidade de armadura transversal do momento da rótula plástica.

- Em termos de pormenorização de armaduras o EC8 tem uma grande preocupação relativamente ao problema da encurvadura dos varões da armadura longitudinal, impondo regras que conduzem à necessidade de se colocarem vários varões da armadura transversal no interior da secção.

Quadro 2.6– Resultados para o caso B – armaduras transversais.

Caso B – H=7m a_g =0.8g	JSCE	Caltrans	EC8
Área de armadura transversal (mm^2)	2026	2337	5443
Espaçamento (mm)	100	100	200
Percentagem $\rho_w = A_{sw} / b.s$ (%)	1.01	0.78	0.91

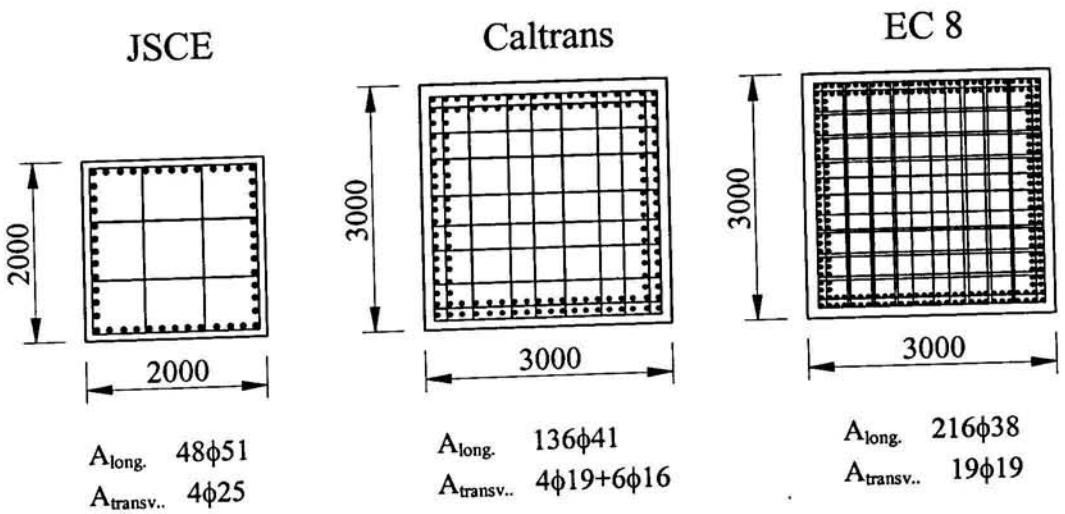


Figura 2.28 – Disposição das armaduras na zona da rótula plástica – Caso B (Tanabe (1999)).

2.5 COMENTÁRIOS FINAIS

As grandes diferenças de soluções que acabam de ser reportadas para o pilar da ponte quando dimensionado segundo os códigos JSCE, Caltrans e EC8 podem ser consideradas surpreendentes, sobretudo tendo em atenção que provêm da aplicação de normas actuais, emanando de países (ou comunidades) com nível de desenvolvimento equiparável em termos de Engenharia Sísmica.

Por outro lado, às grandes diferenças encontradas nas soluções correspondem obviamente a apreciáveis diferenças de custos no projecto de estruturas, nomeadamente de pontes, o que do ponto de vista social tem de ser analisado criticamente, por implicar a canalização de desiguais quantidades de recursos económicos para assegurar um mesmo nível de protecção sísmica.

Assim a disparidade de soluções obtidas terá de ser reduzida no futuro próximo, mediante uma melhor compreensão dos fenómenos que interferem no comportamento sísmico das estruturas, bem como da eficiência das diferentes medidas que os códigos necessitarão de prescrever para assegurar um determinado nível de protecção ou de desempenho sísmico.

Neste enquadramento destaca-se a necessidade de prosseguir com a realização de ensaios experimentais, em mesa sísmica ou em condições pseudodinâmicas, mas igualmente no desenvolvimento de modelos constitutivos adequados que gradualmente possam vir a reduzir a dependência do conhecimento da Engenharia Sísmica da experimentação em laboratório, sempre cara e morosa. Destes modelos constitutivos, adequadamente validados a partir de ensaios experimentais, poder-se-á vir a esperar uma consideravelmente mais fácil validação da utilidade e eficiência das medidas preconizadas nos diferentes códigos de Engenharia Sísmica, o que contribuirá para reduzir a disparidade de soluções de projecto.

A metodologia de simulação numérica do comportamento de estruturas laminares de betão armado que será apresentada, e a correspondente validação mediante ensaios experimentais, pretende constituir um 1º passo para este grande e difícil objectivo.

Capítulo 3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Capítulo 3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

3.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo procede-se à apresentação de uma metodologia de análise não-linear vocacionada para o estudo do comportamento sísmico de estruturas de betão armado. Para a modelação do betão é adoptada uma discretização com elementos finitos 2D ou 3D em associação com um modelo constitutivo baseado na Mecânica do Dano Contínuo. A simulação das armaduras apoia-se numa discretização com elementos de treliça de 2 nós em conjugação com o modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto para a tradução do comportamento não-linear do aço sob acções cíclicas. Para a resolução do problema dinâmico é adoptada uma integração implícita no domínio do tempo, baseada no método-α devido a Hilber-Hughes-Taylor, sendo o problema não-linear resolvido através do método de Newton-Raphson.

3.2 EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO ASSOCIADA A UMA DISCRETIZAÇÃO COM BASE EM ELEMENTOS FINITOS

O equilíbrio dinâmico de uma estrutura discretizada com base no Método dos Elementos Finitos pode ser expresso através do sistema de equações

$$\boldsymbol{M}\,\ddot{\boldsymbol{a}} + \boldsymbol{C}\,\dot{\boldsymbol{a}} + \boldsymbol{k}(\boldsymbol{a}) = \boldsymbol{f} \tag{3.1}$$

onde $\boldsymbol{a}$ traduz a configuração da deformada estrutural, $\boldsymbol{M}$ e $\boldsymbol{C}$ representam as matrizes de massa e de amortecimento da estrutura (obtidas a partir de procedimentos habituais mediante o agrupamento das correspondentes matrizes estabelecidas ao nível do elemento finito), o vector $\boldsymbol{k}(\boldsymbol{a})$ traduz as forças internas não-linearmente dependentes da deformada $\boldsymbol{a}$ e o vector $\boldsymbol{f}$ representa a acção dinâmica exterior. No estabelecimento da expressão (3.1) não é colocada qualquer restrição relativamente às leis constitutivas dos materiais, pelo que esta expressão contempla de uma forma bastante geral o comportamento materialmente não-linear.

3.3 MÉTODO-α DE HILBER-HUGHES-TAYLOR

Para a resolução do problema dinâmico foi adoptado o método-α devido a Hilber-Hughes-Taylor (Hilber *et al.* (1977)), o qual recorre às expressões de colocação típicas do método de Newmark, mas altera ligeiramente a forma geral da equação do problema dinâmico através da introdução de um parâmetro α que controla o amortecimento algorítmico.

O método-α proposto por Hilber-Hughes-Taylor é portanto uma variante ao método de integração de Newmark, recorrendo às fórmulas em diferenças finitas próprias deste método de integração implícito, isto é,

$$\dot{\boldsymbol{a}}_{n+1} = \dot{\boldsymbol{a}}_n + \left[(1-\gamma)\,\ddot{\boldsymbol{a}}_n + \gamma\,\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1}\right]\Delta t \tag{3.2}$$

$$\boldsymbol{a}_{n+1} = \boldsymbol{a}_n + \dot{\boldsymbol{a}}_n\,\Delta t + \left[(1/2-\beta)\,\ddot{\boldsymbol{a}}_n + \beta\,\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1}\right]\Delta t^2 \tag{3.3}$$

referindo-se os sub-índices n e n+1 a dois instantes de tempo separados pelo intervalo Δt considerado na discretização temporal, e sendo γ e β dois parâmetros introduzidos por Newmark para controlar a estabilidade e precisão. Na sua versão mais recente, e para condições de elasticidade perfeita, o método-α utiliza a seguinte forma da equação de equilíbrio dinâmico (Hughes (1987), Miranda *et al.* (1989)):

$$\boldsymbol{M}\,\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1} + (1+\alpha)\,\boldsymbol{C}\,\dot{\boldsymbol{a}}_{n+1} - \alpha\,\boldsymbol{C}\,\dot{\boldsymbol{a}}_n + (1+\alpha)\boldsymbol{K}_0\,\boldsymbol{a}_{n+1} - \alpha\,\boldsymbol{K}_0\,\boldsymbol{a}_n = (1+\alpha)\boldsymbol{f}_{n+1} - \alpha\,\boldsymbol{f}_n \tag{3.4}$$

onde α designa um parâmetro introduzido adicionalmente relativamente aos do método de Newmark e $\boldsymbol{K}_0$ representa a matriz de rigidez elástica da estrutura.

Nas aplicações que envolvem comportamento materialmente não-linear a equação de equilíbrio dinâmico (3.4) é modificada, mediante a substituição das contribuições do tipo $\boldsymbol{K}_0 \boldsymbol{a}$ por $\boldsymbol{k}(\boldsymbol{a})$, resultando:

$$\boldsymbol{M}\,\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1} + (1+\alpha)\,\boldsymbol{C}\,\dot{\boldsymbol{a}}_{n+1} - \alpha\,\boldsymbol{C}\,\dot{\boldsymbol{a}}_{n} + (1+\alpha)\,\boldsymbol{k}(\boldsymbol{a}_{n+1}) - \alpha\,\boldsymbol{k}(\boldsymbol{a}_{n}) = (1+\alpha)\,\boldsymbol{f}_{n+1} - \alpha\,\boldsymbol{f}_{n} \quad (3.5)$$

A selecção dos parâmetros do método-α de acordo com as condições

$$\alpha \in [-1/3,\ 0]\ ,\ \gamma = 1/2 - \alpha\ ,\ \beta = (1-\alpha)^2/4 \quad (3.6)$$

assegura a obtenção de um algoritmo incondicionalmente estável, com precisão de 2ª ordem (Hughes (1987)). A dissipação algorítmica é controlada pelo parâmetro α, verificando-se que a redução de α conduz ao aumento do amortecimento numérico, pelo que se adoptou o valor $\alpha = -1/3$ nas aplicações de natureza dinâmica da presente tese.

Importa assinalar uma particularidade de inegável interesse prático do método-α, que resulta do facto de este retomar a versão correspondente ao método clássico de Newmark ao considerar $\alpha = 0$, o que como é sabido permite reproduzir situações de equilíbrio estático, bastando para isso anular as contribuições relativas às forças de inércia e de amortecimento, reduzindo-se nesta situação a equação (3.5) à forma típica de um problema de natureza estática, ou seja,

$$\boldsymbol{k}(\boldsymbol{a}_{n+1}) = \boldsymbol{f}_{n+1} \quad (3.7)$$

Esta particularidade foi largamente explorada nas aplicações estáticas da presente tese, nomeadamente nas aplicações que serão apresentadas nos Capítulos 4 e 6, em que previamente à aplicação da acção sísmica há necessidade de instalar os estados de tensão e de deformação decorrentes da acção gravítica, bem como na simulação dos de ensaios cíclicos dos pilares de pontes que serão apresentados no Capítulo 5, que experimentalmente foram conduzidos de forma quase-estática, isto é, sem efeitos dinâmicos.

3.4 RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DINÂMICO NÃO-LINEAR

3.4.1 Método de Newton-Raphson

A resolução do problema dinâmico traduzido pela equação (3.5) consiste em estabelecer que o equilíbrio será satisfeito quando for nulo (ou muito próximo de zero) o seguinte vector de forças residuais

$$\psi_{n+1} = (1+\alpha)\boldsymbol{f}_{n+1} - \alpha\,\boldsymbol{f}_n - \boldsymbol{M}\,\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1} - \boldsymbol{C}\left[(1+\alpha)\,\dot{\boldsymbol{a}}_{n+1} - \alpha\,\dot{\boldsymbol{a}}_n\right] - (1+\alpha)\,\boldsymbol{k}(\boldsymbol{a}_{n+1}) - \alpha\,\boldsymbol{k}(\boldsymbol{a}_n) \quad (3.8)$$

Definindo

$$\Delta\boldsymbol{a}_{n+1} = \boldsymbol{a}_{n+1} - \boldsymbol{a}_n \quad (3.9)$$

as expressões (3.2-3) podem ser rescritas separando as contribuições associadas ao instante prévio n, portanto conhecidas, das correspondentes ao instante actual n+1 (a determinar):

$$\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1} = \tilde{\boldsymbol{a}}_n + \frac{1}{\beta\,\Delta t^2}\Delta\boldsymbol{a}_{n+1} \quad (3.10)$$

$$\dot{\boldsymbol{a}}_{n+1} = \tilde{\boldsymbol{v}}_n + \frac{\gamma}{\beta\,\Delta t}\Delta\boldsymbol{a}_{n+1} \quad (3.11)$$

com

$$\tilde{\boldsymbol{a}}_n = -\frac{1}{\beta\,\Delta t}\dot{\boldsymbol{a}}_n - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\boldsymbol{a}}_n \quad (3.12)$$

$$\tilde{\boldsymbol{v}}_n = -\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\dot{\boldsymbol{a}}_n - \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\ddot{\boldsymbol{a}}_n \quad (3.13)$$

Procedendo à substituição das equações (3.9-13) em (3.8) resulta evidente a dependência $\psi = \psi(\Delta\boldsymbol{a}_{n+1})$, de tipo não-linear em virtude da dependência de $\boldsymbol{k}$ relativamente ao vector deslocamento ser igualmente não-linear. Desta forma a resolução da equação (3.8) requer a adopção de um procedimento iterativo, que vá fornecendo estimativas

progressivamente melhoradas sobre $\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}$ até que a condição $\boldsymbol{\psi} \cong 0$ seja atingida dentro de determinada tolerância.

Designando por $\boldsymbol{\delta}^{i}_{n+1}$ o vector que na iteração i expressa os melhoramentos a introduzir em $\Delta \boldsymbol{a}^{i}_{n+1} = \boldsymbol{a}^{i}_{n+1} - \boldsymbol{a}_{n}$ por forma a obter $\Delta \boldsymbol{a}^{i+1}_{n+1}$, o referido procedimento iterativo pode ser estabelecido mediante o desenvolvimento de $\boldsymbol{\psi}$ em série de polinómios de Taylor, e tomando-a nos termos de 1ª ordem, isto é,

$$\boldsymbol{\psi}^{i+1}_{n+1} = \boldsymbol{\psi}^{i}_{n+1} + \left(\frac{\partial \boldsymbol{\psi}}{\partial \Delta \boldsymbol{a}_{n+1}} \right)^{i} \boldsymbol{\delta}^{i}_{n+1} \tag{3.14}$$

quando na iteração i+1 o equilíbrio for satisfeito o 1º membro desta equação resultará nulo, pelo que

$$-\left(\frac{\partial \boldsymbol{\psi}}{\partial \Delta \boldsymbol{a}_{n+1}} \right)^{i} \boldsymbol{\delta}^{i}_{n+1} = \boldsymbol{\psi}^{i}_{n+1} \tag{3.15}$$

e consequentemente substituindo as equações (3.9-13) em (3.8) e procedendo ainda à derivação expressa nesta equação (3.15), resulta

$$\left[\frac{1}{\beta \Delta t^{2}} \boldsymbol{M} + \frac{(1+\alpha)\gamma}{\beta \Delta t} \boldsymbol{C} + (1+\alpha) \left(\frac{\partial \boldsymbol{k}}{\partial \boldsymbol{a}} \right)^{i}_{n+1} \right] \boldsymbol{\delta}^{i}_{n+1} = \boldsymbol{\psi}^{i}_{n+1} \tag{3.16}$$

A expressão (3.16) pode ser interpretada como correspondendo à equação resolvente de um problema pseudo-estático traduzida na forma

$$\overline{\boldsymbol{K}}^{i}_{n+1} \boldsymbol{\delta}^{i}_{n+1} = \boldsymbol{\psi}^{i}_{n+1} \tag{3.17}$$

cuja matriz de rigidez efectiva $\overline{\boldsymbol{K}}^{i}_{n+1}$ decorre de (3.16):

$$\overline{\boldsymbol{K}}^{i}_{n+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^{2}} \boldsymbol{M} + \frac{(1+\alpha)\gamma}{\beta \Delta t} \boldsymbol{C} + (1+\alpha) \left(\frac{\partial \boldsymbol{k}}{\partial \boldsymbol{a}} \right)^{i}_{n+1} \tag{3.18}$$

Nas aplicações estáticas e dinâmicas da presente dissertação a matriz de rigidez tangente $\partial \boldsymbol{k} / \partial \boldsymbol{a}$ que figura na expressão (3.18) será substituída pela matriz de rigidez elástica $\boldsymbol{K}_{0}$, procedimento que reduz a taxa de convergência do algoritmo mas é frequentemente

adoptado no contexto da Engenharia Sísmica, uma vez que permite evitar as sucessivas factorizações subjacentes à actualização de $\overline{\boldsymbol{K}}$, aspecto que se traduz num esforço de cálculo significativo, particularmente em problemas que envolvem um grande número de graus de liberdade. Com este procedimento a matriz de rigidez efectiva vem definida por

$$\overline{\boldsymbol{K}} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \boldsymbol{M} + \frac{(1+\alpha)\gamma}{\beta \Delta t} \boldsymbol{C} + (1+\alpha) \boldsymbol{K}_0 \tag{3.19}$$

mantendo-se constante em toda a análise, pelo que as operações de agrupamento e eliminação são resolvidas uma só vez, no início daquela.

3.4.2 Algoritmo preditor-multicorrector

Conforme referido a resolução do problema dinâmico não-linear consiste na determinação para cada instante do vector $\Delta \boldsymbol{a}$, fazendo uso da fórmula recorrente

$$\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i+1} = \Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i} + \boldsymbol{\delta}_{n+1}^{i} \tag{3.20}$$

em que

$$\boldsymbol{\delta}_{n+1}^{i} = \left[\overline{\boldsymbol{K}}_{n+1}^{i}\right]^{-1} \boldsymbol{\psi}\left(\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i}\right) \tag{3.21}$$

Estas expressões podem ser encaradas como correspondendo a um algoritmo multicorrector, em que através do vector $\boldsymbol{\delta}_{n+1}^{i}$ se vão introduzindo sucessivos melhoramentos da solução, o que por sua vez determina modificações quer na deformada quer nos vectores velocidade e aceleração, e também no vector das forças residuais.

A iniciação do processo multicorrector requer uma primeira estimativa para o vector incremental de deslocamentos $\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{0}$, que permite o cálculo do primeiro vector de forças residuais $\boldsymbol{\psi}\left(\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{0}\right)$, com base no qual se determinará o primeiro vector correctivo $\boldsymbol{\delta}_{n+1}^{0}$. Para esta fase de predição seleccionaram-se as seguintes alternativas:

$$\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{0} = \boldsymbol{0} \tag{3.22}$$

$$\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{0} = \Delta \boldsymbol{a}_{n} \tag{3.23}$$

que se revelaram adequadas em todas as aplicações efectuadas no âmbito desta tese.

O Quadro 3.1 sintetiza as operações mais relevantes do algoritmo preditor-multicorrector utilizado.

Quadro 3.1 – Algoritmo preditor-multicorrector.

Dados: α, *Toler*, Δt, $\Delta \boldsymbol{a}_n$, $\boldsymbol{a}_n$, $\dot{\boldsymbol{a}}_n$, $\ddot{\boldsymbol{a}}_n$, $\boldsymbol{M}$, $\boldsymbol{C}$, (variáveis internas no instante n)

Resultados: $\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}$, $\boldsymbol{a}_{n+1}$, $\dot{\boldsymbol{a}}_{n+1}$, $\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1}$, (variáveis internas no instante $n+1$)

Algoritmo:

(1) Calcula-se o vector solicitação $\boldsymbol{f}_{n+1}$.

(2) Coloca-se em zero o contador de iterações ($i = 0$).

(3) De acordo com um dos e possíveis preditores estabelece-se $\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i=0}$:

(i) $\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i=0} = \boldsymbol{0}$ (ii) $\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i=0} = \Delta \boldsymbol{a}_n$

(4) Calculam-se os novos vectores de deslocamentos, velocidades e acelerações:

$$\boldsymbol{a}_{n+1}^{i} = \boldsymbol{a}_n + \Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i}$$

$$\dot{\boldsymbol{a}}_{n+1}^{i} = -\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\dot{\boldsymbol{a}}_n - \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\ddot{\boldsymbol{a}}_n + \frac{\gamma}{\beta\,\Delta t}\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i}$$

$$\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1}^{i} = -\frac{1}{\beta\,\Delta t}\dot{\boldsymbol{a}}_n - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\boldsymbol{a}}_n + \frac{1}{\beta\,\Delta t^2}\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i}$$

(5) Determinam-se as forças residuais:

$$\boldsymbol{\psi}_{n+1}^{i} = (1+\alpha)\boldsymbol{f}_{n+1} - \alpha\,\boldsymbol{f}_n - \boldsymbol{M}\,\ddot{\boldsymbol{a}}_{n+1}^{i} - \boldsymbol{C}\left[(1+\alpha)\dot{\boldsymbol{a}}_{n+1}^{i} - \alpha\,\dot{\boldsymbol{a}}_n\right] - (1+\alpha)\,\boldsymbol{k}\left(\boldsymbol{a}_{n+1}^{i}\right) - \alpha\,\boldsymbol{k}(\boldsymbol{a}_n)$$

(6) Avalia-se uma norma deste vector e compara-se com uma tolerância pré-definida:

$\left\| \boldsymbol{\psi}_{n+1}^{i} \right\| \leq Toler$? SIM: O algoritmo convergiu. FIM.

NÃO: Prosseguir para o ponto (7).

(7) Caso seja pretendido actualiza-se a matriz de rigidez efectiva:

$$\overline{\boldsymbol{K}}_{n+1}^{i} = \frac{1}{\beta\,\Delta t^2}\boldsymbol{M} + \frac{(1+\alpha)\gamma}{\beta\,\Delta t}\boldsymbol{C} + (1+\alpha)\left(\frac{\partial \boldsymbol{k}}{\partial \boldsymbol{a}}\right)_{n+1}^{i}$$

(8) Corrige-se o vector incremento de deslocamentos

$$\Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i+1} = \Delta \boldsymbol{a}_{n+1}^{i} + \left[\overline{\boldsymbol{K}}_{n+1}^{i}\right]^{-1} \boldsymbol{\psi}_{n+1}^{i}$$

(9) Actualiza-se o contador de iterações, $i = i + 1$ e prossegue-se para o ponto (4).

3.5 MODELO CONSTITUTIVO UTILIZADO PARA O BETÃO

A metodologia que aqui será adoptada para a simulação numérica do comportamento do betão apoia-se num modelo constitutivo fundamentado na Mecânica do Dano Contínuo, originalmente desenvolvido para a simulação do betão simples no contexto da análise sísmica de barragens (Faria (1994)), e que incorpora duas variáveis escalares de dano independentes para a simulação dos mecanismos não-lineares de degradação do betão sob condições de tracção e de compressão. No contexto da presente tese foram introduzidas pequenas alterações a esta versão do modelo visando a sua aplicação na análise de estruturas de betão armado, mediante a inclusão de novas leis de evolução das variáveis de dano que permitem reproduzir o efeito do confinamento do betão mesmo em modelações que envolvem discretizações 2D. Nas secções seguintes são apresentados os aspectos essenciais do modelo.

3.5.1 Conceito de tensão efectiva

A Mecânica do Dano Contínuo caracteriza a degradação interna de um material mediante um conjunto de variáveis de dano que assumem valores entre 0 e 1, sendo a não-linearidade material associada à evolução dos defeitos internos, e esta é traduzida pela evolução das correspondentes variáveis de dano.

O conceito de dano pode ser interpretado como uma medida dos defeitos do material associados a um elemento de superfície interno. A variável de dano representa a densidade superficial de defeitos do material, assumindo o valor 0 quando este está no estado virgem (elástico), crescendo até ao valor 1 (colapso) com a evolução da degradação do material, caracterizada pela redução da área resistente efectiva (sem defeitos do material). O conceito de tensão efectiva, intrinsecamente relacionado com o conceito de dano, é também um conceito fundamental da Mecânica do Dano Contínuo. Tomando em consideração o provete esquematizado na Figura 3.1 que se reporta a uma situação 1D, designando por S a secção total e por $\overline{S}$ a secção resistente efectiva torna-se perfeitamente clara a distinção entre a usual tensão de Cauchy σ (que actua em S) e a tensão efectiva $\overline{\sigma}$ (que actua em $\overline{S}$):

$$\sigma S = \overline{\sigma}\,\overline{S} \qquad \Rightarrow \qquad \overline{\sigma} = \sigma \frac{S}{\overline{S}} \tag{3.24}$$

Por outro lado, se a variável de dano d expressar a densidade superficial dos defeitos do material ter-se á

$$d = \frac{S - \overline{S}}{S} = 1 - \frac{\overline{S}}{S} \quad \Rightarrow \quad \frac{\overline{S}}{S} = 1 - d \tag{3.25}$$

Substituindo a equação (3.25) em (3.24) resulta

$$\sigma = (1 - d)\overline{\sigma} \tag{3.26}$$

Se por exemplo for definida uma aproximação linear e elástica para a tensão efectiva $\overline{\sigma}$ (ver Oliver *et al.* (1990)) num problema 1D ter-se á a seguinte relação constitutiva

$$\sigma = (1 - d)E\varepsilon \tag{3.27}$$

em que $(1 - d)E$ pode ser interpretado como um módulo secante, decrescente com a evolução do dano.

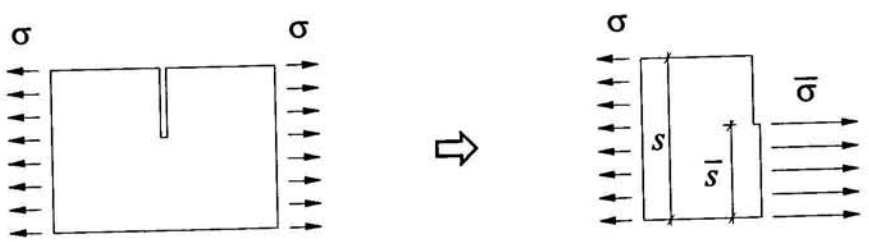


Figura 3.1 – Tensão de Cauchy e tensão efectiva.

Na derivação do modelo constitutivo utilizado que será utilizado para o betão, este conceito unidimensional de tensão efectiva é generalizado a condições 3D, mediante o postulado da seguinte definição para o tensor de tensões efectivas $\overline{\boldsymbol{\sigma}}$ (de 2ª ordem):

$$\overline{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D}_0 : \boldsymbol{\varepsilon} \tag{3.28}$$

onde $\boldsymbol{D}_0$ representa a usual matriz constitutiva linear e elástica de 4ª ordem, e $\boldsymbol{\varepsilon}$ é o tensor de deformações de 2ª ordem.

No sentido de claramente identificar neste tensor as contribuições das tensões devidas à tracção ou à compressão, que no modelo se assume produzirem mecanismos de degradação independentes, é ainda introduzida uma partição do tensor de tensões efectivas $\overline{\boldsymbol{\sigma}}$ em componentes de tracção e de compressão, a efectuar de acordo com as expressões (Faria e Oliver (1993))

$$\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{+} = \sum_{i} <\overline{\sigma}_i> \boldsymbol{p}_i \otimes \boldsymbol{p}_i \tag{3.29a}$$

$$\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{-} = \overline{\boldsymbol{\sigma}} - \overline{\boldsymbol{\sigma}}^{+} \tag{3.29b}$$

onde $\overline{\sigma}_i$ representa a tensão principal de ordem i do tensor $\overline{\boldsymbol{\sigma}}$ e $\boldsymbol{p}_i$ representa o versor da respectiva direcção principal de tensão. A função associada aos parêntesis $<\cdot>$ devolve o valor do argumento quando é positivo, e atribui o valor zero quando aquele é negativo; os símbolos (+) e (-) serão extensivamente utilizados para caracterizar as entidades associadas à tracção e à compressão, respectivamente.

3.5.2 Lei constitutiva

O modelo recorre a duas variáveis escalares de dano d^{+} e d^{-} com evoluções independentes, cujos valores possíveis obedecem à condição termodinâmica (Faria *et al.* (1998))

$$0 \leq (d^{+}, d^{-}) \leq 1 \tag{3.30}$$

e podem ser intuitivamente associados à degradação produzida no betão sob condições de tracção ou de compressão. De acordo com requisitos termodinâmicos básicos os valores destas variáveis internas não podem ser decrescentes, condição que é satisfeita mediante a utilização de leis de evolução adequadas, e que serão descritas mais adiante.

Relativamente à lei constitutiva propriamente dita, o modelo conduz ao seguinte formato bastante intuitivo (Faria e Oliver (1993)):

$$\boldsymbol{\sigma} = (1-d^{+})\,\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{+} + (1-d^{-})\,\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{-} \tag{3.31}$$

3.5.3 Critérios de dano

No sentido de se definirem de forma precisa noções de 'carga', 'descarga' ou 'recarga' será introduzido o conceito de 'tensão equivalente' associado a um escalar positivo, permitindo estabelecer uma comparação entre distintos estados tridimensionais de tensão mediante a avaliação de uma norma apropriada dos respectivos tensores de tensões efectivas. Com esta norma os diferentes estados tridimensionais de tensão são mapeados num estado de tensão 1D, o que torna possível a sua comparação. Como consequência da decomposição tensorial adoptada no presente modelo constitutivo, serão consideradas, uma tensão equivalente de tracção $\bar{\tau}^+$ e uma tensão equivalente de compressão $\bar{\tau}^-$. No presente trabalho serão utilizadas as seguintes definições (Faria e Oliver (1993)):

$$\bar{\tau}^+ = \sqrt{\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \boldsymbol{D}_0^{-1} : \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+} \tag{3.32a}$$

$$\bar{\tau}^- = \sqrt{\sqrt{3}\,(K\,\bar{\sigma}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^-)} \tag{3.32b}$$

Na equação (3.32b) $\bar{\sigma}_{oct}^-$ e $\bar{\tau}_{oct}^-$ designam as tensões octaédricas normal e tangencial correspondentes ao tensor $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^-$, sendo K uma propriedade material que permite graduar o ganho de resistência biaxial que em compressão 2D o betão apresenta relativamente à situação de referência com compressão uniaxial.

Conjuntamente com as referidas tensões equivalentes, e segundo uma definição proposta por Simo e Ju (1987), serão introduzidos dois critérios de dano distintos g^+ e g^-, o primeiro para tracção e o segundo para compressão:

$$g^+(\bar{\tau}^+, r^+) = \bar{\tau}^+ - r^+ \leq 0 \tag{3.33a}$$

$$g^-(\bar{\tau}^-, r^-) = \bar{\tau}^- - r^- \leq 0 \tag{3.33b}$$

nos quais r^+ e r^- podem ser interpretados como variáveis de endurecimento, controlando a expansão das superfícies de dano descritas pelas equações (3.33). No estado prévio à aplicação de qualquer carga os limiares de dano r^+ e r^- estarão colocados nos valores predefinidos r_0^+ e r_0^- (supostos propriedades materiais), os quais correspondem à fronteira entre o regime de comportamento linear e elástico e o regime não-linear.

Aplicando a condição de consistência à equação (3.33a) (para a compressão o procedimento será idêntico) conclui-se que

$$\dot{g}^{+} = 0 \quad \Rightarrow \quad \dot{\bar{\tau}}^{+} = \dot{r}^{+} \tag{3.34}$$

pelo que num instante genérico t se tem

$$r_t^{+} = \max \left\{ r_0^{+}, \max_{s \in [0,t]} (\bar{\tau}_s^{+}) \right\} \tag{3.35}$$

Designando por f_o^{+} e f_o^{-} as tensões a partir das quais se torna visível o comportamento não-linear do betão em ensaios 1D (tracção e compressão, respectivamente), das equações (3.26) resultam as seguintes definições para os limiares de dano referentes à fronteira da elasticidade (note-se que para condições 1D obtêm-se $\sigma_{oct} = 1/3 f_0^{-}$ e $\tau_{oct} = -\sqrt{2}/3 f_0^{-}$):

$$r_0^{+} = \frac{f_0^{+}}{\sqrt{E}} \tag{3.36a}$$

$$r_0^{-} = \sqrt{\frac{\sqrt{3}}{3}(K-\sqrt{2}) f_0^{-}} \tag{3.36b}$$

A expressão (3.33a) estabelece que o dano em tracção tende a aumentar quando $\bar{\tau}^{+} = r^{+}$, e portanto terá início quando pela primeira vez ocorrer $\bar{\tau}^{+} = r_0^{+}$. Para a compressão, e a partir da expressão (3.27b), pode conduzir-se raciocínio análogo.

A partir das expressões (3.32a) e (3.33a) pode verificar-se que no octante $(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3) \geq 0$ os estados de tensão 3D correspondentes à mesma norma $\bar{\tau}^{+}$ definem um oitavo de um elipsóide centrado na origem do espaço das tensões efectivas principais. O quadrante $(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3) \geq 0$ da Figura 3.2 proporciona uma representação 2D desta superfície, quando $\bar{\sigma}_2 = 0$ e $\bar{\tau}^{+} = r_0^{+}$.

De acordo com as equações (3.32b) e (3.33b) a superfície envolvente associada às tensões efectivas principais $(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3) \leq 0$ assemelha-se ao cone de Drucker-Pragger. Como aparece reproduzido no quadrante $(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3) \leq 0$ $(\bar{\sigma}_2 = 0)$ da Figura 3.2, a envolvente do domínio elástico $\bar{\tau}^{-} = r_0^{-}$ sob compressão 2D inclui tensões de valor absoluto superior à tensão f_0^{-} correspondente ao limite do domínio elástico em condições 1D, tal como observado em ensaios experimentais de betão sob condições 2D. A calibração do modelo para reconstituir este fenómeno é feita a partir do parâmetro K da Equação (3.32b).

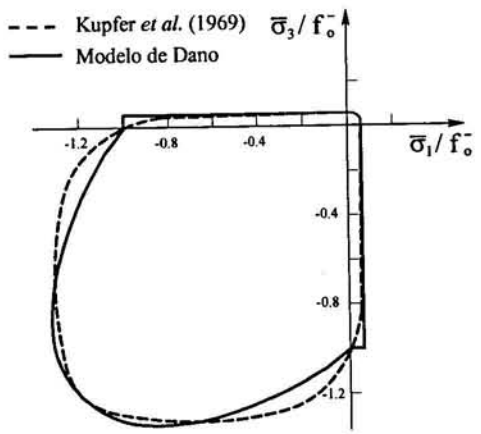


Figura 3.2 – Domínio elástico 2D.

Na Figura 3.2 reproduzem-se os resultados referentes aos ensaios experimentais de Kupfer *et al.* (1969), permitindo uma comparação com as predições obtidas pelo presente modelo. A concordância geral pode considerar-se aceitável, quer em compressão pura ou tracção pura, quer mesmo em tracção-compressão.

3.5.4 Leis base de evolução das variáveis de dano

Para as variáveis de dano postular-se-ão leis de evolução do tipo

$$d^+ = G^+(r^+) \qquad d^- = G^-(r^-) \tag{3.37}$$

em que G^+ e G^- são funções monótonas crescentes, estabelecidas de acordo com a observação experimental, e por forma a satisfazer o requisito termodinâmico expresso na equação (3.30)

Pode ser constatado que uma vez conhecido o tensor de deformações as variáveis de dano podem ser facilmente calculadas, uma vez que r^+ e r^- dependem de ε. Assim as formas particulares das funções G^+ e G^- determinam as leis de evolução específicas para as variáveis de dano, devendo ser seleccionadas por forma a reproduzirem de forma realista o comportamento experimental do betão. Na presente dissertação foram utilizadas as leis de evolução que a seguir se descrevem.

3.5.4.1 Tracção

Uma vez que no presente constitutivo a fractura do betão é reproduzida através de uma variável escalar de dano, o conceito de 'fenda' não existe verdadeiramente, já que d^+ não pode ser associada a uma direcção específica. Em todo o caso, as leis de evolução desta variável de dano serão definidas por forma a conduzirem sob condições 1D, aos mesmos resultados de um modelo de fenda distribuída.

Foram consideradas duas variantes, nas quais as curvas em 'softening' decorrem respectivamente da lei 'linear' e 'exponencial' indicadas na Figura 3.3.

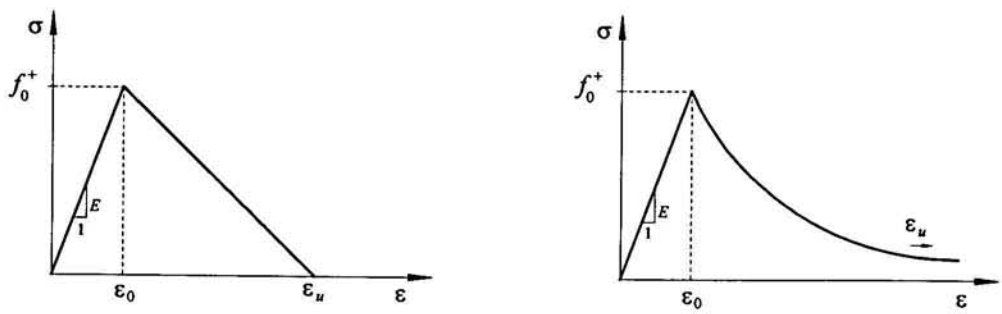


Figura 3.3 – Simulação do comportamento em tracção.

As leis de evolução de d^+ que lhes correspondem são as seguintes:

Lei linear

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{r_u^+ - r_0^+}\left(\frac{r_u^+}{r^+} - 1\right) \qquad \text{, se } r_u^+ \geq r^+ \geq r_0^+ \tag{3.38a}$$

$$d^+ = 1 \qquad \text{, se } r^+ \geq r_u^+ \tag{3.38b}$$

onde r_u^+ é a tensão equivalente que corresponde a ε_u, deformação a partir da qual se dá o anulamento da tensão σ (ver a Figura 3.3). No estabelecimento do limiar r_u^+ o problema da perda de objectividade da solução face ao refinamento da malha de elementos finitos é acautelado através da consideração de um 'comprimento característico' l_{ch}, dependente do

tamanho do elemento finito[†]. Associando G_f/l_{ch} à área limitada pela curva σ–ε e pelos eixos coordenados, onde G_f designa a energia de fractura do betão em tracção[‡], conclui-se que

$$\frac{G_f}{l_{ch}} = \frac{f_0^+ \varepsilon_u}{2} \quad \Rightarrow \quad r_u^+ = \sqrt{E}\,\varepsilon_u = \frac{2\sqrt{E}\,G_f}{f_0^+\, l_{ch}} \tag{3.39}$$

Lei exponencial

$$d^+ = 1 - r_0^+/r^+ \; e^{A(1-r^+/r_0^+)} \qquad \text{, se } r^+ \geq r_0^+ \tag{3.40}$$

Esta função conduz a uma curva assimptótica com o eixo da abcissas, podendo assim estabelecer-se o parâmetro A fazendo corresponder G_f/l_{ch} à área limitada pela curva σ–ε e por aquele eixo, resultando

$$A = \left(G_f\, E \,/\, (l_{ch}\, f_o^{+\,2}) \; - 1/2 \right)^{-1} \geq 0 \tag{3.41}$$

3.5.4.2 Compressão

A lei de evolução do dano em compressão expressa por

$$d^- = 1 - r_0^-/r^- \; (1-B) \; - \; B\, e^{C(1-r^-/r_0^-)} \qquad \text{, se } r^- \geq r_0^- \tag{3.42}$$

[†] No presente trabalho considerou-se:

$l_{ch} = \sqrt{A}$ (problemas 2D)

$l_{ch} = \sqrt[3]{V}$ (problemas 3D)

em que A e V são, respectivamente, a área ou o volume associados a um ponto de integração.

[‡] A energia de fractura G_f caracteriza a energia dissipada para a formação e completa abertura de uma fenda de área unitária, constituindo portanto uma propriedade material ((Bazant e Oh (1983)).

permite uma boa simulação do comportamento do betão em compressão, modelando os efeitos de endurecimento e de amaciamento. Para além de r_o^- foram envolvidos os dois parâmetros B e C, cuja determinação pode ser efectuada impondo à curva σ–ε a condição de passagem em dois pontos especificados de um ensaio 1D em compressão.

3.5.4.3 Comportamento cíclico em condições 1D

De forma esquemática a Figura 3.4 reproduz a resposta global fornecida pelo modelo[§] para o comportamento cíclico do betão em condições 1D, quando as variáveis de dano evolucionam de acordo com as equações (3.40 e 3.42).

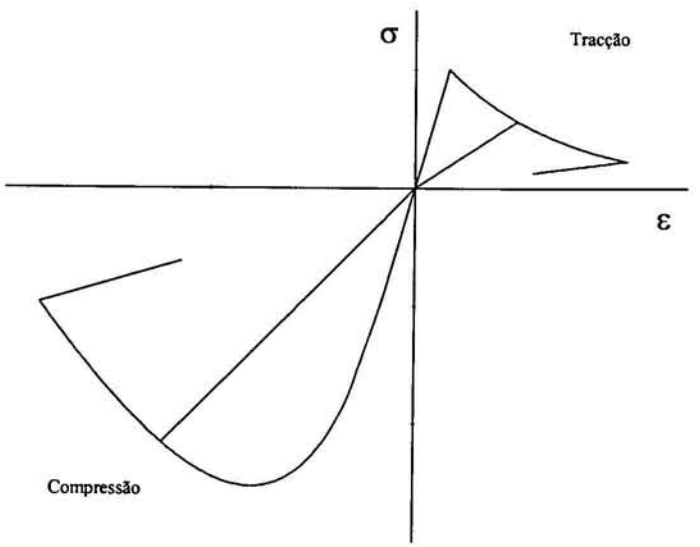


Figura 3.4 – Comportamento cíclico do betão em condições 1D.

[§] O modelo constitutivo original conjuga a formulação de dano com uma formulação de plasticidade, permitindo reproduzir deformações irreversíveis. No entanto, esta possibilidade não foi explorada na presente tese, uma vez que estudos preliminares permitiram concluir que nas aplicações efectuadas a influência da plasticidade no comportamento do betão é muito reduzida, tendo-se obtido respostas similares com as duas versões do modelo constitutivo (com e sem plasticidade).

3.5.5 Leis de evolução das variáveis de dano em compressão para betão confinado

Os modelos constitutivos, quando utilizados com uma discretização 2D em estado plano de tensão, não têm capacidade para captar autonomamente os efeitos do confinamento conferidos pelas armaduras transversais. No entanto, uma adequada definição da curva de comportamento 1D em compressão, com base na qual são calibradas as leis de evolução do dano em compressão no presente modelo, permitirá incorporar os efeitos do confinamento. Complementarmente, na presente tese procedeu-se ainda à implementação de uma variante à lei de evolução do dano em compressão descrita anteriormente, por forma a conseguir um melhor ajuste com as relações σ–ε obtidas nos ensaios de caracterização do comportamento 1D do betão confinado. Tendo em linha de conta a configuração típica de comportamento 1D em compressão descrita na Figura 3.5 para betão confinado, estabeleceu-se para a variável d^- uma lei de evolução com os 2 seguintes ramos:

Ramo exponencial

$$d^- = 1 - r_o^-/r^- (1-B) - B\, e^{C(1-r^-/r_o^-)} \quad \text{, se } r_o^- \le r^- \le r_m^- \tag{3.43a}$$

Ramo linear

$$d^- = 1 + B_l/(r^-)^2 - C_l \quad \text{, se } r^- > r_m^- \tag{3.43b}$$

Os parâmetros B e C da lei exponencial são determinados impondo a passagem em dois pontos do primeiro ramo da curva σ–ε. O limiar r_m^- corresponde à norma associada ao valor de pico deste diagrama (ε_{cm}, f_{cm}), (veja-se a Figura 3.5) sendo obtido por

$$r_m^- = \sqrt{\sqrt{3}\,(K/3 - \sqrt{2}/3)\, E\, \varepsilon_{cm}} \tag{3.44}$$

Os parâmetros B_l e C_l da expressão (3.43b) podem ser obtidos a partir de dois pontos que caracterizam o ramo descendente do diagrama σ–ε. Seleccionando-se os pontos (ε_{cm}, f_{cm}) e (ε_{cu}, 0) obtém-se

$$B_l = \frac{f_{cm}\,\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cu}} \frac{\left(K - \sqrt{2}\right)}{\sqrt{3}} \qquad C_l = \frac{f_{cm}}{\left(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cu}\right) E} \tag{3.45}$$

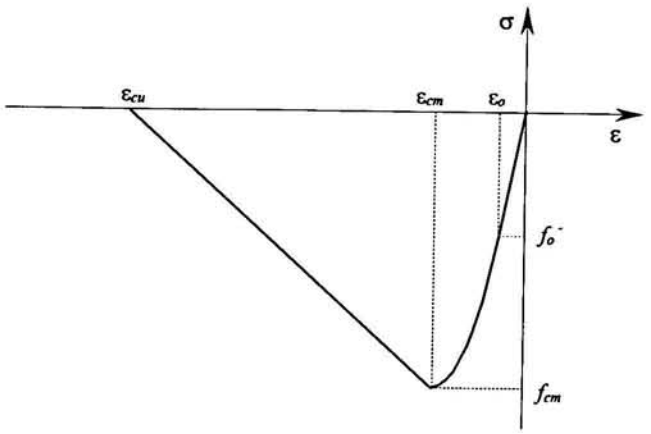


Figura 3.5 – Leis de evolução para simulação do comportamento do betão confinado.

Nas aplicações realizadas no âmbito desta tese a caracterização do comportamento 1D do betão foi estabelecida com base na relação tensão-deformação proposta por Kent e Park (1971), posteriormente modificada por Park *et al.* (1982), com base na qual é considerado o efeito de confinamento conferido pelas armaduras transversais, que como se sabe aumenta a resistência e a ductilidade do betão relativamente à situação de betão não confinado. Os parâmetros das leis de evolução do dano em compressão foram assim calibrados por forma a obter-se, com o presente modelo constitutivo, uma resposta 1D ajustada à referida curva σ–ε de Park *et al.*,que é definida por um ramo parabólico até à tensão de pico com a expressão

$$\sigma = f_{cm}\left(2\,\varepsilon/\varepsilon_{cm} - (\varepsilon/\varepsilon_{cm})^2\right) \tag{3.46}$$

seguido de um ramo linear descendente com a definição

$$\sigma = f_{cm}\left(1 - Z\,(\varepsilon - \varepsilon_{cm})\right) \tag{3.47}$$

Nestas expressões a resistência de pico f_{cm}, a deformação de pico ε_{cm} e o parâmetro Z (veja-se a Figura 3.6) são estabelecidos em função do grau de confinamento k proporcionado pela armadura transversal, sendo este definido por

$$k = 1 + \rho_v f_{syt}/f_{co} \tag{3.48}$$

em que f_{syt} designa a tensão de cedência da armadura transversal e $\rho_v = A_{sw} l_w / (b_c h_c s)$ assinala a relação volumétrica de confinamento, esta última definida em função da secção transversal A_{sw} dos estribos em forma de cinta (com perímetro l_w e espaçamento s) e da área $b_c \times h_c$ do núcleo de betão efectivamente confinado.

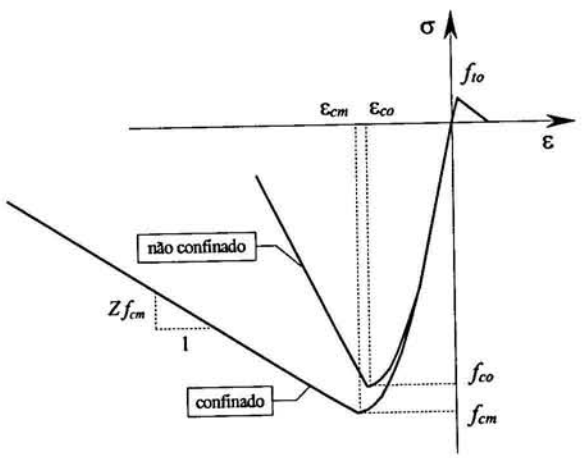


Figura 3.6 – Comportamento 1D para betão confinado e betão não confinado.

Nestas condições, e de acordo com a Figura 3.6, designando por f_{co} e ε_{co} a tensão máxima e a deformação correspondente obtidas em ensaios 1D de betão não confinado, o confinamento conduz aos seguintes incrementos na resistência e na deformação de pico do betão

$$f_{cm} = k\, f_{co} \tag{3.49}$$

$$\varepsilon_{cm} = k\, \varepsilon_{co} \tag{3.50}$$

O parâmetro Z que figura na equação (3.47) é definido por

$$Z = 0.5 \Big/ \left((3 + 0.29\, f_{co}) / (145\, f_{co} - 1000) + 3/4\, \rho_v \sqrt{h_c / s} - \varepsilon_{cm} \right) \quad (f_{co} \text{ em MPa}) \tag{3.51}$$

As expressões acima indicadas, permitem definir a curva σ–ε para o caso de betão não confinado, bastando para isso considerar $\rho_v = 0$ nas equações (3.48) e (3.51).

De forma esquemática a Figura 3.6 reproduz a resposta global fornecida pelo modelo de dano para o comportamento do betão em condições 1D, quando seleccionadas as leis de evolução do dano traduzidas pelas expressões (3.38a-b) para a tracção e pelas expressões (3.43a-b) para a compressão.

3.5.6 Algoritmo da lei constitutiva

Para o modelo constitutivo descrito para o betão, e uma vez conhecido o tensor das deformações $\boldsymbol{\varepsilon}$, o algoritmo que descreve os procedimentos numéricos que a nível de cada ponto de integração de um elemento finito conduzem à obtenção do tensor $\boldsymbol{\sigma}$ encontra-se esquematizado no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Algoritmo do modelo constitutivo do betão.

Dados: r_0^+, r_0^-, $\boldsymbol{D}_0$, K, E, $\boldsymbol{\varepsilon}_n$, $\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}$, (parâmetros das leis G^+ e G^-)

Resultados: r_{n+1}^+, r_{n+1}^-, d_{n+1}^+, d_{n+1}^-, $\boldsymbol{\sigma}_{n+1}$

***n*=0:**

(*i*) Inicialização : $r_n^+ = r_0^+$, $r_n^- = r_0^-$, $d_n^+ = 0$ e $d_n^- = 0$.

***n*+1:**

(*ii*) Avalia-se $\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1} = \boldsymbol{\varepsilon}_n + \Delta\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}$

Calcula-se $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1} = \boldsymbol{D}_0 : \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}$

(*iii*) De acordo com as equações (3.29a-b) decompõe-se $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}$ em $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^+$ e $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^-$.

(*iv*) Calcula-se $\overline{\tau}_{n+1}^+$ e $\overline{\tau}_{n+1}^-$ de acordo com as equações (3.32a-b).

(*v*) Se $\overline{\tau}_{n+1}^+ > r_n^+$ ou $\overline{\tau}_{n+1}^- > r_n^-$ actualizam-se os limiares de dano:

$$r_{n+1}^+ = \max\left\{r_n^+ , \overline{\tau}_{n+1}^+\right\} \quad \text{e} \quad r_{n+1}^- = \max\left\{r_n^- , \overline{\tau}_{n+1}^-\right\}.$$

(*vi*)Actualizam-se as variáveis de dano

$d_{n+1}^+ = G^+(r_{n+1}^+)$ de acordo com as equações (3.38) ou (3.40)

$d_{n+1}^- = G^-(r_{n+1}^-)$. de acordo com as equações (3.42) ou (3.43)

(*vii*) Determina-se o tensor de tensões de Cauchy

$$\boldsymbol{\sigma}_{n+1} = \left(1-d_{n+1}^+\right)\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^+ + \left(1-d_{n+1}^-\right)\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^-$$

3.6 MODELO CONSTITUTIVO UTILIZADO PARA O AÇO

Na simulação do comportamento das armaduras será adoptado o modelo cíclico proposto por Giuffrè e Pinto (1970) e posteriormente aplicado por Menegotto e Pinto (1973), cujo desempenho está ilustrado na Figura 3.7. Pode constatar-se que no modelo é efectuado o ajuste de uma curva de transição entre duas assímptotas que se intersectam num ponto $(\varepsilon_0, \sigma_0)$, este móvel de acordo com a incursão no domínio plástico, e distinto segundo proceda de uma descarga a partir de um ponto em tracção ou em compressão (daí os índices 1 e 2 que surgem na Figura 3.7).

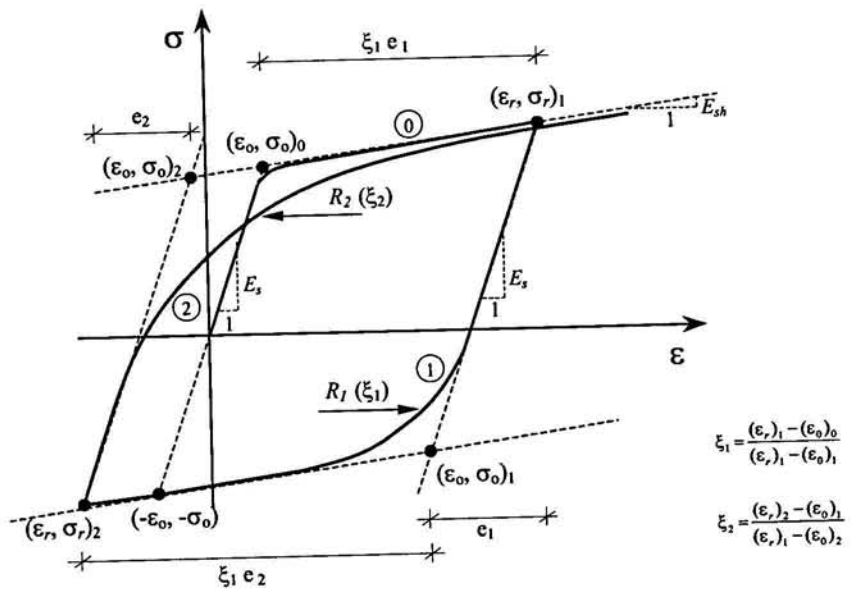


Figura 3.7 – Modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto.

As assímptotas são definidas por rectas com declives E_s e E_{sh}, correspondentes aos módulos elástico e de endurecimento do aço, sendo a seguinte a lei constitutiva a aplicar em cada curva de transição:

$$\sigma^* = E_{sh}/E_s\ \varepsilon^* + \left(1 - E_{sh}/E_s\right) \varepsilon^* / \left[1 + (\varepsilon^*)^R\right]^{1/R} \tag{3.52}$$

em que

$$\sigma^* = (\sigma - \sigma_r)/(\sigma_0 - \sigma_r) \tag{3.53a}$$

$$\varepsilon^* = (\varepsilon - \varepsilon_r)/(\varepsilon_0 - \varepsilon_r) \tag{3.53b}$$

$$R = R_0 - a_1 \xi/(a_2 + \xi) \tag{3.53c}$$

$$\xi = (\varepsilon_{r\max} - \varepsilon_0)/(\varepsilon_0 - \varepsilon_r) \tag{3.53d}$$

Nestas expressões $(\varepsilon_r, \sigma_r)$ assinala as coordenadas do ponto em que se inicia a descarga, sendo $\varepsilon_{r\max}$ o máximo valor alcançado por ε_r na direcção de carga respectiva. R caracteriza o efeito de Bauschinger, graduando portanto a forma da curva de transição, sendo os parâmetros R_0, a_1 e a_2 estabelecidos a partir de ensaios cíclicos realizados sobre os varões de aço.

Na Figura 3.8 reproduzem-se os diagramas σ-ε obtidos com o presente modelo para um aço com as características: ε_{su}=0.1, E_{sh}/E_s=0.0075, f_{sy}=500MPa, f_{su}=650MPa (tensão correspondente à deformação última ε_{su}), adoptando-se dois conjuntos de parâmetros do modelo; *(i)* R_0=20, a_1=18, a_2=0.15 e *(ii)* R_0=30, a_1=27, a_2=0.15. Pode observar-se que as curvas correspondentes aos diferentes ciclos estão definidas pelas assímptotas referidas anteriormente. Observa-se ainda que a resposta correspondente ao primeiro conjunto de parâmetros *(i)* denota uma ligeira acentuação do efeito de Bauschinger relativamente ao segundo conjunto *(ii)*.

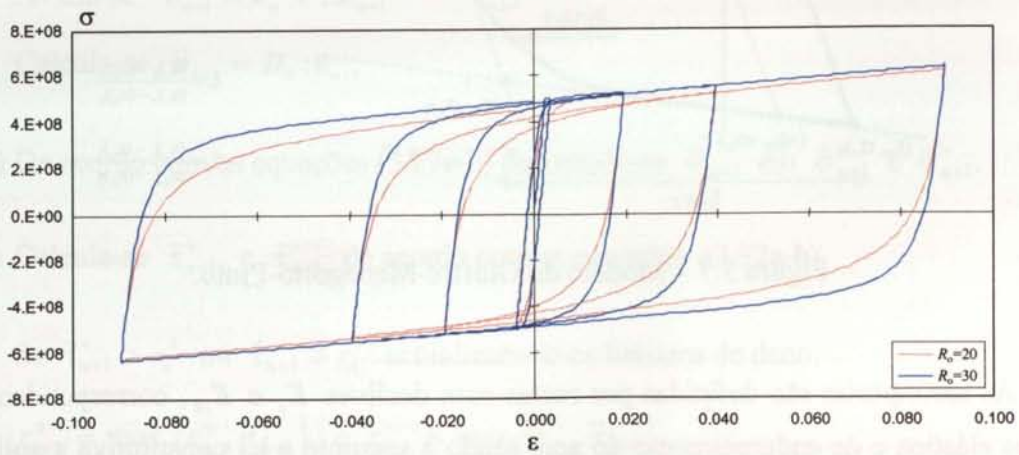


Figura 3.8 – Resposta cíclica para diferentes parâmetros do modelo cíclico.

Do ponto de vista da discretização, adoptar-se-á para as armaduras uma representação discreta bastante pormenorizada, mediante a qual os varões serão simulados na sua real posição através de elementos finitos isoparamétricos de 2 nós com comportamento exclusivamente axial (elementos de treliça), ligando nós correspondentes da malha de elementos finitos utilizada para o betão, assumindo-se desta forma a aderência perfeita entre os dois materiais.

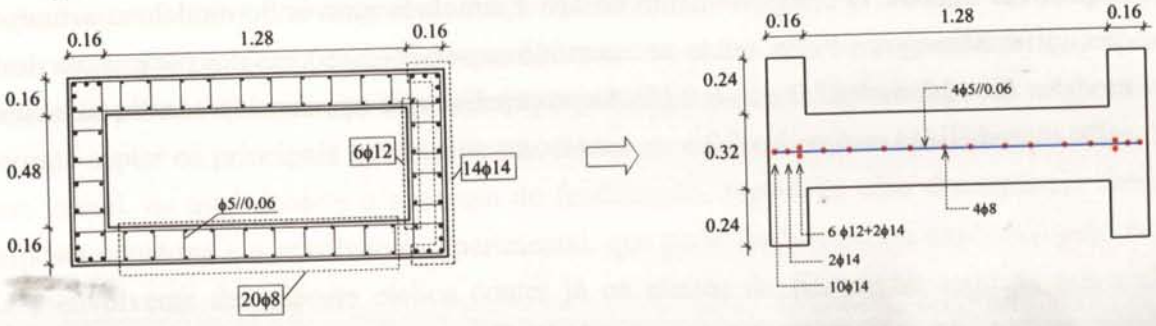
3.7 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

A metodologia proposta para a análise de estruturas de betão armado, que envolve os modelos constitutivos apresentados anteriormente em associação com uma discretização apoiada no método dos elementos finitos, será aplicada à análise de um modelo físico de um pilar de betão armado de secção rectangular oca (ver a Figura 3.9), construído à escala 1:2.5 com uma altura de 8.4m, tendo sido dimensionado com base nas prescrições do EC8. Refira-se que este pilar constituirá ainda objecto de análise nas aplicações que serão apresentadas no Capitulo 5, no âmbito de uma validação mais completa da metodologia.

O pilar foi sujeito a um ensaio experimental realizado no Joint Research Centre, que se iniciou com a aplicação no topo do pilar de uma força vertical de $N = 1700$kN, e prosseguiu com a imposição à cabeça do pilar de um movimento horizontal em ciclos de amplitudes crescentes, mobilizando a maior inércia da secção. Com a presente aplicação pretende-se comparar a resposta obtida com o presente modelo numérico, e em condições de carregamento monotónico, com a envolvente da resposta cíclica registada experimentalmente no referido ensaio.

Atendendo às condições de simetria de carregamento e da secção transversal do pilar, adoptar-se-á para a modelação do betão uma discretização 2D apoiada na seguinte estratégia:

1. De acordo com a Figura 3.9, e admitindo que paralelamente ao eixo de maior inércia a distribuição de tensões é uniforme é estabelecida uma analogia da secção real com uma secção equivalente constituída por uma lâmina de espessura igual a 0.32m (correspondente à soma das espessuras das 2 paredes da secção oca real), e por dois segmentos correspondentes aos banzos da secção oca.



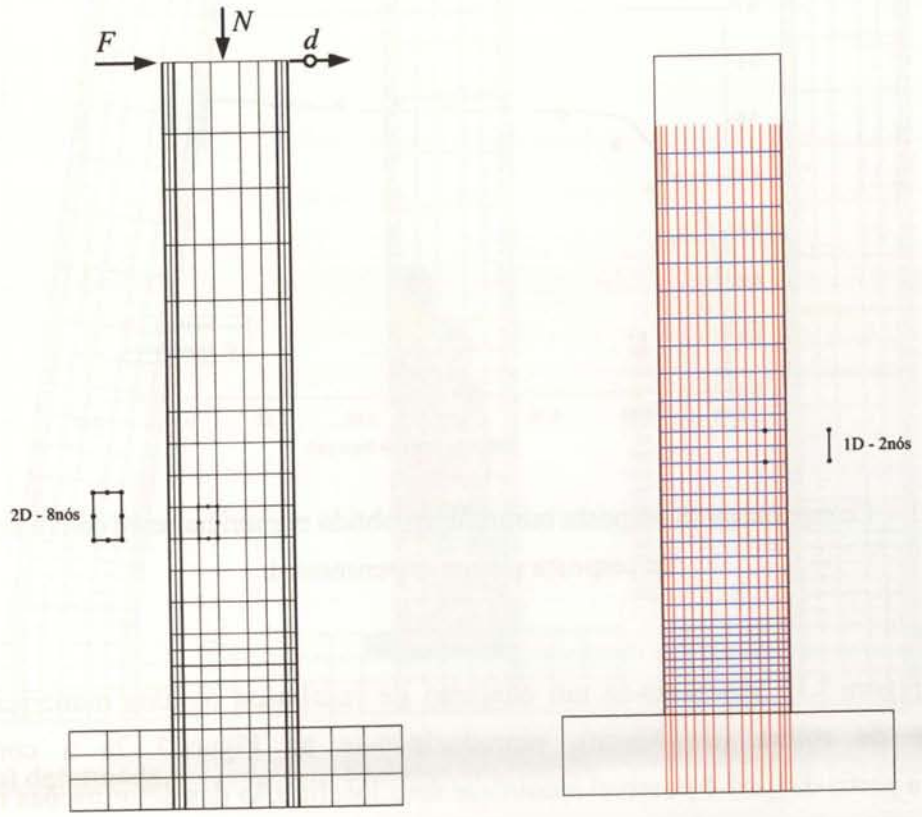
a) secção real b) secção equivalente

Figura 3.9 – Secção transversal do pilar (unidades em "m").

2. As armaduras longitudinais são agrupadas no eixo da nova secção de acordo com a representação da Figura 3.9b, mantendo-se neste agrupamento a distinção dos diâmetros das armaduras, por forma a permitir a simulação do comportamento destes varões considerando-se as características específicas dos respectivos aços. Relativamente às armaduras transversais, só são reproduzidos numericamente os varões paralelos à direcção do movimento imposto, os quais contribuem para a resistência ao corte, procedendo-se ao respectivo agrupamento no eixo da secção como se ilustra na Figura 3.9b.

3. Na modelação do betão recorreu-se a uma discretização com elementos finitos planos isoparamétricos de 8 nós, cuja malha se representa na Figura 3.10a. A espessura destes elementos foi definida por forma a reproduzir-se a geometria da secção equivalente representada na Figura 3.9b. Para a caracterização do comportamento do betão do pilar foram consideradas duas situações distintas, correspondentes a betão não confinado (camada exterior de recobrimento das armaduras dos banzos) e a betão confinado (núcleo definido pelos estribos). O comportamento material do betão é simulado através do modelo constitutivo apresentado na secção 3.5, reproduzindo-se o efeito do confinamento conferido pelos estribos de acordo com a estratégia aí apontada, ou seja, através da calibração das leis de evolução da variável de dano em compressão por forma a reproduzir-se o comportamento do betão confinado traduzido pelo modelo de Park *et al.*. As propriedades adoptadas para o betão confinado e não confinado constam do Quadro 5.1. Para o betão da fundação foi assumido um comportamento linear e elástico.

4. Na modelação das armaduras adopta-se uma discretização com elementos de treliça de 2 nós, cuja malha aparece representada na Figura 3.10b, reproduzindo-se assim de forma discreta as armaduras indicadas na secção equivalente da Figura 3.9b. Assumiu-se a aderência perfeita entre o betão e as armaduras, fazendo-se coincidir os nós das respectivas malhas. O comportamento do aço é simulado através do modelo constitutivo de Giuffrè-Menegotto-Pinto, tendo-se assumido os seguintes valores dos parâmetros deste modelo: $R_o = 30$, $a_1 = 27.0$ e $a_2 = 0.15$. As propriedades do aço consideradas nesta análise estão reproduzidas no Quadro 5.2.



a) Betão b) Armaduras

Figura 3.10 – Malhas de elementos.

Na Figura 3.11 apresenta-se a comparação da resposta numérica obtida através da presente modelação, e para um carregamento monotónico, com a envolvente da resposta cíclica obtida experimentalmente e reportada em Guedes (1997), expressando-se ambas as respostas em termos dos diagramas força-deslocamento registados no topo do pilar. Pode observar-se que o modelo numérico reproduz com boa aproximação a envolvente da resposta cíclica do pilar, o que permite concluir que a estratégia de modelação adoptada neste estudo permite captar os principais fenómenos associados ao comportamento não-linear do pilar. Na fase inicial, na qual decorre o processo de fendilhação, regista-se uma discrepância entre a resposta numérica e a envolvente experimental, que pode facilmente ser explicada pelo facto de a envolvente da resposta cíclica conter já os efeitos da fissuração ocorrida nos ciclos anteriores de menor amplitude, reflectindo-se consequentemente na menor rigidez evidenciada pela resposta experimental comparativamente com a rigidez da resposta numérica.

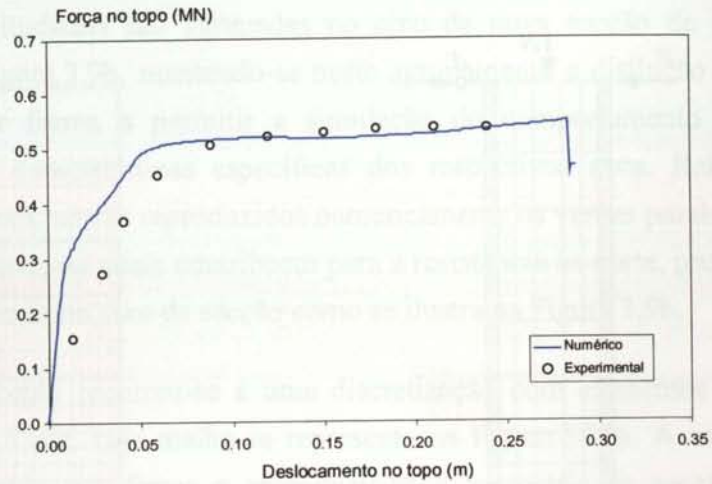
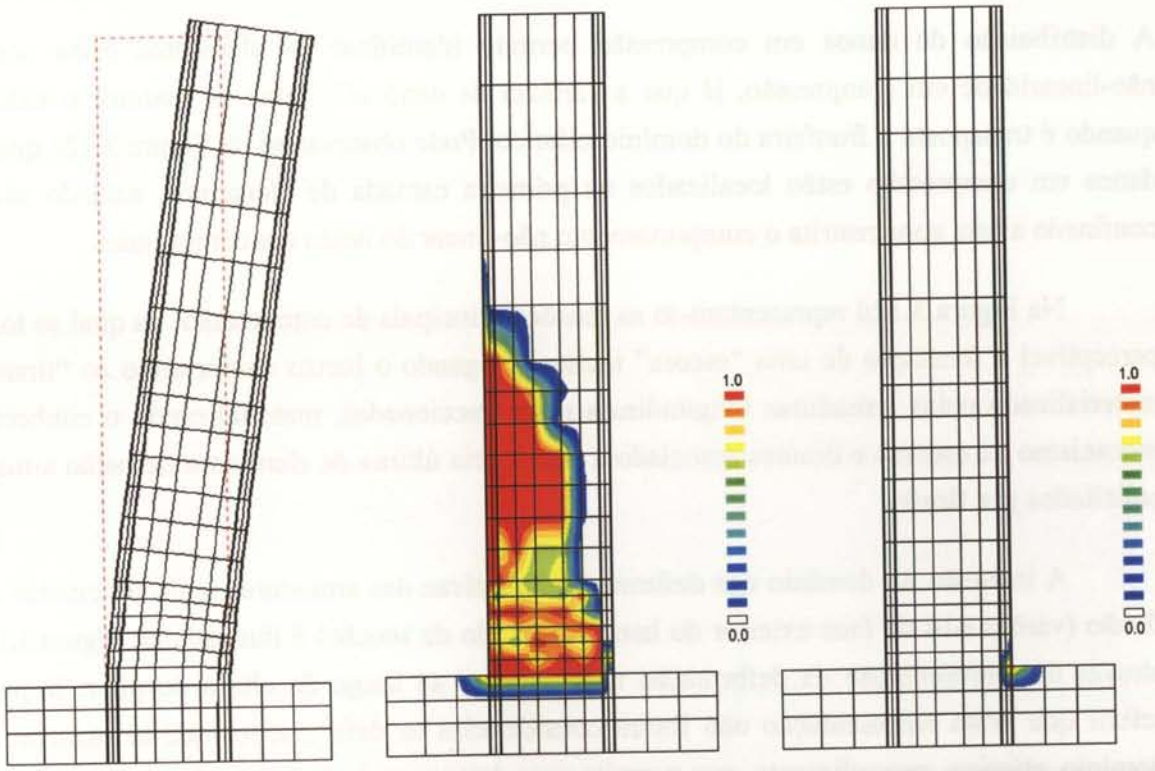


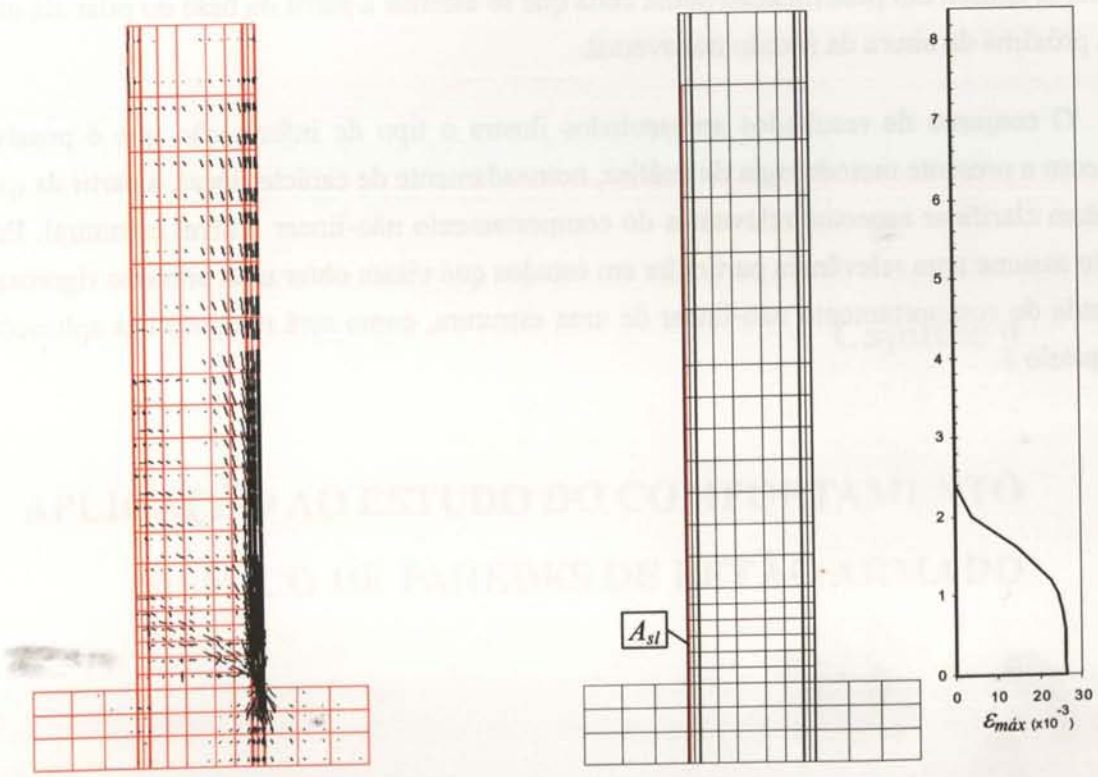
Figura 3.11 – Comparação da resposta monotónica obtida numericamente com a envolvente da resposta cíclica experimental.

Na Figura 3.12 apresenta-se um conjunto de resultados obtidos numericamente na proximidade da rotura (d=240mm), reproduzindo-se na Figura 3.12a a configuração deformada, a partir da qual é possível identificar uma localização das deformações na base do pilar, zona onde são perceptíveis rotações importantes da secção transversal. Focando a atenção nesta zona pode perceber-se que as secções não se mantêm planas na configuração deformada, denotando um acentuado 'empenamento', facto que está de acordo com o reportado por outros autores como Sasani e Kiureghian (2001) e Oesterle (1986), que em ensaios experimentais registaram maiores deformações do betão na zona comprimida e menores deformações da armadura traccionada, comparativamente com as deformações que se obteriam assumindo-se a hipótese de distribuição linear destas deformações.

Apresentam-se nas Figuras 3.12b-c as distribuições dos danos de tracção e de compressão obtidos nos elementos de betão respectivamente. Relativamente à tracção, e tendo presente que a variável de dano d^+ mantém o valor 0 enquanto não se atinge o valor de pico da resistência à tracção do betão (correspondendo portanto à fase de comportamento elástico) pode associar-se a fendilhação do betão às zonas coloridas da Figura 3.12b ($d^+ \neq 0$). Assim a observação desta figura permite concluir que a fendilhação se estende sensivelmente até metade da altura do pilar.



a) deformada b) danos em tracção c) danos em compressão



d) tensões principais de compressão e) deformação plástica da armadura A_{sl}

Figura 3.12 – Resultados para d = 240mm.

A distribuição de danos em compressão permite identificar os elementos onde ocorre não-linearidade em compressão, já que a variável de dano d^- deixa de assumir o valor 0 quando é transposta a fronteira do domínio elástico. Pode observar-se na Figura 3.12c que os danos em compressão estão localizados na primeira camada de elementos, estando assim confinado a esta zona restrita o comportamento não-linear do betão em compressão.

Na Figura 3.12d representam-se as tensões principais de compressão, na qual se torna perceptível a formação de uma "escora" inclinada ligando o banzo comprimido ao "tirante" materializado pelas armaduras longitudinais mais traccionadas, materializando o conhecido mecanismo de escoras e tirantes associado à resistência última de elementos de betão armado solicitados por flexão.

A incursão no domínio das deformações plásticas das armaduras mais solicitadas em flexão (varões ϕ14 da face exterior do banzo esquerdo da secção) é ilustrada na Figura 3.12e através da representação da deformação máxima $\varepsilon_{máx}$ ao longo da altura do pilar. Importa referir que nesta representação não foram consideradas as deformações que se mantêm no domínio elástico, procedimento que permite uma leitura mais imediata das zonas onde as armaduras experimentam deformações pós-elásticas. Na Figura 3.12e verifica-se que as armaduras entram em plastificação numa zona que se estende a partir da base do pilar até uma altura próxima da altura da secção transversal.

O conjunto de resultados apresentados ilustra o tipo de informação que é possível obter com a presente metodologia de análise, nomeadamente de carácter local, a partir da qual se podem clarificar aspectos relevantes do comportamento não-linear a nível estrutural. Este aspecto assume uma relevância particular em estudos que visam obter uma previsão rigorosa e detalhada do comportamento não-linear de uma estrutura, como será realçado nas aplicações do Capítulo 5.

Capítulo 4

APLICAÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PAREDES DE BETÃO ARMADO

Capítulo 4

APLICAÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PAREDES DE BETÃO ARMADO

4.1 INTRODUÇÃO

No âmbito do comportamento sísmico das estruturas de edifícios, uma das formas mais eficientes de actuação ao nível da sua concepção é sem dúvida a incorporação de paredes estruturais. Neste contexto, são designadas por paredes estruturais as paredes de betão armado, que para além de desempenharem uma função portante relativamente às cargas verticais, desempenham simultaneamente uma função resistente relativamente às acções horizontais. A observação do desempenho evidenciado por estes elementos estruturais durante a ocorrência de sismos recentes, que se reflectiu num bom comportamento sísmico global das estruturas que integram, revelou efectivamente que a sua utilização como elementos fundamentais na resistência sísmica de edifícios é uma boa opção.

Como se referiu no Capítulo 2, apesar do contributo positivo das paredes estruturais no desempenho sísmico dos edifícios, foram no entanto identificadas algumas deficiências no seu comportamento. Na generalidade dos casos os problemas detectados associaram-se a uma insuficiente capacidade resistente ao corte e a uma reduzida ductilidade disponível, resultantes fundamentalmente de deficiências ao nível das armaduras, quer em termos da sua quantidade, quer mesmo em termos da sua pormenorização.

A ductilidade e a resistência ao corte são hoje assumidos como dois aspectos extremamente importantes, que devem ser devidamente considerados no contexto da análise sísmica das paredes estruturais, o que tem motivado actualmente um grande esforço no sentido da compreensão e estudo aprofundado destes aspectos. Como reflexo deste profundo

interesse tem sido desenvolvido um intenso trabalho de investigação nesta área, envolvendo quer a componente experimental, quer a componente de modelação numérica. Sendo certo que nestes estudos a componente experimental é de facto uma via fundamental e imprescindível, a modelação numérica revela-se no entanto também ela como um importante meio de investigação, no sentido de que permite alargar o campo de estudos sem com isso envolver os elevados custos inerentes à via experimental. Neste âmbito, e como resultado das necessidades apontadas, tem sido despendido um assinalável esforço no desenvolvimento de modelos[†] que permitam traduzir com eficiência os principais fenómenos com influencia decisiva no comportamento sísmico deste tipo de elementos estruturais.

Uma metodologia de análise que envolva uma componente de modelação numérica e que vise o estudo do comportamento sísmico de estruturas com estas características deve ser estabelecida dentro dos seguintes princípios:

i) É essencial que os modelos numéricos envolvidos traduzam de uma forma adequada o comportamento não-linear dos materiais. No entanto, a metodologia de análise deve permitir ainda ter em consideração outros factores associados a particularidades do próprio elemento estrutural como sejam: a geometria, as ligações ao exterior, a disposição e pormenorização das armaduras (como a eventual interrupção ao longo do elemento)[‡] e ainda alterações locais do comportamento dos materiais (efeito do confinamento).

ii) Ao nível do comportamento dinâmico da estrutura importa realçar dois aspectos que podem condicionar, em muitos casos, a estratégia de modelação a adoptar. O primeiro aspecto prende-se com resolução do problema dinâmico não-linear. Surge aqui uma natural vantagem em se proceder à resolução da equação que rege o equilíbrio dinâmico através do recurso a uma integração no domínio do tempo, pelo facto de por esta via se poder atender de uma forma simples aos efeitos da degradação da rigidez que ocorre na estrutura durante a actuação do sismo. Efectivamente esta degradação, associada fundamentalmente à evolução da fissuração do betão e à cedência das armaduras, pode ser captada directamente pelos modelos que simulam o

---

[†] Hwang *et al.* (2001), Vecchio (2000), Ragueneau *et al.* (2000), Ayoub e Filippou (1998), Maekawa *et al.* (1997).

[‡] A pormenorização das armaduras, para além de se reflectir de uma forma directa na capacidade resistente do elemento, pode influenciar significativamente a sua capacidade de dissipação de energia pela forma como condiciona a distribuição e o desenvolvimento da fendilhação do betão.

comportamento não-linear dos materiais. Um segundo aspecto que deve ser equacionado na estabelecimento da estratégia de modelação prende-se com o amortecimento. O amortecimento material, associado aos mecanismos de dissipação de energia que decorrem do comportamento não-linear dos materiais, tem uma influência extremamente importante na resposta da estrutura, em particular quando este comportamento é fortemente explorado. Assim esta questão, de grande complexidade e que não está ainda hoje bem resolvida no seio da comunidade científica, deve merecer uma atenção especial na modelação do comportamento sísmico de estruturas de betão armado. Este aspecto, pela importância de que se reveste, será abordado mais detalhadamente no âmbito da aplicação apresentada no subcapítulo 4.3.

A metodologia apresentada no capítulo anterior, enquadrando-se nestes princípios, pode ser aplicada à análise do comportamento sísmico de estruturas. De facto, esta metodologia, recorrendo a modelos sofisticados para a tradução do comportamento não-linear dos materiais associados a uma discretização da estrutura através de elementos finitos, é uma metodologia geral que pode ser aplicada de uma forma completa a qualquer estrutura de betão armado. No entanto a sua aplicação revela-se particularmente atractiva à análise de estruturas com as características das paredes estruturais quando se utiliza uma modelação no plano. Esta via pode ser efectivamente adoptada na generalidade dos casos, já que a resposta destes elementos é de uma forma geral perfeitamente captada com este tipo de modelação.

A participação do autor no "CAMUS International Benchmark", integrando o grupo de investigação da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, constituiu uma excelente oportunidade de validação da metodologia proposta nesta tese com vista à simulação do comportamento sísmico de paredes estruturais. Inserida no âmbito desta participação, procedeu-se à simulação numérica "cega" de um vasto conjunto de ensaios experimentais realizados em mesa sísmica sobre um modelo constituído essencialmente por paredes estruturais. Nesta participação, da qual resultaram diversas publicações[§], surgiu ainda a possibilidade de se confrontar, em condições extremamente exigentes do ponto de vista da modelação numérica, o desempenho da metodologia proposta nesta tese com o evidenciado pelos modelos utilizados pelas outras equipas de investigação participantes no Benchmark. Apresentam-se nos subcapítulos seguintes os aspectos mais relevantes do trabalho desenvolvido no âmbito desta participação, sendo dado um especial destaque quer a problemas específicos inerentes à modelação numérica destes ensaios, quer ainda a aspectos

[§] Faria *et al.* (1998), Faria *et al.* (1999), Vila Pouca *et al.* (1999), Vila Pouca *et al.* (2000), Faria *et al.* (2001).

particulares associados ao próprio comportamento sísmico evidenciado pela estrutura durante os ensaios experimentais.

4.2 DESCRIÇÃO DO "CAMUS INTERNATIONAL BENCHMARK"

4.2.1 Aspectos gerais

Foi lançado em França no ano de 1997 um vasto programa de investigação, designado por CAMUS, enquadrado numa área de investigação centrada essencialmente no estudo do comportamento sísmico de paredes estruturais, particularmente de paredes fracamente armadas. Um dos objectivos essenciais deste programa de investigação consistiu na avaliação do desempenho deste tipo de paredes, tradicionalmente usadas em França nos edifícios de médio porte, procurando ainda confrontar-se o seu desempenho com o evidenciado por paredes dimensionadas de acordo com os conceitos preconizados no Eurocódigo 8.

No âmbito deste programa de investigação, o Commissariat à l'Energie Atomique (CEA) conjuntamente com a rede de laboratórios denominada GEO organizaram um Benchmark designado por "CAMUS International Benchmark", convidando várias instituições científicas (incluindo a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) a realizar a simulação numérica 'cega' do comportamento sísmico de um modelo constituído essencialmente por duas paredes estruturais de betão armado.

Aos intervenientes no projecto foram fornecidas as propriedades básicas dos materiais, as características geométricas do modelo ensaiado e a caracterização dos movimentos sísmicos correspondentes aos ensaios efectuados. Foram no entanto omitidos os resultados experimentais, sendo as equipas envolvidas desafiadas a preverem numericamente a resposta. Numa fase posterior, já com a divulgação dos resultados experimentais, as várias equipas de investigação tiveram a oportunidade de proceder a modificações nas suas metodologias de análise, tendo em vista uma melhoria do seu desempenho. Surgiu assim um vastíssimo conjunto de informação extremamente útil para a discussão das capacidades e deficiências evidenciados pelos vários modelos em confronto na análise desta estrutura. Importa salientar que a participação de várias equipas de investigação neste Benchmark permitiu um confronto directo do modelo proposto com os modelos actualmente utilizados por equipas de

investigação de ponta no domínio da engenharia sísmica, nomeadamente do Japão e dos Estados Unidos (CIB-RII (1998)).

O programa experimental envolveu um conjunto de ensaios dinâmicos de um modelo reduzido à escala 1:3, concebido por forma a reproduzir a estrutura de um edifício de 5 andares constituída essencialmente por paredes estruturais. Os ensaios foram realizados na mesa sísmica AZALLE das instalações do CEA em Saclay (Figura 4.1), e consistiram na aplicação de vários sismos de intensidade crescente na direcção da maior inércia das paredes.

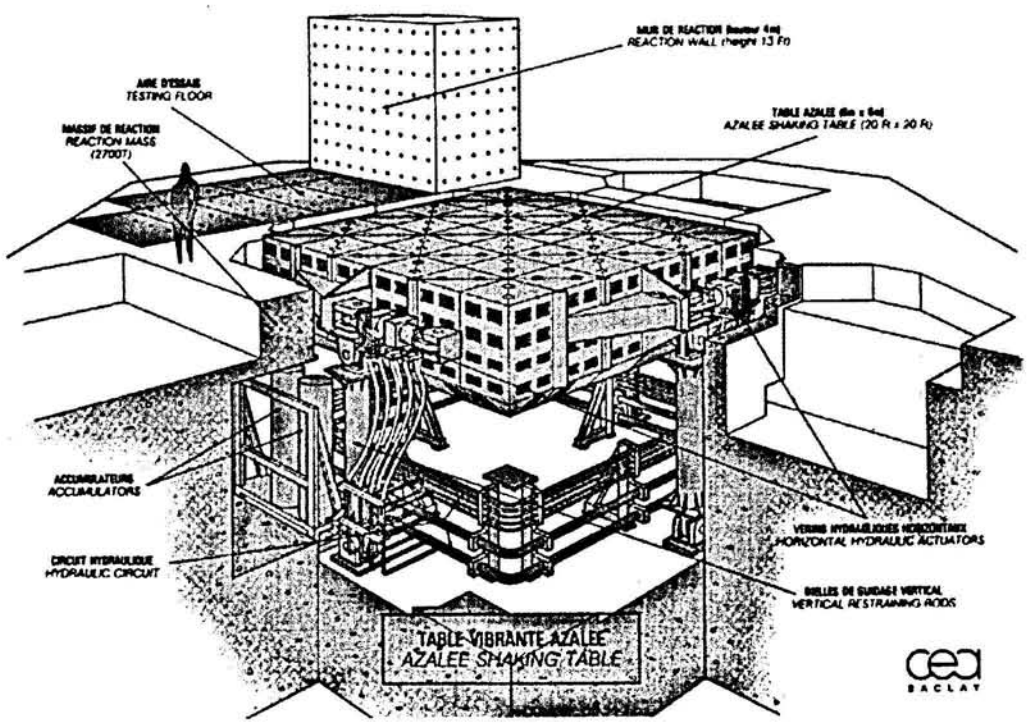


Figura 4.1 - Vista geral da mesa sísmica AZALLE do CEA em Saclay (CIB-RI (1998)).

Importa referir que o Benchmark se inseriu no âmbito mais alargado do projecto CAMUS desenvolvido em 4 etapas distintas, referenciadas por CAMUS 1 a CAMUS 4. Estas etapas foram estabelecidas com objectivos próprios no sentido de se analisar, a partir de grupos distintos de ensaios experimentais, a influência na resposta sísmica quer da disposição das armaduras das paredes, quer das condições de apoio dos modelos. Foram assim utilizados, em cada fase, modelos conceptualmente do mesmo tipo mas com diferenças relacionadas exactamente com as armaduras das paredes e com as ligações do modelo à mesa sísmica (Sollogoub *et al.* (2000)). No entanto o Benchmark foi estabelecido unicamente para duas destas fases (CAMUS 1 e CAMUS 3) pelo que só serão apresentados neste trabalho os aspectos essenciais das simulações numéricas efectuadas em cada uma destas fases.

4.2.2 Benchmark CAMUS 1

O objectivo essencial do Benchmark CAMUS 1 consistiu na avaliação do comportamento sísmico de paredes que reproduzissem as soluções usadas tradicionalmente em França no projecto de edifícios. O dimensionamento das armaduras das paredes constituintes do modelo ensaiado foi efectuado de acordo com as disposições do regulamento Francês PS92, tendo por base um conceito que poderá ser designado por conceito de multi-fusível. Assim, em vez de se procurar concentrar a dissipação de energia numa zona localizada como preconiza o Eurocódigo 8 (rótula plástica na base da parede), procurou pelo contrário estender-se a fendilhação a toda a altura da parede (através de um adequado escalonamento da armadura longitudinal), conseguindo-se desta forma alargar a zonas mais extensas o volume em que ocorre a dissipação de energia. Este conceito assenta fundamentalmente no princípio de que, à custa desta distribuição da fendilhação, se pode obter para o mesmo nível de intensidade sísmica uma exigência de ductilidade menor do que a que se obteria com a formação de uma única rótula plástica na base. De acordo com este princípio, numa parede dimensionada segundo o conceito de multi-fusível pode obter-se um bom desempenho para sismos moderados mesmo sendo utilizadas quantidades reduzidas de armaduras (Bish e Coin (1998)). Do ponto de vista do autor esta não se afigura uma atitude correcta em termos da concepção de um elemento estrutural, particularmente quando se pretende que este elemento seja um elemento privilegiado em termos da resistência sísmica de uma estrutura. Em face da importância deste aspecto esta questão será retomada no subcapítulo 4.3 com a discussão e análise do comportamento desta parede.

Desta filosofia de dimensionamento resultou uma distribuição de armaduras nas paredes do modelo fora do comum. As armaduras longitudinais foram colocadas unicamente nas extremidades e no centro da parede, e com um significativo escalonamento ao longo da altura. Os estribos só foram colocados a envolver cada grupo de armaduras verticais, ficando desta forma grandes extensões da parede sem qualquer armadura, quer longitudinal quer transversal. Os efeitos desta pormenorização de armaduras no comportamento sísmico da parede reflectiram-se numa exigência acrescida do ponto de vista da modelação numérica, o que se traduziu num factor aliciante do ponto de vista do analista.

São apresentados no subcapítulo 4.3 os aspectos essenciais relacionados com a simulação dos ensaios correspondentes ao Benchmark CAMUS 1, procedendo-se ainda à discussão detalhada de alguns aspectos, particularmente os relacionados com a estratégia de modelação adoptada. A eficácia da metodologia adoptada nesta simulação poderá ser avaliada a partir da comparação da resposta numérica com a resposta experimental.

4.2.3 Benchmark CAMUS 3

O Benchmark CAMUS 3, correspondente à terceira fase do programa CAMUS, foi desenvolvido numa forma perfeitamente similar à do CAMUS 1, sendo o modelo ensaiado do mesmo tipo, apresentando diferenças unicamente ao nível das armaduras das paredes. As armaduras foram agora dimensionadas segundo a filosofia preconizada no Eurocódigo 8, mas impondo-se a condição de que o momento resistente na base das paredes fosse no Benchmark CAMUS 3 igual à considerada no Benchmark CAMUS 1. Assim, as disposições da armadura longitudinal permitiram a localização das deformações plásticas na base das paredes, enquanto que as disposições da armadura transversal garantiram um maior confinamento do betão nestas zonas. A simulação numérica dos ensaios realizados no âmbito deste novo Benchmark revestiu-se ainda de um grande interesse, permitindo avaliar as capacidades do modelo em condições completamente diferentes dos ensaios anteriores, mas envolvendo ainda uma grande complexidade. Os principais resultados obtidos na simulação destes ensaios são apresentados no subcapítulo 4.4, onde são discutidos os aspectos essenciais quer do ponto de vista da modelação numérica, quer do próprio comportamento evidenciado pela parede.

4.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO BENCHMARK CAMUS 1

4.3.1 Descrição geral do ensaio – caracterização do modelo físico

O Benchmark CAMUS 1 consistiu em três ensaios dinâmicos de um modelo reduzido à escala 1:3, realizados na mesa sísmica das instalações do CEA em França. O modelo foi sujeito a movimentos sísmicos impostos pela mesa sísmica numa só direcção de acordo com três acelerogramas gerados artificialmente.

A organização do Benchmark forneceu aos participantes um conjunto de informação relativa aos ensaios (CIB-RI (1998)), que incluiu as principais características físicas do modelo (geometria, massa, propriedades dos materiais) e as características do movimento imposto (acelerogramas), no entanto, e como se referiu anteriormente, foi omitida toda a informação relacionada com os resultados experimentais.

Apresenta-se seguidamente uma descrição sucinta dos ensaios, sendo no entanto realçados os aspectos que assumem maior importância do ponto de vista da modelação numérica.

O modelo físico que foi objecto do conjunto de ensaios experimentais está representado na Figura 4.2. Este modelo é constituído essencialmente por duas paredes de betão armado dispostas paralelamente e ligadas entre si por 6 pisos realizados com lajes também de betão armado. A estas lajes foram acoplados vários blocos de betão e de aço, que se podem identificar na mesma figura, cuja massa foi calibrada por forma a reproduzir nas paredes do modelo um estado de tensão idêntico ao que normalmente está instalado nas paredes estruturais em edifícios correntes.

Figura 4.2 - Modelo reduzido (escala 1:3) (CIB-RI (1998)).

Foi incorporado em cada uma das lajes um sistema de contraventamento constituído por um conjunto de perfis metálicos, procurando-se com este procedimento reduzir os movimentos na direcção perpendicular à de actuação do sismo, ou seja, na direcção de menor rigidez das paredes.

O sistema de ligação do modelo à mesa sísmica foi concebido por forma a eliminar os eventuais deslocamentos relativos entre as respectivas superfícies de contacto. Este sistema, que pode ser observado na Figura 4.2, é constituído essencialmente por dois blocos de betão interpostos no centro da fundação (restringindo os deslocamentos horizontais relativos) e por ancoragens realizadas com varões de aço que visam impedir a rotação relativa entre a mesa e a fundação da parede.

Na Figura 4.3 representam-se em alçado os elementos principais do modelo, reproduzindo-se ainda no Quadro 4.1 as respectivas características geométricas.

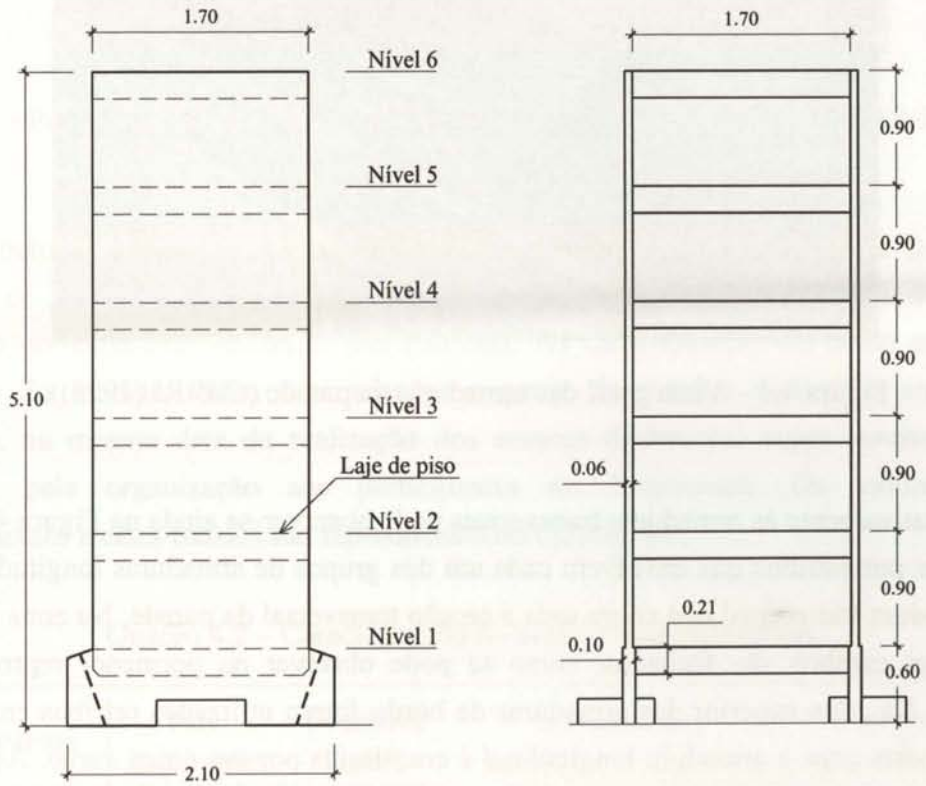


Figura 4.3 – Geometria do modelo (dimensões em "m").

Quadro 4.1 – Características geométricas dos elementos.

Elemento	Espessura (m)	Largura (m)	Altura (m)
Parede	0.06	1.70	4.50
Fundação	0.10	2.10	0.60
Lajes (pisos)	0.21	1.70	1.70

A distribuição das armaduras da parede pode ser observada na Figura 4.4, na qual se reproduz uma imagem obtida antes da betonagem. Verifica-se, que as armaduras longitudinais foram dispostas de uma forma concentrada nos bordos mais afastados e na zona central da parede. Estas armaduras, realizadas com varões de vários diâmetros, foram escalonadas ao longo da altura da parede através da interrupção de alguns destes varões.

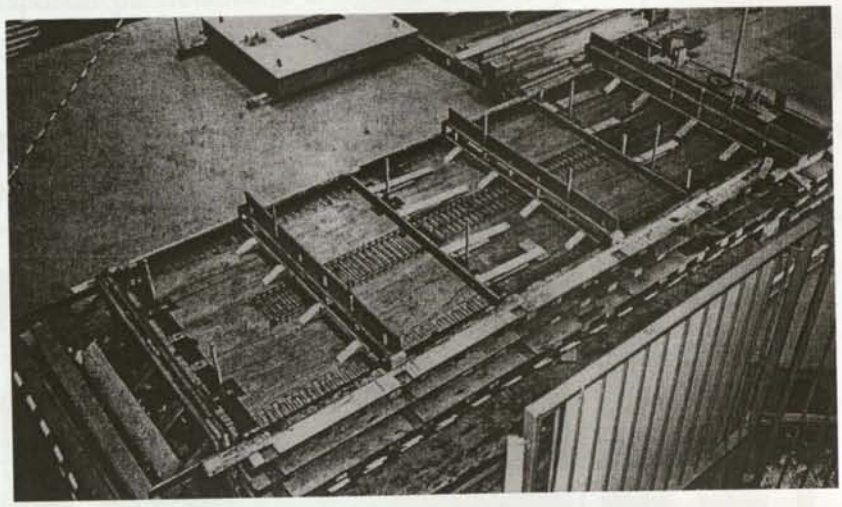


Figura 4.4 – Vista geral das armaduras da parede (CIB-RI (1998)).

Relativamente às armaduras transversais pode observar-se ainda na Figura 4.4 que são constituídas por estribos que envolvem cada um dos grupos de armaduras longitudinais, pelo que a armadura transversal não cobre toda a secção transversal da parede. Na zona inferior da parede estes estribos são fechados, como se pode observar no pormenor reproduzido na Figura 4.5. Na zona superior das armaduras de bordo foram utilizados estribos em forma de U, já que nesta zona a armadura longitudinal é constituída por um único varão. Assim, desta pormenorização resulta que a armadura transversal não terá uma contribuição efectiva na resistência ao corte, reduzindo-se a sua função essencialmente em conferir o confinamento do betão, contribuindo simultaneamente para reduzir o risco de encurvadura dos varões da armadura longitudinal.

Deve salientar-se que é previsível que esta pormenorização das armaduras da parede, em particular o escalonamento da armadura longitudinal, venha a ter uma influência marcante na resposta sísmica da estrutura, devendo consequentemente ser prestada uma atenção especial aos aspectos relacionados com a sua modelação.

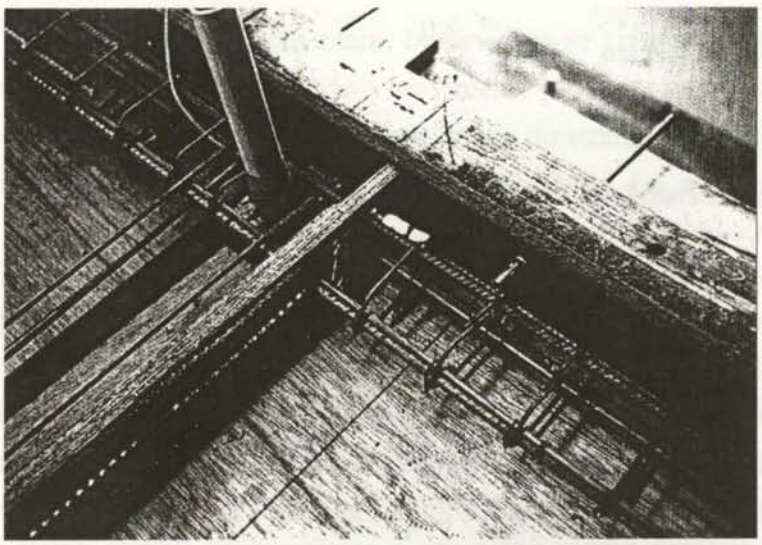


Figura 4.5 – Pormenor das armaduras transversais na extremidade da parede (CIB-RI (1998)).

A betonagem das paredes foi realizada em duas fases, procurando desta forma reproduzir-se as juntas de betonagem ao nível dos vários pisos resultantes do processo construtivo correntemente utilizado nos edifícios. As características do betão utilizado na construção do modelo foram determinadas a partir de ensaios realizados em provetes cilíndricos, na mesma data da realização dos ensaios dinâmicos, cujos resultados foram fornecidos pela organização aos participantes do Benchmark. Os valores médios correspondentes a estes ensaios são reproduzidos no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Características do betão – Valores médios.

Parede	Fase Betonagem	Densidade (kg/m^3)	Compressão		Tracção
			f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	f_{ctm} (MPa)
1	1	2330	35.0	30.7	3.8
	2	2320	38.2	31.4	3.9
2	1	2340	37.4	32.5	4.0
	2	2310	30.0	28.0	3.6

4.3.2 Modelo numérico

4.3.2.1 Considerações gerais

A previsão numérica da resposta sísmica de uma estrutura é sem dúvida uma tarefa árdua e difícil, particularmente quando a estrutura experimenta já uma incursão significativa no domínio não-linear. O caso particular da simulação numérica deste ensaio envolve ainda, e ao nível da modelação, algumas dificuldades inerentes à complexidade do ensaio. Estas dificuldades estão associadas quer a particularidades da própria estrutura, quer às condições específicas de todo o aparato montado para a execução do ensaio.

A metodologia adoptada na simulação numérica, pelo facto de envolver um modelo geral extremamente refinado, permite desde logo ultrapassar algumas dificuldades relacionadas quer com os aspectos dinâmicos do ensaio, quer mesmo as dificuldades inerentes ao próprio comportamento não-linear da estrutura. Dos aspectos que envolvem maiores dificuldades em termos de modelação numérica podem destacar-se: a correcta avaliação do amortecimento e a pormenorização das armaduras desta parede. No entanto o recurso a modelos refinados que se apoiam numa discretização com elementos finitos, envolve só por si, novas dificuldades, que se relacionam fundamentalmente com o grande esforço computacional exigido na modelação de problemas com esta complexidade. Importa assim estabelecer uma estratégia de modelação eficiente, ou seja, uma estratégia adequada a esta situação particular que permita com um nível de esforço aceitável captar com uma boa aproximação o comportamento sísmico da estrutura. Saliente-se ainda a este propósito que, tratando-se neste caso particular de uma previsão 'cega' da resposta sísmica da estrutura, as exigências ao nível desta estratégia vêm acrescidas, uma vez que nestas condições não é possível utilizarem-se os resultados que vão sendo obtidos para se identificarem eventuais erros na avaliação de determinados parâmetros essenciais à análise, e dos quais o analista não é responsável. Refira-se a titulo de exemplo as incertezas na avaliação do "tension-stiffening" resultantes do facto de não terem sido fornecidos dados concretos sobre a energia de fractura G_f do betão.

Apresentam-se seguidamente os aspectos gerais da metodologia adoptada na simulação deste ensaio experimental, retomando-se mais pormenorizadamente alguns destes aspectos no desenvolvimento dos subcapítulos seguintes.

No decurso dos ensaios experimentais observaram-se importantes rotações e movimentos verticais da mesa sísmica, apesar de o movimento prescrito pelos seus actuadores respeitar unicamente à direcção horizontal paralela à maior dimensão da secção da parede. Estes movimentos, induzidos pelo mecanismo de abertura e fecho das fendas nas paredes, mobilizaram os modos de vibração do conjunto da mesa sísmica e do modelo correspondentes à direcção vertical. Dada a sua importância na resposta da estrutura tornou-se essencial incluir na modelação a própria mesa sísmica bem como as suas ligações ao exterior.

Tendo em consideração que durante os ensaios experimentais foram tomadas medidas no sentido de se evitarem (ou reduzirem) os movimentos para fora do plano das paredes, decidiu modelar-se unicamente uma das paredes, assumindo-se desta forma a perfeita simetria da estrutura (modelo físico global) relativamente a um plano médio paralelo ao plano das paredes. Esta assunção envolve naturalmente uma imprecisão, já que mesmo admitindo que as condições de realização do ensaio são as ideais no sentido de não introduzirem perturbações que destruam esta simetria, o comportamento não-linear das paredes é responsável por si só por uma efectiva assimetria. Sobre este aspecto deve destacar-se que o próprio processo de fendilhação das paredes, dependendo de factores aleatórios associados à heterogeneidade do betão, induzirá um comportamento diferente em cada uma das paredes do modelo. No entanto estes efeitos, associados fundamentalmente à heterogeneidade do betão, não terão uma importância relevante em termos do comportamento global da estrutura, pelo que é perfeitamente aceitável assumir-se que a modelação de uma única parede permite traduzir em termos médios o comportamento global da estrutura.

Assim, e de acordo com esta hipótese, procedeu-se à modelação no plano do conjunto correspondente a metade do sistema (modelo e mesa sísmica), ou seja, foi modelada uma única parede conjuntamente com a parte correspondente da mesa sísmica, assumindo-se nesta modelação um estado plano de tensão. Este procedimento revela-se particularmente interessante neste caso concreto, uma vez que permite retirar as naturais vantagens associadas a uma modelação no plano, resultantes do menor esforço de cálculo envolvido e do menor volume de informação manuseado (modelo numérico e resultados), permitindo no entanto captar os aspectos essenciais do comportamento da estrutura.

4.3.2.2 Parede e fundação

4.3.2.2.1 Modelação do betão

Foi utilizada na modelação do betão da parede uma discretização com elementos finitos isoparamétricos de 8 nós. Na definição da malha adoptada na simulação numérica, e que se representa na Figura 4.6, foram considerados vários aspectos dos quais pela sua importância se destacam os seguintes:

i) Foi definida para o betão uma malha bastante refinada pela necessidade de se caracterizar com bastante rigor o comportamento do betão em tracção. Esta necessidade resulta essencialmente do facto de não existirem armaduras em zonas relativamente extensas da parede, não estando assim controlado o processo de fendilhação nestas zonas, pelo que há necessidade de se garantir um tamanho mínimo para os elementos finitos para assegurar uma correcta dissipação da energia de fractura do betão. Em situações como esta a adopção de malhas muito esparsas pode conduzir a desvios importantes da resposta experimental, uma vez que o processo de fendilhação não é desta forma correctamente captado.

ii) A definição da malha de elementos de betão foi ainda condicionada pela sua compatibilização com a malha correspondente à discretização das armaduras. De facto, na metodologia adoptada, a compatibilidade entre os dois materiais (aço e betão) é feita exclusivamente ao nível dos nós dos respectivos elementos.

iii) Para que se possa captar com eficiência a variação das deformações ao longo da armadura torna-se essencial a utilização de uma malha relativamente fina, dada a particularidade da pormenorização das armaduras desta parede (grandes variações de armadura ao longo da altura da parede). Além disso, do ponto de vista da discretização foi ainda necessário atender à existência de armaduras de vários diâmetros com aços de características diferentes (como se verá no subcapítulo 4.3.2.2.2).

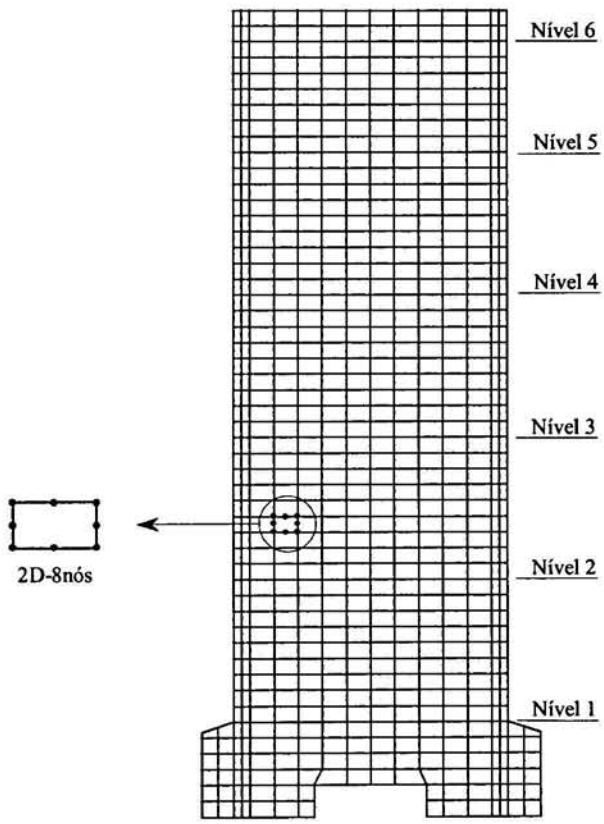


Figura 4.6 – Malha de elementos finitos – betão.

Não se procedeu à modelação explícita das juntas de betonagem resultantes do processo construtivo da parede, uma vez que não foi fornecida informação suficiente que permitisse uma correcta caracterização do seu comportamento. No entanto, no sentido de se avaliar a importância destas juntas na resposta da parede, foi realizado um estudo de sensibilidade com base numa modelação simplificada destas juntas, efectuada através da inclusão de camadas de elementos de betão nos quais se assumiu resistência nula à tracção. Neste estudo foi possível verificar que as juntas influenciavam o comportamento da parede numa fase inicial do carregamento que consistiu na aplicação gradual de uma força horizontal no topo da parede, na qual a estrutura ainda evidencia um comportamento quase elástico com fissuração insipiente, e que o seu efeito se atenuava à medida que a fendilhação progredia. Importa ainda salientar que o estado de fissuração da parede que pôde ser observado antes da realização dos ensaios experimentais não correspondia unicamente a estas fissuras localizadas, pelo que não seria razoável proceder-se à sua modelação sem que se modelassem da mesma forma todas as outras fissuras introduzidas acidentalmente pelo processo construtivo e de montagem. Refira-se, no entanto, que o efeito deste estado de fendilhação,

que podemos designar como estado fendilhação inicial, foi atendido de alguma forma, ainda que indirectamente. Como se referirá no subcapítulo 4.3.5, procedeu-se a uma redução do módulo de elasticidade do betão no sentido de se obter uma melhor aproximação das frequências obtidas através desta modelação com os valores medidos experimentalmente, o que de certa forma atende à redução da rigidez da estrutura associada a este estado de fendilhação inicial.

A fundação foi modelada com o mesmo tipo de elementos utilizado na discretização da parede (ver Figura 4.6), nos quais foi assumido um comportamento linear e elástico. Esta hipótese assentou na previsão de que não se registariam danos apreciáveis nestes elementos, hipótese perfeitamente aceitável atendendo a que: *(i)* a espessura da fundação (0.10m) é substancialmente maior do que a espessura da parede (0.06m), ficando assim sujeita a menores níveis de tensão e *(ii)* ainda ao facto das armaduras estarem bem distribuídas na fundação, possibilitando um melhor controlo da fendilhação.

O comportamento não-linear do betão foi modelado através do Modelo de Dano Contínuo apresentado no Capítulo 3. Embora os aspectos essenciais deste modelo tenham já sido discutidos no capítulo referido, no contexto desta aplicação importa reforçar algumas das respectivas características..

Apesar da sua consistência formal, que resulta do seu enquadramento numa formulação termodinamicamente rigorosa, o modelo resulta numa simplicidade algorítmica que aliada ao reduzido número de parâmetros que envolve, torna particularmente atractiva a sua aplicação ao estudo do comportamento não-linear de elementos de betão armado. De facto o modelo permite reproduzir, a partir da evolução de duas variáveis internas independentes (variáveis de dano), os fenómenos distintos da degradação que ocorre sob condições de tracção e de compressão. Como foi referido no Capítulo 3, a simulação do comportamento do betão, decorrente da evolução das variáveis de dano, é estabelecida a partir da caracterização do seu comportamento num estado de tensão uniaxial, traduzindo o modelo autonomamente os efeitos resultantes de estados de tensão 2D ou 3D. Contudo na presente aplicação o modelo não tem autonomia para captar o efeito de confinamento do betão, uma vez que na modelação foi assumido um estado plano de tensão.

A estratégia adoptada consistiu assim em incorporar na própria lei constitutiva, que traduz o comportamento do betão em estado uniaxial de tensão, os efeitos resultantes do confinamento conferido pelas armaduras transversais. Assim, as leis de evolução das variáveis de dano foram estabelecidas por forma a que o modelo reproduzisse em condições 1D exactamente a curva tensão-deformação previamente definida (ver Figura 4.7). A este

propósito refira-se que esta é também a metodologia adoptada quando se recorre a estratégia de simulação baseadas em modelos de fibras (Guedes (1997)), os quais não têm naturalmente capacidade para captar de uma forma autónoma os efeitos resultantes do confinamento do betão.

Foram considerados em termos do desempenho em condições 1D dois tipos de betão, betão confinado e betão não confinado, cuja diferenciação surge assinalada na Figura 4.8.

A definição do comportamento em compressão em condições 1D foi estabelecida para cada um destes betões a partir do modelo proposto por Park *et al.* (1982), tal como referido no Capítulo 3. O Quadro 4.3 descreve as propriedades assumidas para a simulação do comportamento em cada um dos domínios indicados na Figura 4.8, estando estes valores associados à representação das respectivas curvas tensão-deformação reproduzidas na Figura 4.7. No caso dos domínios B e C os aumentos da resistência e da ductilidade traduzidos pelo modelo são função do grau de confinamento conferido pelos estribos existentes nestas zonas, cuja pormenorização é ilustrada na Figura 4.8.

O comportamento em tracção é traduzido por um ramo inicial elástico sendo o comportamento pós pico reproduzido por um ramo descendente também linear. Nas zonas de betão onde não existem armaduras, correspondentes portanto ao domínio A identificado na Figura 4.8, o ramo descendente do diagrama tensão-deformação foi definido com o objectivo de assegurar uma adequada dissipação da energia de fractura do betão, tendo-se assumido para esta energia um valor de 250J/m^2. O efeito de "tension stiffening" foi considerado unicamente nas zonas de betão com armaduras (domínios B e C da mesma figura), sendo incorporado no modelo através do ramo descendente deste diagrama, assumindo-se neste caso a deformação ε_{ts} coincidente com a deformação de cedência ε_{sy} das armaduras existentes nestas zonas.

O valor de pico da resistência à tracção foi definido com base nos resultados dos ensaios de compressão diametral de provetes cilíndricos (splitting test), cujos valores foram fornecidos pela organização do Benchmark. Assumiu-se para o valor desta resistência f_{to} um valor correspondente a 70% da resistência média à tracção obtida nestes ensaios. Atende-se desta forma à influência de vários factores, que contribuem para que a rotura à tracção do betão produzida por flexão se desenvolva para níveis de tensão mais baixos do que os que são registados nestes ensaios. Pode destacar-se como um factor importante na antecipação desta rotura o estado de tensão inicial da parede, resultante quer da retracção do betão, quer da própria presença das armaduras, podendo mesmo ser já responsável por alguma fendilhação inicial.

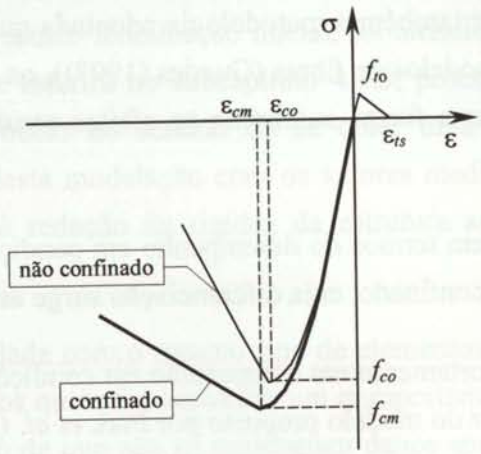


Figura 4.7 – Comportamento do betão em condições 1D.

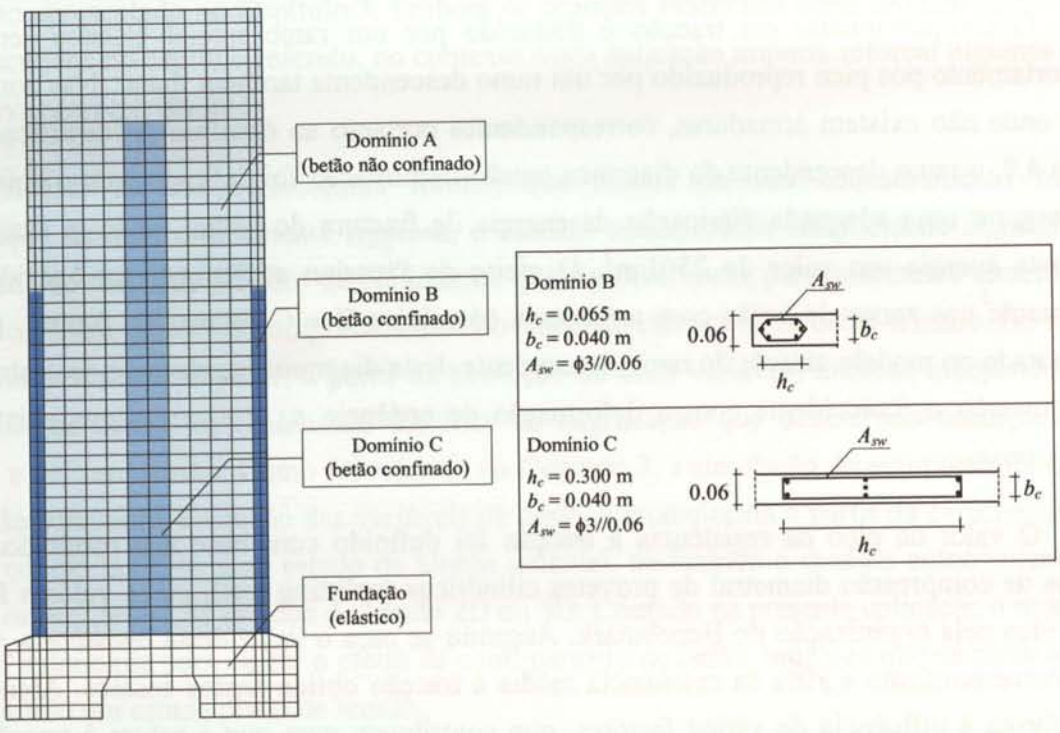


Figura 4.8 – Zonas de betão confinado e não confinado.

Quadro 4.3 – Betão: propriedades materiais (E_c = 28GPa).

Betão	f_{co} (MPa)	ε_{co}	f_{to} (MPa)	f_{cm} (MPa)	ε_{cm}
Domínio A	35	2‰	2.7	--	--
Domínio B	35	2‰	2.7	39.7	2.27‰
Domínio C	35	2‰	2.7	38.5	2.20‰

4.3.2.2.2 Modelação das armaduras

As armaduras da parede são apresentadas de uma forma esquemática na Figura 4.9, sendo ainda indicados no Quadro 4.4 os varões longitudinais correspondentes a cada um dos níveis. Importa realçar que a armadura principal de flexão (armadura exterior da parede) é fortemente reduzida no nível 3, ou seja a uma altura aproximadamente igual à altura da secção transversal. É previsível que esta redução de armadura, efectuada a uma distância próxima da base da parede, tenha uma influência importante na resposta sísmica deste elemento laminar. De facto a inclinação das fendas associada ao corte, previsivelmente a 45°, produzirá uma translação da força de tracção correspondente ao momento na base da parede para o nível em que se procede à interrupção (efeito de "tension shift"), ficando assim o momento resistente da parede condicionado por esta redução de armadura longitudinal. Esta é, do ponto de vista do autor, uma importante deficiência da metodologia seguida no dimensionamento desta parede, já que não parece ter sido considerada na pormenorização das armaduras este efeito de translação da força de tracção.

As armaduras foram simuladas de acordo com a metodologia apresentada no Capítulo 3, ou seja, através de uma discretização com elementos de treliça de 2 nós em associação com o modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto para a tradução do comportamento cíclico do aço, tendo-se assumido para os parâmetros deste modelo os seguintes valores: $R_o = 20.0$, $a_1 = 18.5$ e $a_2 = 0.15$.

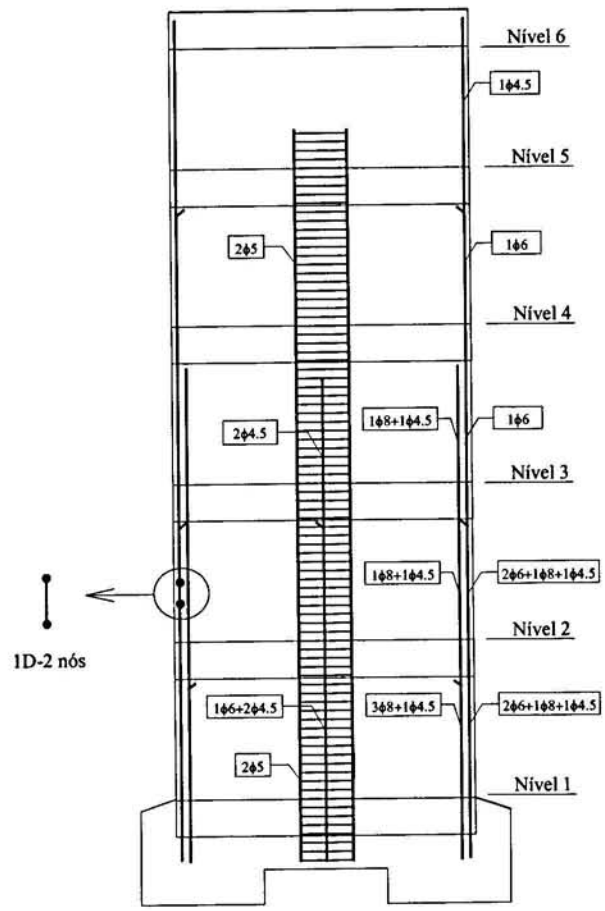


Figura 4.9 – Discretização das armaduras longitudinais.

Quadro 4.4 – Armadura longitudinal em cada nível.

	Armadura central		Armadura lateral	
Nível 1	1φ6 + 4φ5 + 2φ4.5	(138.0 mm^2)	4φ8 + 2φ6 + 2φ4.5	(289.4mm^2)
Nível 2	1φ6 + 4φ5 + 2φ4.5	(138.0 mm^2)	2φ8 + 2φ6 + 2φ4.5	(188.9mm^2)
Nível 3	4φ5 + 2φ4.5	(110.2 mm^2)	1φ8 + 1φ6 + 1φ4.5	(94.4mm^2)
Nível 4	4φ5	(78.4mm^2)	1φ6	(28.3mm^2)
Nível 5	4φ5	(78.4mm^2)	1φ4.5	(15.9mm^2)
Nível 6	-		1φ4.5	(15.9mm^2)

O real posicionamento das armaduras foi cuidadosamente reproduzido na discretização, bem como as diferenças de comportamento dos aços utilizados em cada um dos varões. Assim, na malha da Figura 4.9, algumas das linhas verticais correspondem de facto a vários elementos sobrepostos associados a varões de diâmetros diferentes. Foram assumidos para as propriedades do aço de cada um dos diâmetros desta armadura os valores

reproduzidos no Quadro 4.5, que foram definidos com base na informação fornecida pelos organizadores do Benchmark (CIB-RI (1998)).

Quadro 4.5 – Armaduras: propriedades materiais (E_s = 200 GPa).

Armadura	ε_{sy}	ε_{su}	E_{sh}/E_s	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
ϕ3	2.50‰	25‰	0.011	500	550
ϕ4.5	2.33‰	25‰	0.012	465	520
ϕ5	2.85‰	25‰	0.008	570	605
ϕ6	2.58‰	55‰	0.005	515	565
ϕ8	2.15‰	50‰	0.002	430	450

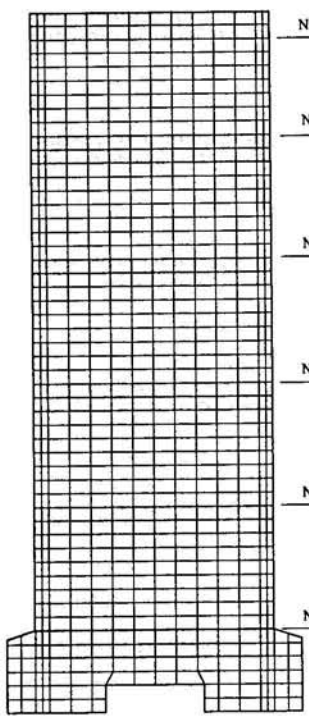
Não se procedeu à modelação das armaduras da fundação, como se pode observar na Figura 4.9. Efectivamente a contribuição destas armaduras para a resposta da parede pode ser desprezada, uma vez que foi assumido um comportamento linear e elástico para o betão da fundação.

Relativamente às armaduras transversais só foram modelados os estribos que envolvem as armaduras longitudinais da zona central da parede. Os estribos envolventes das armaduras verticais dispostas nas zonas laterais não foram considerados de uma forma explícita na discretização, tendo-se atendido no entanto ao efeito de confinamento conferido por estas armaduras no betão por elas envolvido. Esta estratégia é coerente com a assunção de que pode ser negligenciada a contribuição desta armadura na resistência ao corte. Deve referir-se a este propósito que os estribos da zona central da parede também não terão influência significativa na resistência ao corte; no entanto considerou-se que esta armadura poderia influenciar a progressão e o desenvolvimento da fendilhação nesta zona, razão pela qual foi incluída explicitamente na discretização.

Foi assumida a aderência perfeita entre as armaduras e o betão, fazendo-se coincidir os nós da malha representativa das armaduras e os nós da malha de elementos correspondentes ao betão. Esta hipótese justifica-se neste caso concreto em que as armaduras têm reduzido diâmetro, e portanto os problemas associados à possibilidade de escorregamento das armaduras não se afiguram importantes.

4.3.2.2.3 Modelação da massa

A massa total do modelo, cerca da 36 toneladas, corresponde ao peso próprio do modelo (paredes, fundações e lajes dos pisos), e ao peso das massas adicionais associadas a cada um dos pisos (rever a Figura 4.2). Na Figura 4.10 são descriminados os valores das massas consideradas na análise numérica correspondente a uma parede.



MASSA	
Distribuição	Acumulado
3042 kg	
220 kg	3042 kg
3125 kg	
220 kg	6387 kg
3125 kg	
220 kg	9732 kg
3125 kg	
220 kg	13077 kg
3125 kg	
220 kg	16422 kg
818 kg	
695 kg	18155 kg

Figura 4.10 – Distribuição da massa correspondente a uma parede.

Relativamente à modelação dos efeitos das massas adicionais associadas a cada piso, foi assumida a hipótese de ligação rígida entre as lajes destes pisos e a parede. Assim a massa global de cada piso foi distribuída nos elementos finitos da parede em correspondência com a espessura dos pisos, através de uma apropriada modificação da densidade correspondente a estes elementos. Esta estratégia permite traduzir de uma forma eficiente os efeitos das forças de inércia associadas a cada uma destas massas adicionais (blocos de betão e da aço). Desta forma a massa global associada a cada piso, que se resume no Quadro 4.6, foi distribuída nos elementos da parede segundo o procedimento ilustrado de uma forma esquemática na Figura 4.11: *(i)* a Figura 4.11a salienta que foram consideradas para a distribuição da massa duas camadas de elementos da parede em cada piso, *(ii)* a posição das setas indicadas na

Figura 4.11b corresponde ao centro de massa de cada um dos elementos (blocos e laje) e *(iii)* a Figura 4.11c ilustra a massa equivalente efectivamente adoptada nas duas camadas de elementos da parede. A massa equivalente estabelecida desta forma permite atender às duas condições seguintes:

- preservação do valor da massa global por piso;
- conservação da posição da resultante das forças de inércia associadas às massas adicionais (uma vez que em termos médios é preservada a distância entre o seu centro de massa e o centro do piso a que estão ligadas).

Quadro 4.6 – Massa associada ao piso corrente (para uma parede).

Elemento	Massa (Kg)	
Laje do piso		658
Sistema de contraventamento		107
2 blocos adicionais de betão (face sup.)	(2x240)/2	240
4 blocos adicionais de aço (face sup.)	(4x628)/2	1256
6 blocos adicionais de betão (face inf.)	(6x288)/2	864

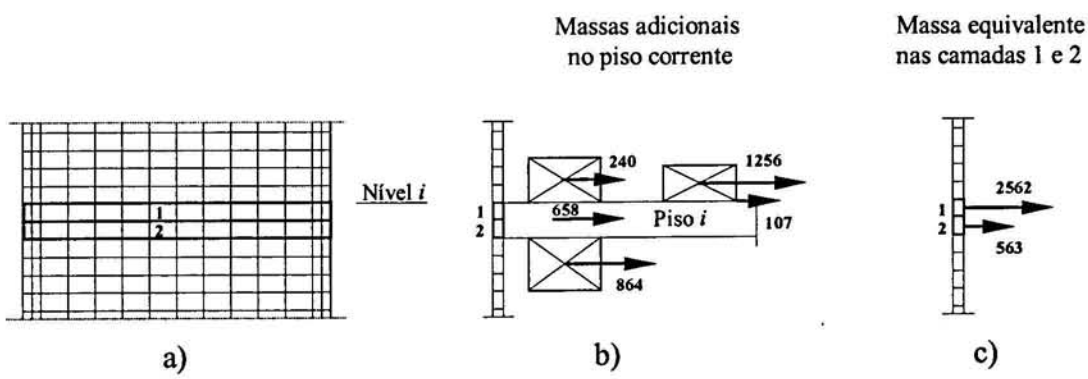


Figura 4.11 – Distribuição da massa associada ao piso corrente.

4.3.2.3 Mesa sísmica, sistema de ancoragem e condições fronteira

A mesa foi modelada de acordo com a representação da Figura 4.12 através de 7 elementos finitos planos de 8 nós, atribuindo-se um valor extremamente elevado ao módulo de elasticidade destes elementos para se atender à elevada rigidez da mesa. A massa da mesa sísmica, estimada em 25000kg, foi reproduzida através da atribuição de uma densidade adequada a estes elementos. As ligações da mesa sísmica ao exterior foram traduzidas de acordo com a representação da Figura 4.12, ou seja, através de 4 elementos elásticos com uma rigidez axial K_r, estratégia que permitiu incluir na modelação a rigidez na direcção vertical correspondente aos actuadores.

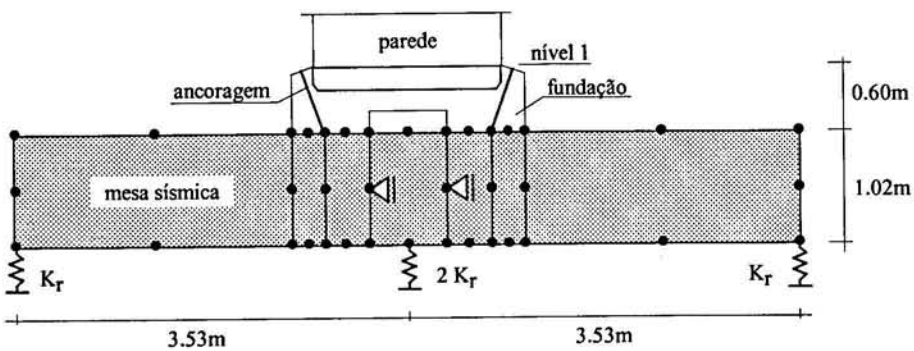


Figura 4.12 – Mesa sísmica, sistema de ancoragens e condições fronteira.

Em coerência com a hipótese referida anteriormente segundo, foi assumido não haver descontinuidade na interface entre a fundação e a plataforma da mesa. No entanto, e no sentido de se traduzir de uma forma mais realista a rigidez da fundação, foram também incluídas na modelação as ancoragens à plataforma da mesa, utilizando-se na sua modelação elementos de treliça com uma rigidez correspondente à rigidez dos varões de aço $\phi 36$ que realizam esta fixação.

Como pode ser observado na Figura 4.12, no modelo numérico foram ainda incluídos dois apoios horizontais na zona central da mesa sísmica, com dois objectivos essenciais: *(i)* promover o apoio lateral ao sistema (não garantido pelas outras ligações ao exterior) e *(ii)* possibilitar a prescrição dos movimentos sísmicos induzidos na direcção horizontal pelos actuadores da mesa sísmica.

4.3.3 Acções

A simulação do ensaio experimental foi iniciada com uma análise estática correspondente à aplicação da globalidade da carga permanente do modelo. Na análise sísmica subsequente foram considerados sequencialmente os três acelerogramas correspondentes aos movimentos impostos pela mesa sísmica. Nesta sequência é transmitida de um cálculo para o seguinte toda a informação relevante e indispensável para a adequada simulação numérica, nomeadamente no que diz respeito aos deslocamentos da estrutura, tensões e deformações e ainda o conjunto de variáveis históricas associadas aos modelos constitutivos dos materiais.

4.3.3.1 Acção estática

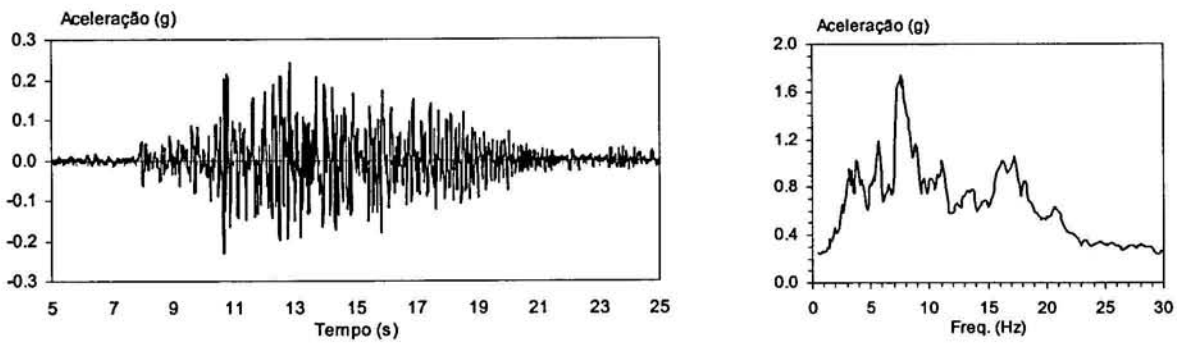
Relativamente ao equilíbrio estático do modelo, a análise numérica inicia-se com a aplicação das acções verticais devidas exclusivamente ao seu peso próprio. Esta acção, relevante para se estabelecer o estado de tensão inicial antes da aplicação dos sismos, foi simulada de acordo com o procedimento habitual, ou seja, através da consideração de que a unidade de volume de cada elemento finito é submetida a uma acção interna igual a $g.\rho$, onde g representa a componente vertical da aceleração da gravidade e ρ traduz a massa específica correspondente ao elemento.

4.3.3.2 Acção sísmica

4.3.3.2.1 Acelerogramas

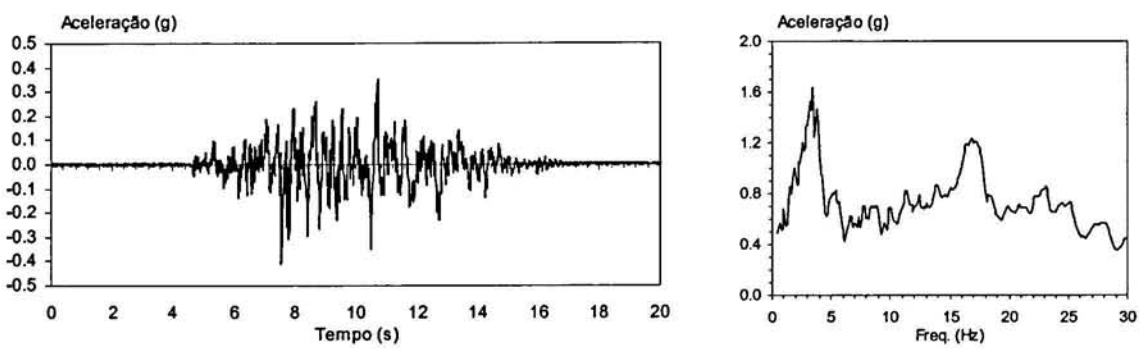
Na simulação numérica dos ensaios dinâmicos os movimentos sísmicos foram prescritos a partir dos acelerogramas fornecidos aos participantes do Benchmark (CIB-RI (1998)), correspondentes à aceleração registada no centro da plataforma da mesa sísmica durante cada um dos ensaios. Estes acelerogramas, designados por Nice 0.24g, Nice 0.40g e Nice 0.71g, são reproduzidos nas Figuras 4.13 a 4.15 conjuntamente com os respectivos espectros de resposta obtidos para um amortecimento de 2%. Traduzem níveis crescentes de

intensidade da acção sísmica, podendo considerar-se que o sinal Nice 0.71g corresponde já a um sismo de elevada intensidade. A partir dos espectros representados pode observar-se que estes acelerogramas apresentam frequências dominantes muito vincadas, o que poderá vir a reflectir-se numa exigência acrescida em termos dos modelos utilizados na simulação numérica. De facto, neste caso particular a incidência do sismo na resposta dependerá de uma forma muito acentuada da evolução da frequência da estrutura, a qual por sua vez será determinada pela evolução dos danos no betão e na incursão plástica das armaduras. O modelo deve assim captar com eficiência esta evolução das variáveis internas, caso contrário a resposta numérica pode afastar-se consideravelmente da resposta observada nos ensaios em virtude de numericamente a parede apresentar frequências discordantes das experimentais.



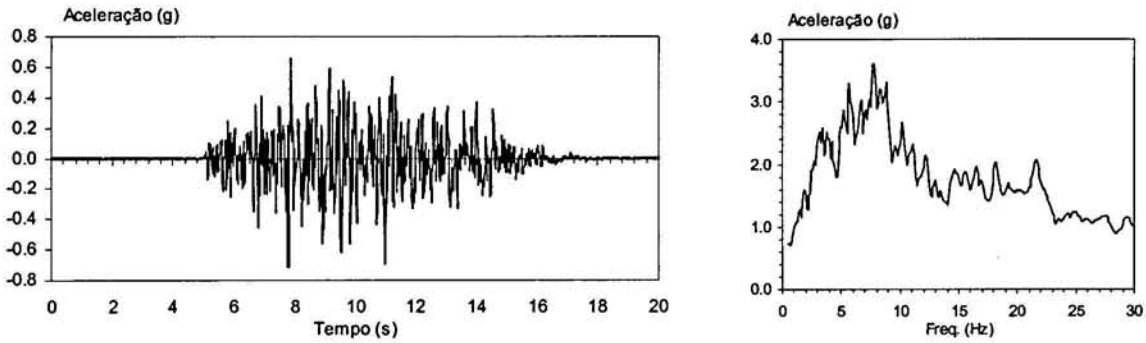
a) acelerograma (0.24g) b) espectro de resposta (ξ=2%)

Figura 4.13 – Sinal Nice 0.24g.



a) acelerograma (0.40g) b) espectro de resposta (ξ=2%)

Figura 4.14 – Sinal Nice 0.40g.



a) acelerograma (0.71g) b) espectro de resposta (ξ=2%)

Figura 4.15 – Sinal Nice 0.71g.

4.3.3.2.2 Prescrição da acção sísmica

Atendendo a que os ensaios dinâmicos foram realizados com a imposição de um movimento horizontal na mesa sísmica, a prescrição da acção sísmica foi efectuada de forma convencional por aplicação directa do princípio de d'Alembert, ou seja, assumindo-se que as forças de inércia dependem da aceleração total dos nós da estrutura, enquanto que as forças internas (e em alguns casos as forças de amortecimento) só são afectadas pela componente relativa do movimento.

Assim o sistema de equações que rege o equilíbrio dinâmico de uma estrutura pode ser escrito na forma

$$\boldsymbol{M}\ddot{\tilde{\boldsymbol{a}}} + \boldsymbol{C}\dot{\tilde{\boldsymbol{a}}} + \boldsymbol{k}(\tilde{\boldsymbol{a}}) = -\boldsymbol{M}\,\boldsymbol{r}\,\ddot{u}_g - \boldsymbol{C}\,\boldsymbol{r}\,\dot{u}_g - \boldsymbol{k}(\boldsymbol{r}\,u_g) \tag{4.1}$$

onde o vector $\tilde{\boldsymbol{a}}$ traduz a configuração da deformada estrutural (relativa ao movimento imposto na base u_g), $\boldsymbol{M}$ e $\boldsymbol{C}$ representam respectivamente as matrizes de massa e de amortecimento e $\boldsymbol{k}(\tilde{\boldsymbol{a}})$ é um vector que expressa as forças internas não-linearmente dependentes da deformada $\tilde{\boldsymbol{a}}$. A tradução do equilíbrio dinâmico expressa na forma da equação (4.1) assume implicitamente a decomposição do movimento total $\boldsymbol{a}$ em duas componentes distintas, uma correspondente à deformada propriamente dita da estrutura e outra expressando o movimento de corpo rígido induzido na estrutura pelo movimento imposto na base. Esta decomposição é traduzida por

$$\boldsymbol{a} = \tilde{\boldsymbol{a}} + \boldsymbol{r}\,u_g \tag{4.2a}$$

$$\dot{a} = \dot{\tilde{a}} + r\dot{u}_g \tag{4.2b}$$

$$\ddot{a} = \ddot{\tilde{a}} + r\ddot{u}_g \tag{4.2c}$$

onde o vector r representa a configuração estrutural pseudo-estática resultante da imposição de um deslocamento unitário na mesa sísmica e u_g define o movimento sísmico a impor pelos actuadores. No presente caso, e pela forma como é prescrita a acção sísmica, a última parcela do 2º membro da equação (4.1) anula-se (o termo ru_g corresponde a um movimento de translação da estrutura). O termo $C r \dot{u}_g$ pode também ser eliminado do vector solicitação, já que a componente do amortecimento material traduzida a partir da matriz C dependerá unicamente do movimento relativo da estrutura. Desta forma a equação dinâmica (4.1) pode ser escrita na sua forma mais simples

$$M\ddot{\tilde{a}} + C\dot{\tilde{a}} + k(\tilde{a}) = -Mr\ddot{u}_g \tag{4.3}$$

na qual o vector solicitação é perfeitamente definido em cada instante a partir do valor da aceleração correspondente ao movimento de translação gerado pelo sismo.

A integração no domínio do tempo requerida para a resolução da equação de equilíbrio dinâmico do problema, foi realizada com base no método-α de Hilber-Hughes-Taylor (HHT), adoptando-se para o parâmetro α o valor -1/3. Importa referir que a escolha por este método de integração foi motivada pelo facto de se ter observado, a partir de uma análise preliminar, que a resposta obtida através da integração com o método de Newmark (sem dissipação) evidenciava um acentuado ruído numérico, relacionado com a rotura do betão decorrente da fendilhação. Este processo induz vibrações de elevada frequência, associadas portanto a modos que podem ser considerados espúrios no contexto da resposta sísmica de estruturas de betão armado, pelo que a sua contribuição na resposta deve ser atenuada (Faria (1994)). No caso particular destas paredes, que têm grandes zonas sem qualquer armadura, este efeito surge de uma forma mais acentuada relativamente a outras estruturas de betão armado com uma melhor distribuição de armaduras, nas quais o processo de fendilhação está naturalmente mais controlado. De facto, não sendo neste caso a fendilhação controlada pela armadura, a progressão muito rápida das fendas reflecte-se directamente e de uma forma incisiva no aumento do ruído numérico.

A capacidade de dissipação algorítmica do método-α (HHT) permitiu minimizar este problema conseguindo-se com a sua utilização uma significativa atenuação do ruído numérico. Os efeitos desta atenuação podem ser observados na Figura 4.16, na qual se

comparam os resultados obtidos com a utilização deste método com os correspondentes à utilização do método de Newmark (sem dissipação). Esta comparação é traduzida pela evolução da aceleração horizontal obtida no topo da parede para o sismo de maior intensidade (0.71g), registando-se com o método-α uma resposta com menor irregularidade do que com o método de Newmark, o que indica a atenuação de vibrações espúrias de alta frequência.

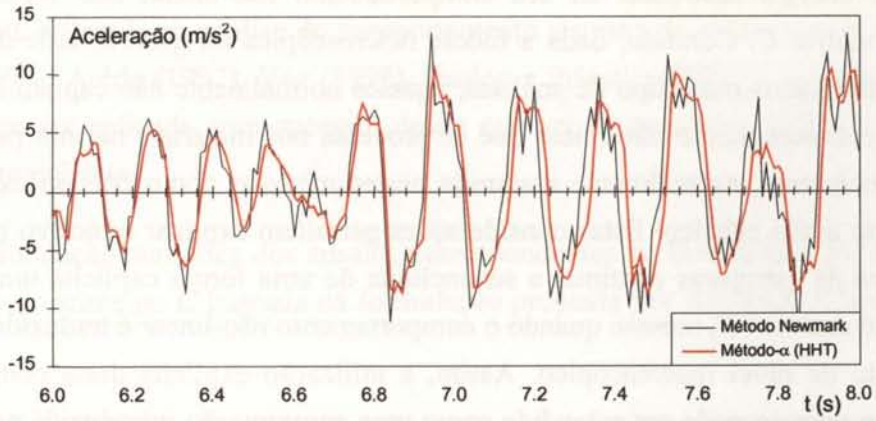


Figura 4.16 – Atenuação do ruído numérico.

4.3.4 Amortecimento

O amortecimento responsável pela atenuação que se observa na resposta de estruturas de betão armado em vibração livre está fundamentalmente associado a mecanismos de dissipação de energia que ocorrem ao nível do material. Embora não sejam ainda hoje totalmente conhecidos os fenómenos responsáveis por esta fonte de dissipação energética, é no entanto possível relacioná-la com mecanismos de comportamento não-linear viscoso, que se desenvolvem a um nível microscópico, como acontece por exemplo com os escorregamentos que têm lugar nas microfissuras. Tradicionalmente na resolução de um problema dinâmico esta fonte de dissipação de energia é incluída na equação que rege o equilíbrio (equação 4.1) a partir de uma matriz de amortecimento $\boldsymbol{C}$, traduzindo a parcela $\boldsymbol{C}\dot{\tilde{\boldsymbol{a}}}$ desta equação as forças associadas ao amortecimento. Esta é de facto uma via consensual utilizada para se traduzir esta fonte de amortecimento na análise dinâmica linear elástica de estruturas.

Contrariamente, na resolução de problemas dinâmicos que envolvam o comportamento não-linear dos materiais têm sido utilizadas formas de actuação diferentes no

tratamento da questão do amortecimento, não se encontrando na bibliografia recente uma forma consensual de se resolver este problema.

No contexto da análise não-linear a utilização de uma matriz de amortecimento de tipo viscoso não parece à primeira vista adequada, sendo mesmo controversa. De facto, aceitando-se que os modelos utilizados na simulação dos materiais permitem traduzir a dissipação de energia associada ao seu comportamento não-linear, não seria necessário recorrer-se à matriz $\boldsymbol{C}$. Contudo, dada a índole macroscópica da generalidade dos modelos constitutivos utilizados neste tipo de análises, aqueles normalmente não captam a dissipação associada ao comportamento não-linear que se processa nos materiais mesmo numa fase de deformação incipiente, normalmente assumida nestes modelos como correspondendo a um comportamento ainda elástico. Estas considerações permitem explicar o motivo pelo qual na análise sísmica de estruturas continua a ser incluída de uma forma explícita uma matriz de amortecimento material $\boldsymbol{C}$, mesmo quando o comportamento não-linear é traduzido por leis de comportamento de nível macroscópico. Assim, a utilização explícita desta componente de amortecimento viscoso pode ser entendida como uma aproximação introduzida no sentido de se compensar uma "incapacidade" dos modelos utilizados, atendendo-se desta forma à dissipação de energia que ocorre a nível mais microscópico.

Contudo esta estratégia não está isenta de algumas dificuldades, que se prendem de alguma forma com o próprio modelo utilizado na análise, podendo a este respeito colocar-se as seguintes questões:

- Para níveis de intensidade de acção que conduzam à cedência das armaduras, e tendo o modelo uma boa capacidade em traduzir a dissipação de energia daí resultante, que quantidade de energia deve ser dissipada através das forças de amortecimento viscoso associadas a $\boldsymbol{C}\dot{\tilde{\boldsymbol{a}}}$?

- Sendo utilizado o amortecimento viscoso, de que forma deve ser tida em consideração a progressiva degradação da estrutura e a consequente modificação da sua capacidade dissipativa? Efectivamente, não parece razoável manter-se o mesmo nível de dissipação por utilização da matriz $\boldsymbol{C}$ para intensidades da acção completamente diferentes.

Uma forma de se contornarem algumas destas dificuldades poderá passar pelo melhoramento dos modelos constitutivos utilizados, ou mesmo pela implementação de modelos complementares, no sentido de se atender directamente e de uma forma mais consistente à dissipação de energia que se desenvolve neste processo. Esta metodologia,

embora defendida por alguns autores (vejam-se, por exemplo, os trabalhos desenvolvidos por Ragueneau *et al.* (2000)), torna-se pouco atractiva pela grande complexidade que resulta nestes modelos, quer pelo conjunto de parâmetros que passam a envolver (cuja caracterização é difícil), quer pelo esforço de cálculo que passará também a ser exigido.

Em face destas considerações, a estratégia que assenta na inclusão de uma matriz de amortecimento viscoso, embora não sendo uma estratégia totalmente consistente, é correntemente utilizada na análise do comportamento sísmico de estruturas de betão armado (Guedes (1997), Arêde (1997), Vaz (1992), Pauley e Priestley (1992)). Esta estratégia pode efectivamente ser aplicada com sucesso, desde que sejam atendidas algumas das questões anteriormente referidas.

Na simulação numérica dos ensaios correspondentes ao Benchmark foi adoptada uma matriz de amortecimento $\boldsymbol{C}$ baseada na formulação proposta por Rayleigh (Clough e Penzien (1975)):

$$\boldsymbol{C}=a\boldsymbol{M}+b\boldsymbol{K} \tag{4.4}$$

Os parâmetros a e b podem ser obtidos de forma a satisfazerem determinados coeficientes de amortecimento ξ_1 e ξ_2 para dois modos de vibração seleccionados, caracterizados pelas respectivas frequências f_1 e f_2, tomando-se em consideração a conhecida equação (Bathe (1982))

$$\xi = a/(4\pi f)+b\pi f \tag{4.5}$$

que expressa o coeficiente de amortecimento ξ esperado para uma frequência f.

No estabelecimento da matriz de amortecimento a dificuldade associada ao facto de na análise dinâmica não-linear a matriz de rigidez $\boldsymbol{K}$ não ser constante, pode ser facilmente resolvida tomando-se b=0 na equação (4.5). No entanto, nestas condições a matriz de amortecimento $\boldsymbol{C}=a\boldsymbol{M}$ não é geralmente capaz de promover uma dissipação suficiente do ruído numérico a que anteriormente se fez referência (Faria (1994)), mesmo sendo utilizados métodos de integração com boa capacidade dissipativa como o método-α (HHT). Por esta razão encontram-se reportada em muitas referências** a utilização de uma matriz de amortecimento proporcional à rigidez, ou seja, considerando-se $a=0$ e $b\neq 0$ na equação (4.5),

** EL-Aidi e Hall (1989), Vargas-Loli e Fenves (1989), Bhattacharjee e Léger (1993).

particularmente no contexto de aplicações envolvendo a modelação de estruturas de betão simples ou fracamente armado. Esta estratégia não deve ser confundida com a ideia de que obtendo-se neste caso $\xi = b\pi f$ se possa esperar uma redução do coeficiente de amortecimento resultante da diminuição da frequência induzida pela progressão da não-linearidade, uma vez que a configuração dos modos de vibração pode ser drasticamente modificada pela evolução da fendilhação do betão e pela cedência das armaduras, vindo consequentemente alteradas as condições iniciais sob as quais a matriz de amortecimento $\boldsymbol{C}$ foi definida (Ragueneau *et al.* (2000)). Efectivamente se não for prestada uma atenção especial a este assunto, e se for mantida a matriz $\boldsymbol{C}=b\boldsymbol{K}$ constante, podem resultar elevadas forças de amortecimento em elementos que sofreram uma drástica redução da rigidez (Bhattacharjee e Léger (1993)), situação em que se obtém uma condição de equilíbrio artificial e irrealista.

Nas aplicações correspondentes à simulação dos ensaios relativos ao Benchmark foram utilizadas diferentes modalidades da matriz de amortecimento procurando-se desta forma atender a algumas das questões aqui levantadas.

4.3.4.1 Matriz de amortecimento evolutiva com a rigidez $\boldsymbol{C}^{\leftrightarrow}$

Numa fase inicial do Benchmark foi adoptada uma metodologia consistindo na actualização da matriz de amortecimento em função da evolução dos danos que ocorrem no betão (Faria (1994)), simbolizada neste trabalho por $\boldsymbol{C}^{\leftrightarrow}$. Esta metodologia consiste na *(i)* atribuição de uma matriz de amortecimento proporcional à rigidez inicial em cada elemento finito enquanto os respectivos pontos de integração se mantêm no domínio elástico, *(ii)* procedendo-se à sua actualização sempre que os danos no betão cresçam. Neste processo é utilizada uma pseudo-matriz de rigidez que é actualizada a partir da evolução das variáveis internas do modelo de dano d^+ e d^- que controlam a degradação em tracção e compressão. Ao nível de cada elemento finito e e para o instante t é adoptada a seguinte definição para a matriz de amortecimento

$$\boldsymbol{C}_e(t) = b\,{}^{*}\boldsymbol{K}_e(t) \tag{4.6}$$

onde ${}^{*}\boldsymbol{K}_e(t)$ representa a pseudo-matriz de rigidez definida por

$$\overset{*}{K}_e(t) = \int_{\Omega_e} \boldsymbol{B}^T \left[\mathrm{h}(t) \boldsymbol{D}_0 \right] \boldsymbol{B} \, d\Omega \tag{4.7}$$

sendo a degradação média induzida na matriz constitutiva elástica $\boldsymbol{D}_0$ para o instante t reproduzida pelo escalar h(t) calculado em cada ponto de Gauss a partir da definição

$$\mathrm{h} = \left(1 - d^+\right)\mathrm{h}^+ + \left(1 - d^-\right)\mathrm{h}^- \tag{4.8}$$

na qual $\mathrm{h}^{+(-)}$ correspondem às seguintes normas dos tensores de tensões efectivas de tracção e compressão

$$\mathrm{h}^+ = \frac{\sqrt{\overline{\sigma}^+ : \overline{\sigma}^+}}{\sqrt{\overline{\sigma}^+ : \overline{\sigma}^+} + \sqrt{\overline{\sigma}^- : \overline{\sigma}^-}} \tag{4.9}$$

$$\mathrm{h}^- = 1 - \mathrm{h}^+ \tag{4.10}$$

Como se pode constatar, enquanto o material se comportar elasticamente obtemos pela equação (4.9) h = 1, vindo consequentemente a matriz de amortecimento $\boldsymbol{C}^{\leftrightarrow} = b\,\boldsymbol{K}_0$ (sendo $\boldsymbol{K}_0$ a matriz de rigidez elástica inicial). No entanto, durante a análise a matriz de rigidez pode sofrer alterações significativas com a evolução das variáveis de dano, operando-se desta forma uma atenuação ou uma recuperação da contribuição do amortecimento no equilíbrio dinâmico.

A simulação dos ensaios efectuada com esta modalidade da matriz de amortecimento permitiu constatar que a resposta vinha ainda fortemente amortecida, particularmente nas situações de forte intensidade da acção sísmica, como se poderá ver na secção 4.3.6.3.2.

4.3.4.2 Matriz de amortecimento evolutiva com o dano em tracção $C_{\downarrow}$

Em alternativa à anterior considerou-se igualmente uma outra metodologia na definição de uma matriz de amortecimento evolutiva. Entendendo-se que a relativa inoperacionalidade da matriz de amortecimento resultante da modalidade apresentada anteriormente pudesse estar associada à recuperação do amortecimento que pode ocorrer entre cada ciclo nas situações em que o estado de tensão passa de tracção para compressão e os danos d^- são reduzidos, procurou-se com esta nova metodologia eliminar-se esta situação.

Esta variante da matriz de amortecimento, simbolizada por $C_{\downarrow}$, é ainda definida a partir da matriz de rigidez elástica inicial por $C_{\downarrow} = b K_o$, procedendo-se no entanto à sua actualização de acordo com a seguinte estratégia: *(i)* enquanto não se registam danos o parâmetro b é definido pela equação (4.5) (considerando-se $a = 0$) por forma a promover-se um determinado coeficiente de amortecimento no primeiro modo de vibração; *(ii)* detectando-se dano em tracção num qualquer ponto de Gauss ($d^+ \neq 0$) de um elemento finito representativo do betão o parâmetro b é instantaneamente reduzido neste elemento, mantendo-se no entanto uma parcela residual. Ensaios preliminares revelaram ser adequado garantir sempre uma parcela residual não nula associada a este elemento (com dano em tracção), a fim de controlar o ruído numérico, situação que foi atendida mantendo-se 10% do amortecimento inicial.

Com esta modalidade da matriz de amortecimento $C_{\downarrow}$ processa-se uma atenuação da componente de amortecimento viscoso à medida que o dano em tracção aumenta (reduzindo-se a contribuição do betão fendilhado para a matriz de amortecimento), mas não se processa agora a recuperação do amortecimento com a recuperação da rigidez que ocorre ao nível do elemento (pelo fecho das fendas) como se verificava na situação da modalidade definida anteriormente. Desta forma foi possível captar com maior aproximação a dissipação de energia, particularmente nas situações de pequena ou média intensidade da acção sísmica, nas quais não se processa ainda uma grande dissipação resultante do comportamento não-linear, particularmente a cedência das armaduras.

4.3.4.3 Matriz de amortecimento residual C_r

Na literatura são igualmente reportadas aplicações em que a matriz de amortecimento viscoso não é incluída na análise de estruturas sujeitas a acções sísmicas de elevada intensidade, ou seja não são consideradas na equação de equilíbrio dinâmico as forças de amortecimento viscoso (Guedes (1997), Arêde (1997)). Esta estratégia apoia-se no facto de que, nas situações em que a acção sísmica é intensa, a incursão no domínio não-linear é significativa, dela resultando a principal componente de dissipação de energia, que sendo captada pelos modelos constitutivos que traduzem o comportamento dos materiais torna desnecessária (e até inconveniente) a consideração do amortecimento viscoso.

No entanto, pelo facto de se ter verificado, na generalidade das aplicações desenvolvidas no âmbito desta tese, que os modelos constitutivos utilizados na simulação do

comportamento não-linear dos materiais têm a tendência para subavaliar (ainda que ligeiramente) a dissipação de energia resultante deste comportamento, e atendendo ainda à necessidade de se garantir alguma dissipação nas frequências mais elevadas a fim de controlar o ruído numérico, manteve-se uma contribuição do amortecimento viscoso, ainda que reduzida, nas aplicações que envolveram acções sísmicas intensas. Assim, nestas aplicações adoptou-se uma matriz de amortecimento residual $\boldsymbol{C}_r = b\,\boldsymbol{K}_0$ que se manteve constante no decurso da análise. O parâmetro b foi calculado através da equação (4.5) por forma a obter-se no primeiro modo de vibração um coeficiente de amortecimento correspondente a 10% do amortecimento medido experimentalmente.

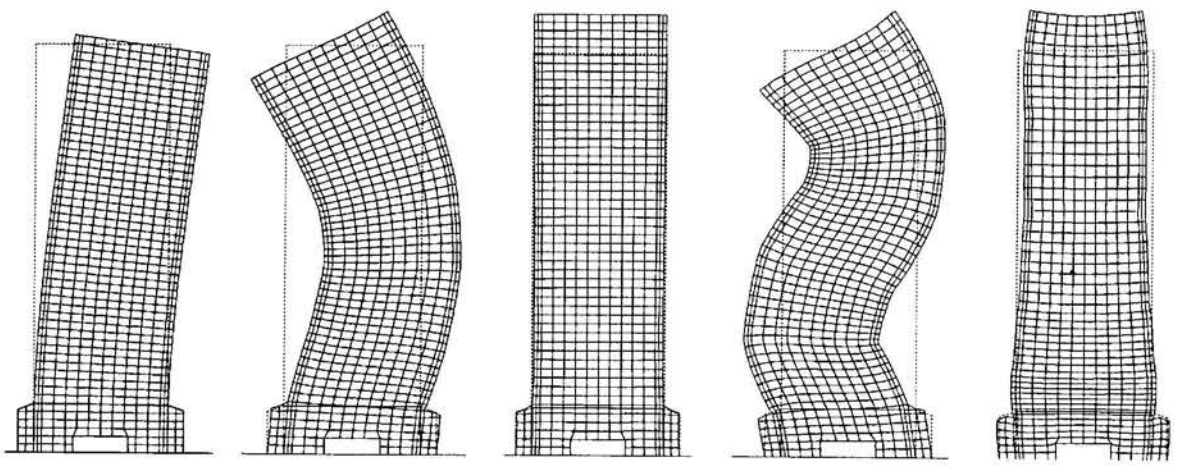
Embora a discussão dos resultados obtidos com a utilização desta matriz de amortecimento residual $\boldsymbol{C}_r$ na simulação dos ensaios correspondentes aos sismos intensos seja feita mais adiante, pode adiantar-se desde já que a boa aproximação obtida com os resultados experimentais permite concluir que esta estratégia é eficiente.

4.3.5 Análise modal

Foram medidas experimentalmente, antes da realização dos ensaios sísmicos, frequências de 7.24Hz e de 33Hz correspondentes aos dois primeiros modos de vibração por flexão no plano das paredes, e uma frequência de 20Hz correspondente ao primeiro modo de vibração vertical (CIB-RI (1998)). Com base nesta informação, procurou-se avaliar a adequabilidade da presente modelação na simulação dos ensaios dinâmicos, quer em termos da própria modelação da massa, quer ainda em termos da simulação da rigidez da estrutura, comparando-se as frequências obtidas numericamente com os valores medidos experimentalmente. Com base na discretização do modelo apresentada anteriormente procedeu-se assim à determinação das frequências próprias e dos respectivos modos de vibração.

Começou por se fazer uma primeira análise sem se fazer intervir a mesa sísmica na modelação, considerando-se nesta situação a base da fundação perfeitamente fixa. Nestas condições, e assumindo-se um valor médio do módulo de elasticidade do betão E_c=28GPa, obtiveram-se para os primeiros 5 modos de vibração os valores das frequências indicados na Figura 4.17. A comparação destes valores com os valores experimentais, permite detectar uma discrepância evidente, em particular no que respeita ao modo vertical (Figura 4.17c), para o qual se obteve numericamente um valor da frequência aproximadamente duplo do medido

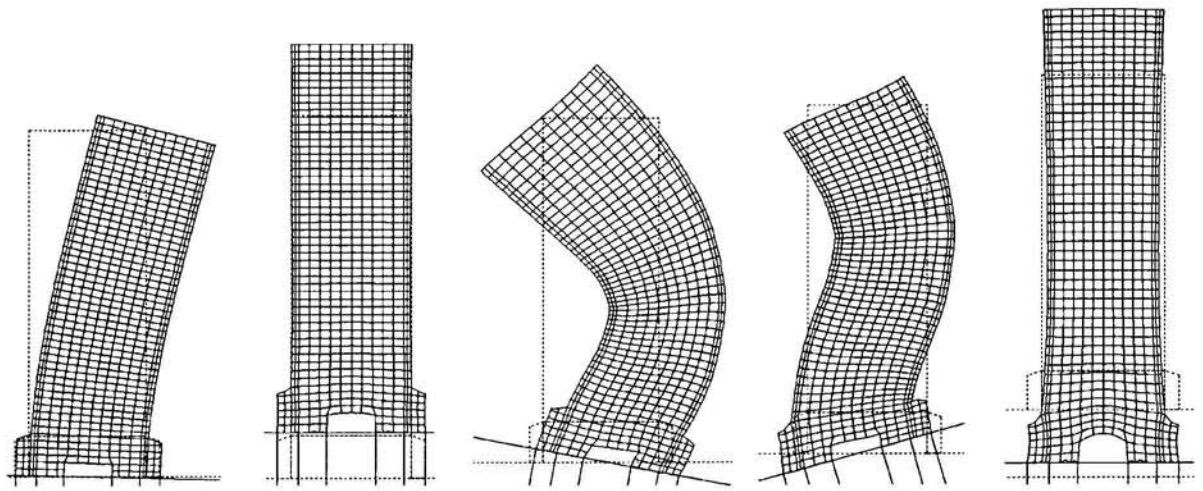
experimentalmente. Estes resultados reforçam efectivamente a necessidade de se incluir na modelação o sistema formado pela mesa e pelas respectivas ligações ao exterior.



a) f_1=8.99 Hz b) f_2=40.69 Hz c) f_3=43.66 Hz d) f_4=88.42 Hz e) f_5=128.03 Hz

Figura 4.17 – Frequências próprias e configuração dos modos de vibração (base fixa; E_c=28GPa).

Fez-se uma nova análise incluindo-se agora na modelação a mesa sísmica de acordo com os procedimentos apresentados na secção 4.3.2.3. Nesta análise considerou-se igualmente para o betão um valor do módulo de elasticidade E_c=28GPa. Relativamente à massa e à rigidez dos actuadores da mesa sísmica, assumiram-se os valores sugeridos pela organização do Benchmark, ou seja, considerou-se uma massa de 25t e um valor da rigidez K_r=400MN/m (veja-se Figura 4.12). Na Figura 4.18 reproduzem-se as configurações dos 5 primeiros modos e correspondentes frequências. Obteve-se agora uma melhor aproximação relativamente aos valores medidos experimentalmente, continuando no entanto a persistir alguma discrepância o que sugere que alguns factores não estarão a ser correctamente considerados na modelação. Podendo referir-se como exemplo destes factores, os associados às condições da ligação do modelo à mesa (efectiva rigidez desta ligação) e ainda associados à própria fendilhação inicial das paredes (observou-se que as paredes apresentavam já alguma fendilhação distribuída antes da realização dos ensaios dinâmicos). Por outro lado, incertezas na caracterização de alguns parâmetros podem reflectir-se também nas diferenças que são observadas, em particular referentes à caracterização da rigidez correspondente aos actuadores e ao próprio valor do módulo de elasticidade do betão.



a) f_1=8.25 Hz b) f_2=23.14 Hz c) f_3=35.33 Hz d) f_4=56.89 Hz e) f_5=64.76 Hz

Figura 4.18 - Frequências próprias e configuração dos modos de vibração (massa da mesa =25t, K_r=400MN/m, E_c=28 GPa).

Procedeu-se assim a uma análise de sensibilidade, no sentido de se avaliar a incidência de alguns destes factores, fazendo-se variar o módulo de elasticidade do betão e a rigidez K_r correspondente aos actuadores, mantendo-se no entanto inalterado o valor da massa da mesa. A melhor aproximação das frequências obtidas numericamente aos valores experimentais foi conseguida neste estudo para o valor do módulo de elasticidade do betão E_c=21.5GPa, e com K_r=300MN/m. Apresentam-se no Quadro 4.7 os valores das frequências obtidos nestas condições, constatando-se que a concordância com os valores medidos experimentalmente foi francamente melhorada relativamente à situação anterior. Importa realçar que não deve ser entendido que estes valores (E_c=21.5GPa, K_r=300MN/m) traduzem com rigor a real deformabilidade do betão e a rigidez dos actuadores. No entanto, pode considerar-se que traduzem de uma forma indirecta um conjunto de factores que não estão explicitamente incluídos na modelação, tais como a efectiva rigidez da ligação do modelo à mesa e ainda os efeitos da fendilhação prévia da parede. Assim, e de acordo com esta perspectiva, na simulação numérica dos ensaios sísmicos que se apresentarão nas secções seguintes foram considerados estes valores E_c e K_r.

Quadro 4.7 – Frequências próprias (massa da mesa =25t, K_r=300MN/m, E_c=21.5 GPa).

Frequência	1° modo (hor.)	2° modo (vert.)	3° modo (hor.)	4° modo (hor.)	5° modo (vert.)
Experimental	7.24Hz	20Hz	33Hz	-	-
Numérica	7.28Hz	20.12Hz	30.92Hz	49.64Hz	56.80Hz

4.3.6 Análises sísmicas não-lineares

A metodologia de análise descrita nos subcapítulos anteriores foi utilizada na simulação dos ensaios sísmicos correspondentes ao presente Benchmark, procurando nesta simulação traduzir-se as condições efectivas dos ensaios experimentais, mas estabelecendo-se no entanto um compromisso com o esforço de cálculo despendido nesta análise.

A simulação numérica correspondeu à aplicação sequencial dos três acelerogramas utilizados em cada um dos ensaios experimentais, transmitindo de um cálculo ao seguinte toda a informação relevante, nomeadamente a informação relacionada com as variáveis históricas que controlam a degradação dos materiais. Apresentam-se nas secções seguintes os principais resultados obtidos na simulação de cada um dos ensaios, sendo estes referenciados pela designação dos acelerogramas correspondentes. A discussão dos resultados e a sua comparação com os resultados experimentais permitirá avaliar a adequabilidade da metodologia adoptada nesta análise, nomeadamente no que se refere à eficiência dos modelos utilizados na simulação do comportamento não-linear dos materiais.

4.3.6.1 Ensaio Nice 0.24g

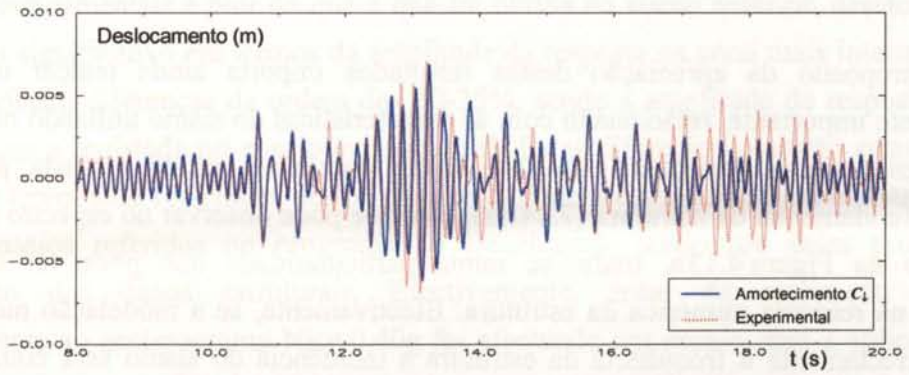
A resposta da estrutura obtida numericamente na simulação do primeiro ensaio, correspondente à aplicação do acelerograma Nice 0.24g, é comparada na Figura 4.19 com a resposta experimental em termos do deslocamento obtido no topo da parede e dos esforços registados na base. Na simulação numérica deste ensaio considerou-se uma matriz de amortecimento $\boldsymbol{C}_{\downarrow}$ definida de acordo com os procedimentos apresentados na secção 4.3.4.2, ou seja uma matriz de amortecimento proporcional à rigidez, calibrada por forma a promover 2% do amortecimento crítico no 1º modo de vibração elástico, e que é reduzida no decurso da análise em função da degradação do betão em tracção[††].

A partir da Figura 4.19 pode constatar-se que globalmente a resposta numérica acompanha bem a resposta experimental. Relativamente à evolução do deslocamento observa-se na Figura 4.19a uma boa concordância entre as respostas numérica e experimental,

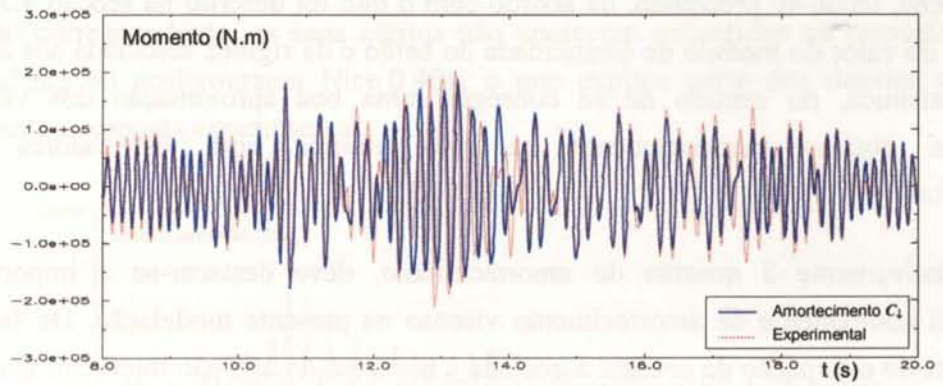
---

[††] A contribuição para a matriz de amortecimento de um dado ponto de Gauss é reduzida a 10% da contribuição inicial quando existir dano em tracção neste ponto ($d^{+}\neq 0$), ou seja quando se inicia a fendilhação.

particularmente durante a parte mais intensa do sismo, quer em termos de amplitude, quer em termos de fase. No entanto pode observar-se na parte final do sismo uma discrepância em termos de amplitude. Verifica-se efectivamente que os deslocamentos obtidos numericamente são menores do que os registados durante o ensaio, o que sugere que a resposta numérica está excessivamente amortecida. Em termos dos esforços registados na base da parede a concordância dos resultados numéricos com os experimentais pode ser considerada boa (Figura 4.19b e Figura 4.19c), verificando-se apenas uma ligeira discrepância na amplitude destes esforços. A concordância destes resultados permite concluir que o modelo capta com eficiência a degradação de rigidez da estrutura associada à fendilhação desenvolvida neste sismo.

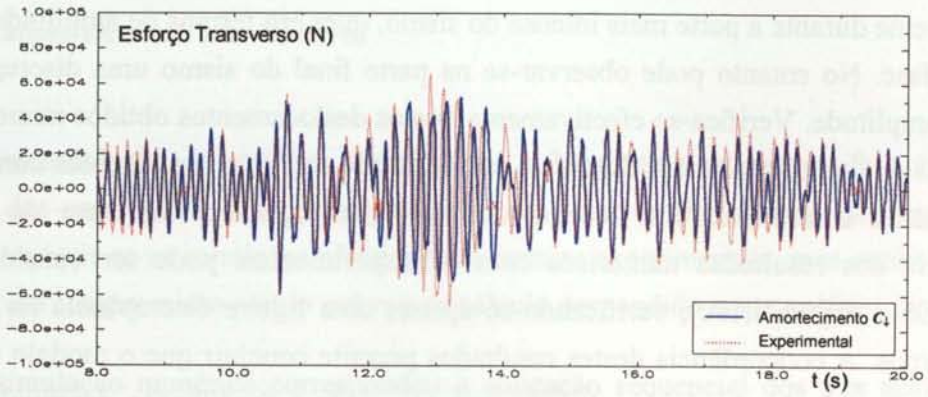


a) deslocamento horizontal no topo



b) momento na base (nível 1)

Figura 4.19 – Comparação com resultados experimentais: Nice 0.24g (Amort. $C_{\downarrow}$).



c) esforço transverso na base (nível 1)

Figura 4.19 (cont.) – Comparação com resultados experimentais: Nice 0.24g (Amort. $C_\downarrow$).

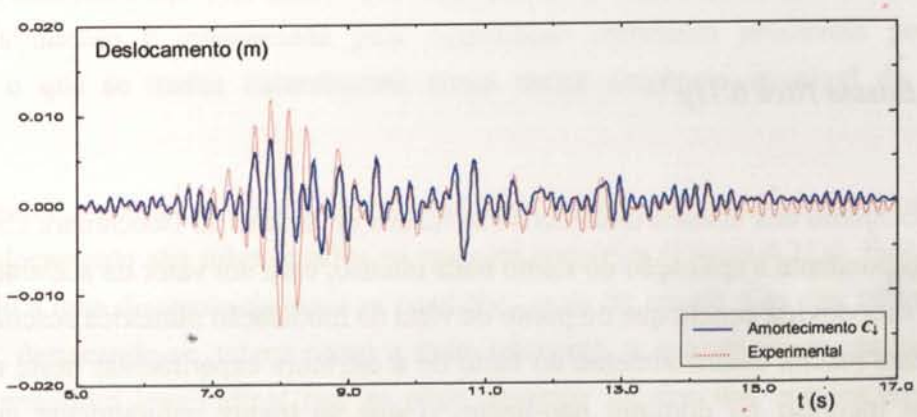
A propósito da apreciação destes resultados importa ainda realçar um aspecto extremamente importante, relacionado com as características do sismo utilizado neste ensaio. O facto deste sismo apresentar uma frequência dominante muito vincada próxima da frequência fundamental da estrutura (7.24Hz), como se pode observar no espectro de resposta apresentado na Figura 4.13b, traduz-se numa particularidade que pode ter um reflexo importante na resposta numérica da estrutura. Efectivamente, se a modelação numérica não simular correctamente a frequência da estrutura a incidência do sismo será completamente diferente, o que se pode traduzir naturalmente num desvio importante entre a resposta numérica e a experimental. Dada a sua importância este aspecto foi devidamente acautelado na modelação, tendo-se procedido, de acordo com o que foi descrito na secção 4.3.5, a uma calibração do valor do módulo de elasticidade do betão e da rigidez associada aos actuadores da mesa sísmica, no sentido de se conseguir uma boa aproximação dos valores das frequências obtidas numericamente na fase elástica com os valores medidos experimentalmente.

Relativamente à questão do amortecimento, deve destacar-se a importância da inclusão da componente de amortecimento viscoso na presente modelação. De facto, neste caso a fonte de dissipação de energia associada à histerese do aço não intervém, uma vez que a intensidade do sismo não é suficiente para induzir a cedência das armaduras. Nestas condições recai na componente de amortecimento viscoso a contribuição fundamental no amortecimento nos modos de vibração de frequências mais baixas.

4.3.6.2 Ensaio Nice 0.40g

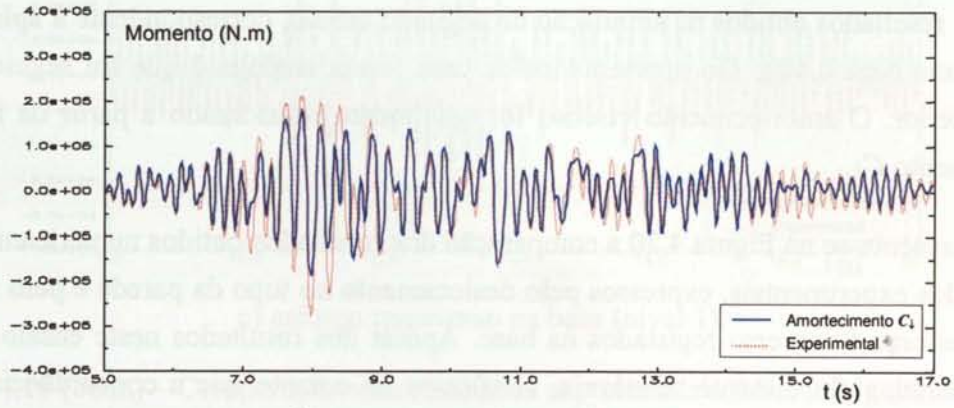
Os resultados obtidos na simulação do segundo ensaio, correspondente à aplicação do acelerograma Nice 0.40g, são apresentados de uma forma análoga à que foi seguida para o ensaio anterior. O amortecimento viscoso foi igualmente considerado a partir da matriz de amortecimento $\boldsymbol{C}_{\downarrow}$.

Apresenta-se na Figura 4.20 a comparação dos resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais, expressos pelo deslocamento no topo da parede e pelo momento flector e esforço transverso registados na base. Apesar dos resultados neste ensaio poderem ser considerados globalmente aceitáveis, verifica-se no entanto que a concordância com os resultados experimentais é pior do que a que foi obtida no sismo anterior, destacando-se um desvio mais significativo em termos da amplitude da resposta na zona mais intensa do sismo, onde se registam diferenças da ordem dos 30-35%, sendo a amplitude da resposta numérica menor do que a registada no ensaio experimental. Estas diferenças poderão estar associadas ao facto de terem sido realizados outros ensaios durante a campanha experimental para além dos três ensaios referidos no programa do Benchmark, tendo um deles produzido um agravamento dos danos estruturais. Efectivamente, antes da realização do ensaio correspondente ao acelerograma Nice 0.40g foi efectuado um ensaio com a aplicação de um acelerograma representativo de um sismo próximo, que produziu um aumento da fendilhação e o início da cedência de algumas armaduras. Não tendo este sismo sido considerado na simulação numérica, uma vez que os organizadores não o referiram nem forneceram informação correspondente, os seus efeitos não aparecem reflectidos na resposta numérica correspondente ao acelerograma Nice 0.40g, o que explica parte dos desvios observados relativamente à resposta experimental.

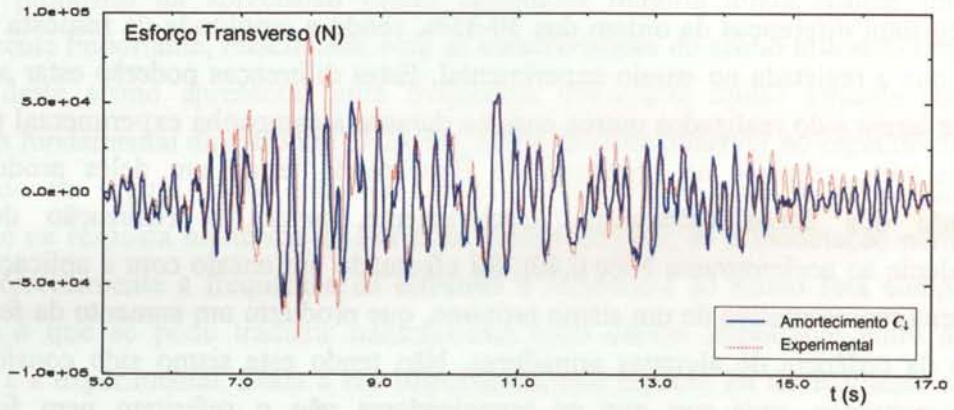


a) deslocamento horizontal no topo

Figura 4.20 – Comparação com resultados experimentais: Nice 0.40g (Amort. $\boldsymbol{C}_{\downarrow}$).



b) momento na base (nível 1)



c) esforço transverso na base (nível 1)

Figura 4.20 (cont.) – Comparação com resultados experimentais: Nice 0.40g (Amort. $C_\downarrow$).

4.3.6.3 Ensaio Nice 0.71g

Do conjunto dos ensaios dinâmicos efectuados no âmbito do Benchmark CAMUS 1, o ensaio correspondente à aplicação do sismo mais intenso, com um valor da aceleração de pico de 0.71g, é sem dúvida aquele que do ponto de vista da modelação numérica suscita um maior interesse. Este resulta essencialmente do facto de a estrutura experimentar neste ensaio uma significativa incursão no domínio não-linear, o que se traduz naturalmente numa maior exigência colocada ao nível da modelação numérica, quer pela necessidade dos modelos traduzirem com eficiência o próprio comportamento não-linear dos materiais, quer ainda pela

necessidade da própria estratégia de simulação permitir captar de uma forma eficiente os efeitos do amortecimento na resposta da estrutura. Justifica-se assim que seja devotada uma atenção especial a este ensaio, fazendo-se uma apresentação e discussão mais detalhada dos resultados obtidos na simulação numérica.

Em face da importância do amortecimento na resposta da estrutura, e no sentido de se clarificar a influência da matriz de amortecimento viscoso nesta resposta, procede-se à discussão dos resultados obtidos numericamente por duas vias distintas, nas quais o amortecimento viscoso é considerado através de: *(i)* uma matriz de amortecimento residual $\boldsymbol{C}_r$ definida na secção 4.3.4.3 ou de *(ii)* uma matriz de amortecimento evolutiva $\boldsymbol{C}^{\leftrightarrow}$ definida na secção 4.3.4.1.

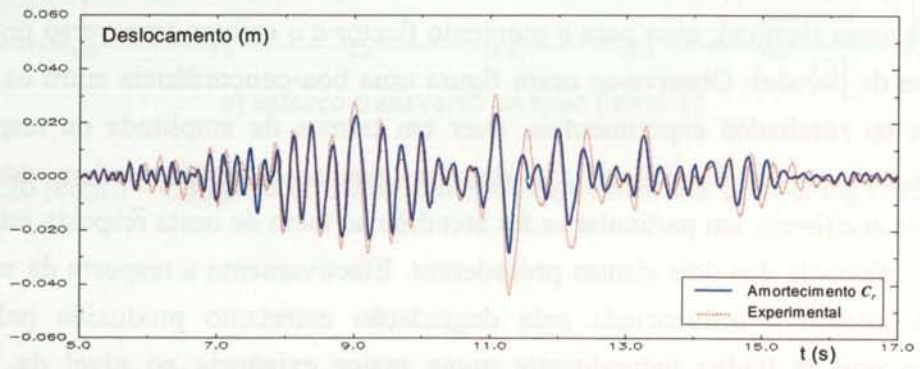
4.3.6.3.1 Matriz de amortecimento residual $\boldsymbol{C}_r$

Esta secção é dedicada à simulação numérica do ensaio correspondente ao sismo Nice 0.71g, assumindo-se nesta simulação uma matriz de amortecimento residual $\boldsymbol{C}_r$. Apresenta-se na Figura 4.21 a comparação destes resultados com os resultados experimentais, quer para a evolução do deslocamento horizontal no topo da parede (deslocamento relativo em relação à mesa sísmica), quer para o momento flector e o esforço transverso registados no nível 1 (base da parede). Observa-se nesta figura uma boa concordância entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, quer em termos da amplitude da resposta, quer mesmo em termos da frequência. Os desvios que se registam podem considerar-se perfeitamente aceitáveis, em particular se for atendido ao facto de nesta resposta estar também reflectida a influência dos dois sismos precedentes. Efectivamente a resposta da estrutura no sismo mais intenso é influenciada pela degradação entretanto produzida pelos sismos anteriores, o que se traduz naturalmente numa maior exigência ao nível da modelação numérica.

Apesar da boa concordância destes resultados, verifica-se no entanto que os valores de pico do deslocamento são subestimados na resposta numérica (Figura 4.21a). Este facto pode ser atribuído a uma discrepância entre as condições reais do ensaio e as que estão traduzidas no modelo, destacando-se, talvez como a mais relevante, a ocorrência da rotura de alguns varões da armadura longitudinal que se pôde observar no fim dos ensaios experimentais (CIB-RII (1998)). O desfasamento que a partir do pico correspondente aos 11s se observa entre a resposta numérica e a resposta experimental pode estar afectivamente associado a esta

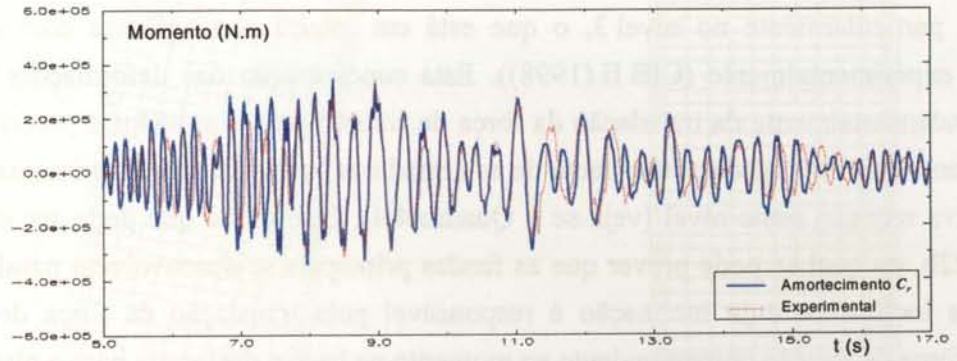
rotura. De facto, a redução de rigidez associada à rotura destes varões reflecte-se directamente num aumento do período que se observa na resposta experimental. No entanto, e na perspectiva do autor, este aspecto não deve ser entendido como uma deficiência específica do modelo utilizado. Efectivamente, uma vez que o modelo incorpora o conceito de fenda distribuída não é expectável que consiga captar com rigor a rotura de uma armadura, que é um fenómeno localizado associado fundamentalmente ao mecanismo de uma única fenda.

Relativamente aos esforços registados na base da parede, pode observar-se nas Figuras 4.21b e 4.21c que a resposta numérica é praticamente coincidente com a resposta experimental, à excepção do desfasamento que se referiu anteriormente. Importa no entanto realçar uma certa aspereza observável nas curvas correspondentes à resposta numérica, em particular na evolução do esforço transverso (Figura 4.21c). Este facto, e uma vez que as forças de corte estão directamente associadas à evolução das acelerações relativas, evidencia alguma insuficiência no controlo do ruído numérico. Esta insuficiência resulta essencialmente do facto de se ter considerado uma matriz de amortecimento residual, não sendo assim suficiente a atenuação do ruído numérico proporcionada por esta contribuição residual do amortecimento viscoso e pela dissipação algorítmica do método-α (HHT) utilizado na integração no domínio do tempo.

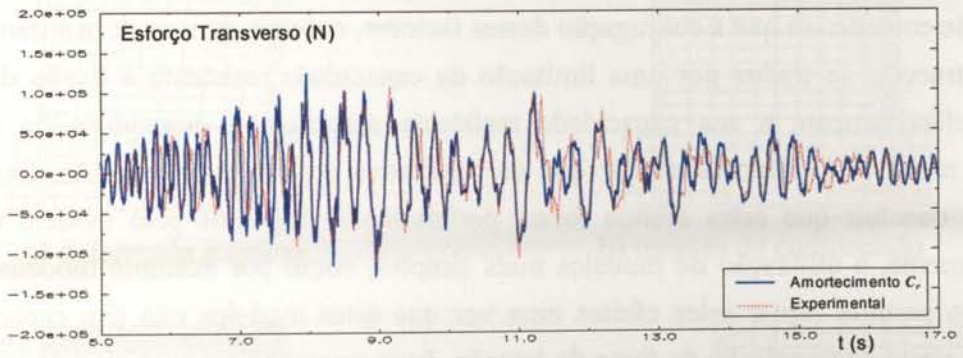


a) deslocamento horizontal no topo

Figura 4.21 – Comparação com resultados experimentais: Nice 0.71g (Amort. C_r).



b) momento na base (nível 1)



c) esforço transverso na base (nível 1)

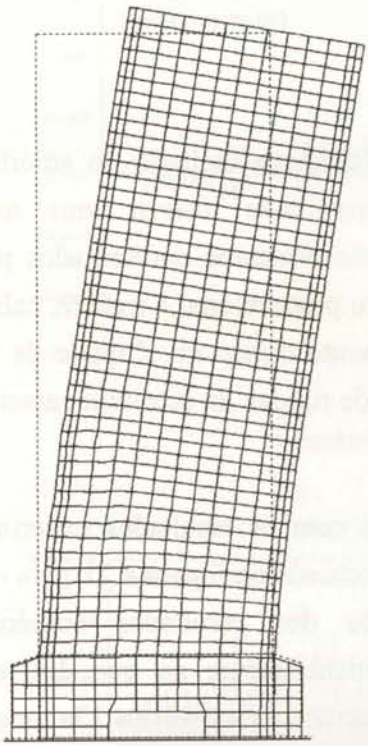
Figura 4.21 (cont.) – Comparação com resultados experimentais: Nice 0.71g (Amort. C_r).

Reproduz-se na Figura 4.22a a deformada correspondente ao instante em que se obteve o deslocamento máximo no topo da parede (aproximadamente para t=11s), enquanto que na Figura 4.22b se representam as correspondentes tensões principais de compressão. Nesta figura torna-se clara a formação de "escoras" inclinadas ligando o banzo comprimido com o "tirante" materializado pelas armaduras longitudinais, o que está em concordância com o conhecido mecanismo de escoras e tirantes associado à resistência última de elementos de betão armado solicitados por flexão.

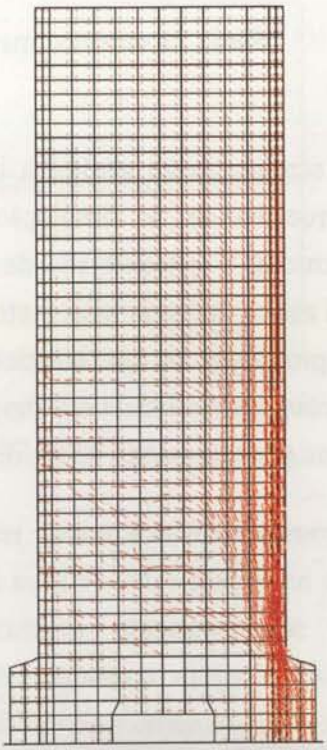
A Figura 4.22c ilustra a incursão no domínio das deformações plásticas das armaduras ϕ6 mais solicitadas em flexão, ou seja das armaduras mais exteriores da parede identificadas na figura. Esta incursão é traduzida pela deformação ε_{max} que representa a deformação máxima calculada nestas armaduras ao longo da altura da parede, não tendo sido consideradas as deformações das armaduras que se mantêm no domínio elástico proporcionando-se com este procedimento uma leitura mais imediata das zonas onde as armaduras experimentam

deformações pós-elásticas. Pode observar-se nesta figura que a cedência das armaduras se concentra particularmente no nível 3, o que está em inteira concordância com o que se observou experimentalmente (CIB II (1998)). Esta concentração das deformações plásticas resulta fundamentalmente da translação da força de tracção nestas armaduras produzido pelo esforço transverso conjugada com o facto de as armaduras longitudinais experimentarem uma significativa redução neste nível (veja-se o Quadro 4.4). Este efeito que pode ser sentido na Figura 4.22b, na qual se pode prever que as fendas principais se desenvolvem paralelamente às escoras inclinadas, cuja inclinação é responsável pela translação da força de tracção. Assim, a força de tracção correspondente ao momento na base é deslocada para o nível 3 onde a quantidade de armadura é muito mais baixa, resultando no início da cedência das armaduras neste nível e consequentemente permanecendo no domínio elástico as armaduras abaixo deste nível. Pode entender-se que a conjugação destes factores, redução da armadura e translação da força de tracção, se traduz por uma limitação da capacidade resistente à flexão da parede, estando efectivamente a sua capacidade resistente associada à quantidade de armadura existente no nível 3. Importa realçar que os resultados obtidos na simulação deste ensaio permitem concluir que estes efeitos foram perfeitamente captados pelo modelo utilizado. Contrariamente, a utilização de modelos mais simples, como por exemplo modelos do tipo fibras, não permite captar estes efeitos uma vez que estes modelos não têm capacidade de simular o efeito de translação da força de tracção, facto que pôde ser comprovado em estudos efectuados por outros autores para o mesmo Benchmark (Sollogoub (2000)).

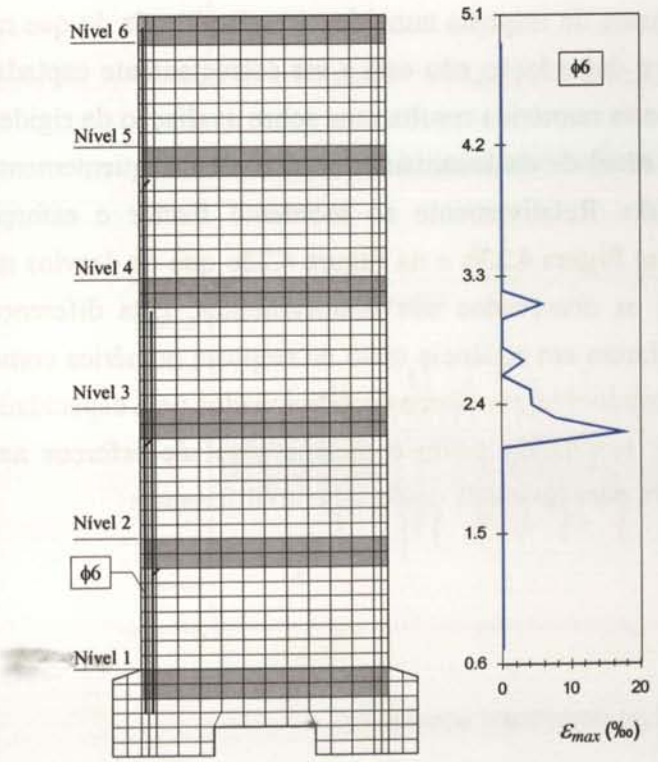
Apresenta-se na Figura 4.22d a distribuição que se obtém no fim do ensaio para os danos em tracção nos elementos de betão. Esta distribuição de danos, reflectindo o estado de fendilhação da parede uma vez que estes danos traduzem a degradação que ocorre em tracção em cada ponto de Gauss destes elementos, permite concluir que a fendilhação se desenvolve até ao nível 4, o que está em perfeita concordância com o padrão de fendilhação que foi observado no fim dos ensaios (CIB II (1998)).



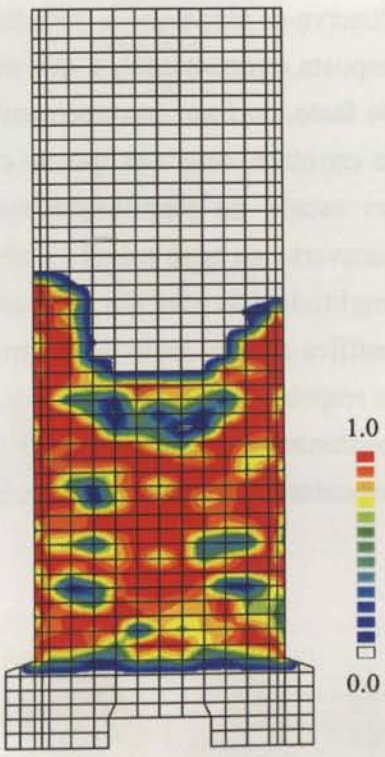
a) deformada máxima



b) tensões de compressão



c) deformação plástica nas armaduras ϕ6



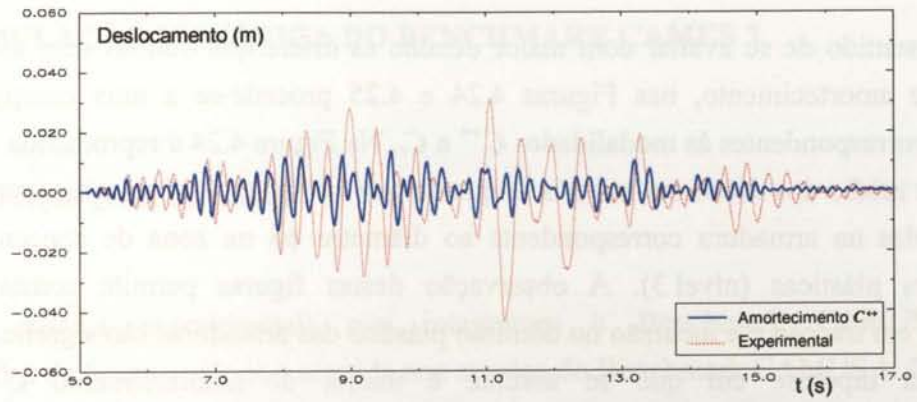
d) danos em tracção

Figura 4.22 – Resultados numéricos: Nice 0.71g.

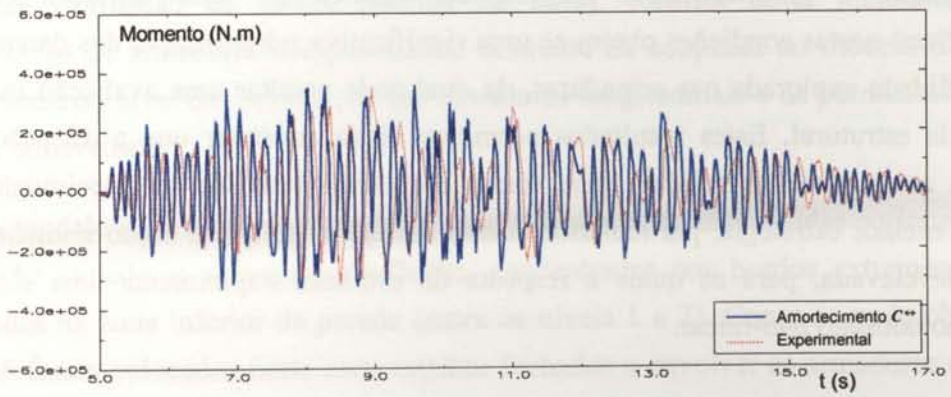
4.3.6.3.2 Matriz de amortecimento evolutiva $C^{\leftrightarrow}$

No sentido de se avaliar a influência nos resultados da inclusão do amortecimento viscoso, procedeu-se à simulação deste ensaio fazendo-se intervir uma matriz de amortecimento $C^{\leftrightarrow}$ estabelecida de acordo com os procedimentos apresentados na secção 4.3.4.1. Foi assim definida uma matriz de amortecimento proporcional à rigidez, calibrada no sentido de promover na fase elástica 2% do amortecimento crítico no 1º modo de vibração, sendo no entanto actualizada em função da degradação de rigidez da estrutura caracterizada a partir de uma pseudo-matriz de rigidez.

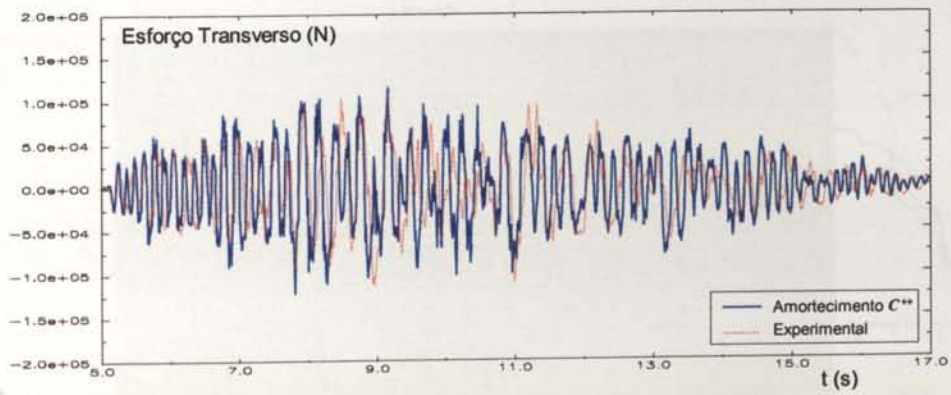
A comparação dos novos resultados numéricos com os resultados experimentais é apresentada na Figura 4.23, de uma forma análoga à efectuada na Figura 4.21 para o caso da matriz de amortecimento residual. A aproximação dos resultados numéricos aos experimentais é agora consideravelmente menor, particularmente no que diz respeito à evolução do deslocamento no topo da perede. Pode observar-se na Figura 4.23a uma redução generalizada dos deslocamentos na ordem dos 40-50% relativamente aos valores registados no ensaio experimental, indicando que a resposta numérica está demasiado amortecida. Observa-se ainda que a frequência dominante da resposta numérica é mais elevada do que na resposta experimental, o que sugere que a degradação não está a ser correctamente captada. De facto, do forte amortecimento da resposta numérica resulta uma sobre avaliação da rigidez da estrutura, uma vez que se obtém um nível de deslocamentos menor e consequentemente um estado de fendilhação mais reduzido. Relativamente ao momento flector e esforço transverso na base (nível 1), observa-se na Figura 4.23b e na Figura 4.23c que os desvios na amplitude não são tão relevantes como os observados nos deslocamentos. Esta diferença justifica-se pelo facto de as armaduras estarem em cedência tanto na resposta numérica como na resposta experimental, vindo consequentemente os esforços condicionados pela capacidade resistente conferida por estas armaduras, resultando assim o mesmo nível de esforços nas respostas numérica e experimental, embora para níveis de deslocamento diferentes.



a) deslocamento horizontal no topo



b) momento na base (nível 1)



c) esforço transverso na base (nível 1)

Figura 4.23 – Comparação com resultados experimentais: Nice 0.71g (Amort. $C^{\leftrightarrow}$).

No sentido de se avaliar com maior detalhe as diferenças obtidas com as diferentes matrizes de amortecimento, nas Figuras 4.24 e 4.25 procede-se a uma comparação dos resultados correspondentes às modalidades $\boldsymbol{C}^{\leftrightarrow}$ e $\boldsymbol{C}_r$. Na Figura 4.24 é reproduzida a evolução de D^+ valor médio dos danos em tracção, enquanto que na Figura 4.25 se comparam as curvas σ-ε registadas na armadura correspondente ao diâmetro ϕ6 na zona de concentração das deformações plásticas (nível 3). A observação destas figuras permite constatar que a degradação em tracção e a incursão no domínio plástico das armaduras são significativamente menores na hipótese em que se assume a matriz de amortecimento $\boldsymbol{C}^{\leftrightarrow}$ mesmo considerando-se a actualização desta matriz em função da degradação da rigidez.

Os resultados apresentados permitem destacar as implicações resultantes do facto de se sobrestimar o amortecimento na resposta sísmica de uma estrutura com estas características: nestas condições obtém-se uma significativa subestimação dos danos no betão e na ductilidade explorada nas armaduras, da qual pode resultar uma avaliação insegura da estabilidade estrutural. Estes resultados permitem ainda constatar que a adopção de uma matriz de amortecimento residual para traduzir a componente de amortecimento viscoso resulta na melhor estratégia, particularmente nas situações em que a acção sísmica tem uma intensidade elevada, para as quais a resposta da estrutura experimenta uma significativa incursão no domínio não-linear.

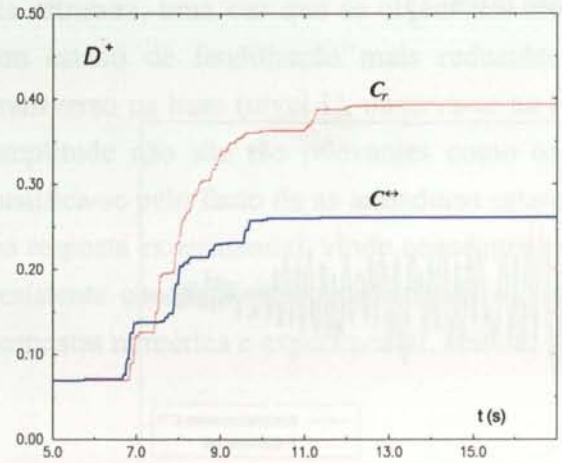


Figura 4.24 – Evolução do dano em tracção.

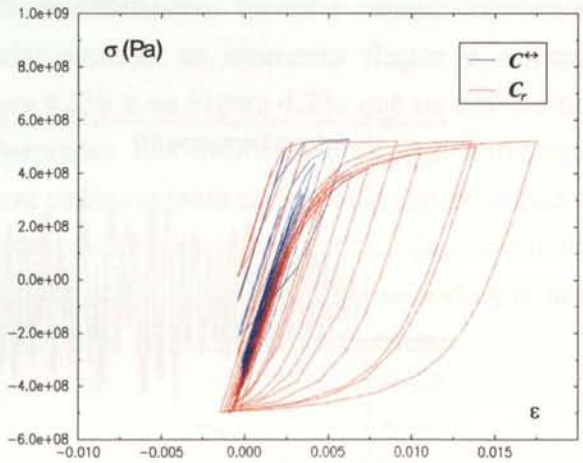


Figura 4.25 – Comportamento cíclico da armadura ϕ6 no nível 3.

4.4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO BENCHMARK CAMUS 3

4.4.1 Descrição geral do ensaio

Os ensaios experimentais que integraram o Benchmark CAMUS 3 foram desenvolvidos de forma análoga à seguida nos ensaios do Benchmark CAMUS 1. Os modelos físicos são do mesmo tipo, apresentando diferenças unicamente ao nível das armaduras das paredes. As armaduras do modelo CAMUS 3 foram dimensionadas de acordo com as prescrições do Eurocódigo 8, privilegiando-se desta forma a concentração dos danos na base das paredes (formação da rótula plástica na base). Resulta desta metodologia uma pormenorização de armaduras completamente diferente da adoptada no modelo CAMUS 1, particularmente ao nível da distribuição das armaduras longitudinais e da pormenorização das armaduras transversais.

No modelo CAMUS 3 as armaduras longitudinais estão distribuídas ao longo de toda a parede. As armaduras principais de flexão, concentradas nos bordos extremos, não são interrompidas na zona inferior da parede (entre os níveis 1 e 3). Como se pode observar na Figura 4.26 foram colocados nesta zona estribos fechados a envolver as armaduras de flexão, garantindo-se assim o confinamento do betão. Resultando das recomendações do EC8 esta disposição de armaduras promove a formação da rótula plástica na base da parede, concentrando nesta zona uma importante dissipação de energia.

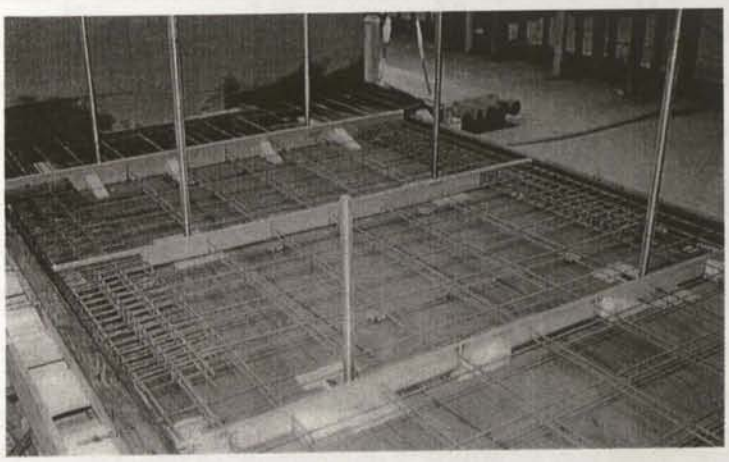


Figura 4.26 – Pormenor das armaduras na base da parede (Combescure (1999)).

4.4.2 Modelo numérico

Na simulação dos ensaios do modelo CAMUS 3 foi seguida a metodologia adoptada na simulação dos ensaios do modelo anterior, CAMUS 1.

Tendo-se seguido na simulação dos novos ensaios basicamente os mesmos procedimentos adoptados no caso anterior, apenas se referirão nas secções seguintes as alterações de pormenor associadas às novas condições, que estão relacionadas fundamentalmente com a nova disposição de armaduras e com os diferentes sismos utilizados nos ensaios do CAMUS 3. Mantém-se assim a mesma estratégia de modelação que assenta fundamentalmente: *(i)* na modelação de uma única parede em estado plano de tensão, *(ii)* na simulação do betão através de uma discretização com elementos planos de 8 nós em associação com o modelo de dano para a simulação do comportamento não-linear, *(iii)* na representação das armaduras com elementos de treliça de 2 nós e recorrendo ao modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto para a simulação do comportamento cíclico do aço e *(iv)* na simulação da mesa sísmica e respectivas ligações.

4.4.2.1 Modelação do betão – propriedades materiais

Na modelação do betão foi utilizada a malha de elementos finitos representada na Figura 4.27. As ligeiras alterações que se efectuaram relativamente à malha considerada no modelo anterior (CAMUS 1) resultaram da necessidade de compatibilização com a nova posição das armaduras da parede, garantindo desta forma que a representação destas armaduras fosse traduzida com rigor na modelação.

No que se refere à modelação do comportamento não-linear do betão foram considerados três domínios distintos para este material, correspondendo a cada um uma lei particular de comportamento 1D, por forma a reproduzir os diferentes efeitos de confinamento conferidos pelos estribos. São apresentadas no Quadro 4.8 as principais características do betão assumidas na análise numérica em cada dos domínios considerados. Os domínios B e C referenciados na Figura 4.27 correspondem a zonas de betão confinado, delimitadas por estribos fechados constituídos por varões de 3mm de diâmetro, com afastamentos de 20mm e de 40mm, respectivamente. No domínio A foi considerado o betão não confinado. Na análise assumiu-se um comportamento elástico para o betão da fundação.

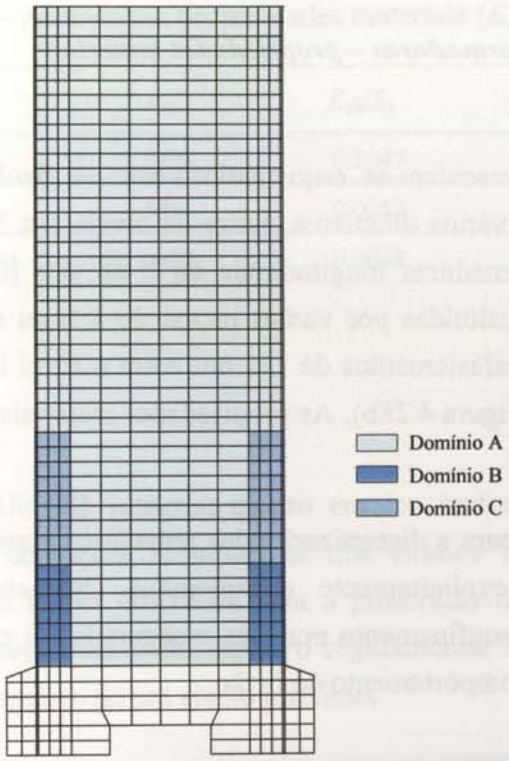


Figura 4.27 – Malha de elementos de betão.

Quadro 4.8 – Betão: propriedades materiais (E_c = 24.5 GPa).

Betão	f_{co} (MPa)	ε_{co}	f_{to} (MPa)	f_{cm} (MPa)	ε_{cm}
Domínio A	39.6	2.5‰	3.0	--	--
Domínio B	39.6	2.5‰	3.0	54.7	4.7‰
Domínio C	39.6	2.5‰	3.0	45.1	3.2‰

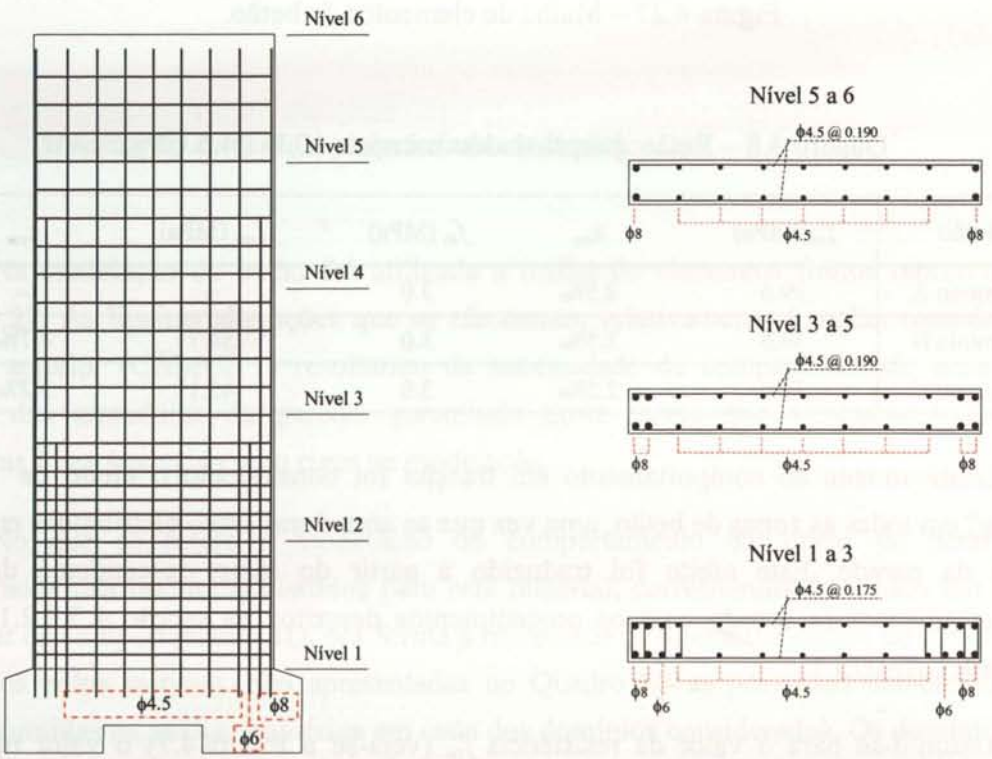
Relativamente ao comportamento em tracção foi considerado o efeito de "tension stiffening" em todas as zonas de betão, uma vez que as armaduras estão distribuídas em toda a extensão da parede. Este efeito foi traduzido a partir do ramo descendente da curva tensão-deformação, de acordo com os procedimentos descritos na secção 4.3.2.2.1 para o Benchmark CAMUS 1.

Assumiu-se para o valor da resistência f_{to} (veja-se a Figura 4.7) o valor médio da resistência à tracção f_{ctm} definido no Eurocódigo 2. Refira-se que neste caso a organização do Benchmark CAMUS 3 não forneceu nenhuma informação relativa a ensaios à tracção do betão, pelo que foi necessário adoptar um critério para se definir o valor desta resistência.

4.4.2.2 Modelação das armaduras – propriedades materiais

Na Figura 4.28 representam-se esquematicamente as armaduras da parede que são constituídas por varões de vários diâmetros. Entre os níveis 1 e 3 foram dispostos estribos fechados a envolver as armaduras longitudinais $\phi 6$ e $\phi 8$ dos banzos, sendo as restantes armaduras transversais constituídas por varões rectos de 4.5mm de diâmetro dispostos nas duas faces da parede, com afastamentos de 175mm entre o nível 1 e o nível 3, e de 190mm acima deste último nível (Figura 4.28b). As propriedades materiais assumidas para o aço são reproduzidas no Quadro 4.9.

Na malha utilizada para a discretização das armaduras, representa na Figura 4.28a, os estribos fechados estão explicitamente considerados. No entanto, e como referido anteriormente, o efeito de confinamento por eles assegurado foi considerado de uma forma indirecta a partir da lei de comportamento do betão.



a) malha de elementos b) secção transversal

Figura 4.28 – Armaduras da parede.

Quadro 4.9 – Armaduras: propriedades materiais (E_s = 200 GPa).

Armadura	ε_{sy}	ε_{su}	E_{sh}/E_s	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
ϕ4.5	2.81‰	22‰	0.0047	563	581
ϕ6	2.96‰	34‰	0.0052	593	625
ϕ8	2.43‰	168‰	0.0038	486	587

4.4.3 Sismos

O Benchmark CAMUS3 integrou quatro ensaios realizados na mesa sísmica das instalações do CEA em condições idênticas às dos ensaios realizados sobre o modelo CAMUS 1. Nestes ensaios foram utilizados para a prescrição dos movimentos sísmicos o sinal artificial Nice S1 representativo do espectro regulamentar Francês, e o sinal Melendy Ranch, correspondente ao registo de um sismo próximo.

O programa de ensaios estabelecido envolveu a aplicação de quatro sismos na seguinte sequência:

i) Sismo de pequena intensidade Nice 0.22g

ii) Sismo de elevada intensidade Melendy Ranch 1.35g (sismo próximo)

iii) Sismo de moderada intensidade Nice 0.64g

iv) Sismo de elevada intensidade Nice 1.0g

A simulação numérica dos ensaios iniciou-se com a aplicação estática das acções verticais, seguindo-se a aplicação sequencial dos sismos.

Reproduzem-se nas Figuras 4.29 e 4.30 os acelerogramas correspondentes aos sismos de maior intensidade. Estes sismos têm características distintas, podendo observar-se na Figura 4.29 que o sismo Melendy Ranch é um sismo de curta duração, com um reduzido número de ciclos de grande amplitude (4-5 ciclos), o que corresponde a uma característica normalmente observada num sismo próximo. No entanto o elevado valor da aceleração de pico, associado ao facto do conteúdo de frequências dominantes deste sismo corresponder à frequência fundamental do modelo, foi responsável por danos importantes na estrutura como se poderá constatar pelos resultados que se apresentarão na secção 4.4.6.2. O sismo Nice 1.0g

é um sismo de grande intensidade, apresentando vários ciclos de grande amplitude, contendo um grande conteúdo energético responsável por importante poder destrutivo.

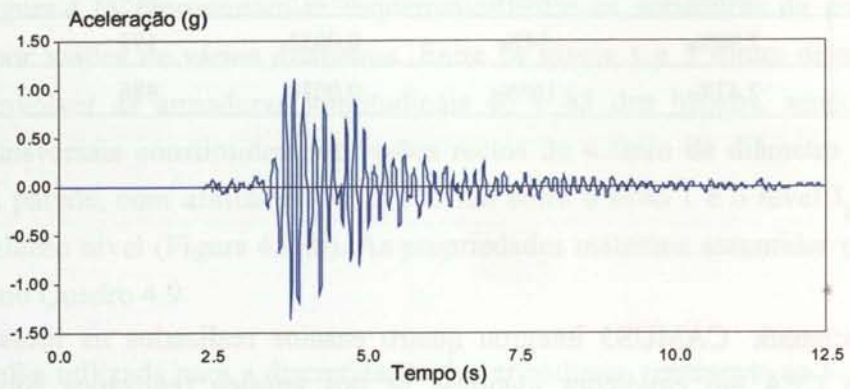


Figura 4.29 – Acelerograma Melendy Ranch 1.35g.

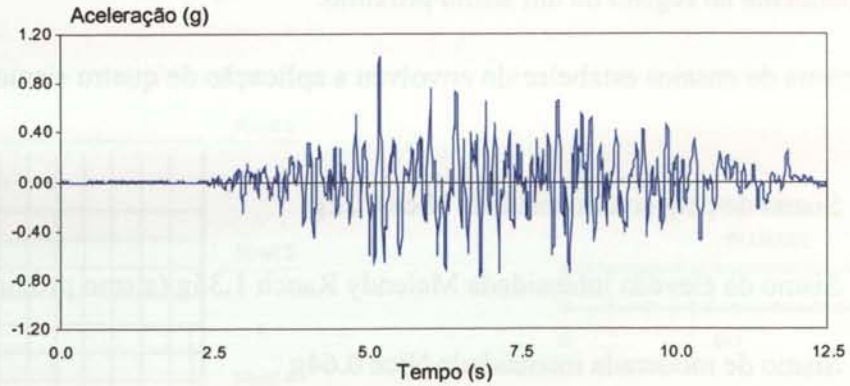


Figura 4.30 – Acelerograma Nice 1.0g.

4.4.4 Análise modal

Numa primeira avaliação das frequências da estrutura, considerando-se as propriedades iniciais ($E_c = 31$ GPa e rigidez correspondente aos actuadores da mesa $K_r = 400$MN/m (veja-se Figura 4.12)), obteve-se um valor da frequência correspondente ao primeiro modo (modo de flexão) de 8.64Hz. O facto deste valor apresentar um desvio significativo relativamente ao valor medido experimentalmente (6.88Hz) obrigou à necessidade de introduzir modificações nos parâmetros E_c e K_r.

Com base em análises de sensibilidade a estes parâmetros foi possível obter uma boa aproximação da primeira frequência (único valor disponível da campanha experimental) com um valor do módulo de elasticidade do betão $E_c = 24.5$ GPa, associado a um valor de $K_r = 250$MN/m correspondente à distribuição de rigidezes indicada na Figura 4.31. As frequências e modos de vibração obtidos nestas condições são indicados na Figura 4.32. Conforme anteriormente referido, o ajuste das frequências é um aspecto importante que deve ser considerado na análise sísmica não-linear, particularmente quando estão envolvidos sismos de pequena ou moderada intensidade, como acontece na simulação destes ensaios. Este facto motivou efectivamente que várias outras equipas participantes no Benchmark adoptassem procedimentos semelhantes relativamente a esta questão.

Nas análises numéricas que irão ser apresentadas foram considerados estes segundos conjuntos de propriedades materiais, assumindo-se que permitem traduzir em termos globais as reais condições de deformabilidade do sistema formado pelo conjunto da parede e da mesa sísmica.

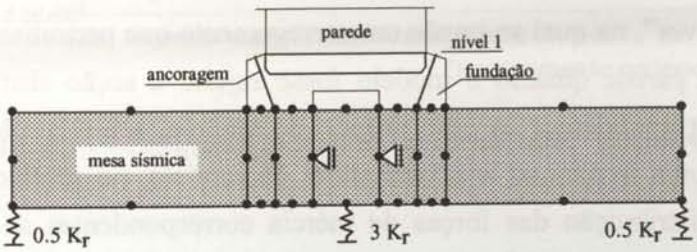
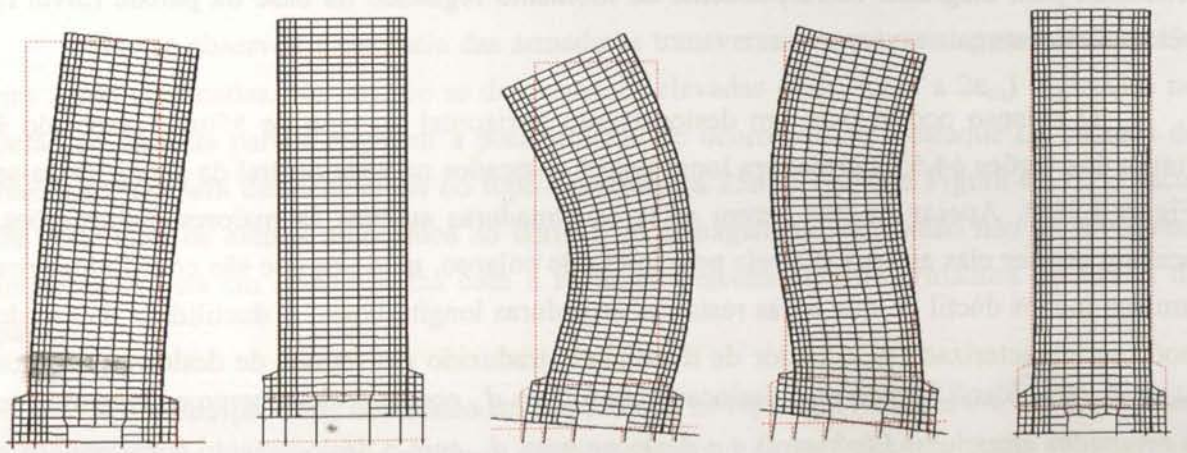


Figura 4.31 – Distribuição da rigidez dos actuadores da mesa sísmica.



a) f_1=6.91 Hz b) f_2=18.99 Hz c) f_3=27.02 Hz d) f_4=54.47 Hz e) f_5=60.22 Hz

Figura 4.32 - Frequências próprias e configuração dos modos de vibração (massa da mesa =25t, K_r=250MN/m, E_c=24.5 GPa).

4.4.5 Análise estática – "Push-over"

A análise do comportamento não-linear de uma estrutura levanta normalmente um conjunto de dificuldades, que estão muitas vezes associadas ao grande volume de informação que tem de ser manipulada. Estas dificuldades são particularmente sentidas quando a análise é efectuada na perspectiva da previsão da resposta sísmica da estrutura, isto é, sem informação prévia sobre o respectivo comportamento. Neste contexto torna-se fundamental efectuar uma análise preliminar mais simples, que permita investigar o comportamento global da estrutura, nomeadamente os aspectos do respectivo comportamento não-linear, tornando assim possível a identificação do modo de rotura, bem como da capacidade resistente e da ductilidade exploráveis. Esta análise possibilita ainda a identificação de alguns aspectos particulares, como sejam a localização das deformações pós-elásticas no betão e nas armaduras, informação extremamente útil quando se avança para a análise sísmica.

Neste contexto foi efectuada uma análise estática, designada normalmente na literatura inglesa por "push-over", na qual se impôs um carregamento que permitisse a identificação do modo de rotura da parede quando o modelo fosse sujeito à acção sísmica. Para além das cargas verticais correspondentes ao peso próprio do modelo, sob controlo de deslocamentos foi aplicada uma força horizontal a 2/3 da altura do modelo, no sentido de se traduzir em termos globais a distribuição das forças de inércia correspondentes ao modo de vibração fundamental da estrutura.

Reproduz-se na Figura 4.33 a resposta global obtida numericamente para o modelo, traduzida pelo diagrama correspondente ao momento registado na base da parede (nível 1) *versus* deslocamento no topo.

O colapso ocorre para um deslocamento horizontal no topo de 55mm, associado à rotura dos varões ϕ4.5 da armadura longitudinal colocados na zona central da parede (veja-se Figura 4.28b). Apesar de não serem estas as armaduras sujeitas às maiores deformações, acabam por ser elas as responsáveis pelo início do colapso, uma vez que são constituídas por um aço menos dúctil do que o das restantes armaduras longitudinais. A ductilidade da parede pode ser caracterizada pelo factor de ductilidade traduzido em termos de deslocamento por $\mu_d = d_u / d_y$. Identificando-se o deslocamento último d_u com o deslocamento correspondente à rotura das armaduras (d=55mm) e o deslocamento d_y com o deslocamento correspondente ao início da cedência (d=14.8mm), obtém-se um factor de ductilidade $\mu_d = 3.7$. A reduzida ductilidade traduzida por este valor está naturalmente associada à baixa ductilidade das

armaduras centrais, mas também ao facto de a percentagem da armadura longitudinal de flexão ser reduzida ($\rho_l = 0.28\%$ para a secção da base).

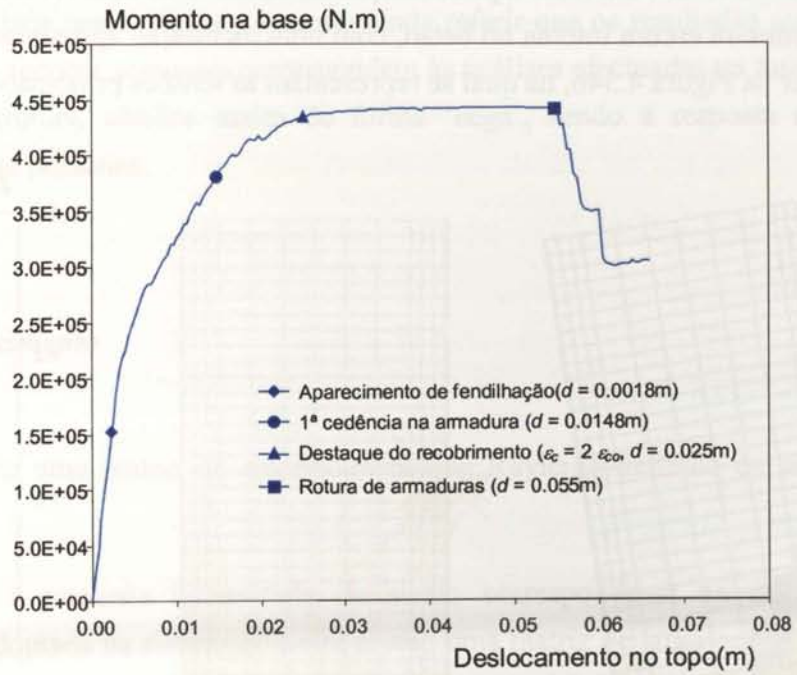


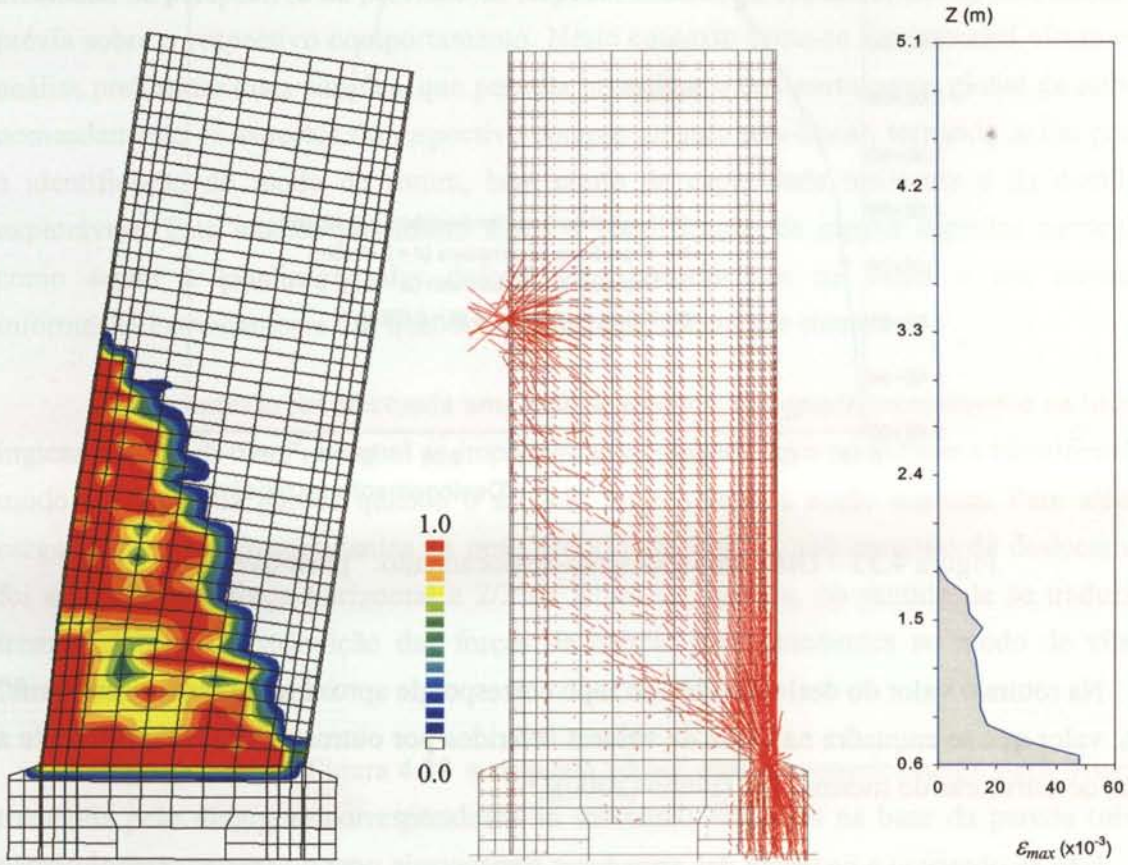
Figura 4.33 – Diagrama momento-deslocamento: "push-over".

Na rotura o valor do deslocamento do topo corresponde aproximadamente a um "drift" de 1%, valor que se enquadra na gama de valores referidos por outros autores relativamente a ensaios de estruturas do mesmo tipo (Pinho (2000)).

Não se observou a cedência das armaduras transversais nem o esmagamento do betão nas zonas confinadas. No entanto as deformações elevadas (superiores a $2\varepsilon_{co}$) registadas no betão na base da parede sugerem a possibilidade de ocorrência de destaque da camada de recobrimento para deslocamentos no topo superiores a 25mm (veja-se Figura 4.33). O facto de neste caso os efeitos associados ao corte e ao esmagamento do betão não se revelarem importantes está em concordância com a reduzida percentagem da armadura de flexão da parede.

A distribuição final dos danos em tracção que se reproduz na Figura 4.34a sugere que a fendilhação se estenda até uma altura próxima do nível de aplicação da força. O diagrama apresentado na Figura 4.34c traduz o nível de deformação plástica atingido pela armadura longitudinal da extremidade lateral ao longo da altura da parede. Os valores máximos desta deformação ocorrem na proximidade da base, o que indica a formação de uma rótula plástica

nesta zona. No entanto a plastificação estende-se até uma cota aproximadamente correspondente à altura útil da secção transversal, tornando assim perceptível a influência do efeito de "tension shift". De facto a plastificação das armaduras desenvolve-se até ao ponto de fixação da primeira escora interna no betão, com uma inclinação aproximada de 45°, como se pode perceber na Figura 4.34b, na qual se representam as tensões principais de compressão.



a) danos em tracção no betão b) tensões de compressão c) deformação plástica na armadura da extremidade

Figura 4.34 – Resultados numéricos: "push-over".

4.4.6 Análises sísmicas não-lineares

A simulação numérica dos ensaios sísmicos foi efectuada a partir da análise dinâmica da estrutura, com a aplicação sequencial dos acelerogramas correspondentes aos sismos usados em cada um dos ensaios, conforme os procedimentos adoptados na simulação dos ensaios do modelo CAMUS 1.

Apesar de se ter efectuado a sequência de análises completa[‡‡], neste trabalho apresentar-se-ão unicamente os resultados correspondentes aos sismos de maior intensidade (Melendy Ranch 1.35g e Nice 1.0g), uma vez que a resposta não-linear da estrutura vem fortemente evidenciada nestes sismos. Importa ainda referir que os resultados numéricos que se apresentarão nas secções seguintes correspondem às análises efectuadas na fase de previsão da resposta da estrutura, obtidos assim de forma 'cega', sendo a resposta experimental conhecida numa fase posterior.

4.4.6.1 Amortecimento

Foi adoptada uma matriz de amortecimento de Rayleigh definida de acordo com a seguinte estratégia:

Atendendo à pequena intensidade do sismo correspondente ao primeiro ensaio (Nice 0.22g), foi adoptada na simulação deste ensaio uma matriz de amortecimento evolutiva definida de acordo com a modalidade referida na secção 4.3.4.2, ou seja uma matriz de amortecimento na forma $\boldsymbol{C}_{\downarrow} = b\,\boldsymbol{K}_0$. O parâmetro b foi calculado por forma a assegurar na fase elástica um coeficiente de amortecimento de 1.94% no primeiro modo de vibração, correspondendo este valor ao amortecimento avaliado experimentalmente (Combescure (1999)). A matriz foi actualizada sempre que se detectaram danos em tracção num elemento de acordo com os procedimentos referidos na secção 4.3.4.2.

Na simulação dos outros ensaios foi adoptada uma matriz de amortecimento residual $\boldsymbol{C}_r = b\,\boldsymbol{K}_0$, que se manteve constante no decurso da análise, sendo o parâmetro b calculado por forma a obter-se no primeiro modo de vibração um amortecimento residual correspondente a 5% do amortecimento inicial medido experimentalmente. Este procedimento é justificado pelo facto de os sismos correspondentes a estes ensaios produzirem danos consideráveis, resultando daqui uma significativa dissipação associada à não-linearidade do comportamento material, sendo portanto necessário reduzir drasticamente o amortecimento viscoso, tal como se concluiu da experiência colhida no Benchmark CAMUS 1.

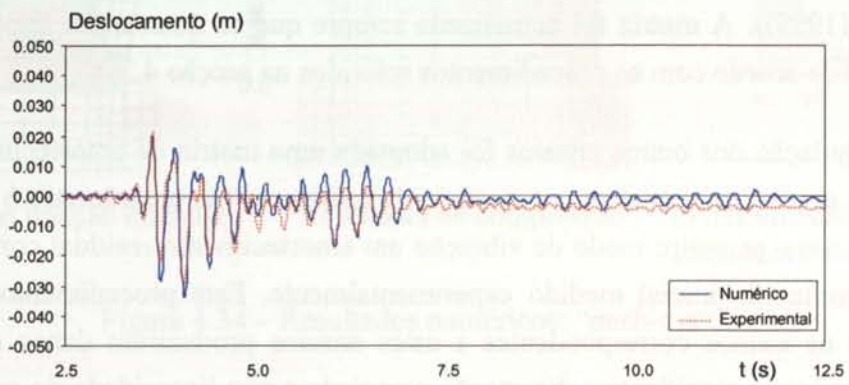
---

‡‡ O estudo completo pode ser consultado no relatório produzido no âmbito da participação deste Benchmark (Vila Pouca (2000)) podendo ainda ser comparado com os resultados obtidos pelos outros participantes na referência (Combescure (2001)).

4.4.6.2 Ensaio Melendy Ranch 1.35g

O sismo de grande intensidade Melendy Ranch produziu danos importantes na parede. Observou-se na resposta da estrutura um comportamento vincadamente não-linear, associado a uma rápida progressão da fendilhação e ao desenvolvimento de grandes deformações plásticas nas armaduras. No entanto estas deformações ocorreram unicamente durante os 2-3 ciclos de maior amplitude do sismo.

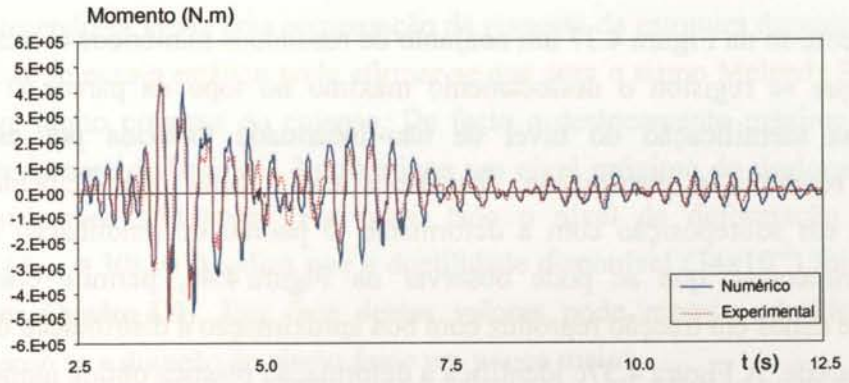
A comparação dos resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais é apresentada na Figura 4.35, em que se reproduz a história do deslocamento relativo registado no nível 5[§§], bem como para a evolução do momento flector e do esforço transverso registados na base (nível 1). A concordância dos resultados numéricos com os experimentais pode considerar-se muito boa, observando-se desvios mínimos nestas respostas, quer em termos de amplitude, quer em termos de fase. A Figura 4.36 proporciona uma comparação em termos da resposta global traduzida pelo digrama momento na base *versus* deslocamento no nível 5. Pode observar-se que o modelo revela uma boa capacidade de simulação do comportamento global da parede, conseguindo captar com boa aproximação os ciclos de carga-descarga-recarga, e por correspondência a dissipação de energia associada ao comportamento não-linear observado experimentalmente.



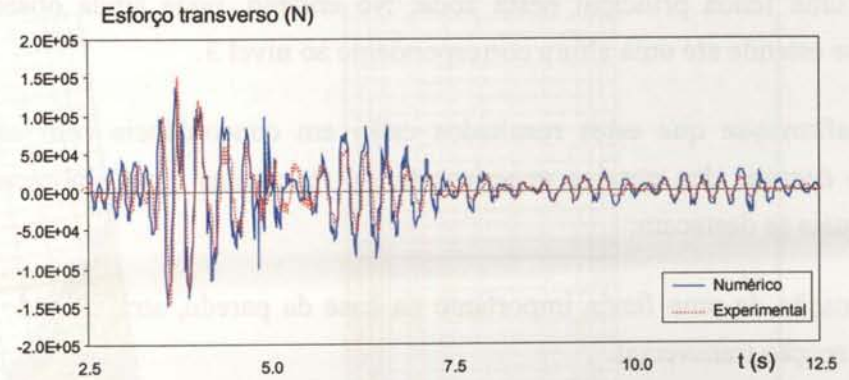
a) deslocamento horizontal no nível 5

Figura 4.35 – Comparação com resultados experimentais: Melendy Ranch 1.35g.

[§§] Devido a problemas surgidos com a instrumentação não foi possível obter para todos os sismos o deslocamento no topo da parede, pelo que a comparação com os resultados experimentais será feita para os deslocamentos relativos ao nível 5.

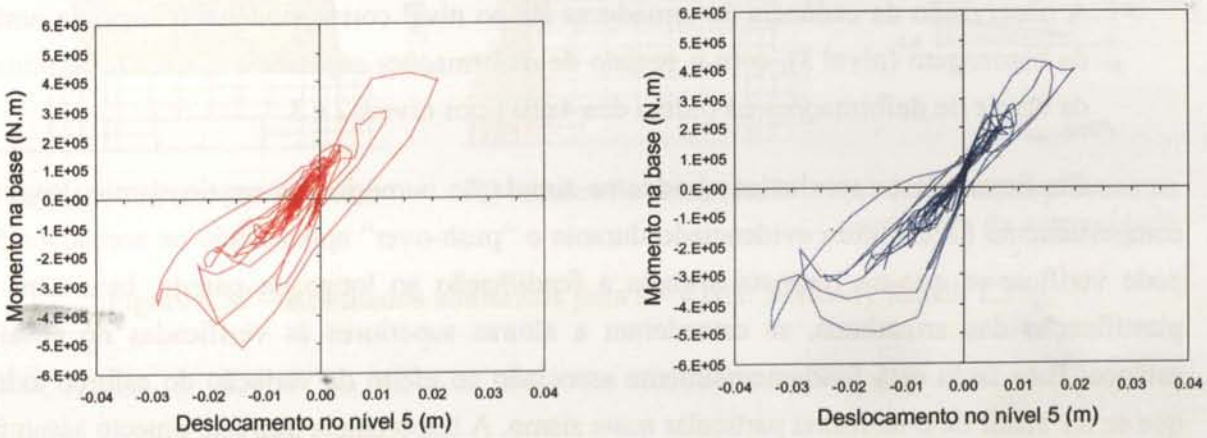


b) Momento na base (nível 1)



c) esforço transverso na base (nível 1)

Figura 4.35 (cont.) – Comparação com resultados experimentais: Melendy Ranch 1.35g.



a) resposta experimental b) resposta numérica

Figura 4.36 - Diagramas momento-deslocamento: Melendy Ranch 1.35g.

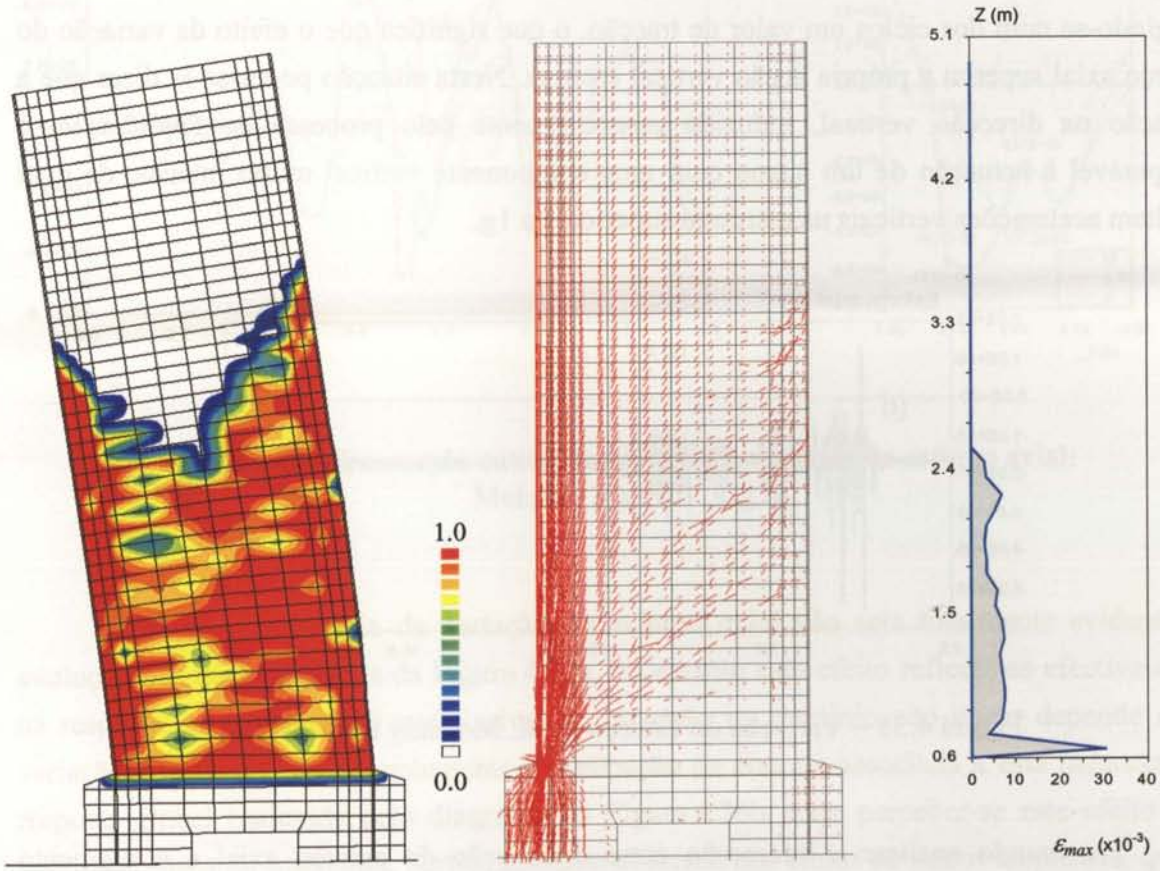
Apresenta-se na Figura 4.37 um conjunto de resultados numéricos correspondentes ao instante em que se registou o deslocamento máximo no topo da parede ($t = 4.06$s), que permitem uma identificação do nível de não-linearidade induzida por este sismo. A Figura 4.37a reproduz a distribuição dos danos em tracção nos elementos de betão, representados em sobreposição com a deformada. O padrão de fendilhação registado nos ensaios experimentais, que se pode observar na Figura 4.40, permite constatar que a distribuição de danos em tracção reproduz com boa aproximação a distribuição da fendilhação ao longo da parede. A Figura 4.37c identifica a deformação plástica obtida numericamente na armadura longitudinal $\phi 6$ da extremidade lateral da secção. Observa-se nesta figura uma acentuada plastificação da armadura na secção próxima da base, que está associada à formação de uma fenda principal nesta zona. No entanto, pode ainda observar-se que a plastificação se estende até uma altura correspondente ao nível 3.

Pode afirmar-se que estes resultados estão em concordância com as observações efectuadas no decurso dos ensaios experimentais e reportadas em Combescure e Chaudat (2000)), das quais se destacam:

- A formação de uma fenda importante na base da parede, atravessando praticamente toda a secção transversal.
- A extensão da fendilhação com a formação de fendas diagonais nos três primeiros andares, ou seja até uma altura correspondente ao nível 4.
- O início do destaque do recobrimento numa das extremidades laterais na base da parede.
- A observação da cedência de armaduras até ao nível correspondente à segunda junta de betonagem (nível 3), com o registo de deformações superiores a $25\text{x}10^{-3}$ próximo da base e de deformações na ordem dos $4\text{x}10^{-3}$ nos níveis 2 e 3.

Confrontando os resultados obtidos na simulação numérica do ensaio sísmico com o comportamento da estrutura evidenciado durante o "push-over" apresentado na secção 4.4.5, pode verificar-se que na resposta sísmica a fendilhação ao longo da parede, bem com a plastificação das armaduras, se estenderam a alturas superiores às verificadas no ensaio estático. Este facto está fundamentalmente associado ao efeito da variação do esforço axial que se fez sentir de uma forma particular neste sismo. A importância que este aspecto assumiu justifica que esta questão seja analisada com maior detalhe na secção seguinte.

Estabelecendo-se ainda uma comparação da resposta da estrutura durante o sismo com a resposta obtida no ensaio estático pode afirmar-se que com o sismo Melendy Ranch 1.35g a estrutura esteve muito próxima do colapso. De facto o deslocamento máximo registado no topo da parede durante o sismo (43.3mm) atinge um nível próximo do deslocamento último obtido no "push-over" (55.0mm). Por outro lado o nível de deformação atingido nas armaduras $\phi 6$ ($\varepsilon_{max} = 30 \times 10^{-3}$) indica que a ductilidade disponível (34×10^{-3}) foi praticamente esgotada (rever Quadro 4.9). Em face destes valores pode mesmo admitir-se que teria ocorrido o colapso se a duração do sismo fosse um pouco maior.



a) dano em tracção no betão b) tensões de compressão c) deformação plástica na armadura da extremidade

Figura 4.37 – Resultados numéricos para $t = 4.06$s: Melendy Ranch 1.35g.

4.4.6.2.1 Efeito da variação do esforço axial

Durante a realização do ensaio experimental foi registada uma significativa variação do esforço axial, decorrente dos movimentos verticais induzidos pelo mecanismo de abertura e fecho das fendas nas paredes. Este efeito foi captado pelo modelo, com se pode observar pela evolução do esforço axial obtido na base da parede e representada na Figura 4.38. Nesta figura pode constatar-se que a variação deste esforço foi muito significativa, particularmente na parte mais intensa do sismo (entre os 3 e os 4 segundos) onde se registam valores em compressão triplos do valor estático (correspondente ao peso próprio do modelo N=166kN), atingindo-se num dos ciclos um valor de tracção, o que significa que o efeito da variação do esforço axial superou a própria acção vertical estática. Nesta situação poder-se-ia dizer que a vibração na direcção vertical, induzida essencialmente pelo processo de fendilhação, é comparável à actuação de um sismo com uma componente vertical muito intensa, da qual resultam acelerações verticais na estrutura superiores a 1g.

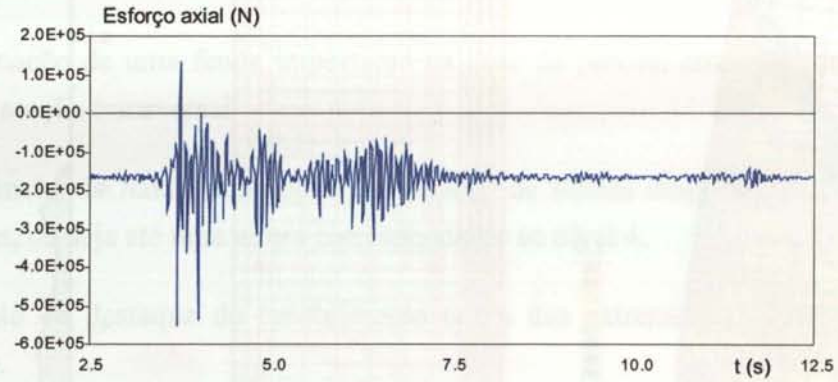
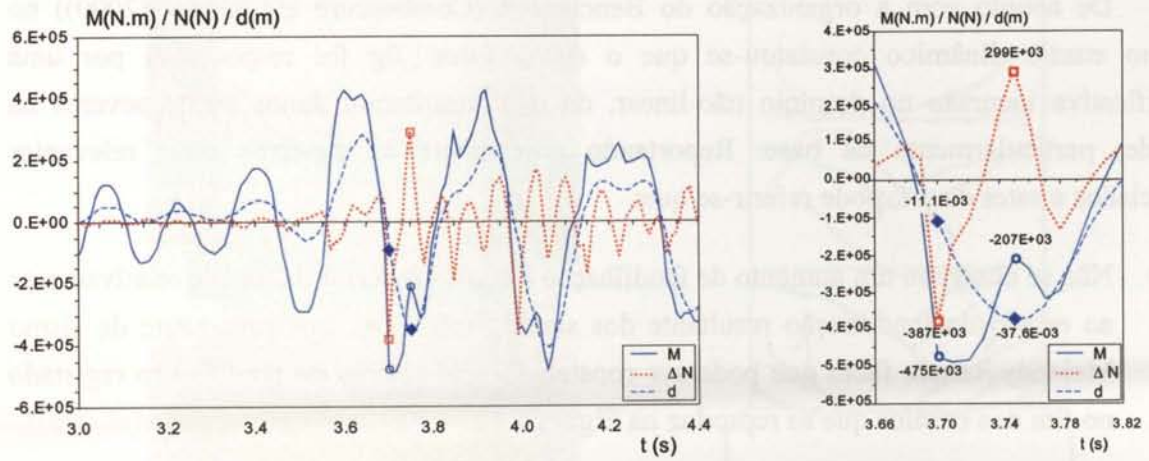


Figura 4.38 – Variação do esforço axial: Melendy Ranch 1.35g.

Procurando analisar a interacção entre a variação do esforço axial e o momento flector, na Figura 4.39a representa-se a evolução do deslocamento no topo, do momento e da variação do esforço axial registados na base para o intervalo de tempo onde a variação de N é mais significativa. Na Figura 4.39b apresenta-se um detalhe da zona correspondente à máxima variação do esforço N, ou seja entre os instantes t=3.70s e t=3.75s.

Pelo aumento do deslocamento que se observa na Figura 4.39b, passando de 11.1mm para 37.6mm, pode constatar-se que neste intervalo de tempo se está numa situação de carga. Concomitantemente, verifica-se que no mesmo intervalo de tempo o momento flector sofre uma redução significativa, passando de 475kN.m para 207kN.m, o que à primeira vista poderá

parecer contraditório. No entanto esta redução do momento flector resulta da interacção entre este esforço e o esforço axial, uma vez que nesta fase se está já nitidamente no domínio não-linear***, portanto com as armaduras já em cedência, e o esforço axial sofre aqui uma variação muito significativa (ΔN=686kN passando de compressão para tracção). Refira-se ainda que o facto de neste caso particular se ter uma percentagem de armadura de flexão relativamente baixa faz com que o momento flector seja particularmente sensível à variação do esforço axial.



a) b)

Figura 4.39 – Interacção entre o momento e a variação do esforço axial: Melendy Ranch 1.35g.

Embora a influência da variação do esforço axial não seja totalmente evidente na evolução dos deslocamentos da Figura 4.35a, no entanto este efeito reflecte-se efectivamente na resposta da estrutura, já que o nível de incursão no domínio não-linear depende desta variação, afectando consequentemente a dissipação de energia associada a esta incursão. Na resposta global traduzida pelo diagrama da Figura 4.36b pode perceber-se este efeito pela variação brusca do momento, particularmente evidente nos ciclos de maior amplitude, que se reflecte directamente na quantidade de energia dissipada nestes ciclos.

Relativamente aos aspectos da modelação numérica ressalta aqui a importância dos modelos utilizados na análise do comportamento deste tipo de estruturas permitirem captar este efeito, situação que não é conseguida com a utilização de modelos simplificados como

*** Pode observar-se na resposta global obtida no "push-over" (Figura 4.33) que para este nível de deslocamentos se está efectivamente perante uma resposta não-linear.

sejam os modelos que envolvem leis globais de comportamento estabelecidas ao nível da secção.

4.4.6.3 Ensaio Nice 1.0g

De acordo com a organização do Benchmark (Combescure e Chaudat (2000)) no último ensaio dinâmico constatou-se que o sismo Nice 1.0g foi responsável por uma significativa incursão no domínio não-linear, da qual resultaram danos muito severos na parede, particularmente na base. Reportando unicamente os aspectos mais relevantes associados a estes danos, pode referir-se que:

- Não se observou um aumento de fendilhação na parte superior da parede relativamente ao estado de fendilhação resultante dos sismos anteriores, nomeadamente do sismo Melendy Ranch, facto que pode ser constatado pelo padrão de fendilhação registado no fim dos ensaios que se reproduz na Figura 4.40.

- Registou-se um aumento significativo da degradação na base da parede, nomeadamente um aumento da abertura das fendas principais localizadas nesta zona e o completo destaque da camada da recobrimento numa das extremidades da parede, como se pode observar no pormenor reproduzido na Figura 4.41.

- Na desmontagem do modelo foi possível constatar que as armaduras longitudinais constituídas por diâmetros ϕ6 e ϕ4.5 romperam na proximidade da base da parede. Refira-se que o aço destas armaduras apresenta menor ductilidade do que o aço dos varões de 8mm de diâmetro (veja-se Quadro 4.9) o que justifica que os varões ϕ8 não tenham rompido.

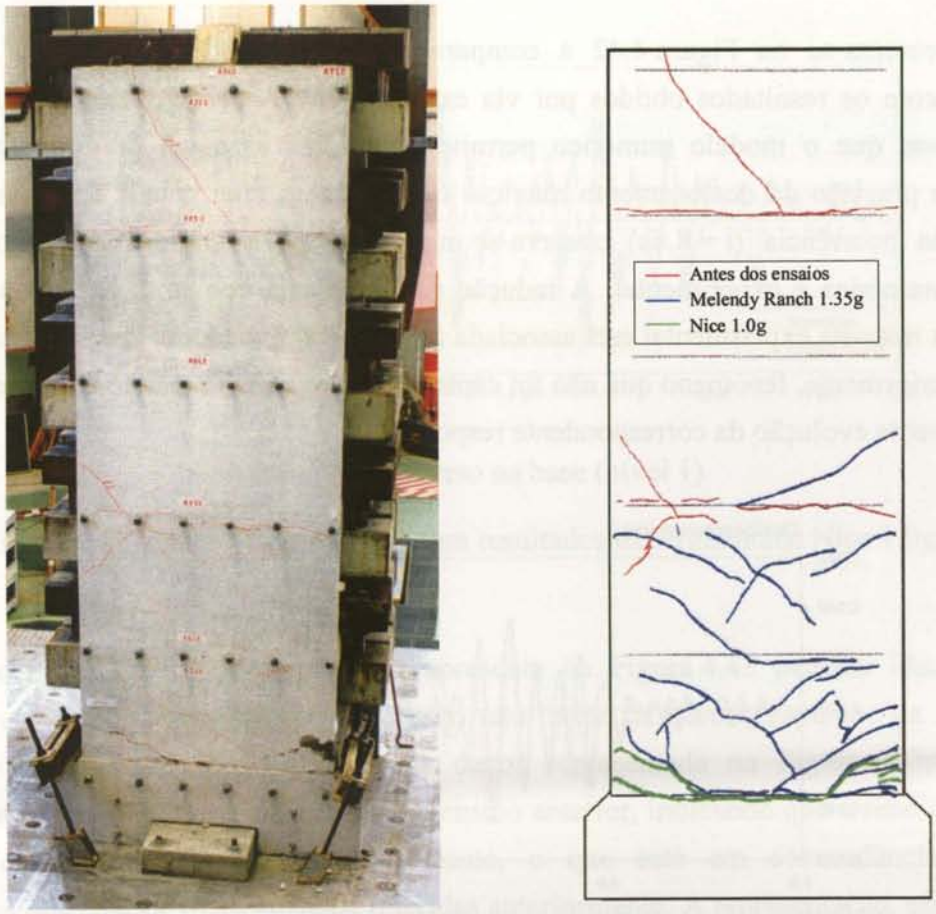


Figura 4.40 – Padrão de fendilhação no fim dos ensaios (Combescure e Chaudat (2000)).

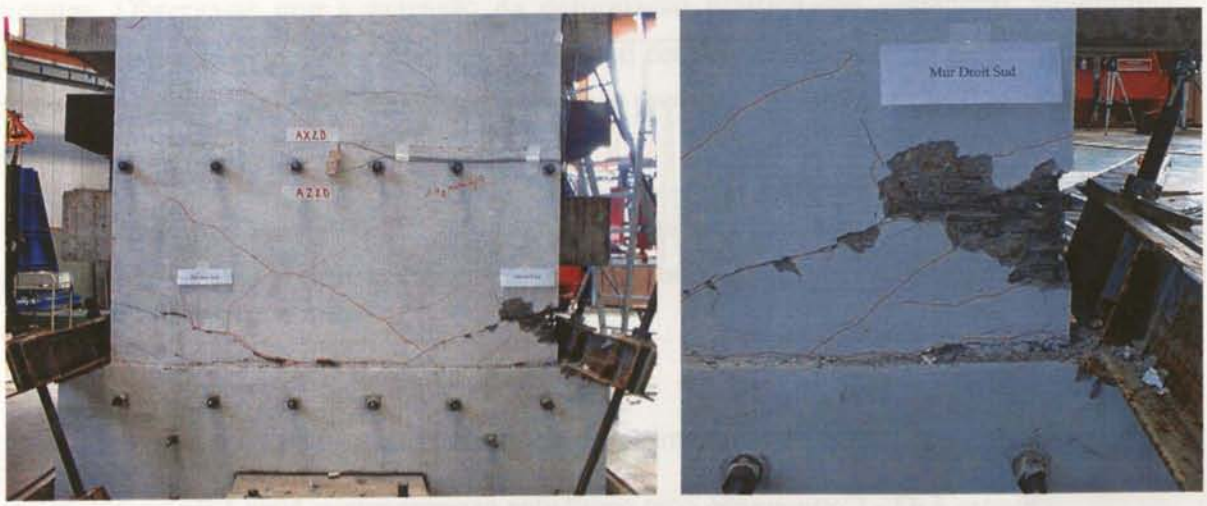
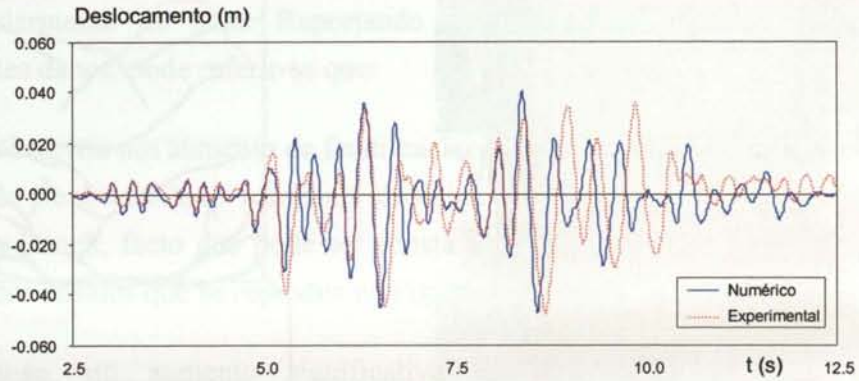
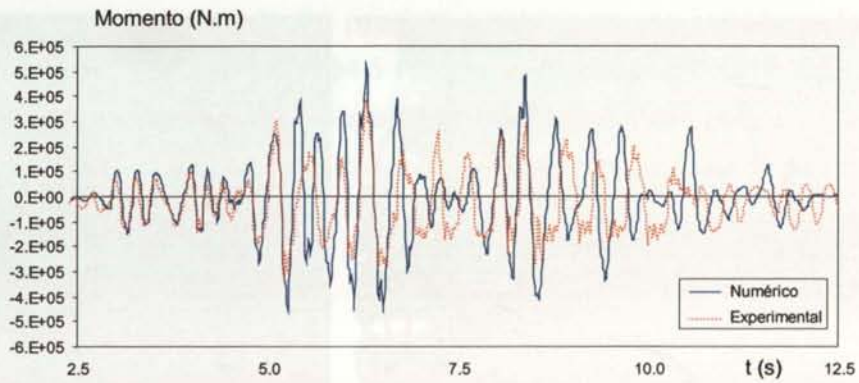


Figura 4.41 – Pormenor da fendilhação na base da parede (Combescure e Chaudat (2000)).

Apresenta-se na Figura 4.42 a comparação dos resultados obtidos na simulação numérica com os resultados obtidos por via experimental. A partir destes resultados pode considerar-se que o modelo numérico permite obter uma razoável previsão da resposta sísmica. A previsão do deslocamento máximo é obtida com uma grande aproximação, mas após a sua ocorrência ($t = 8.6$s) observa-se na Figura 4.42a um desfasamento entre as respostas numérica e experimental. A redução da frequência que se observa a partir deste instante na resposta experimental está associada à rotura das armaduras longitudinais a que se aludiu anteriormente, fenómeno que não foi captado pelo modelo numérico e que se repercute na subsequente evolução da correspondente resposta.

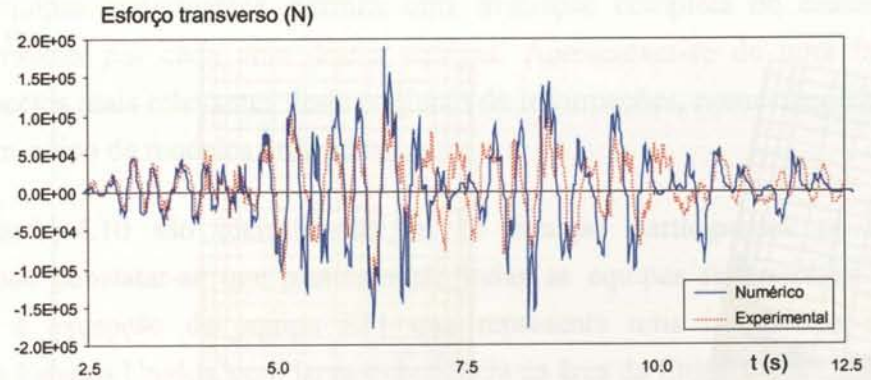


a) deslocamento horizontal no nível 5



b) Momento na base (nível 1)

Figura 4.42 - Comparação com resultados experimentais: Nice 1.0g.

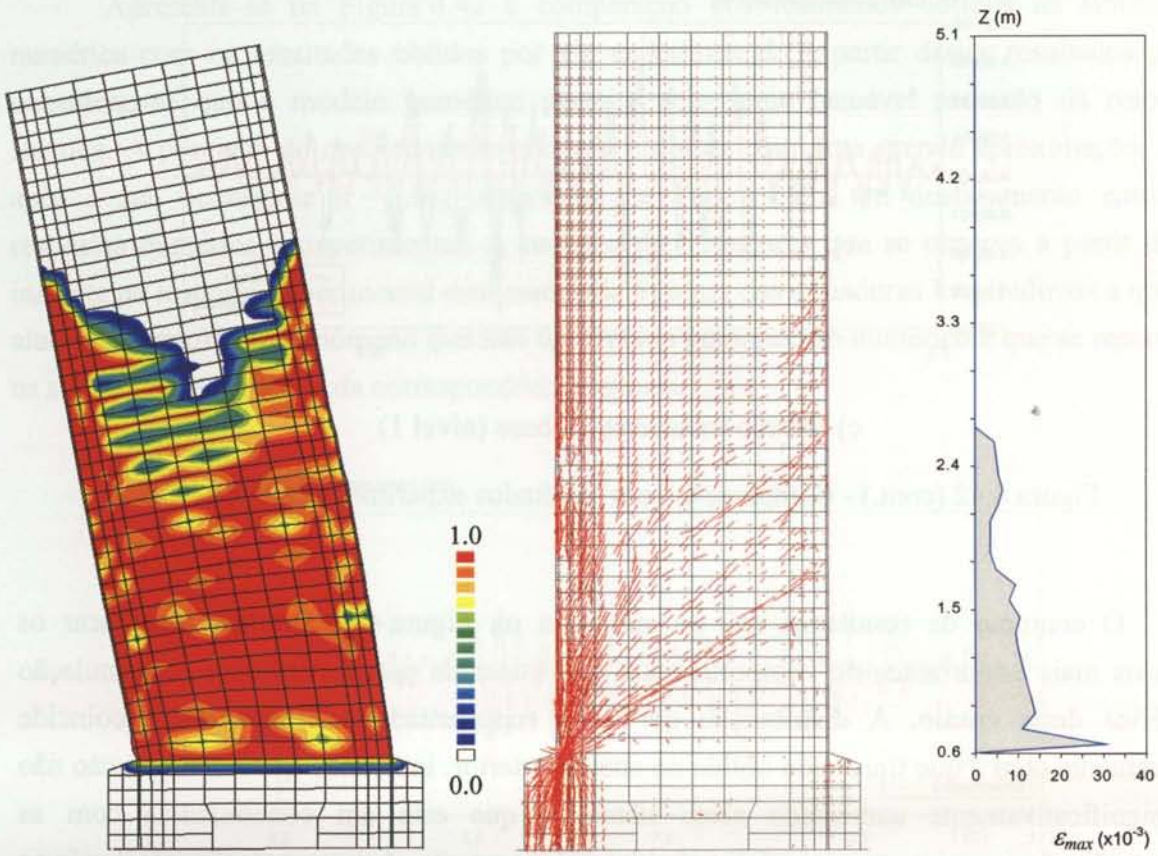


c) esforço transverso na base (nível 1)

Figura 4.42 (cont.) - Comparação com resultados experimentais: Nice 1.0g.

O conjunto de resultados que se apresenta na Figura 4.43 permite identificar os aspectos mais importantes do comportamento não-linear da parede captados na simulação numérica deste ensaio. A distribuição de danos representada na Figura 4.43a coincide praticamente com a que tinha sido obtida no ensaio anterior, indicando que a fendilhação não foi significativamente aumentada neste sismo, o que está em concordância com as observações dos ensaios experimentais referidas anteriormente. A representação, efectuada na Figura 4.43b, das tensões principais de compressão correspondentes ao instante onde se obteve o deslocamento máximo ($t = 8.57$s) permite identificar a formação das bielas inclinadas que materializam o conhecido mecanismo de resistência interno de escoras e tirantes. Observa-se que a extensão da deformação plástica das armaduras longitudinais, traduzida pelo diagrama da Figura 4.43c, está em concordância com a posição destas escoras inclinadas, traduzindo simultaneamente uma boa previsão das deformações que se registaram experimentalmente.

O conjunto de resultados apresentados permite concluir que o modelo forneceu uma razoável previsão da resposta sísmica, conseguindo captar os principais fenómenos do comportamento desta estrutura.



a) danos em tracção no betão b) tensões de compressão c) deformação plástica na armadura da extremidade

Figura 4.43 – Resultados numéricos para t = 8.57s: Nice 1.0g.

4.4.6.4 Outras metodologias de análise: comparação de resultados

Como foi referido na introdução deste capítulo, mediante a participação no "CAMUS International Benchmark" surgiu a oportunidade de confrontar o desempenho da metodologia aqui proposta para a análise não-linear do comportamento sísmico de estruturas de betão armado com o desempenho das metodologias utilizadas pelas outras equipas participantes. A importância deste aspecto ressalta não só da possibilidade de se compararem os resultados obtidos pelas várias equipas, mas fundamentalmente da possibilidade de se avaliar a eficácia dos modelos e das estratégias utilizadas na simulação dos ensaios, tendo em consideração que todas as equipas dispuseram do mesmo conjunto de informação básica. O relatório publicado pela organização do Benchmark (Combescure (2001a)), que contém a informação enviada

pelas várias equipas participantes, permite uma avaliação completa do desempenho das metodologias usadas por cada uma destas equipas. Apresentam-se de uma forma muito sumária os aspectos mais relevantes deste conjunto de informações, nomeadamente os que se relacionam com o tipo de modelos utilizados.

No Quadro 4.10 são identificação as 11 equipas participantes no Benchmark CAMUS 3. Pode constatar-se que praticamente todas as equipas representam instituições universitárias, à excepção da equipa E11 que representa uma importante empresa de consultoria dos Estados Unidos, com larga experiência na área da Engenharia Sísmica ().

Quadro 4.10 – Equipas de investigação participantes no Benchmark CAMUS 3.

Equipa	Identificação
E1	University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering- Slovenia
E2	University of Tokyo, Department of Civil Engineering - Japan
E3	**N. Vila Pouca, R. Faria, R. Delgado** Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia - Portugal
E4	Cornell University Ithaca - USA
E5	National Cheng Kung University, Department of Civil Engineering - Taiwan
E6	Nagoya University – Japan / University of Houston - USA
E7	Structural Mechanics Laboratory - Japan
E8	University Strossmayer, Faculty of Civil Engineering- Croatia
E9	Politecnico di Milano, Department of Structural Engineering - Italie
E10	Technical University of Cluj-Napoca - Romania
E11	Anatech - USA

O Quadro 4.11 resume a metodologia adoptada pelas várias equipas, identificando o tipo de modelos utilizados. Relativamente ao tipo de modelação adoptada pode-se definir dois grupos: *(i)* um primeiro grupo constituído por 5 equipas, que utilizaram modelos globais ou semi-globais e *(ii)* um segundo grupo constituído pelas restantes 6 equipas que recorreram a modelos completos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF), tendo 5 delas (incluindo a equipa integrada pelo autor) adoptado uma modelação 2D em estado plano de tensão, enquanto que a equipa E11 procedeu a uma modelação 3D recorrendo a elementos de volume. As várias equipas adoptaram malhas relativamente refinadas, o que poderá ter decorrido da percepção das dificuldades suscitadas pela simulação destes ensaios.

Quadro 4.11 – Características dos modelos utilizados: Benchmark CAMUS 3.

	E1	E2	E3	E3	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
Modelos globais ou semi-globais											
Leis globais (bilinear ou trilinear)					x			x		x	
Modelos tipo fibras	x				x				x		
Leis não lineares para o corte	x							x			
Modelos locais: método dos elementos finitos											
2D (estado plano de tensão)		x	x	x		x	x				
3D											x
Modelos constitutivos											
Modelo de fenda distribuída "fixed"		x					x			x	
Modelo de fenda distribuída "Rotating"				x							x
Modelo de dano			x								
"Lattice model"						x					
Modelo de plasticidade em compressão							x			x	x

Quanto aos modelos constitutivos, foram utilizadas pelo primeiro grupo (modelos globais) discretizações com elementos de viga, associadas a leis de comportamento globais e modelações apoiadas em modelos tipo fibras. No segundo grupo (MEF) os modelos de fenda distribuída foram os mais utilizados, quer na modalidade que fixa a direcção da fenda ("fixed crack model") quer na modalidade que admite a rotação da fenda ("rotating crack model"). Para além do modelo de dano utilizado pelo autor, uma outra equipa utilizou um modelo designado por "Lattice model".

Relativamente à questão da resistência à tracção do betão, de uma forma geral todas as equipas procuraram incluir os efeitos da fissuração inicial do betão e da própria existência das armaduras nos valores adoptados para aquela resistência. No entanto neste procedimento foram utilizadas regras mais ou menos arbitrárias, o que vem realçar a falta de um critério consensual sobre esta questão. Ainda neste âmbito, pode referir-se que algumas equipas incluíram explicitamente na modelação as juntas construtivas, estratégia que no entanto não se revelou conclusiva.

A mesa sísmica foi incluída na modelação praticamente por todas as equipas, que recorreram a estratégias muito idênticas para modelar as respectivas ligações ao exterior. Para a modelação da massa, em particular das massas adicionais, várias equipas utilizaram procedimentos simplificados idênticos ao utilizado pelo autor. No entanto a equipa E11, que utilizou uma modelação 3D, recorreu também a elementos de volume para modelar estas massas adicionais.

Apresentam-se nos Quadros 4.12 e 4.13 os principais resultados obtidos pelas equipas participantes no Benchmark na simulação dos ensaios Melendy Ranch 1.35g e Nice 1.0g, bem como os correspondentes resultados experimentais, que se referem aos deslocamentos relativos registados nos níveis 5 e 6 e aos esforços obtidos na base da parede (momento flector, esforço transverso e variação do esforço axial). Não se apresentam os resultados da equipa E5 pelo facto desta equipa só ter apresentado resultados obtidos após o conhecimento dos resultados experimentais; no entanto esta equipa vem referenciada nos Quadros por uma questão de coerência de nomenclaturas.

Embora a apreciação destes resultados não traduza completamente a qualidade das previsões das várias equipas envolvidas, permite no entanto uma avaliação do desempenho dos modelos utilizados, baseada na comparação dos valores de pico das diferentes respostas numéricas com a resposta experimental.

Numa apreciação global aos resultados que constam dos Quadros 4.12 e 4.13 pode constatar-se que os modelos mais simples (modelos globais) não permitem obter uma boa previsão da resposta deste tipo de estruturas, observando-se que a generalidade das equipas que recorreram a este tipo de modelos não obtiveram bons resultados. No entanto algumas destas equipas conseguiram melhorar substancialmente os seus resultados em análises efectuadas após o conhecimento dos resultados experimentais (Combescure (2001b)), o que demostra o interesse da utilização destes modelos (simplificados) quando é possível a sua calibração, quer através de ensaios experimentais, quer através de resultados obtidos com modelos mais refinados.

Das equipas que recorreram a modelações mais refinadas apoiadas no MEF observa-se que nem todas obtiveram bons resultados, tendo mesmo algumas delas obtido previsões das respostas consideravelmente desajustadas. Este facto pode estar em parte associado à incapacidade dos modelos constitutivos utilizados, na captação de alguns dos fenómenos associados ao comportamento não-linear da estrutura, mas reflecte também o desajuste da estratégia adoptada por estas equipas, particularmente no que se refere às questões mais sensíveis, como sejam a questão do amortecimento e da resistência à tracção do betão.

Do conjunto destas equipas a integrada pelo autor (E3) e a equipa E11 obtiveram respostas que se podem considerar neste panorama muito boas, quer em termos da previsão dos deslocamentos quer mesmo dos esforços. Atendendo a que os resultados da equipa E11 estão apoiados numa modelação 3D, consequentemente uma modelação muito pesada, os resultados obtidos com a metodologia 2D proposta na presente tese evidenciam a eficiência

desta, quer em termos das capacidades dos modelos utilizados, quer em termos da própria estratégia adoptada na simulação dos ensaios.

Quadro 4.12 – Comparação dos principais resultados: Melendy Ranch 1.35g.

	Exp.	E1	E2	**E3**	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
DXR6 (mm)	-	28.0	34.8	**43.3**	-	-	24.9	17.9	40.6	29.3	90.0	42.7
DXR5 (mm)	**29.2**	21.1	26.5	**33.7**	40.5	-	17.7	14.7	31.7	22.1	61.5	33.0
MY1 (kN.m)	**510**	513	483	**488**	573	-	876	545	380	542	514	478
TX1 (kN)	**151**	194	162	**153**	159	-	176	251	143	224	233	148
ΔNZ1 (kN)	**+276** **-304**	+115 -163	+130 -202	**+299** **-387**	+191 -384	- -	+52 -64	+345 -566	- -	+285 -403	- -	+127 -362

DXR5 - Deslocamento relativo no nível 5
DXR6 - Deslocamento relativo no nível 6
MY1 - Momento na base (nível 1)
TX1 - Esforço transverso na base (nível 1)
ΔNZ1 - Variação do esforço axial na base (nível 1)

Quadro 4.13 – Comparação dos principais resultados: Nice 1.0g.

	Exp.	E1	E2	**E3**	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
DXR6 (mm)	**58.8**	30.0	40.3	**58.9**	-	-	30.8	9.8	40.4	29.6	59.0	60.8
DXR5 (mm)	**47.1**	22.7	30.9	**47.4**	49.8	-	22.8	7.9	32.3	22.5	45.7	47.2
MY1 (kN.m)	**410**	454	447	**470**	449	-	780	1249	317	452	509	370
TX1 (kN)	**140**	169	161	**143**	175	-	108	171	110	158	158	174
ΔNZ1 (kN)	**+134** **-259**	+141 -77	+96 -150	**+149** **-294**	+125 -164	- -	+58 -65	+76 -56	- -	+166 -237	+166 -237	+134 -158

Num comentário final pode afirmar-se que as diferenças acentuadas que se observam em muitos dos resultados reflectem as dificuldades que são colocadas na análise de um problema com esta complexidade, confirmando de certa forma a grande exigência colocada ao nível dos modelos utilizados, como foi salientado anteriormente. Estes resultados permitem de facto constatar que equipas de investigação da área da engenharia sísmica, isto é, vocacionadas para este tipo de estudos, dispondo de ferramentas de análise poderosas podem obter resultados substancialmente diferentes.

4.5 CONCLUSÕES

No âmbito da participação em dois Benchmark procedeu-se à simulação numérica dos ensaios sísmicos realizados sobre uma estrutura constituída essencialmente por duas paredes de betão armado, consistindo esta aplicação numa importante validação da metodologia proposta para a análise do comportamento sísmico de estruturas laminares de betão armado. Os ensaios foram realizados numa mesa sísmica, com a aplicação de um conjunto de sismos consecutivos de intensidade crescente, que foram responsáveis por danos importantes, logo induzindo na estrutura respostas acentuadamente não-lineares.

Para além dos aspectos relacionados com a modelação do comportamento não-linear dos materiais, foram identificados e discutidos alguns aspectos importantes que se reflectem de uma forma decisiva na previsão da resposta sísmica, devendo portanto ser adequadamente equacionados na modelação numérica. Neste contexto destaca-se a estratégia adoptada relativamente à questão do amortecimento, baseada na adopção de várias modalidades da matriz de amortecimento viscoso em função da intensidade sísmica, assunto que pela importância evidenciada foi discutido com algum detalhe.

A comparação dos resultados obtidos com os resultados experimentais permitiu demostrar a capacidade da metodologia proposta na previsão da resposta sísmica deste tipo de estruturas. Os modelos utilizados revelaram uma grande eficiência na simulação do comportamento não-linear da estrutura, conseguindo captar os principais fenómenos associados a este comportamento. Para além de uma boa previsão dos deslocamentos e dos esforços internos, foi possível identificar os aspectos mais importantes do comportamento, nomeadamente a localização das deformações plásticas e a formação do mecanismo de escoras e tirantes característico do betão armado.

Do facto desta aplicação estar integrada no Benchmark resultou a possibilidade de se confrontar o desempenho da metodologia proposta com as metodologias adoptadas pelos outros participantes. As diferenças que se encontraram na previsão da resposta obtida pelos participantes evidenciou as dificuldades inerentes à complexidade deste estudo, facto que realça os bons resultados obtidos com a presente modelação. Neste enquadramento pode concluir-se que a metodologia proposta é adequada ao estudo do comportamento sísmico de estruturas laminares de betão armado, permitindo prever com uma grande aproximação a respectiva resposta sísmica.

BIBLIOTECA F.E. PORTO

Capítulo 5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE PILARES DE PONTES

Capítulo 5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE PILARES DE PONTES

5.1 INTRODUÇÃO

É actualmente uma das principais preocupações das sociedades desenvolvidas que o património construído disponha de níveis adequados de segurança por forma a garantir-se nestas construções uma funcionalidade efectiva. Inserem-se neste âmbito as construções de interesse histórico que interessa preservar, e em relação às quais o tempo provocou em muitas situações uma degradação das suas características estruturais, mas também as construções mais recentes, como os edifícios e pontes sujeitos a uma intensa utilização, em que, para além da degradação resultante directamente das condições ambientais, se verificam alterações significativas, quer ao nível da sua utilização, quer ao nível das exigências de segurança impostas pela sociedade, que se traduzem nomeadamente pela revisão e actualização da regulamentação.

No que se refere às pontes, os sismos que ocorreram recentemente em países altamente desenvolvidos evidenciaram que muitas destas estruturas são particularmente sensíveis a este tipo de acção, revelando em muitos casos deficiências graves ao nível do respectivo desempenho. Como se referiu no Capítulo 2, muitas das deficiências identificadas associam-se de uma forma geral aos procedimentos adoptados no dimensionamento destas estruturas, que se têm vindo a revelar inadequados, quer pelo nível de acção considerado no dimensionamento sísmico, quer pela pormenorização e detalhe adoptados no projecto. A este conjunto de preocupações tem respondido com um grande empenhamento a comunidade técnica e cientifica, assumindo assim a sua responsabilidade social que é, no caso da área da Engenharia Sísmica de pontes, particularmente importante dado o reflexo que estas estruturas têm no desenvolvimento de um país, quer no contexto do seu desenvolvimento económico,

quer ainda pelo facto de se traduzir em termos sociais por um factor de qualidade de vida das populações que servem.

Neste sentido, constitui uma tarefa de grande actualidade o estudo aprofundado do comportamento sísmico das pontes existentes, no qual se insere o desenvolvimento de metodologias que permitam caracterizar de uma forma precisa o seu comportamento no sentido de proporcionar uma avaliação correcta da sua segurança, que permita nos casos que o justifiquem estabelecer estratégias de reforço eficientes.

Embora os sismos que ocorreram recentemente na Europa não tenham provocado danos estruturais muito significativos nas obras de arte que integram as vias de comunicação, as preocupações com a segurança, quer das novas pontes, quer das pontes existentes, são entendidas como uma prioridade nos países europeus. Relativamente ao caso específico das pontes existentes, as preocupações com a avaliação da sua segurança sísmica são hoje encaradas como uma prioridade, particularmente no seio da comunidade técnica e científica ligada à área da Engenharia Sísmica de pontes sobre a qual recaem naturais responsabilidades, particularmente ao nível da identificação e análise dos problemas que conduza à proposta de metodologias de intervenção que visem garantir nestas construções níveis de funcionalidade e de segurança adequados.

O projecto europeu *Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Bridges* (projecto VAB)[†] iniciou-se em Julho de 1998 no âmbito do European Environment & Climate Project, envolvendo sete instituições de investigação europeias, de entre as quais a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), e teve como objectivo principal dar uma contribuição significativa para o desenvolvimento de metodologias avançadas de avaliação da vulnerabilidade sísmica de pontes que permitam minimizar, através de intervenções eficazes de reforço estrutural[‡], os efeitos destrutivos de sismos futuros (Flesch *et al.* (2000)).

No presente capítulo procede-se à aplicação da metodologia proposta no Capítulo 3, com vista à simulação do comportamento de pilares de pontes quando sujeitos a acções cíclicas intensas, resultando da participação do autor no projecto VAB uma excelente

---

[†] Environment & Climate Project ENV4-CT97-0574/ European Commission, Research DG, URL: www.arsenal.ac.at/vab/

[‡] Neste contexto entende-se por reforço estrutural uma intervenção que permita melhorar o desempenho sísmico da ponte contribuindo para a redução da sua vulnerabilidade a esta acção. Assim esta intervenção poderá visar o aumento quer da capacidade resistente quer da ductilidade de alguns dos seus elementos, mas poderá também visar a atenuação dos efeitos da própria acção através da incorporação de dispositivos de isolamento sísmico.

oportunidade de validação daquela metodologia, pela possibilidade de confronto das previsões numéricas com os resultados experimentais dos ensaios realizados no âmbito deste projecto pelo Joint Research Centre (JRC) em Ispra. Esta participação revestiu-se ainda de um enorme interesse, não só pelo trabalho que foi desenvolvido e do qual resultaram diversas publicações[§], mas também pela interligação que se estabeleceu com as outras equipas de investigação, particularmente com a equipa do JRC, com a qual se manteve uma estreita colaboração durante todo o projecto, intensificada especialmente nas fases preparatória e de realização dos ensaios, durante as quais se efectuaram diversas visitas mútuas.

5.2 PROJECTO EUROPEU PARA A AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE PONTES

Como se referiu anteriormente, o projecto VAB envolveu sete instituições de investigação europeias[**], que desenvolveram em estreita ligação um importante trabalho de investigação apoiado num caso de estudo, que abrangeu as seguintes tarefas:

(i) identificação estrutural da ponte a partir da determinação das suas propriedades e características dinâmicas;

(ii) desenvolvimento de modelos numéricos que permitam a tradução rigorosa do comportamento não-linear dos pilares;

(iii) determinação experimental, usando ensaios pseudodinâmicos, da resposta sísmica de um modelo reduzido da ponte;

(iv) desenvolvimento de modelos simplificados para a avaliação da sua vulnerabilidade sísmica da ponte;

(v) desenvolvimento de técnicas de reforço.

---

§ Delgado *et al.* (1999), Faria *et al.* (1999), Faria *et al.* (2000a), Faria *et al.* (2000b), Faria *et al.* (2001), Vila Pouca *et al.* (2001).

** Arsenal Research, (Arsenal) Áustria; Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (ISMES), Itália; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Portugal; Joint Research Centre (JRC), Itália; International Centre for Theoretical Physics (ICTP), Itália; Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Espanha; Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), França

Foi seleccionada como caso de estudo a ponte Talübergang Warth[††] (veja-se Figura 5.1), construída nos anos 70, localizada a 63Km a sul de Viena na auto-estrada A2 que liga esta cidade austríaca a Graz. A escolha recaiu nesta ponte pelo facto de ter sido dimensionada para um nível da acção sísmica significativamente inferior ao actualmente previsto para aquele local, e pretender-se analisar o respectivo comportamento e avaliar a correspondente segurança quando sujeita à nova exigência em termos da intensidade da acção sísmica. Por outro lado, podendo considerar-se que esta é uma ponte representativa de um conjunto de pontes construídas na mesma época na Áustria, quer pelo tipo de concepção e de tecnologia de construção utilizados, quer pelos critérios de dimensionamento adoptados no projecto, do seu estudo podem retirar-se conclusões extremamente importantes e extensíveis a todo aquele conjunto de obras.

Figura 5.1 – Vista geral da ponte Talübergang Warth.

A ponte é constituída por um tabuleiro contínuo de sete tramos com uma secção transversal em caixão, (ver Figura 5.2), apresentando um desenvolvimento total de 459m, com os dois vãos extremos de 62m e os centrais de 67m, apoiando-se nos encontros e em seis pilares. Os pilares, todos com idêntica secção rectangular oca em betão de dimensões exteriores de $2.5 \times 6.8 m^2$, têm alturas que variam entre os 16m e os 39m. A ligação do tabuleiro é feita em cada pilar através de dois aparelhos de apoio alinhados segundo a direcção transversal da ponte, que restringem os deslocamentos horizontais nas duas

[††] Na realidade são duas pontes geminadas mas independentes pelo que o estudo incidiu unicamente numa destas pontes.

direcções, à excepção dos apoios dos encontros e do pilar P6 que permitem deslocamentos na direcção longitudinal.

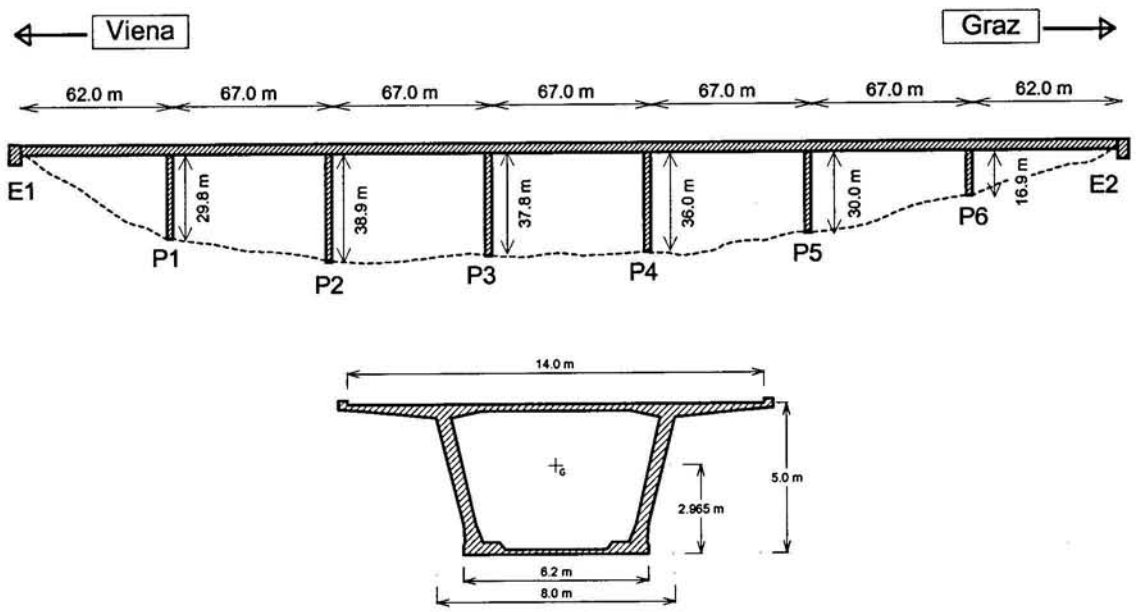


Figura 5.2 – Geometria e secção transversal da ponte Talübergang Warth.

Um dos principais objectivos do trabalho desenvolvido no âmbito da participação no projecto VAB consistiu no desenvolvimento e aplicação de uma metodologia que permitisse avaliar de uma forma muito realista o comportamento dos pilares da ponte quando sujeitos a acções cíclicas. Pretendia-se, nomeadamente, a definição de leis de comportamento cíclico globais para os pilares, que pudessem suportar o estabelecimento de leis de comportamento em análises mais simplificadas, a usar no âmbito dos estudos de vulnerabilidade sísmica e que servissem ainda como apoio à preparação dos ensaios pseudodinâmicos.

Adoptando uma discretização refinada dos pilares com base em elementos finitos e recorrendo-se aos modelos constitutivos descritos no Capítulo 3 para a simulação do comportamento não-linear do betão e do aço, proceder-se-á ao seu estudo quando sujeitos a acções cíclicas intensas em que se poderão identificar detalhadamente e de forma localizada os aspectos mais relevantes do respectivo comportamento estrutural.

5.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PILARES DE SECÇÃO OCA: VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL PRELIMINAR

5.3.1 Aspectos gerais

A metodologia proposta para a simulação do comportamento de pilares de pontes de betão armado sob carregamento em condições cíclicas será primeiramente aplicada ao caso de uma ponte que foi objecto de ensaios experimentais pseudodinâmicos realizados no JRC em Ispra (Pinto *et al.* (1996)), e constituiu um caso de estudo amplamente analisado por Guedes (Guedes (1997)). Esta aplicação visa a validação da metodologia proposta no Capítulo 3, permitindo avaliar o desempenho dos modelos e a eficiência da estratégia de modelação adoptada na previsão do comportamento dos pilares. O facto de se dispor neste caso concreto de um conjunto de informação muito complecto sobre os ensaios experimentais realizados, associado à circunstância de a secção transversal dos pilares desta ponte oca como a dos pilares da ponte Talübergang Warth, contribuiram de uma forma decisiva para a selecção desta ponte como caso de estudo para a validação preliminar pretendida.

A ponte, referenciada como B213C e ilustrada na Figura 5.3, é uma ponte irregular constituída por um tabuleiro contínuo de 200m de comprimento, dividido em quatro tramos iguais, com secção transversal em caixão. Os três pilares com alturas diferentes (7m, 14m e 21m) têm uma secção em betão rectangular oca, com dimensões exteriores de 2.0x4.0m^2, estando a maior dimensão dirigida na direcção transversal da ponte. O dimensionamento dos pilares foi baseado nas disposições do Eurocódigo 8.

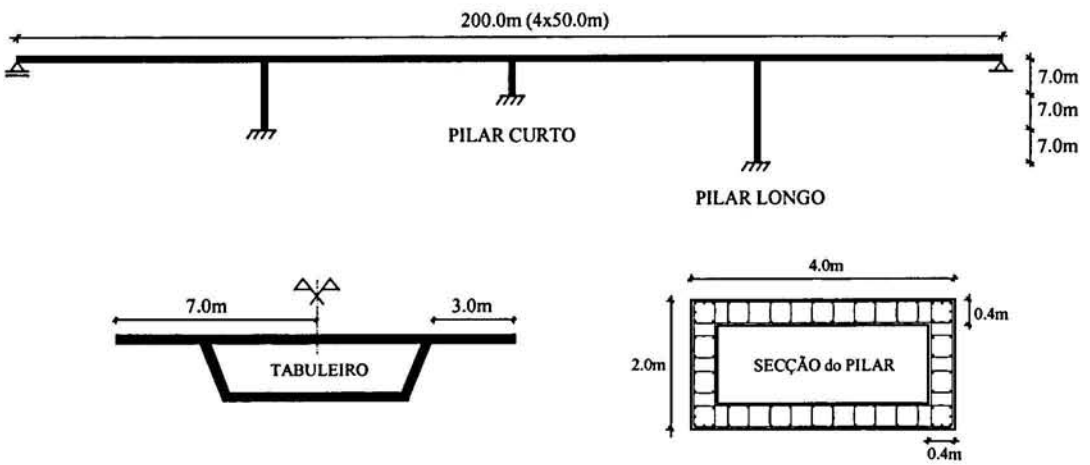


Figura 5.3 – Esquema da ponte B213C (escala real).

A extensa campanha de ensaios experimentais realizados no âmbito do programa de investigação PREC8-Bridge Research Programme (Pinto *et al.* (1996)) incluiu um conjunto de ensaios pseudodinâmicos da ponte, e de ensaios cíclicos realizados sobre modelos reduzidos dos pilares (escala 1:2.5), centrando-se a validação pretendida na simulação destes últimos ensaios.

Foram analisados dois pilares: *(i)* um pilar longo, para o qual os efeitos de flexão são predominantes, e *(ii)* um pilar curto, em que os efeitos do corte se tornam relevantes no seu comportamento não-linear. Os ensaios experimentais foram realizados sobre modelos reduzidos destes pilares, razão pela qual as análises que se apresentam nas secções seguintes correspondem também aos modelos reduzidos, com alturas de 8.4m e 2.8m respectivamente para o pilar longo e para o pilar curto.

5.3.2 Pilar longo

O pilar longo (modelo reduzido) com uma altura de 8.4m tem uma secção transversal rectangular oca com dimensões exteriores $0.8 \times 1.6 m^2$ (ver Figura 5.4b). As armaduras, representadas na Figura 5.4b, são constituídas por:

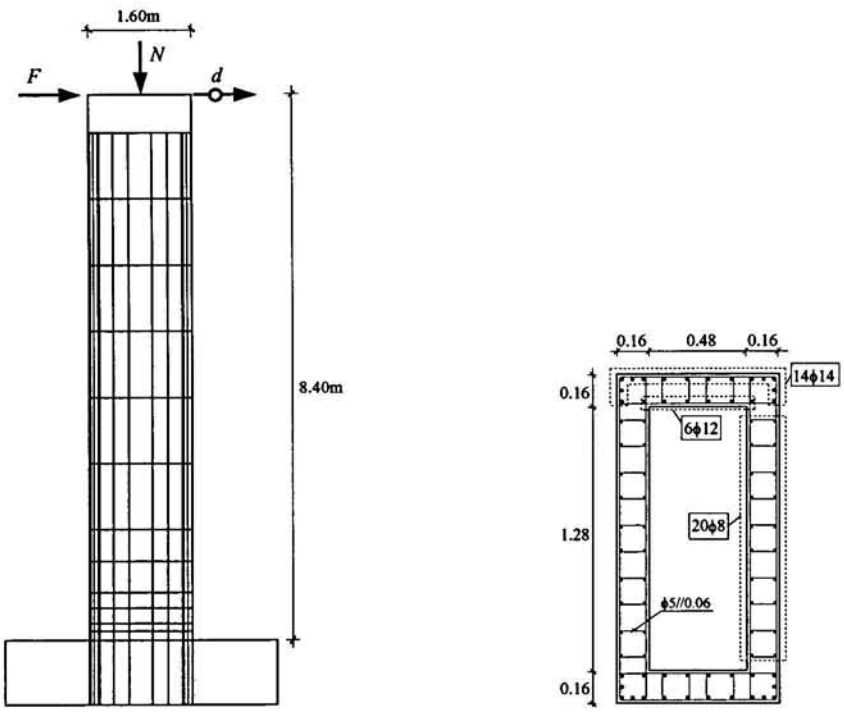
Armadura longitudinal: $28\phi14+12\phi12+40\phi8$ (armadura constante ao longo da altura do pilar)

Armadura transversal: estribos fechados $\phi5$ com afastamento de 60mm

O ensaio experimental iniciou-se com a aplicação de uma força vertical $N = 1700kN$ no topo do pilar, no sentido de se reproduzir a carga permanente transmitida pelo tabuleiro. Em seguida foi imposto um movimento horizontal no topo do pilar mobilizando a maior inércia da secção, de acordo com a seguinte história: *(i)* dois ciclos de 60mm de amplitude, *(ii)* dois ciclos de 120mm, *(iii)* dois ciclos de 180mm e *(iv)* três ciclos de 240mm. O ensaio decorreu em condições quase-estáticas, ou seja, sem mobilização de efeitos dinâmicos.

A estratégia de modelação adoptada na simulação numérica deste ensaio assenta basicamente nos mesmos princípios seguidos na análise das paredes estruturais apresentadas no Capítulo 4, à excepção naturalmente dos aspectos dinâmicos que não são aqui considerados. Assim, e atendendo às condições de simetria geométrica e de carregamento, foi assumida a hipótese de comportamento em estado plano de tensão.

Adoptou-se para a modelação do betão uma discretização com elementos finitos planos isoparamétricos de 8 nós, cuja malha se representa na Figura 5.4a. A espessura destes elementos foi definida por forma a reproduzir-se a geometria da secção, ou seja consideradas para os elementos correspondentes aos banzos e à alma da secção espessuras de 0.80m e de 0.32m respectivamente. Para a caracterização do comportamento do betão foram consideradas duas situações: *(i)* betão não confinado, correspondendo à zona do recobrimento das armaduras do banzo (camada exterior de 2cm) e *(ii)* betão confinado, correspondendo ao betão do núcleo determinado pelos estribos. O Quadro 5.1 reproduz as propriedades adoptadas para o betão confinado e para o betão não confinado.



a) malha para o betão b) secção transversal

Figura 5.4 – Pilar longo (modelo reduzido).

Quadro 5.1 – Betão: propriedades materiais (E_c = 24.5 GPa).

Betão	f_{co} (MPa)	ε_{co}	f_{to} (MPa)	f_{cm} (MPa)	ε_{cm}
Confinado	50.5	2.5‰	3.8	59.6	3.0‰
Não confinado	50.5	2.5‰	3.8	--	--

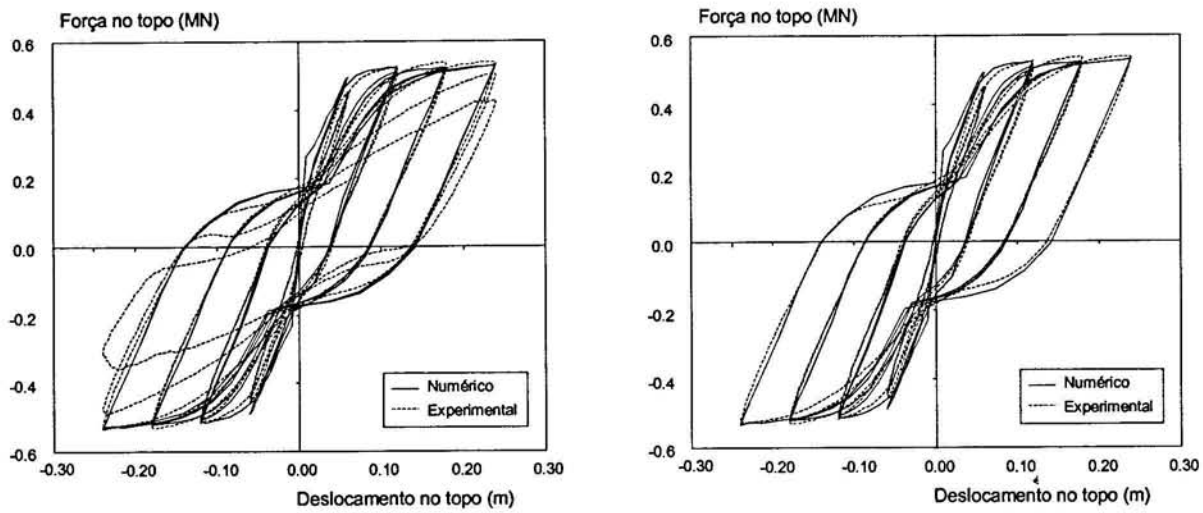
Para a modelação das armaduras recorreu-se à discretização com elementos de treliça de 2 nós, reproduzindo-se de uma forma precisa as suas posições na secção. Fez-se coincidir os nós destes elementos com os nós da malha de elementos de betão, assumindo-se assim uma condição de aderência perfeita entre os dois materiais. As propriedades assumidas na simulação numérica para o aço são reproduzidas no Quadro 5.2. Quanto aos parâmetros do modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto utilizado na simulação do comportamento deste material, foram assumidos os seguintes valores: $R_o = 30$, $a_1 = 27.0$ e $a_2 = 0.15$.

Quadro 5.2 – Armaduras: propriedades materiais do aço ($E_s = 200$ GPa).

Armadura	ε_{su}	E_{sh}/E_s	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
Longitudinal	100‰	0.0075	500	650
Transversal	16‰	0.0116	700	730

Na Figura 5.5a apresenta-se a comparação da resposta numérica obtida através da presente modelação com a resposta experimental reportada em Guedes (1997), expressa em termos do diagrama força-deslocamento registados no topo do pilar. Como se pode observar, o pilar experimenta uma forte incursão no domínio não-linear, sendo o colapso atingido nos últimos ciclos do ensaio experimental fundamentalmente em resultado da encurvadura dos varões longitudinais (Pinto *et al.* (1996)). Este facto justifica que os dois últimos ciclos da resposta experimental não sejam reproduzidos numericamente, uma vez que nesta tese o modelo adoptado na simulação do comportamento do aço não incorpora o efeito da encurvadura. No sentido de se avaliar o desempenho do modelo de uma forma mais clara sem a perturbação associada à fase de colapso, a Figura 5.5b proporciona uma comparação similar à apresentada na Figura 5.5a, à excepção dos dois últimos ciclos experimentais que foram suprimidos.

Pode observar-se que a resposta numérica acompanha de uma forma muito aproximada a resposta experimental. À excepção dos dois últimos ciclos referidos anteriormente, a concordância é clara em toda a história de carga, o que evidencia a capacidade do modelo em simular o comportamento do pilar, captando com rigor a capacidade resistente deste elemento, reproduzindo adequadamente a contínua modificação de rigidez registada no ensaio experimental, bem como o efeito de aperto do diagrama (efeito de "pinching") associado ao fecho das fendas. Desta forma a dissipação histerética de energia é bem captada, aspecto que assume uma particular importância no contexto da análise sísmica, uma vez que o efeito desta dissipação se faz sentir na resposta da estrutura nomeadamente através de uma redução dos deslocamentos máximos e consequentemente da ductilidade exigida.



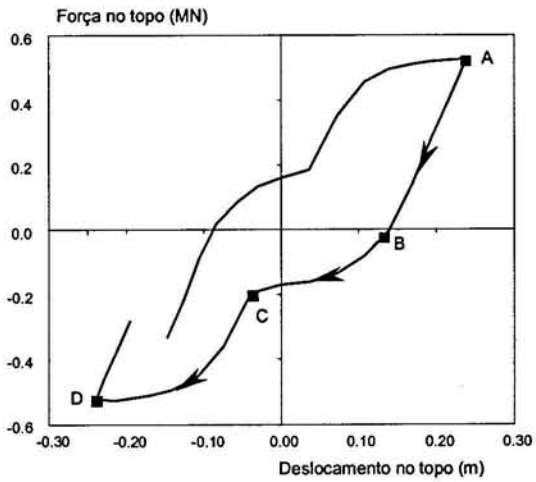
a) diagrama completo b) diagrama sem os dois últimos ciclos

Figura 5.5 – Comportamento cíclico do pilar longo.

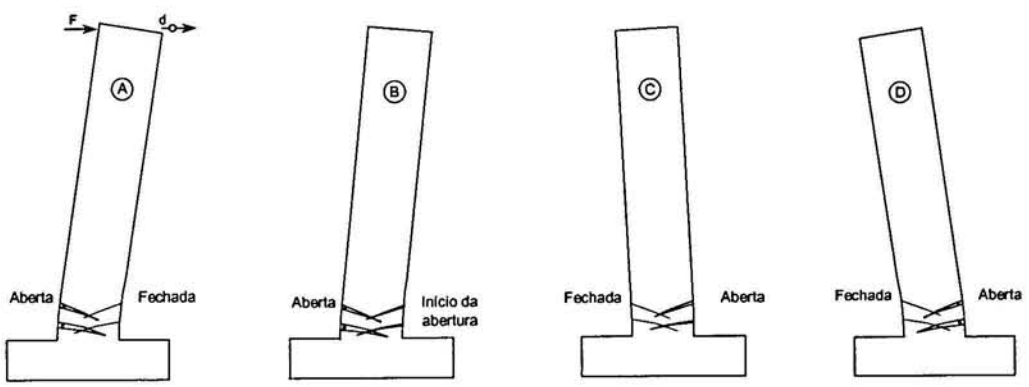
5.3.2.1 Efeito de "pinching": mecanismo de abertura e fecho de fendas

A resposta cíclica de um elemento de betão armado, caracterizada em termos de um diagrama generalizado força-deslocamento, é influenciada por vários mecanismos internos, associados fundamentalmente à fendilhação. No caso de pilares de pontes, sujeitos a flexão composta com um esforço axial de compressão, este diagrama apresenta geralmente um efeito de aperto nas fases de descarga e recarga, normalmente designado por efeito de "pinching", que se traduz por uma redução da energia dissipada. Este efeito, usualmente associado à incidência do esforço transverso (Pauley e Priestley (1992)), depende no entanto de outros factores, dos quais se podem destacar: o esforço axial, o efeito de Bauschinger nas armaduras e a percentagem da armadura longitudinal.

No sentido de se identificarem alguns destes efeitos tome-se como exemplo a resposta do pilar analisado anteriormente, focando a atenção na parte da resposta correspondente ao semi-ciclo de descarga de maior amplitude, ou seja, na passagem do deslocamento do topo de 240mm para o seu valor simétrico. A Figura 5.6 ilustra a evolução da resposta representando-se: *(i)* na Figura 5.6a o diagrama força-deslocamento (resposta numérica) correspondente ao percurso identificado por A-B-C-D, *(ii)* na Figura 5.6b a evolução da abertura e fecho das fendas referenciadas para os pontos particulares A, B, C e D e *(iii)* nas Figuras 5.8c e 5.8d os diagramas tensão-deformação obtidos na armadura longitudinal das extremidades laterais, identificando-se também nestes diagramas os pontos notáveis.

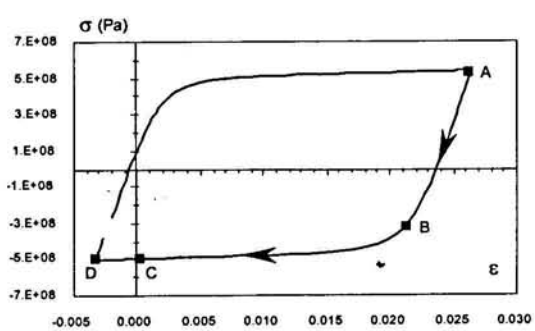


a) força-deslocamento no topo

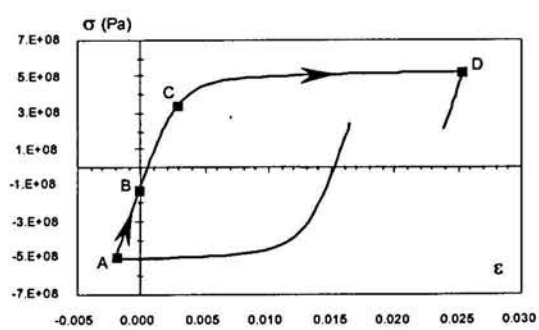


$d = 240$mm $d = 133$mm $d = -37$mm $d = -240$mm

b) abertura e fecho das fendas



c) diagrama σ-ε da armadura da esquerda



d) diagrama σ-ε da armadura da direita

Figura 5.6 – Evolução da abertura e fecho de fendas – efeito de "pinching".

Caracterização dos pontos notáveis:

- Ponto A: Início da descarga, com fendas abertas na extremidade esquerda e fechadas na outra extremidade, e as armaduras em tracção estão em cedência (veja-se Figura 5.6c).
- Ponto B: Início da abertura das fendas na extremidade direita mantendo-se ainda abertas as fendas da extremidade esquerda, iniciando-se ao mesmo tempo a cedência das armaduras comprimidas da extremidade esquerda.
- Ponto C: Fecho das fendas da extremidade esquerda coincidindo com a entrada em cedência das armaduras traccionadas da extremidade direita.
- Ponto D: Fendas da extremidade esquerda fechadas (armaduras comprimidas em cedência) e fendas abertas na extremidade direita (armaduras traccionadas em cedência).

Evolução da resposta no percurso A-B-C-D

O percurso A-B é caracterizado por uma elevada rigidez na descarga, que está associada fundamentalmente ao facto das armaduras responderem elasticamente nesta fase (veja-se as Figuras 5.6c e 5.6d). No percurso B-C regista-se uma redução significativa da rigidez na resposta global para a qual contribui: *(i)* a entrada em cedência (efeito de Bauschinger) das armaduras comprimidas da extremidade esquerda e *(ii)* os movimentos entre as faces das fendas que estão nesta fase abertas nas duas extremidades. No ponto C regista-se uma recuperação brusca da rigidez, associada ao fecho das fendas da extremidade esquerda, que vai sendo gradualmente reduzida com a entrada em cedência das armaduras traccionadas da extremidade direita.

O efeito de "pinching" está fortemente associado ao percurso B-C, cuja evolução é, portanto, fortemente influenciada pelos seguintes factores:

- Esforço axial: a presença do esforço axial de compressão traduz-se num fecho mais rápido das fendas que estão abertas retardando simultaneamente a abertura das fendas do lado oposto (percurso A-B). Neste processo pode mesmo ocorrer uma fase em que todas as fendas estejam fechadas, situação a que corresponde uma recuperação total da rigidez elástica, reflectindo-se este efeito numa diminuição da energia dissipada.

- Esforço transverso: Os movimentos entre as faces das fendas resultantes do esforço transverso, particularmente na fase em que as fendas estão abertas nas duas extremidades (percurso B-C) fazem-se sentir numa redução da rigidez global, amplificando desta forma o efeito de "pinching".

- Percentagem de armadura longitudinal: O controlo que exerce no desenvolvimento da fendilhação, particularmente ao nível da distribuição da fendilhação no elemento e da própria abertura de fendas, reflecte-se na resposta global, nomeadamente no efeito de "pinching". Tome-se como exemplo ilustrativo o caso de um elemento com uma reduzida percentagem de armadura de flexão, cujo padrão de fendilhação se caracteriza pela existência de poucas fendas de grande abertura: a resposta tende a ser comandada por uma única fenda com uma grande abertura (fenda principal), situação que proporciona o desenvolvimento de maiores movimentos entre os bordos da fenda. Por outro lado, a recuperação da rigidez resultante do fecho da fenda é neste caso mais lenta (relativamente ao que acontece nos casos em que a fendilhação está bem distribuída), contribuindo estes fenómenos para acentuar o efeito de "pinching".

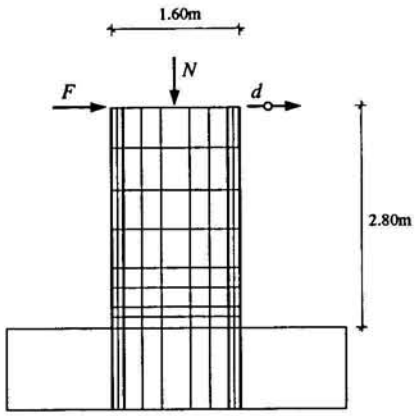
5.3.3 Pilar curto

O modelo reduzido do pilar curto, com uma altura total de 2.8m, encontra-se reproduzido na Figura 5.7. A simulação do ensaio cíclico correspondente permitirá verificar a adequabilidade do modelo numérico utilizado para prever o comportamento de pilares em que a influência do esforço transverso seja relevante. A influência do esforço transverso na resposta é tanto maior quanto menor for a relação L/h, sendo L a altura do pilar e h a altura da secção. No presente caso temos um valor desta relação de 1.75, podendo assim considerar-se que o esforço transverso tem aqui uma importância determinante.

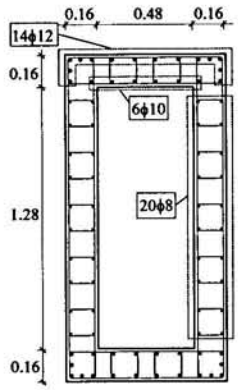
A secção transversal do pilar curto é idêntica à do pilar longo, apresentando unicamente diferenças ao nível da armadura longitudinal dos banzos. Como se pode observar na Figura 5.7b, a armadura longitudinal é constituída por 28ϕ12+12ϕ10+40ϕ8, à qual corresponde uma percentagem de armadura $\rho = 0.92\%$ ($\rho = A_s/A_c$).

Foi utilizada na modelação deste pilar a mesma estratégia utilizada no caso do pilar longo, nomeadamente no que diz respeito à modelação do betão e das armaduras. Representa-se na Figura 5.7a a malha de elementos utilizada na discretização do betão,

reproduzindo-se no Quadro 5.3 as propriedades assumidas para este material. As propriedades do aço são resumidas no Quadro 5.4.



a) malha para o betão



b) secção transversal

Figura 5.7 – Pilar curto (modelo reduzido).

O ensaio cíclico realizou-se de uma forma análoga à descrita anteriormente para o pilar longo. Foi aplicada previamente no topo do pilar uma força vertical $N = 1700$kN, que reproduz as cargas transmitidas pelo tabuleiro da ponte. Posteriormente foi imposto um deslocamento horizontal no topo do pilar segundo a maior dimensão da sua secção transversal, de acordo com uma história cíclica.

Quadro 5.3 – Betão: propriedades materiais ($E_c = 24.5$ GPa).

Betão	f_{co} (MPa)	ε_{co}	f_{to} (MPa)	f_{cm} (MPa)	ε_{cm}
Confinado	35.4	2.5‰	2.5	44.5	3.9‰
Não confinado	35.4	2.5‰	2.5	--	--

Quadro 5.4 – Armaduras: propriedades materiais ($E_s = 200$ GPa).

Armadura	ε_{su}	E_{sh}/E_s	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
Longitudinal	132‰	0.0055	540	630
Cintas	16‰	0.0116	700	730

A Figura 5.8 reproduz a evolução conjunta da força e do deslocamento registados no topo do pilar, sobrepondo a solução numérica com os resultados experimentais. Assinala-se uma vez mais a concordância que em termos globais a solução numérica apresenta relativamente ao comportamento observado, revelando o modelo numérico uma boa capacidade em captar a influência do esforço transverso na resposta, que se reflecte neste caso numa acentuação do efeito de "pinching", relativamente ao observado para o pilar longo na Figura 5.5.

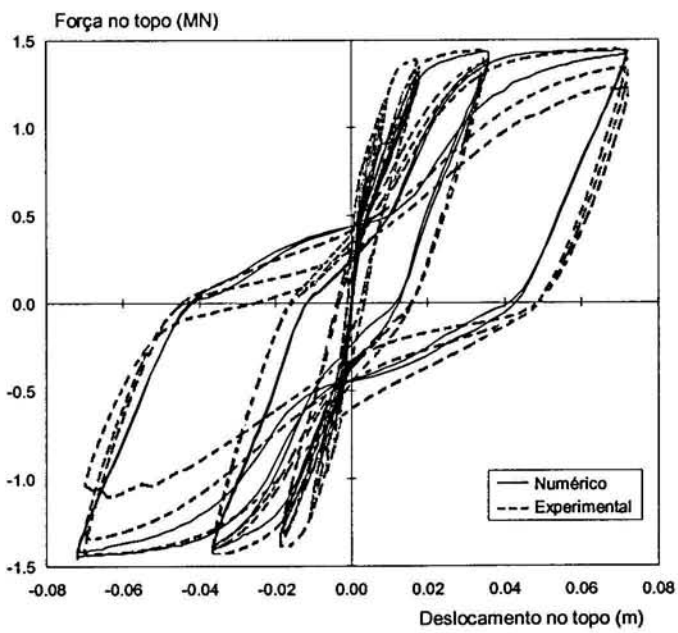


Figura 5.8 – Comportamento cíclico do pilar curto.

A previsão numérica da resposta cíclica do pilar acompanha bem a resposta experimental ao longo de todo o ensaio, à excepção dos dois últimos ciclos associados ao colapso, o que permite concluir que os principais fenómenos associados ao comportamento não-linear são captados de uma forma adequada. O colapso, iniciado também neste caso pela encurvadura dos varões, não é captado pelo modelo numérico pelas razões anteriormente referidas.

Importa fazer alguma reflexão relativamente à questão que se pode levantar sobre a possibilidade de um modelo numérico prever com rigor o colapso de uma estrutura de betão armado. Esta é uma questão extremamente complexa, mesmo quando estão em análise elementos estruturais como os pilares aqui estudados, resultando esta dificuldade não do

respectivo comportamento global, mas sim da complexidade dos mecanismos locais associados ao colapso.

O colapso dos pilares de pontes de betão armado, quando associado a modos de rotura de flexão, pode resultar: *(i)* da rotura em tracção dos varões da armadura longitudinal ou *(ii)* do esmagamento por compressão do betão, normalmente conjugado com a encurvadura dos varões da armadura longitudinal e/ou a rotura das armaduras transversais de cintagem. Estes fenómenos são extremamente difíceis de serem modelados, sendo mesmo, na opinião do autor, impossíveis de prever através da via numérica com os modelos disponíveis actualmente. Focando por exemplo o aspecto da rotura dos varões, mesmo a utilização de modelos muito refinados baseados no conceito de fenda discreta dificilmente conseguem prever com precisão a deformação das armaduras na zona da fenda, deformação que está associada ao próprio processo de formação desta fenda (fractura do betão, abertura da fenda, aderência), pelo que não conseguirão captar com rigor o instante exacto da respectiva rotura. Relativamente à zona comprimida os problemas são também extremamente complexos, particularmente os relacionados com a encurvadura dos varões. Este fenómeno dificilmente poderá ser modelado de uma forma consistente, não só pelo carácter não determinístico do fenómeno de instabilidade que lhe está associado, como ainda pela sua interdependência com factores relacionados, por exemplo, com a pormenorização das cintas, e com a degradação cíclica que ocorre no betão envolvente destas armaduras.

No entanto, no campo da aplicação prática da Engenharia Sísmica não é normalmente necessária uma completa caracterização do comportamento nesta fase última, particularmente do comportamento na fase pós colapso. Num contexto da avaliação de segurança importa, em geral, conhecer-se a capacidade última da estrutura (resistência e ductilidade), que é normalmente definida a partir de critérios simplificados estabelecidos ao nível da secção, como sejam a limitação das deformações do betão ou das armaduras (Pauley e Priestley (1992)). Nesta perspectiva, o enorme esforço que é necessário investir no desenvolvimento de modelos que permitam captar de uma forma autónoma e consistente o comportamento da estrutura nesta fase última, não se afigura, na opinião do autor, uma estratégia com grande interesse prático.

5.4 PILARES DA PONTE TALÜBERGANG WARTH

5.4.1 Introdução

O presente subcapítulo é dedicado à análise detalhada dos pilares da ponte Talübergang Warth, realizada no âmbito da participação do autor no projecto europeu VAB referido anteriormente. Do intenso trabalho desenvolvido neste contexto destacam-se os seguintes aspectos, que serão apresentados de uma forma detalhada nas secções seguintes:

- Definição da estratégia mais adequada para a modelação dos pilares, inicialmente centrada no estudo do pilar P3 (ver Figura 5.2) que englobou:
  - A avaliação da adequabilidade de uma estratégia de modelação 2D apoiada num estudo comparativo com uma modelação completa 3D.
  - O estudo de sensibilidade ao refinamento da malha de elementos finitos apoiado numa modelação 2D.
- Estudo completo de todos os pilares da ponte Talübergang Warth identificando os aspectos mais relevantes do correspondente comportamento não-linear, nomeadamente através da caracterização da respectiva resposta em regime de carga monotónica e em regime de carga cíclica.

5.4.2 Características geométricas dos pilares

As características geométricas dos pilares da ponte Talübergang Warth foram estabelecidas com base nos desenhos relativos ao seu projecto de execução (Talübergang Warth (1975)). Reproduzem-se na Figura 5.9 e no Quadro 5.5 as principais características geométricas dos pilares, bem como das correspondentes fundações. Todos os pilares têm a uma secção transversal rectangular oca com dimensões exteriores 6.8x2.5m^2 com a maior dimensão h_x orientada perpendicularmente à direcção do eixo da ponte. As alturas L dos pilares indicadas no Quadro 5.5 referem-se à distância entre a face superior da respectiva

sapata e a base dos aparelhos de apoio do tabuleiro. O pilar mais curto, P6, apresenta o valor mais baixo da relação L/h_x associada à direcção transversal da ponte, com uma valor de 2.5, enquanto que para os restantes pilares o valor desta relação está contido numa gama de valores entre 4 e 6. Pode prever-se desta forma que os pilares P1 a P5 apresentem um modo de rotura predominante de flexão, enquanto que o pilar P6, sujeito a uma maior influência do esforço transverso, deverá apresentar um modo de rotura de flexão/corte, não sendo no entanto previsível, mesmo para este pilar, que a influência do esforço transverso seja determinante no seu comportamento.

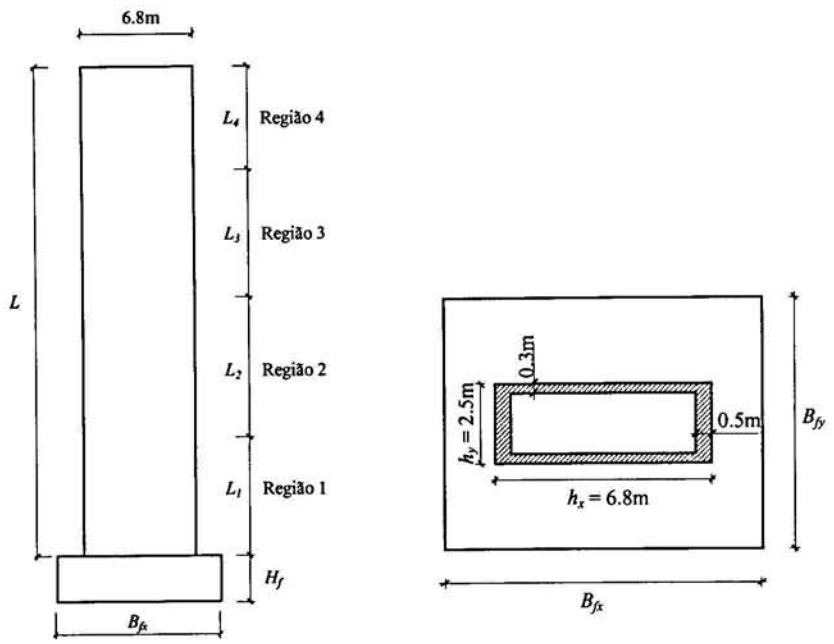


Figura 5.9 – Características geométricas dos pilares: simbologia.

Quadro 5.5 – Características geométricas dos pilares e fundações.

Pilar	L (m)	L/h_x	L/h_y	B_{fx} (m)	B_{fy} (m)	H_f (m)
P1	29.8	4.4	11.9	10.8	10.1	3.45
P2	38.9	5.7	15.6	10.2	8.0	2.80
P3	37.8	5.6	15.1	10.2	8.0	2.80
P4	36.0	5.3	14.4	10.2	8.0	2.80
P5	30.0	4.4	12.0	10.5	9.0	3.20
P6	16.9	2.5	6.8	10.4	9.5	3.20

No que diz respeito às armaduras, e no sentido de se caracterizar o escalonamento da armadura longitudinal, foram definidas 4 regiões na altura do pilar que são referenciadas na Figura 5.9. Em associação com as Figuras 5.9 e 5.10 o Quadro 5.6 detalha as armaduras dos pilares, identificando nomeadamente a sua redução em altura. Relativamente à pormenorização destas armaduras, importa salientar alguns aspectos que têm uma importância relevante no comportamento dos pilares quando sujeitos a acções horizontais que mobilizem a maior inércia da respectiva secção transversal:

- A armadura longitudinal está disposta de uma forma praticamente uniforme em toda a secção transversal.

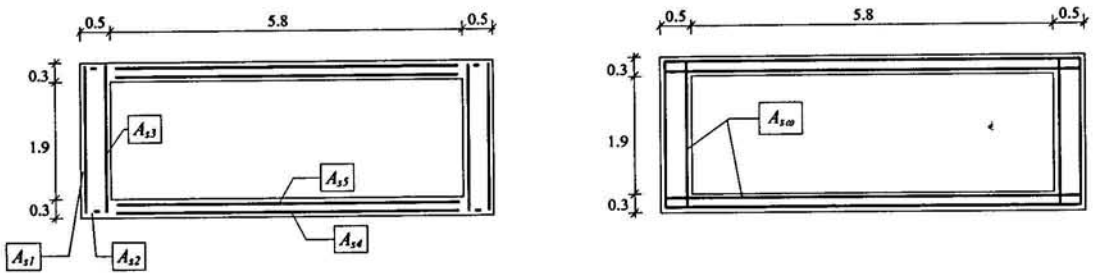
- Verifica-se uma significativa redução da armadura em secções muito próximas da base (potenciais zonas de rótula plástica), particularmente no caso dos pilares P2, P3 e P4, onde esta redução assume valores na ordem dos 50%.

- À excepção do pilar P1 a percentagem de armadura após a primeira interrupção (região 2) é muito baixa. Em termos de percentagem da armadura total têm-se valores inferiores a 0.5% (veja-se o Quadro 5.6).

- O padrão de fendilhação associado à flexão está intimamente relacionado com a percentagem de armadura de tracção. No caso de secções rectangulares ocas, admitindo-se que o tirante principal é constituído pelas armaduras longitudinais do banzo traccionado, a percentagem expressa pelo cociente $\rho_b = A_{sb}/A_{cb}$ da área destas armaduras A_{sb} pela área A_{cb} da secção de betão serve como um bom indicador para a identificação do padrão de fendilhação esperado. Os baixos valores desta percentagem, particularmente na Região 2 (veja-se o Quadro 5.6), indiciam que o padrão de fendilhação se caracterizará pelo aparecimento de fendas muito espaçadas com grandes aberturas. No caso do pilar P6, com uma percentagem $\rho_b = 0.25\%$, poderá mesmo ocorrer a cedência da armadura logo após o aparecimento das primeiras fendas, ou seja será exigida uma grande ductilidade mesmo para pequenos níveis de deformação (baixos valores do "drift").

Estes aspectos particulares da pormenorização de armaduras indiciam que os esforços de flexão na direcção transversal da ponte não foram condicionantes no dimensionamento dos pilares, o que está em concordância com o facto de ter sido considerado no projecto uma intensidade da acção sísmica muito pequena.

As armaduras transversais dos pilares são realizadas por estribos simples posicionados em cada uma das paredes da secção oca (ver Figura 5.10b), de acordo com a seguinte distribuição: A_{sw} = ϕ12//0.20m numa extensão de 1m acima da fundação, e A_{sw} = ϕ8//0.20m na restante altura do pilar.



a) armadura longitudinal b) armadura transversal

Figura 5.10 – Esquematização das armaduras: simbologia.

Quadro 5.6 – Armadura longitudinal dos pilares.

P1 L=29.8m						
Arm.	Região 1 - $L1$=6.9m		Região 2 - $L2$=17.6m		Região 3 - $L3$=5.3m	
A_{s1}	2ϕ20+10ϕ16	(26.38 cm²)	12ϕ16	(24.12 cm²)	2ϕ16+8ϕ14	(16.34 cm²)
A_{s2}	2ϕ20	(6.28 cm²)	2ϕ16	(4.02 cm²)	1ϕ16	(2.01 cm²)
A_{s3}	2ϕ20+8ϕ16	(22.36 cm²)	10ϕ16	(20.10 cm²)	4ϕ16+8ϕ14	(20.36 cm²)
A_{s4}	47ϕ20	(147.58cm²)	47ϕ16	(94.47 cm²)	22ϕ14	(33.88 cm²)
A_{s5}	47ϕ20	(147.58cm²)	47ϕ16	(94.47 cm²)	22ϕ14	(33.88 cm²)
A_{sTotal}	204ϕ20+36ϕ16	(712.92cm²)	240ϕ16	(482.40cm²)	32ϕ16+104ϕ14	(258.32cm²)
$\rho=A_{sTotal}/A_c$	1.19 %		0.80 %		0.43 %	
$\rho_b=A_{sb}/A_{cb}$	0.49 %		0.42 %		0.33 %	

Quadro 5.6 (cont.) – Armadura longitudinal dos pilares.

P2 L=38.9m						
Arm.	Região 1 - $L1$=8.8m		Região 2 - $L2$=17.7m		Região 3 - $L3$=12.4m	
A_{s1}	19φ16	(38.19 cm²)	10φ16	(20.10 cm²)	10φ16	(20.10 cm²)
A_{s2}	2φ16	(4.02 cm²)	1φ16	(2.01 cm²)	1φ16	(2.01 cm²)
A_{s3}	17φ16	(34.17 cm²)	8φ16	(16.08 cm²)	8φ14	(12.32 cm²)
A_{s4}	47φ16	(94.17cm²)	24φ16	(48.24 cm²)	24φ16	(48.24 cm²)
A_{s5}	47φ16	(94.17cm²)	24φ16	(48.24 cm²)	24φ14	(36.96 cm²)
A_{sTotal}	268φ16	(538.68cm²)	136φ16	(273.36cm²)	72φ16+64φ14	(243.28cm²)
$\rho=A_{sTotal}/A_c$	0.90 %		0.45 %		0.41 %	
$\rho_b=A_{sb}/A_{cb}$	0.64 %		0.32 %		0.29 %	

P3 L=37.8m						
Arm.	Região 1 - $L1$=7.40m		Região 2 - $L2$=16.8m		Região 3 - $L3$=13.6m	
A_{s1}	19φ16	(38.19 cm²)	10φ16	(20.10 cm²)	10φ16	(20.10 cm²)
A_{s2}	2φ16	(4.02 cm²)	1φ16	(2.01 cm²)	1φ16	(2.01 cm²)
A_{s3}	17φ16	(34.17 cm²)	8φ16	(16.08 cm²)	8φ14	(12.32 cm²)
A_{s4}	47φ16	(94.17cm²)	24φ16	(48.24 cm²)	24φ16	(48.24 cm²)
A_{s5}	47φ16	(94.17cm²)	24φ16	(48.24 cm²)	24φ14	(36.96 cm²)
A_{sTotal}	268φ16	(538.68cm²)	136φ16	(273.36cm²)	72φ16+64φ14	(243.28cm²)
$\rho=A_{sTotal}/A_c$	0.90 %		0.45 %		0.41 %	
$\rho_b=A_{sb}/A_{cb}$	0.64 %		0.32 %		0.29 %	

P4 L=36.0m						
Arm.	Região 1 - $L1$=4.0m		Região 2 - $L2$=18.1m		Região 3 - $L3$=13.9m	
A_{s1}	19φ16	(38.19 cm²)	10φ16	(20.10 cm²)	10φ16	(20.10 cm²)
A_{s2}	2φ16	(4.02 cm²)	1φ16	(2.01 cm²)	1φ16	(2.01 cm²)
A_{s3}	17φ16	(34.17 cm²)	8φ16	(16.08 cm²)	8φ14	(12.32 cm²)
A_{s4}	47φ16	(94.17cm²)	24φ16	(48.24 cm²)	24φ16	(48.24 cm²)
A_{s5}	47φ16	(94.17cm²)	24φ16	(48.24 cm²)	24φ14	(36.96 cm²)
A_{sTotal}	268φ16	(538.68cm²)	136φ16	(273.36cm²)	72φ16+64φ14	(243.28cm²)
$\rho=A_{sTotal}/A_c$	0.90 %		0.45 %		0.41 %	
$\rho_b=A_{sb}/A_{cb}$	0.64 %		0.32 %		0.29 %	

Quadro 5.6 (cont.) – Armadura longitudinal dos pilares.

P5 L=30.0m								
Arm.	Região 1 - $L1$=3.7m		Região 2 - $L2$=3m		Região 3 - $L3$=3.7m		Região 4 - $L4$=20.0m	
A_{s1}	2φ20+10φ16	(26.38cm²)	12φ16	(24.12cm²)	10φ16	(20.10cm²)	10φ16	(20.10cm²
A_{s2}	1φ20+1φ16	(5.15cm²)	2φ16	(4.02cm²)	1φ16	(2.01cm²)	1φ16	(2.01cm²
A_{s3}	10φ16	(20.10cm²)	10φ16	(20.10cm²)	8φ14	(12.32cm²)	8φ14	(12.32cm²
A_{s4}	24φ20+23φ16	(121.59cm²)	47φ16	(94.47cm²)	24φ16	(48.24cm²)	24φ16	(48.24cm²
A_{s5}	24φ20+23φ16	(121.59cm²)	24φ16	(48.24cm²)	24φ16	(48.24cm²)	24φ14	(36.96cm²
A_{sTotal}	104φ20+136φ16	(599.9cm²)	194φ16	(389.9cm²)	120φ16+16φ14	(265.8cm²)	72φ16+64φ14	(243.3cm²
$\rho=A_{sTotal}/A_c$	1.00%		0.65 %		0.44 %		0.41 %	
$\rho_b=A_{sb}/A_{cb}$	0.45 %		0.42 %		0.29 %		0.29 %	

P6 L=16.9m				
Arm.	Região 1 - $L1$=3.3m		Região 2 - $L2$=13.6m	
A_{s1}	10φ16	(20.10 cm²)	10φ14	(15.40 cm²)
A_{s2}	1φ16	(2.01 cm²)	1φ14	(1.54 cm²)
A_{s3}	8φ14	(12.32 cm²)	8φ14	(12.32 cm²)
A_{s4}	24φ16	(48.24 cm²)	24φ14	(36.96 cm²)
A_{s5}	24φ14	(36.96 cm²)	24φ14	(36.96 cm²)
A_{sTotal}	72φ16+64φ14	(243.28cm²)	136φ14	(209.44cm²)
$\rho=A_{sTotal}/A_c$	0.41 %		0.35 %	
$\rho_b=A_{sb}/A_{cb}$	0.29 %		0.25 %	

5.4.3 Propriedades dos materiais

Tendo em consideração a disposição da armadura transversal (ver Figura 5.10b), cuja contribuição em termos de confinamento é desprezável por inexistência de ramos intermédios ligando as armaduras de cada uma das laminas da betão da secção oca, não foi assumido o efeito favorável de confinamento do betão, contrariamente ao procedimento adoptado na análise anterior dos pilares da ponte B213C (programa PREC8). Desta forma as propriedades assumidas para o betão, reproduzidas no Quadro 5.7, dizem respeito unicamente à situação de betão não confinado.

Quadro 5.7 –Propriedades materiais: betão não confinado.

E_c (GPa)	f_{co} (MPa)	ε_{co}	f_{to} (MPa)	f_{cm} (MPa)	ε_{cm}
33.5	43.0	2.0‰	3.1	--	--

O Quadro 5.8 resume as propriedades assumidas para o aço das armaduras longitudinais e transversais. Para os parâmetros do modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto foram assumidos os seguintes valores: $R_o = 30$, $a_1 = 27.0$ e $a_2 = 0.15$.

Quadro 5.8 – Propriedades materiais: armaduras.

E_s (GPa)	ε_{su}	E_{sh}/E_s	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
200	100‰	0.0034	545	611

5.4.4 Cargas verticais

Foi aplicada uma força vertical no topo da cada pilar, simulando a carga permanente transmitida pelo tabuleiro. A avaliação destas forças baseou-se na estimativa da carga por metro linear do tabuleiro, de 344kN/m, que inclui o respectivo peso próprio, e o peso dos revestimentos e dos elementos não estruturais. O Quadro 5.9 resume os valores do esforço axial considerados para cada um dos pilares da ponte Talübergang Warth.

Quadro 5.9 – Carga vertical nos pilares (kN).

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Tabuleiro	22180	23084	23084	23084	23084	22180
Peso próprio do pilar	4280	5585	5425	5170	4305	2430
Esforço axial na base	26460	28633	28473	28218	27353	24610

A influência do esforço axial de compressão no comportamento de elementos de betão armado sujeitos a flexão traduz-se, geralmente, por um aumento da sua capacidade resistente

e por uma perda da ductilidade, reflectindo-se também no andamento dos ciclos associados à dissipação histerética, como foi referido a propósito da sua influência no efeito de "pinching". Estes efeitos dependem naturalmente da importância deste esforço, traduzida normalmente através do valor do esforço axial reduzido $\nu = N / A_c f_c$, sendo tanto mais significativos quanto maior for este valor. Diversos estudos experimentais, Watson *et al.* (1994), Watson e Park (1994), Manfredi e Pecce (1998), apontam no sentido de que o efeito do esforço axial só começa a ter relevância em termos da redução da ductilidade disponível do elemento para valores reduzidos acima de 0.3, sendo este efeito manifestamente importante para valores na ordem de 0.5-0.6. Conclusões idênticas são apontadas por Pipa (1993), tendo este autor obtido em estudos analíticos reduções da ductilidade disponível em curvatura da ordem dos 50% em secções com reduzidas percentagens de armadura transversal (fraco grau de confinamento), com o aumento do esforço axial reduzido de 0.2 para 0.4. No entanto, relativamente à dissipação de energia o efeito do esforço axial faz-se sentir mesmo para valores mais baixos de ν.

No caso dos pilares em estudo o valor do esforço axial reduzido correspondente ao esforço axial na base assume um valor próximo de 0.10. Não é assim de prever neste caso uma influência significativa em termos de ductilidade; no entanto, em termos de dissipação de energia já se faz sentir com algum significado, como poderá ser apreciado na confrontação da resposta destes pilares comparativamente com a dos pilares analisados anteriormente.

5.4.5 Estudo comparativo: modelação 3D – modelação 2D

Os pilares da ponte Talübergang Warth, como referido na secção 5.4.2, caracterizam-se por uma disposição muito particular da armadura longitudinal, verificando-se nomeadamente uma significativa redução (50% em alguns pilares) desta armadura em zonas muito próximas da base. Na generalidade dos casos esta redução ocorre a uma distância da base do pilar inferior à altura útil da secção transversal, ou seja, ocorre numa zona de influência da translação da força de tracção da armadura de flexão por efeito do esforço transverso (efeito de "tension shift"). Análises preliminares efectuadas sobre o pilar P3 evidenciaram uma significativa influência desta pormenorização de armaduras, que se traduziu nomeadamente numa redução da capacidade resistente do pilar, e ainda de uma forma mais marcante numa redução da dissipação de energia (Faria *et al.* (1999), Faria *et al.* (2000a)).

Atendendo a estes factores de perturbação, e ainda ao facto de a secção transversal dos pilares corresponder a uma secção rectangular oca com uma dimensão da largura do banzo apreciável (mobilizada a maior inércia da secção tem-se $h_x = 2.5\text{m}$), pode questionar-se a adequabilidade de uma modelação plana para a simulação do comportamento destes pilares. Efectivamente, numa modelação 2D está implícita uma distribuição uniforme de tensões na direcção perpendicular ao plano de flexão, ou seja, não são considerados os efeitos tridimensionais, nomeadamente o efeito de "shear leg" que está associado ao facto da distribuição de tensões no banzo não ser uniforme, resultando consequentemente numa concentração de tensões nos cantos.

Tendo por base o estudo do pilar P3, procedeu-se à análise do seu comportamento não-linear quando sujeito à acção de uma força horizontal aplicada no topo em condições de carregamento monotónico e cíclico, recorrendo-se para esta simulação a duas estratégias distintas correspondentes a: *(i)* uma modelação completa 3D apoiada numa discretização do betão com elementos de volume de 8 nós cuja malha pode ser observada na Figura 5.12 e *(ii)* a uma modelação 2D na qual se adoptou para a discretização do betão elementos finitos planos isoparamétricos de 8 nós cuja malha se reproduz na Figura 5.13. Neste contexto entende-se que a simulação 3D, podendo ser considerada como análise de referência já que as simplificações da representação física são aqui reduzidas ao mínimo, permitirá avaliar a adequabilidade da estratégia assente numa modelação 2D, nomeadamente no que diz respeito à validade da discretização no plano para secções de pilares ocas com estas dimensões.

A comparação da resposta correspondente ao ensaio monotónico obtida pelas duas vias, modelação 3D e modelação 2D, é apresentada na Figura 5.11, podendo observar-se uma boa concordância em todo o andamento da resposta.

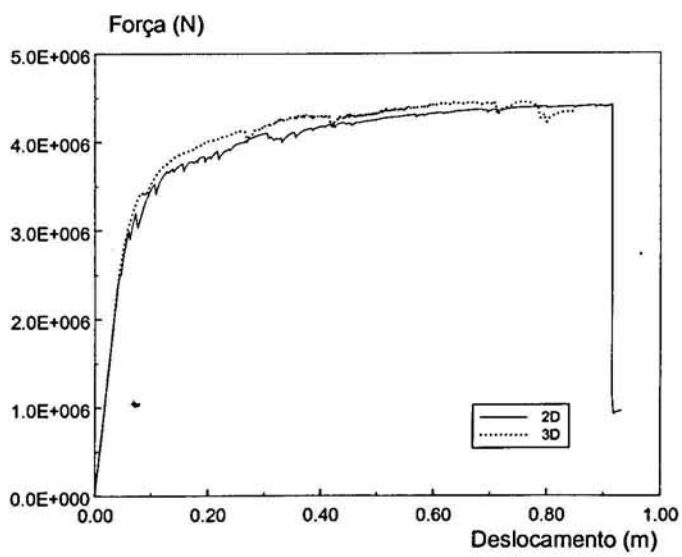
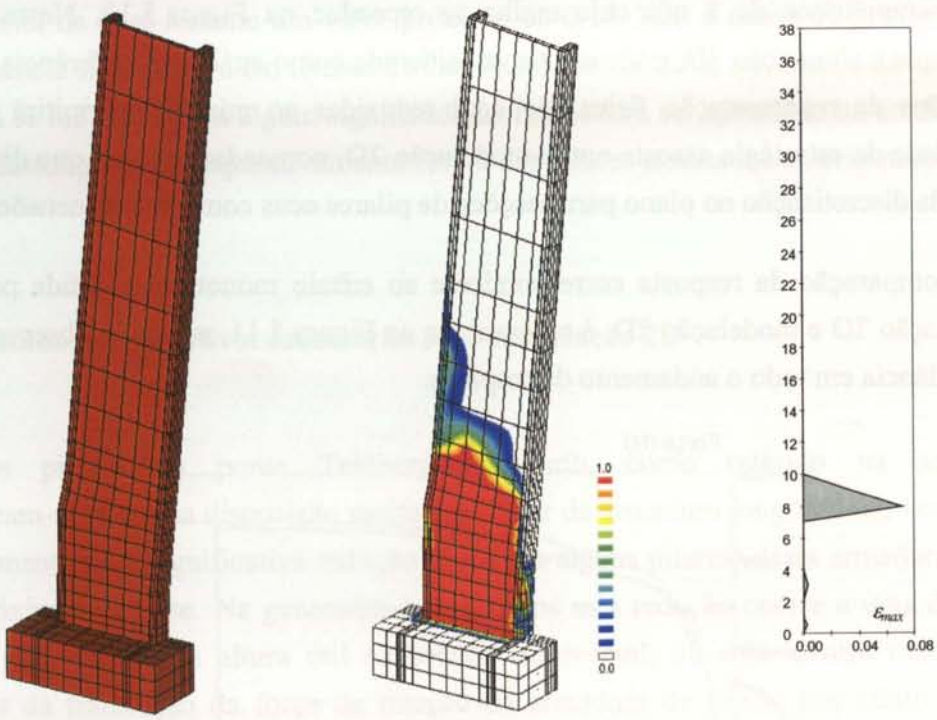


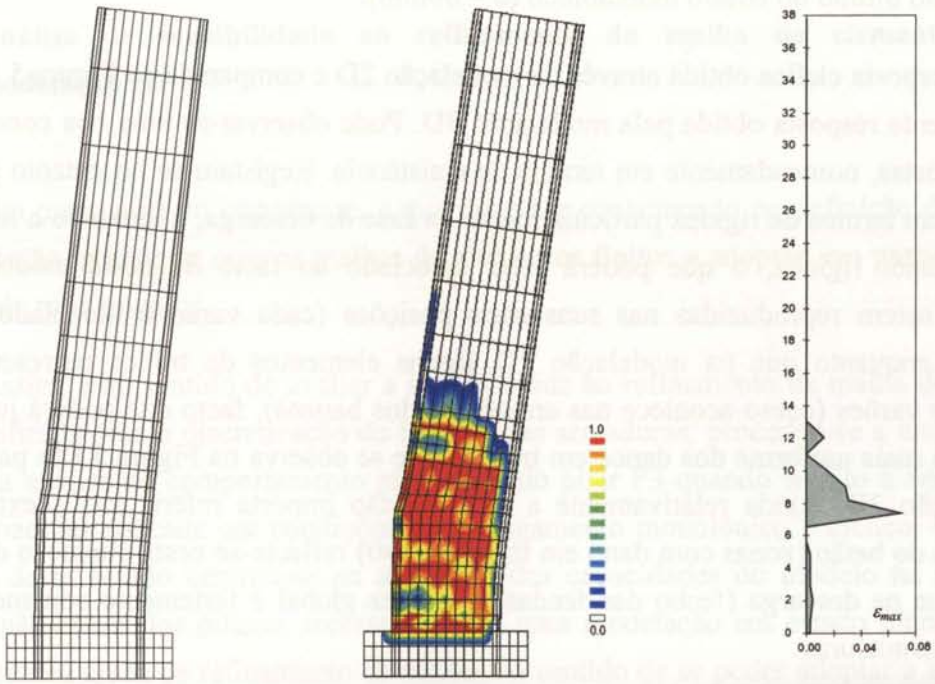
Figura 5.11 – Carregamento monotónico (topo do pilar P3).

As Figuras 5.12 e 5.13 permitem comparar os aspectos mais relevantes do comportamento captados pelas duas modalidades de discretização, na situação próxima da rotura (deslocamento no topo de 0.80m), reproduzindo-se nestas figuras as deformadas, as distribuições de danos em tracção e a evolução em altura das deformações das armaduras longitudinais mais traccionadas (neste caso, a armadura da face exterior do banzo). Como se pode observar as deformadas são muito similares, evidenciando em ambos os casos uma concentração de deformações na zona de interrupção da armadura longitudinal (veja-se o Quadro 5.6). Consequentemente regista-se também uma concentração nesta zona das deformações plásticas das armaduras, cuja evolução é captada de uma forma muito idêntica nas análises 2D e 3D. Pode observar-se ainda que as distribuições dos danos em tracção obtidas em cada uma das análises são similares, registando-se nos dois casos danos na zona inferior do pilar que se estendem um pouco acima da zona de interrupção de armaduras, observando-se no entanto uma maior extensão dos danos na análise 2D.



a) deformada (d_{topo}=0.80m) b) danos em tracção (d^+) c) def. plástica na armadura

Figura 5.12 – Resultados no fim do ensaio monotónico: simulação 3D.



a) deformada (d_{topo}=0.80m) b) danos em tracção (d^+) c) def. plástica na armadura

Figura 5.13 – Resultados no fim do ensaio monotónico: simulação 2D.

Estes resultados evidenciam que a estratégia apoiada na modelação 2D permite traduzir adequadamente os principais fenómenos associados ao comportamento não-linear deste pilar, quando solicitado em condições de carregamento monotónico. Refira-se que o efeito de "shear lag" não parece ter aqui uma relevância particular, facto que está em concordância com os resultados obtidos por outros autores em estudos realizados sobre elementos de betão armado de secção rectangular oca (Kwan (1996)). No entanto, numa perspectiva da simulação do comportamento sísmico é fundamental a avaliação desta eficiência também em termos da resposta cíclica, nomeadamente nos aspectos relacionados com a evolução da rigidez e com o efeito de "pinching", que têm uma importância fundamental no contexto da análise sísmica, por se reflectirem directamente na dissipação de energia.

Para um ensaio cíclico procedeu-se assim a uma análise comparativa dos resultados decorrentes de discretizações 2D e 3D, tendo o ensaio sido definido com três ciclos completos de amplitudes crescentes correspondentes a: *(i)* um ciclo de 20mm até ao inicio da cedência das armaduras, *(ii)* um ciclo intermédio de 40mm e (*iii*) um ciclo já com uma significativa

incursão não-linear, correspondente a um deslocamento no topo próximo de 2/3 do deslocamento último do ensaio monotónico ($d = 60$mm).

A resposta cíclica obtida através da modelação 2D é comparada na Figura 5.14 com a correspondente resposta obtida pela modelação 3D. Pode observar-se uma boa concordância nestas respostas, nomeadamente em termos de resistência. Registam-se no entanto pequenas diferenças em termos de rigidez particularmente na fase de descarga, traduzindo a modelação 3D uma maior rigidez, o que poderá estar associado ao facto de nesta modelação, as armaduras serem reproduzidas nas suas reais posições (cada varão é modelado por um elemento), enquanto que na modelação 2D alguns elementos de treliça representam um conjunto de varões (como acontece nas armaduras dos banzos), facto que poderá justificar a distribuição mais uniforme dos danos em tracção que se observa na Figura 5.12b para o caso da modelação 3D. Ainda relativamente a esta questão importa referir que a extensão da fendilhação do betão (zonas com dano em tracção $d^+ \neq 0$) reflecte-se nesta alteração da rigidez uma vez que na descarga (fecho das fendas) a rigidez global é fortemente comandada pela rigidez das armaduras.

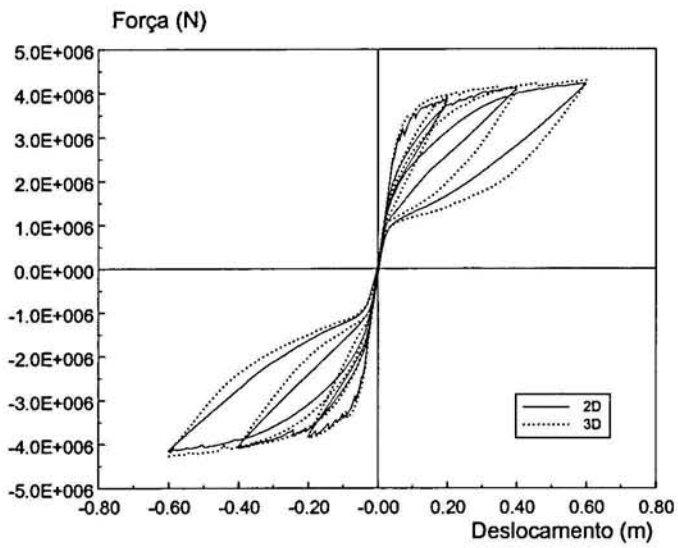


Figura 5.14 - Carregamento cíclico (topo do pilar P3).

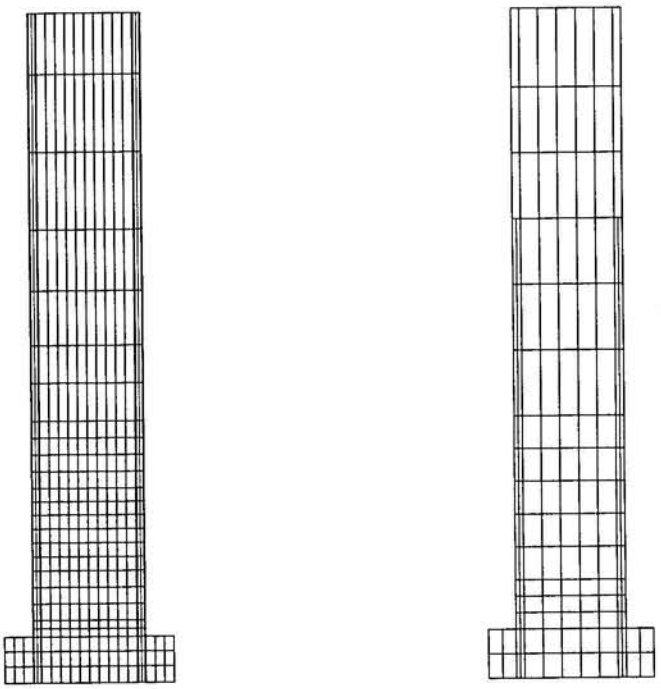
A comparação dos resultados obtidos neste estudo com as duas estratégias de modelação, 3D e 2D, que de um modo geral podem considerar-se suficientemente aproximados para os objectivos de modelação pretendidos, suporta a conclusão de que a estratégia apoiada numa modelação 2D é apropriada para a simulação do comportamento não-linear de pilares de pontes, mesmo com as particularidades evidenciadas neste caso concreto do pilar P3, que se reflectem numa maior exigência do ponto de vista numérico.

5.4.6 Análise de sensibilidade ao refinamento da malha de elementos finitos: modelação 2D

Um outro aspecto importante, e que deve ser equacionado na definição da estratégia de modelação, prende-se com as malhas de elementos finitos a adoptar, em particular com o seu grau de refinamento.

Assim, e no sentido de avaliar a sensibilidade ao refinamento da malha de elementos finitos utilizada para a discretização do betão e das armaduras, procedeu-se a um estudo que incidiu na análise do comportamento não-linear do pilar P3 quando sujeito à acção de uma força horizontal aplicada em condições de carregamento monotónico e cíclico. O objectivo principal deste estudo centrou-se na avaliação das capacidades do modelo na previsão da resposta não-linear dos pilares, recorrendo-se a uma modelação em estado plano de tensão com diferentes graus de refinamento da malha, no sentido de se poder adoptar a estratégia de modelação mais adequada às análises sísmicas da ponte Talübergang Warth que se pretendem realizar, e às quais se dedicará o Capítulo 6 desta tese. Assim, e uma vez que estas análises envolvem uma discretização global da ponte, procurou-se adoptar malhas menos refinadas mas que ainda permitam uma simulação eficiente do comportamento não-linear dos pilares, no sentido de se reduzir o esforço de cálculo.

Foram consideradas duas malhas de elementos planos de 8 nós para a discretização do betão, cuja representação se apresenta na Figura 5.15 sob as designações M1 e M2. A discretização das armaduras, realizada através de elementos de treliça de 2 nós, é feita também com diferentes malhas em cada uma das situações, pela necessidade de compatibilização dos respectivos nós com os nós da malha de elementos de betão. Resumem-se no Quadro 5.10 as principais características das malhas consideradas, nomeadamente o número de graus de liberdade associados, o número de elementos utilizados na discretização das armaduras e o número de elementos planos utilizados na discretização do betão, sendo para estes distinguidos os elementos considerados com comportamento elástico (fundação e último terço do pilar) e os elementos considerados com comportamento não-linear (primeiros dois terços do pilar).



a) malha M1 b) malha M2

Figura 5.15 – Malhas de elementos finitos: pilar P3.

Quadro 5.10 – Características das malhas de elementos finitos.

Malha	n.g.l.	Nº de elem. 1D (armaduras)	Nº de elementos 2D (betão)		
			elástico	n/linear	total
M1	3006	848	144	324	468
M2	994	327	56	90	146

Na Figura 5.16 são comparadas, em termos da relação força-deslocamento, as respostas obtidas numericamente para a situação de carregamento monotónico através da discretização com as diferentes malhas. Uma comparação idêntica é proporcionada na Figura 5.17 para a situação de carregamento cíclico. Na Figura 5.18 reproduzem-se, em sobreposição à deformada correspondente ao deslocamento máximo, as distribuições dos danos em tracção obtida com cada uma das malhas no fim do ensaio cíclico.

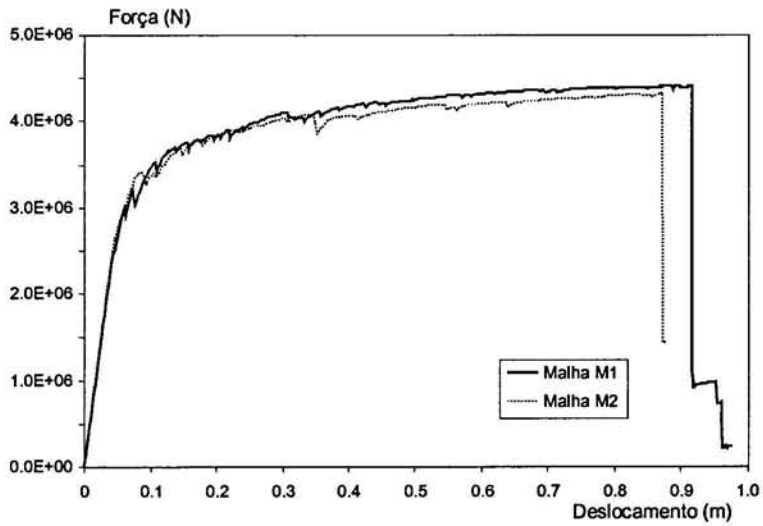
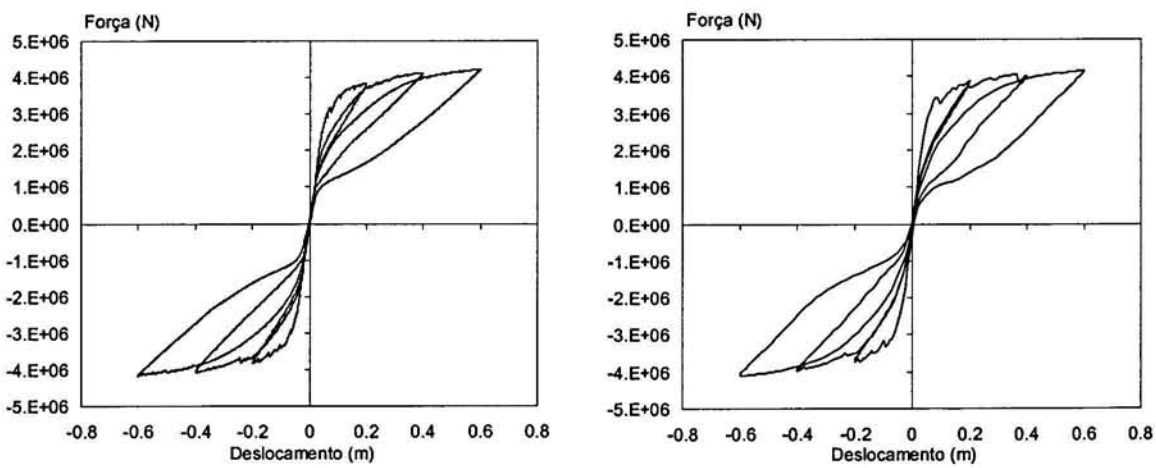


Figura 5.16 – Diagramas força-deslocamento para carregamento monotónico: pilar P3.

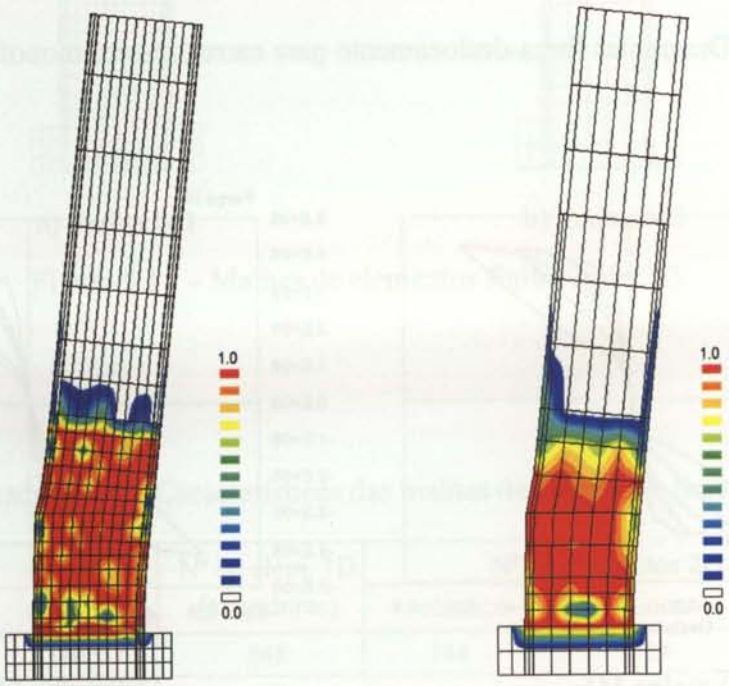


a) malha M1 b) malha M2

Figura 5.17 – Diagramas força-deslocamento para carregamento cíclico: pilar P3.

Pode observar-se na Figura 5.16 que as respostas obtidas em regime monotónico com as malhas M1 e M2 são em termos gerais suficientemente aproximadas, verificando-se desvios da ordem dos 2% em termos de resistência. Na Figura 5.17 observa-se ainda uma boa aproximação entre as respostas cíclicas obtidas com cada uma das malhas, registando-se ligeiras diferenças na rigidez correspondente à fase de descarga que se traduzem por uma maior dissipação de energia da resposta obtida com a malha M2. Em termos de distribuição de danos regista-se em termos globais uma boa concordância entre os resultados obtidos com a malha M1 e com a malha M2.

A concordância destes resultados permite concluir que o modelo numérico consegue traduzir com a malha M2 o comportamento não-linear do pilar com suficiente aproximação, em particular se tivermos em consideração que este comportamento é fortemente condicionado pela pormenorização da armadura. Assim, adoptar-se-ão malhas similares à malha M2 na discretização dos pilares tendo em vista as análises sísmicas da ponte. No entanto, no estudo da séria completa dos pilares que será apresentado na secção seguinte adoptaram-se malhas mais refinadas do tipo M1 na discretização dos pilares, uma vez que se pretende neste estudo analisar com maior detalhe o comportamento dos pilares.



a) malha M1 b) malha M2

Figura 5.18 – Distribuição dos danos em tracção: pilar P3.

5.4.7 Previsão do comportamento dos pilares da ponte Talübergang Warth

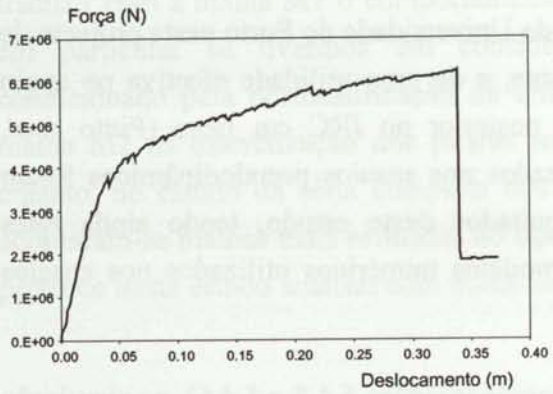
A presente secção é dedicada ao estudo da série completa dos pilares da ponte Talübergang Warth, o qual foi desenvolvido no sentido de se obter uma previsão suficientemente realista do seu comportamento, particularmente sob acções cíclicas intensas. O vasto conjunto de informação resultante deste estudo revelou-se extremamente valioso no

contexto global do projecto VAB, reflectindo-se num contributo fundamental para o seu desenvolvimento (Flesch, R. (2001)). Este trabalho, consistindo num dos principais contributos da equipa da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto neste projecto de investigação europeu, foi particularmente importante, e de uma utilidade efectiva no apoio dos ensaios experimentais realizados numa fase posterior no JRC em Ispra (Pinto *et al.* (2001a)). Efectivamente, os modelos físicos utilizados nos ensaios pseudodinâmicos foram construídos e instrumentados com base nos resultados deste estudo, tendo ainda estes resultados sido utilizados para a calibração dos modelos numéricos utilizados nos ensaios pseudodinâmicos.

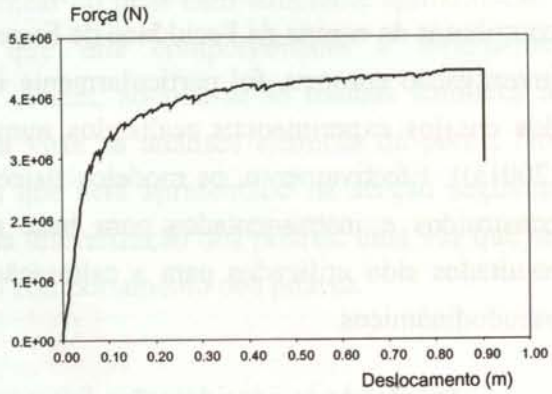
Atendendo às considerações feitas anteriormente (secções 5.4.5 e 5.4.6), na simulação do comportamento dos pilares da ponte Talübergang Warth foi adoptada a estratégia utilizada na simulação dos ensaios dos pilares da ponte B213C, bem como no estudo preliminar efectuado para o pilar P3. Procedeu-se assim a uma modelação 2D dos pilares, baseada numa discretização do betão com elementos planos de 8 nós, sendo as armaduras discretizadas através de elementos de treliça de 2 nós.

5.4.7.1 Resposta monotónica

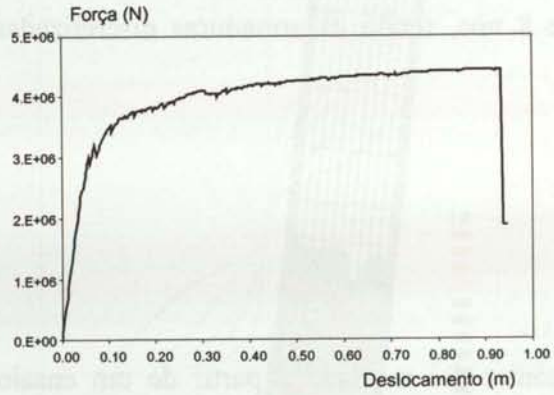
A resposta dos pilares em regime monotónico foi avaliada a partir de um ensaio numérico efectuado com uma aplicação prévia de uma força vertical correspondente à carga transmitida pelo tabuleiro (veja-se Quadro 5.9), seguida da imposição, em regime monotónico, de um deslocamento horizontal no topo do pilar na direcção de maior inércia. A resposta obtida para cada um dos pilares é apresentada na Figura 5.19, em termos dos respectivos diagramas força-deslocamento registados no topo dos pilares. As situações dos diferentes pilares na proximidade do colapso são apresentadas nas Figuras 5.23 a 5.28, nas quais se reproduzem nomeadamente: *a)* as distribuições dos danos em tracção representadas sobre a deformada de cada pilar, *b)* a evolução ao longo da altura da deformação plástica da armadura de flexão (varões da extremidade esquerda da secção) e *c)* as tensões principais de compressão. A apreciação e discussão destes resultados será feita na secção 5.4.7.3 conjuntamente com os resultados correspondentes às respostas cíclicas que se apresentam na secção seguinte.



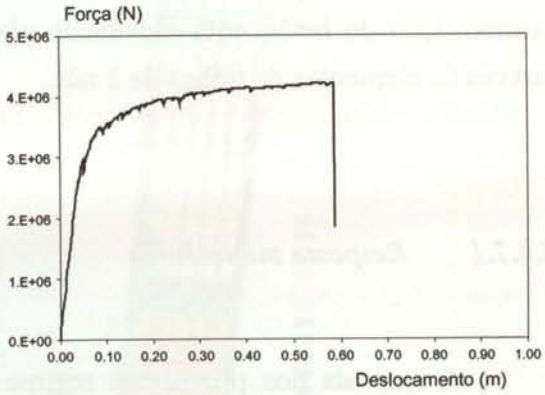
a) pilar P1



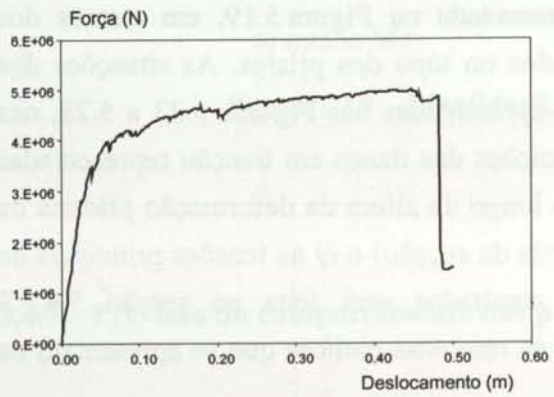
b) pilar P2



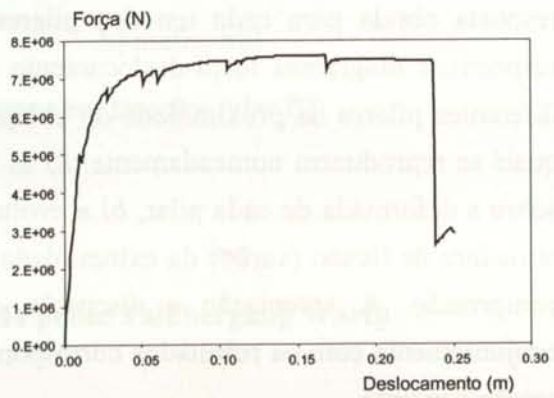
c) pilar P3



d) pilar P4

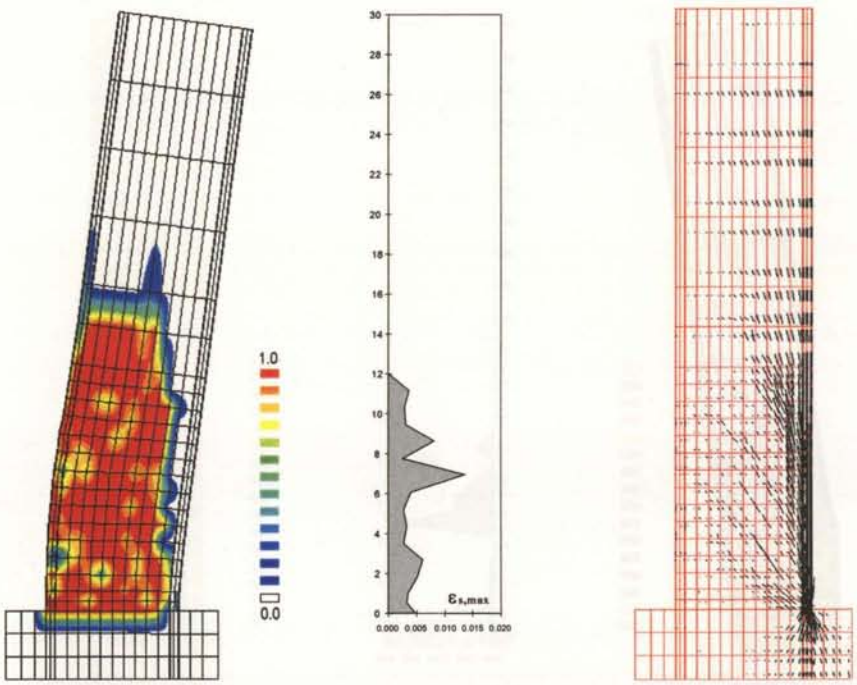


e) pilar P5



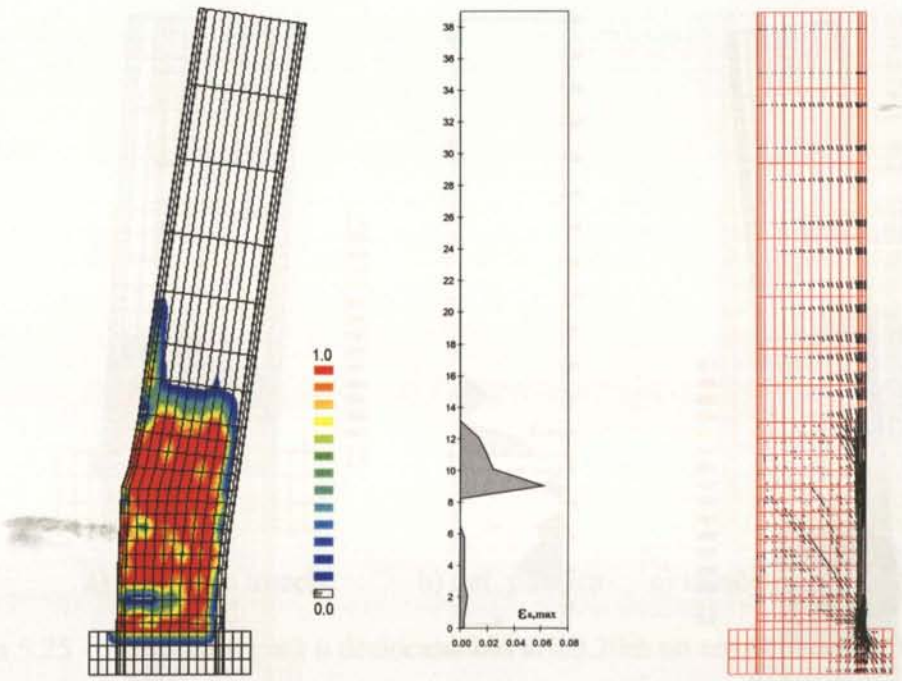
f) pilar P6

Figura 5.19 – Resposta no ensaio monotónico dos pilares da ponte Talübergang Warth.



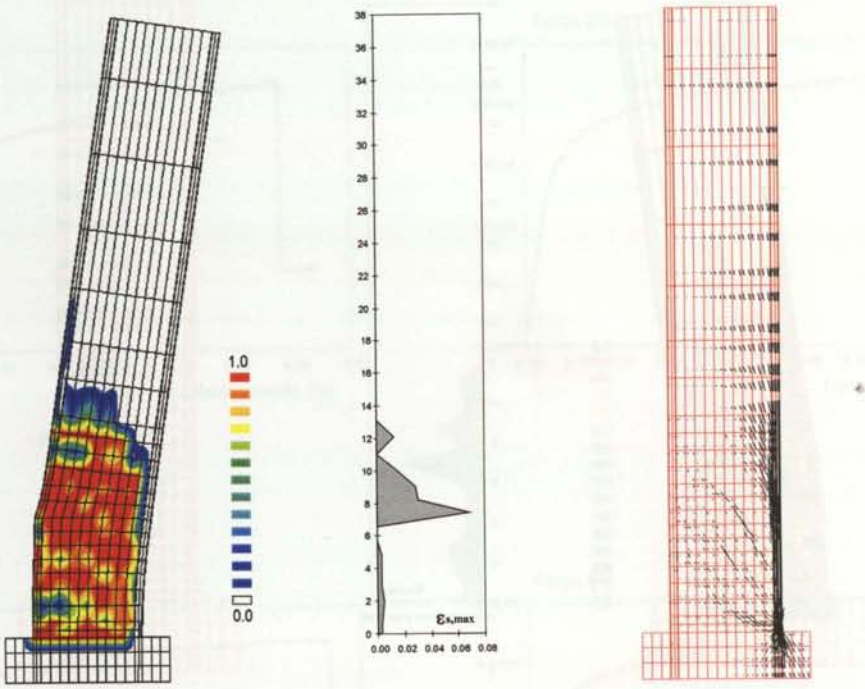
a) danos em tracção b) def. plástica c) tensões de compressão

Figura 5.20 – Resultados para o deslocamento $d = 0.30$m no ensaio monotónico do pilar P1.



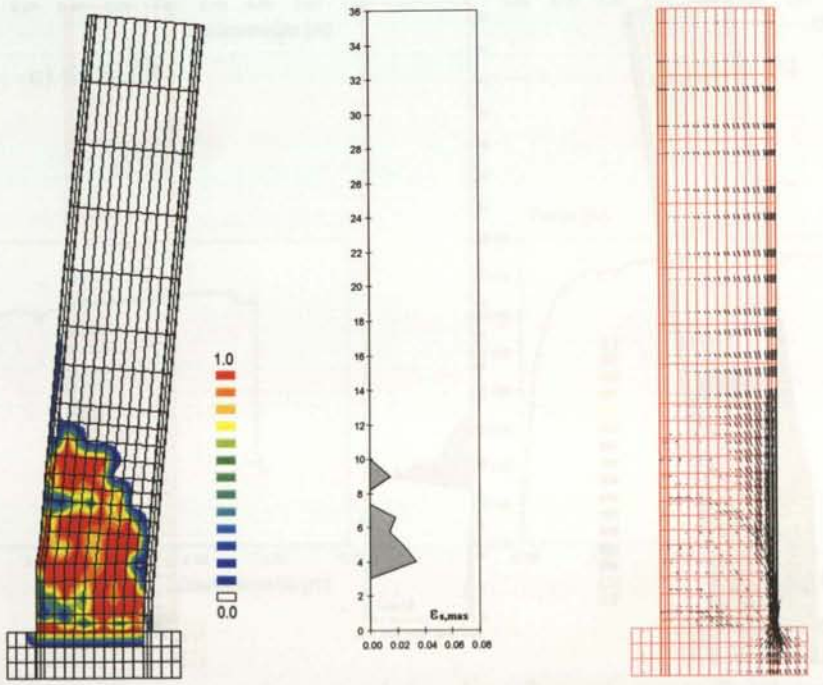
a) danos em tracção b) def. plástica c) tensões de compressão

Figura 5.21 – Resultados para o deslocamento $d = 0.80$m no ensaio monotónico do pilar P2.



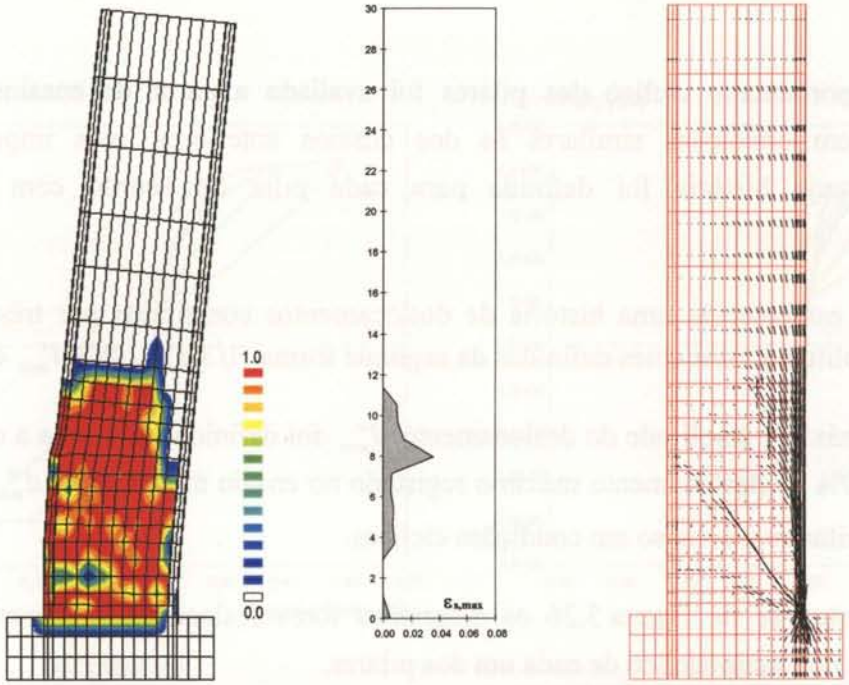
a) danos em tracção b) def. plástica c) tensões de compressão

Figura 5.22 – Resultados para o deslocamento $d = 0.80$m no ensaio monotónico do pilar P3.



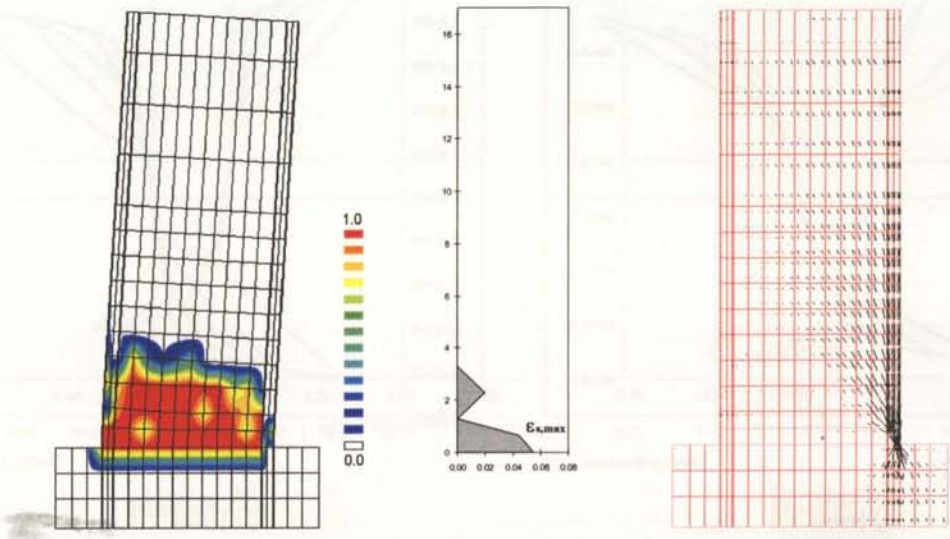
a) danos em tracção b) def. plástica c) tensões de compressão

Figura 5.23 – Resultados para o deslocamento $d = 0.50$m no ensaio monotónico do pilar P4.



a) danos em tracção b) def. plástica c) tensões de compressão

Figura 5.24 – Resultados para o deslocamento d = 0.45m no ensaio monotónico do pilar P5.



a) danos em tracção b) def. plástica c) tensões de compressão

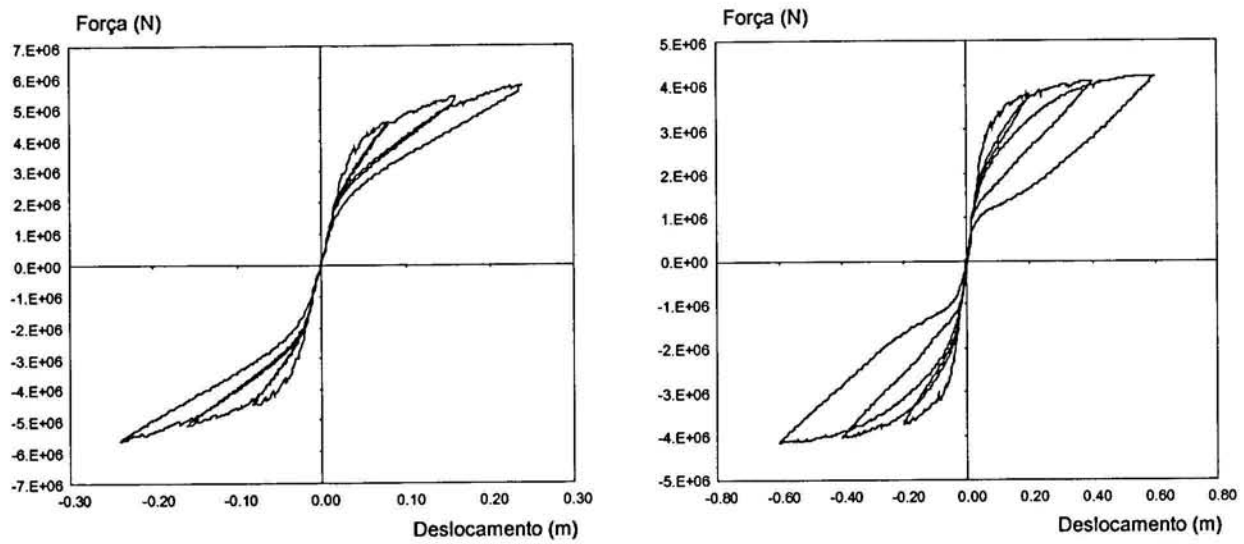
Figura 5.25 – Resultados para o deslocamento d = 0.20m no ensaio monotónico do pilar P6.

5.4.7.2 Resposta cíclica

O comportamento cíclico dos pilares foi avaliado a partir de ensaios numéricos estabelecidos em condições similares às dos ensaios anteriores, mas impondo-se um carregamento cuja história foi definida para cada pilar de acordo com o seguinte procedimento:

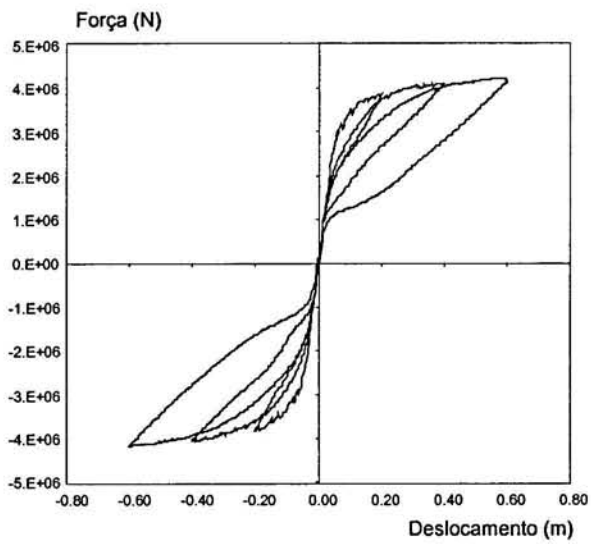
1. Foi estabelecida uma história de deslocamentos constituída por três ciclos com amplitudes crescentes definidas da seguinte forma: $1/3\, d^{c}_{max}$, $2/3\, d^{c}_{max}$ e d^{c}_{max}.
2. A máxima amplitude do deslocamento d^{c}_{max} foi definida por forma a corresponder a 80% do deslocamento máximo registado no ensaio monotónico d^{m}_{max}, por forma a evitar-se o colapso em condições cíclicas.

Apresentam-se na Figura 5.26 os diagramas força-deslocamento correspondentes à resposta obtida no ensaio cíclico de cada um dos pilares.

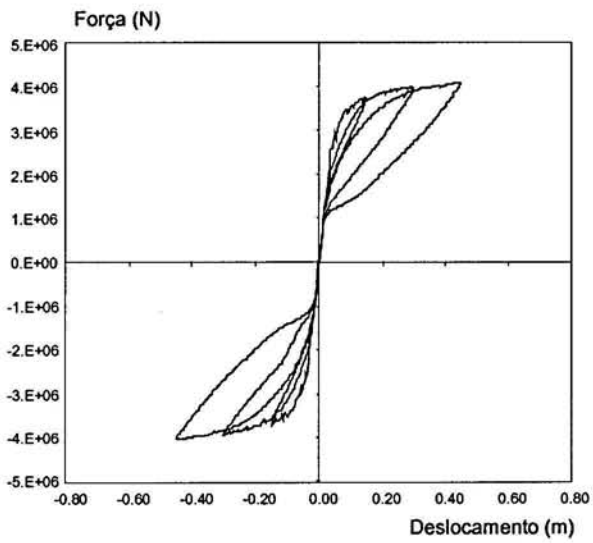


a) pilar P1 b) pilar P2

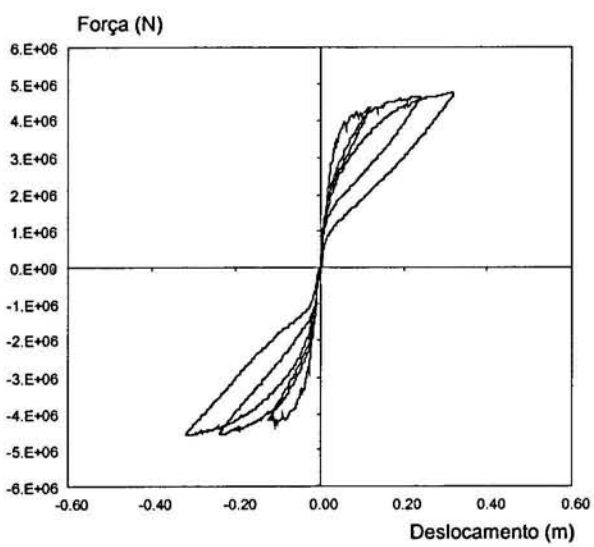
Figura 5.26 – Resposta no ensaio cíclico dos pilares da ponte Talübergang Warth.



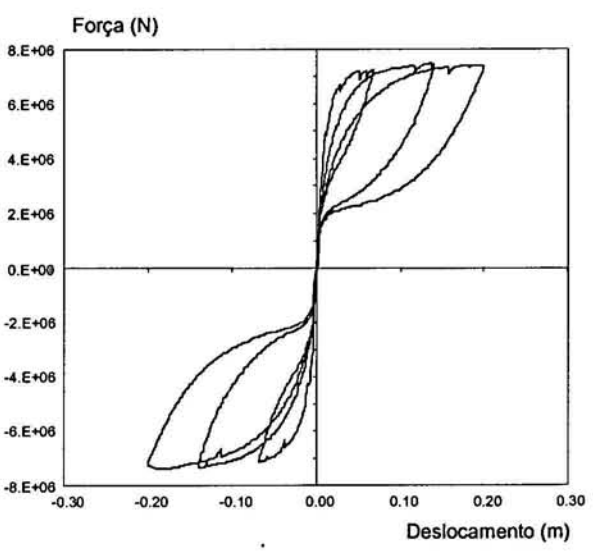
c) pilar P3



d) pilar P4



e) pilar P5



f) pilar P6

Figura 5.26 (cont.) – Resposta no ensaio cíclico dos pilares da ponte Talübergang Warth.

5.4.7.3 Discussão dos Resultados e Conclusões

Em termos da respectiva concepção e construção os pilares da ponte Talübergang Warth apresentam algumas peculiaridades, com uma influência directa e por vezes decisiva no correspondente desempenho sísmico, das quais se destacam:

- A armadura longitudinal está distribuída de uma forma praticamente uniforme na secção, ou seja, não está concentrada nos banzos activos no caso de o'sismo actuar na direcção transversal da ponte.

- Em praticamente todos os pilares regista-se uma importante redução da armadura longitudinal numa zona próxima da base, que é responsável pelo deslocamento da rótula plástica para esta zona.

- A reduzida percentagem de armadura de flexão, particularmente depois da primeira interrupção de armaduras, reflecte-se directamente na capacidade resistente dos pilares.

- A pormenorização da armadura transversal não é adequada para conferir confinamento ao betão. No entanto este aspecto não tem uma grande influência no desempenho destes pilares, em virtude das reduzidas percentagens de armadura (exceptuando o pilar P1) e dos valores relativamente baixos do esforço axial reduzido, situações nas quais o efeito de confinamento não é muito relevante para o aumento da ductilidade.

Os resultados dos ensaios efectuados sobre o conjunto dos pilares apresentados nas secções anteriores permitem retirar algumas conclusões relativamente ao seu desempenho sob condições de carregamento monotónico e cíclico, e à identificação do mecanismo último de resistência. No sentido de se clarificarem algumas destas conclusões, no Quadro 5.11 resumem-se alguns resultados obtidos através das respostas monotónicas de cada um dos pilares que traduzem o respectivo comportamento, nomeadamente nas situações de início da fendilhação, da cedência e do colapso.

Quadro 5.11 – Pilares da ponte Talübergang Warth : resultados mais relevantes.

Pilar	Fendilhação			Cedência			Comportamento último *a)*			
	desloc. (m)	"drift" (%)	Mom. (MNm)	desloc. (m)	"drift" (%)	Mom. (MNm)	desloc. (m)	"drift" (%)	Mom. (MNm)	Duct.
P1	0.018	0.06	61.0	0.039 *b)*	0.13	110.0	0.313	1.05	181.8	8.0
P2	0.032	0.08	67.3	0.100 *c)*	0.25	129.5	0.756	1.94	169.6	7.6
P3	0.030	0.08	66.6	0.084 *c)*	0.22	121.5	0.670	1.77	164.8	8.0
P4	0.025	0.07	60.5	0.062 *c)*	0.17	111.2	0.544	1.51	150.8	8.8
P5	0.016	0.05	55.4	0.050 *c)*	0.17	111.2	0.464	1.54	142.8	9.3
P6	0.008	0.05	68.0	0.015 *b)*	0.09	93.9	0.206	1.22	126.7	13.7

a) Definido para uma deformação no betão dupla da deformação de pico $\varepsilon_c = 2\ \varepsilon_{co}$.

b) Rótula plástica e fenda principal na base.

c) Rótula plástica e fenda principal na zona de interrupção de armadura.

- **Pilar P1**

  Este é o pilar com maior percentagem de armadura (veja-se o Quadro 5.6). A cedência das armaduras longitudinais estende-se desde a secção da base até uma altura correspondente a duas vezes a altura da secção transversal h_x (ver Figura 5.9). Este pilar caracteriza-se por ser o pilar com menor ductilidade disponível, apresentando também o menor valor do "drift" na situação última, uma vez que o colapso ocorre pelo esmagamento do betão como consequência do fraco grau de confinamento. A fendilhação estende-se praticamente até metade da altura do pilar (ver Figura 5.20a). A capacidade de dissipação de energia sob condições cíclicas é bastante reduzida - de facto, do conjunto de pilares é este o pilar que evidencia a menor capacidade de dissipação de energia.

- **Pilares P2, P3 e P4**

  Próximo da base (numa altura entre $0.5h_x$ e h_x) estes pilares apresentam uma redução de cerca de 50% da armadura longitudinal. Esta redução afecta significativamente o comportamento destes pilares, uma vez que a reduzida quantidade de armadura na secção da interrupção não permite a distribuição da fendilhação muito acima desta secção (ver Figuras 5.21a, 5.22a e 5.23a). Este fenómeno produz uma forte localização da fendilhação numa fenda principal, forçando a cedência da armadura nesta zona logo após o início da fendilhação. Consequentemente as deformações plásticas na armadura concentram-se nesta zona, ou seja a rótula plástica desenvolve-se precisamente nesta

zona de interrupção de armaduras (ver Figuras 5.21b, 5.22b e 5.23b). A este facto está associado o efeito da inclinação das fendas por corte (veja-se a inclinação das escoras internas, perceptível na representação das tensões de compressão no betão das Figuras 5.21c, 5.22c e 5.23c), responsável pela translação da força do tirante associado ao mecanismo resistente de flexão. O colapso ocorre num modo de rotura de flexão, com esgotamento da ductilidade das armaduras longitudinais, reflexo directo do comportamento pós-elástico ser fundamentalmente comandado por uma única fenda principal.

- **Pilar P5**

O comportamento cíclico deste pilar é afectado pelas duas interrupções de armadura que ocorrem na proximidade da base. Comparativamente com o que acontece nos pilares P2, P3 e P4, a localização das deformações na zona de redução de armadura não é tão vincada no caso deste pilar(ver Figuras 5.24a e 5.24b), como consequência destes dois níveis muito próximos de interrupção de armaduras, e ainda da própria quantidade de armadura, que é ligeiramente superior no caso deste pilar.

- **Pilar P6**

Para este pilar a quantidade de armadura longitudinal na base é insuficiente para distribuir a fendilhação, ou seja esta armadura entra rapidamente em cedência logo após a formação das primeiras fendas. Este facto pode ser constatado pela comparação dos valores do "drift" correspondentes ao início da fendilhação ("drift"=0.05%) e ao início da cedência das armaduras ("drift"=0.09%). No caso deste pilar estes valores apresentam uma relação inferior a 2 enquanto que na generalidade dos restantes pilares esta relação é aproximadamente de 3. Como consequência a rótula plástica concentra-se na base (ver Figura 5.25b), fazendo com que a interrupção de armaduras que ocorre numa secção acima não tenha um reflexo marcante na resposta cíclica do pilar, contrariamente ao que se verifica no caso dos outros pilares. O colapso ocorre também por esgotamento da ductilidade das armaduras, podendo observar-se a partir do Quadro 5.11 que este é o pilar que apresenta a maior ductilidade última. No entanto este facto não conduz a um melhor desempenho deste pilar relativamente aos demais, uma vez que o valor relativamente elevado desta ductilidade é rapidamente mobilizado pelo facto de a cedência das armaduras ocorrer praticamente na fase de fendilhação. Desta forma, e mesmo para níveis de deformação relativamente baixos (pequenos valores do "drift"), a ductilidade exigida é significativamente maior neste pilar do que nos restantes, o que acaba por se traduzir num pior desempenho do pilar P6 apesar da maior ductilidade disponível.

5.5 ENSAIOS EXPERIMENTAIS DOS MODELOS REDUZIDOS DE DOIS PILARES: PREVISÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO CÍCLICO

5.5.1 Introdução

O projecto VAB envolveu uma forte componente experimental centrada numa importante campanha de ensaios experimentais, que foram realizados no Joint Research Centre em Ispra, envolvendo nomeadamente ensaios pseudodinâmicos da ponte Talübergang Warth (Pinto *et al.* (2001a)). Enquadrado no extenso trabalho de preparação destes ensaios, foram realizados numa fase preliminar ensaios cíclicos (em condições quasi-estáticas) sobre modelos reduzidos de dois pilares da ponte, que permitiram avaliar o desempenho dos modelos numéricos, e calibrar e testar todo o equipamento laboratorial necessário aos ensaios pseudodinâmicos da ponte.

No contexto da estreita colaboração que se estabeleceu entre a FEUP e o JRC na preparação e desenvolvimento dos ensaios experimentais, para a qual contribuíram de uma forma significativa os meios de comunicação em rede hoje disponíveis, procedeu-se à simulação numérica dos ensaios cíclicos dos referidos modelos reduzidos dos dois pilares. Desta forma foi possível avaliar-se o desempenho dos modelos numéricos utilizados na previsão da resposta experimental dos dois pilares, bem como da identificação do respectivo mecanismo último de resistência.

Os ensaios experimentais, documentados em (Pinto *et al.* (2001b) e Pinto *et al.* (2001c)), foram realizados sobre modelos físicos dos pilares P3 e P6 construídos à escala 1:2.5 com a preocupação de serem reproduzidas todas as particularidades relevantes dos pilares reais, nomeadamente no que diz respeito à pormenorização das armaduras.

5.5.2 Propriedades materiais

Na simulação numérica dos ensaios cíclicos dos modelos reduzidos dos pilares P3 e P6 foram adoptadas as mesmas propriedades do betão e do aço reproduzidas nos Quadros 5.7 e 5.8.

5.5.3 Pilar P3 (modelo reduzido)

5.5.3.1 Geometria

As principais características geométricas e os detalhes das armaduras do modelo reduzido do pilar P3 são reproduzidas nas Figuras 5.27 e 5.28, de acordo com Pinto *et al.* (2001b), É de salientar que as armaduras longitudinais são significativamente reduzidas numa secção a 3.5m da base do pilar, passando de 76ϕ12 para 40ϕ12, conforme a redução que se verifica no pilar real.

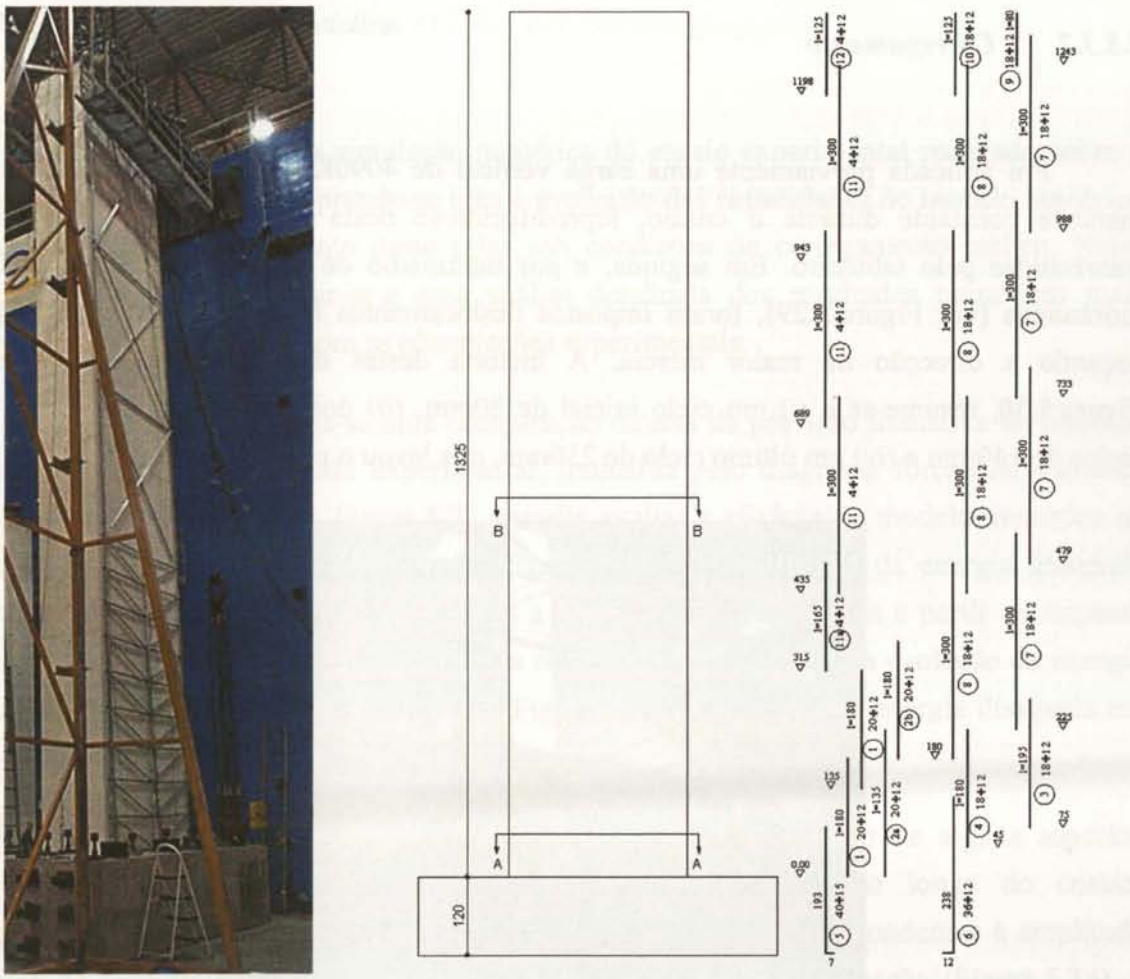


Figura 5.27 – Vista geral e identificação das armaduras do pilar P3 (modelo reduzido).

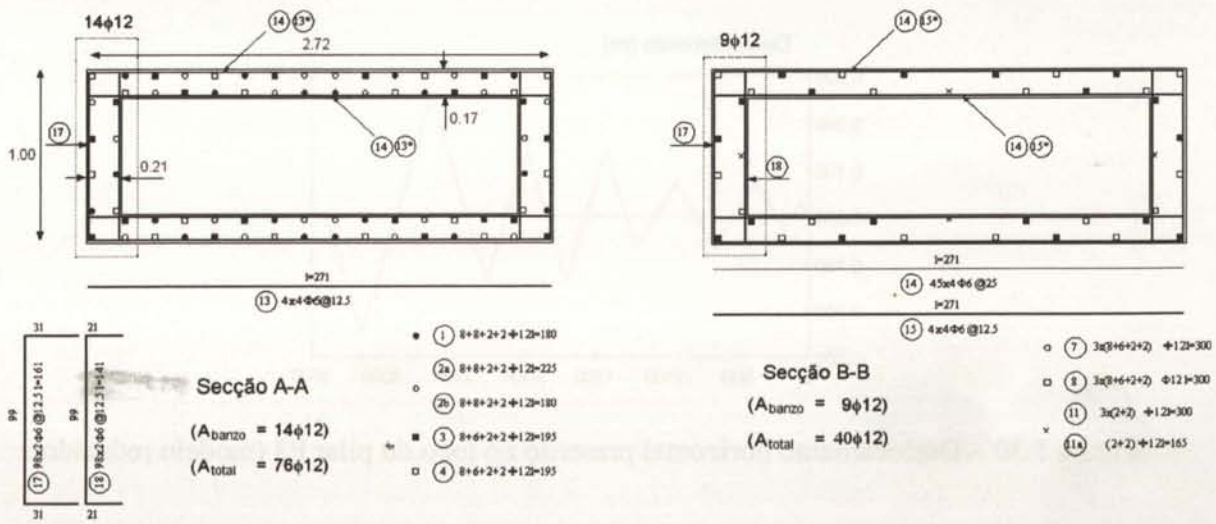


Figura 5.28 – Detalhe das secções A-A e B-B do pilar P3 (modelo reduzido).

5.5.3.2 Carregamento

Foi aplicada previamente uma carga vertical de 4090KN no topo do pilar, que se manteve constante durante o ensaio, reproduzindo-se desta forma o efeito das cargas transmitidas pelo tabuleiro. Em seguida, e por intermédio de um conjunto de actuadores hidráulicos (ver Figura 5.29), foram impostos deslocamentos horizontais no topo do pilar segundo a direcção da maior inércia. A história destes deslocamentos, traduzida na Figura 5.30, resume-se a *(i)* um ciclo inicial de 30mm, *(ii)* dois ciclos de 70mm, *(iii)* dois ciclos de 140mm e *(iv)* um último ciclo de 250mm, que levou o pilar à rotura.

Figura 5.29 – Sistema de aplicação de forças no topo do pilar.

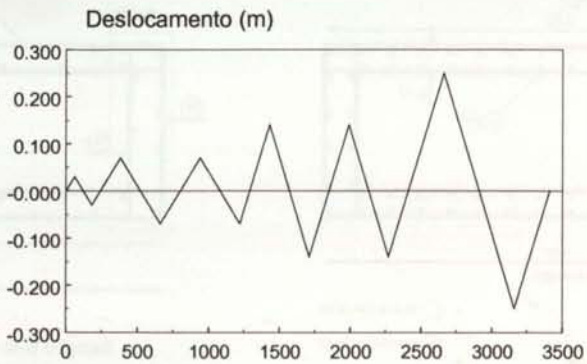


Figura 5.30 – Deslocamento horizontal prescrito no topo do pilar P3 (modelo reduzido).

5.5.3.3 Comportamento cíclico

Um dos objectivos da simulação numérica do ensaio experimental realizado sobre o modelo reduzido do pilar P3 prende-se com a avaliação das capacidades do modelo numérico na previsão do comportamento deste pilar sob condições de carregamento cíclico. Nesta perspectiva, seguidamente far-se-á uma análise detalhada dos resultados numéricos mais relevantes, confrontando-os com as observações experimentais.

Na Figura 5.31 efectua-se uma comparação directa da previsão numérica da resposta cíclica do pilar com a resposta experimental, traduzida pelo diagrama força-deslocamento registado no topo do pilar. A Figura 5.32 permite avaliar a eficácia do modelo numérico na captação da dissipação histerética de energia, através da comparação da energia dissipada calculada a partir da resposta numérica com a respectiva energia obtida a partir da resposta experimental. Na Figura 5.32a apresenta-se a comparação em termos da evolução da energia acumulada ao longo do ensaio cíclico, e na Figura 5.32b em termos de energia dissipada em cada semi-ciclo.

As Figuras 5.36 a 5.39 proporcionam uma visão da evolução de alguns aspectos relevantes do comportamento do pilar captados numericamente ao longo do ensaio, reproduzindo-se nestas figuras: a configuração das deformadas correspondentes à amplitude máxima de cada ciclo (Figura 5.33), as distribuições dos danos em tracção (Figura 5.34), a representação das tensões principais de compressão em correspondência com as deformadas (Figura 5.35) e a evolução das deformações plásticas das armaduras longitudinais ao longo da altura do pilar (Figura 5.36).

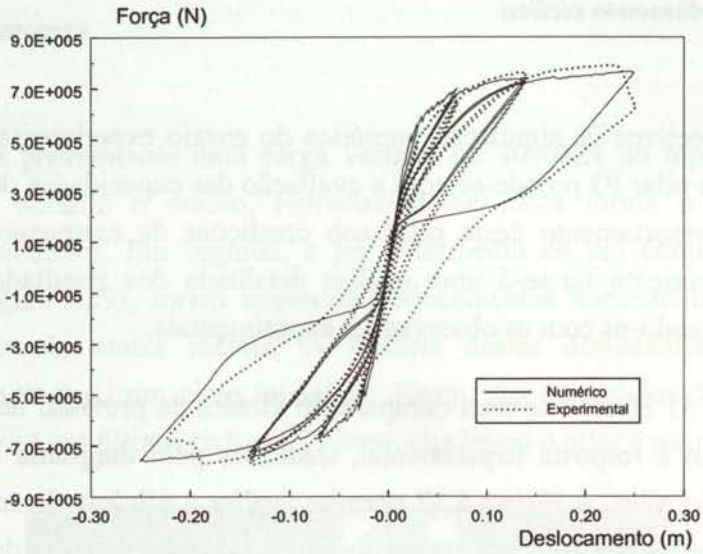
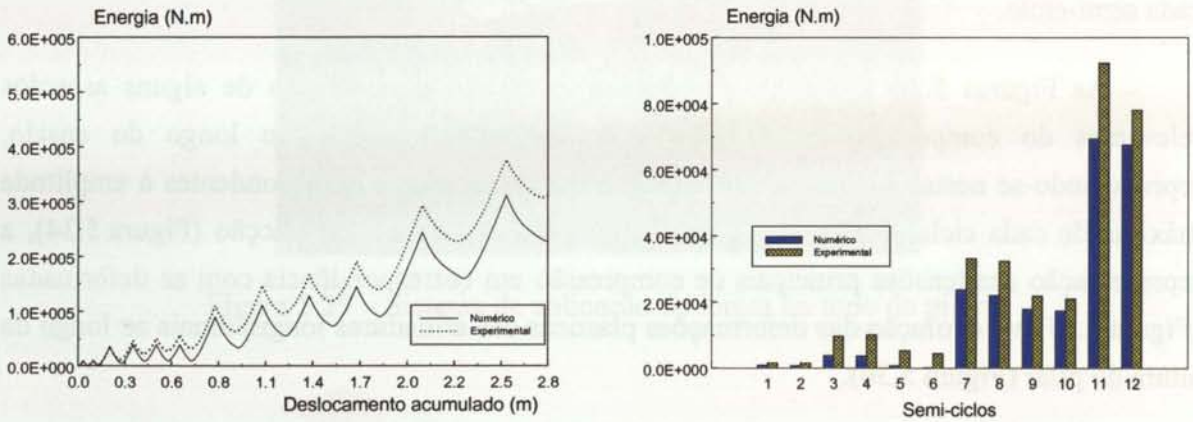


Figura 5.31 – Resposta cíclica do pilar P3 (modelo reduzido).



a) energia acumulada b) energia dissipada em cada semi-ciclo

Figura 5.32 – Dissipação de energia no ensaio cíclico do pilar P3 (modelo reduzido).

Os aspectos mais relevantes do comportamento do pilar observados durante os ensaios experimentais, documentados em (Pinto *et al.* (2001b)), podem ser resumidos como segue:

- A fendilhação iniciou-se numa zona próxima da base do pilar durante os ciclos de 30mm distribuindo-se até cerca de 1m acima da fundação.
- A fendilhação estendeu-se em altura com o aumento do deslocamento imposto, aparecendo uma fenda horizontal importante numa secção a 3.5m da base (secção onde ocorre a redução da armadura longitudinal) durante o ciclo de 140mm de amplitude.

- A rotura aconteceu durante o último ciclo de 250mm, verificando-se:
  - destaque da camada de recobrimento nos cantos do pilar na secção 3.5m acima da base,
  - encurvadura dos varões dos cantos na mesma secção,
  - rotura dos varões da armadura vertical dos banzos (verificando-se nesta altura uma redução da capacidade resistente como se pode observar na Figura 5.31).

Os fenómenos físicos mais relevantes observados no ensaio experimental foram correctamente captados na simulação numérica, evidenciando-se desta forma a eficácia da estratégia de modelação adoptada, reflectindo particularmente a capacidade dos modelos utilizados na simulação do comportamento não-linear deste pilar. Este facto pode ser constatado na Figura 5.31, onde se observa, para os ciclos intermédios, um bom acompanhamento da resposta experimental tanto em carga como em descarga, verificando-se no entanto alguma discrepância no último ciclo de 250mm. Efectivamente o modelo não consegue prever o colapso do pilar que ocorre neste ciclo, devido à rotura dos varões da armadura longitudinal do banzo. Esta rotura foi influenciada pela ocorrência da encurvadura destes varões em ciclos anteriores, a qual forçando a armadura a flectir num modo localizado induziu um mecanismo de colapso, que em certo sentido pode ser considerado como caótico.

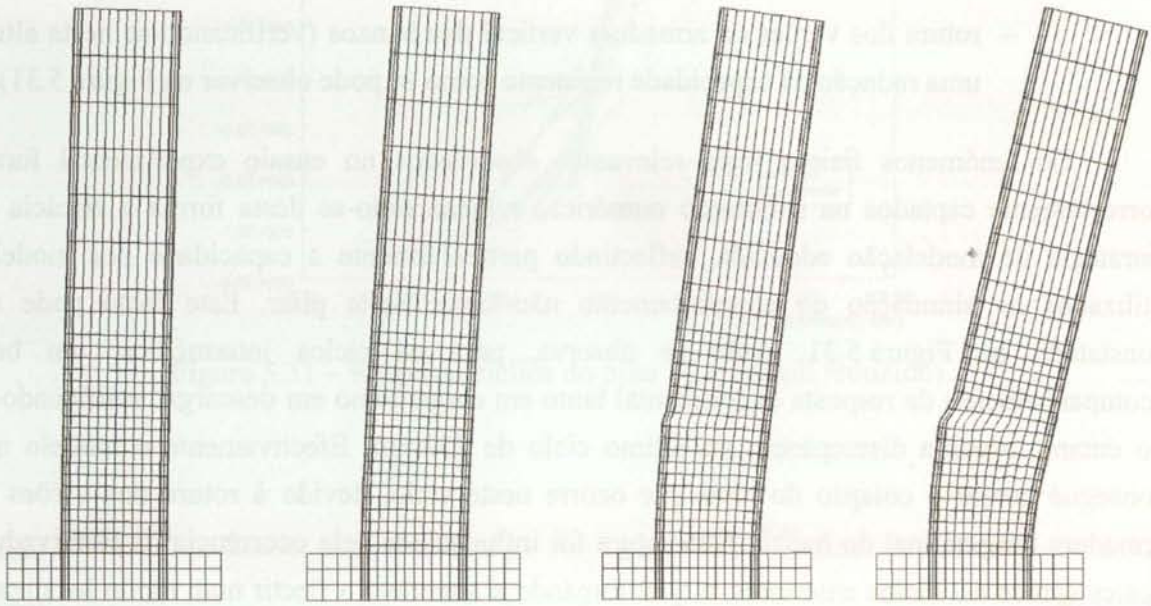
A previsão da distribuição da fendilhação ao longo da altura do pilar é traduzida pela sequência das distribuições dos danos em tracção no betão reproduzida na Figura 5.34, cuja evolução está em concordância com as observações experimentais (reproduzidas na Figura 5.34e).

Focando a atenção nas deformadas da Figura 5.33, é possível notar-se que para o ciclo de 140mm ocorre uma localização das deformações na zona de redução de armadura, surgindo simultaneamente neste ciclo um aumento das deformações plásticas das armaduras nesta zona (ver Figura 5.36c), o que indicia a formação de uma fenda principal localizada nesta secção, facto que está em perfeita concordância com o ensaio experimental, como pode ser observado na Figura 5.37.

Para o ciclo de 250mm as Figuras 5.36d e 5.39d põem em evidência a formação da rótula plástica na zona de interrupção da armadura, claramente evidenciada pelo aumento significativo das deformações localizadas nesta zona, facto que está em concordância com a observação experimental, particularmente com a identificação do modo de rotura do pilar.

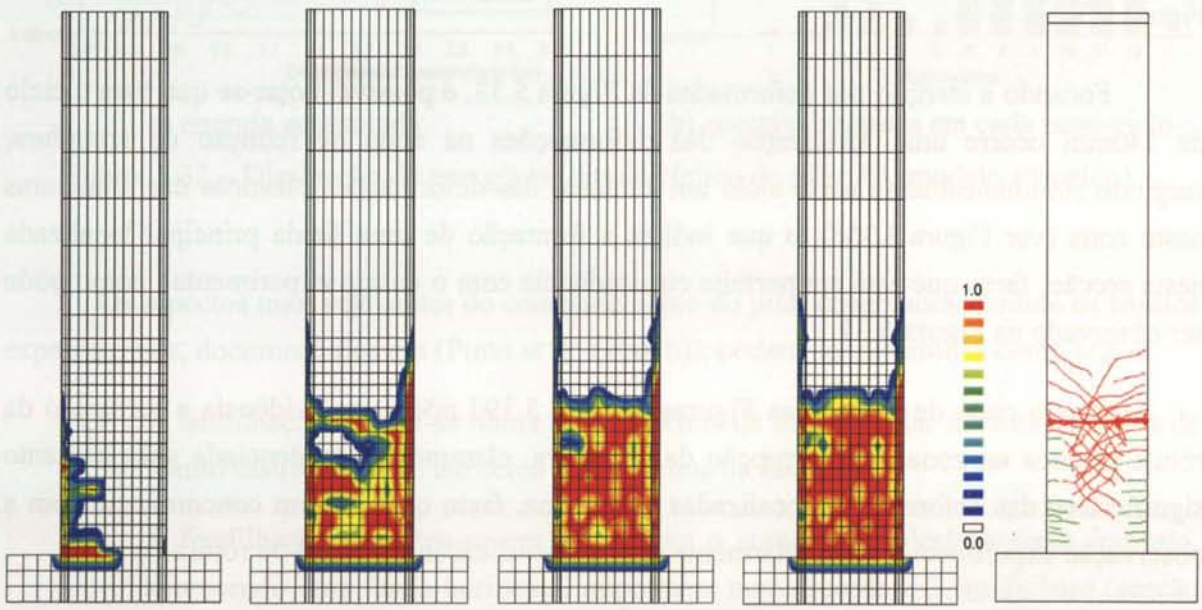
Para os ciclos de 140mm e 250mm torna-se clara na Figura 5.35 a formação das escoras internas no betão, fenómeno que está associado à localização da deformação plástica

das armaduras, pondo em evidência a capacidade do modelo em captar o mecanismo de escoras e tirantes associado ao mecanismo último de resistência de flexão/corte típico dos elementos de betão armado.



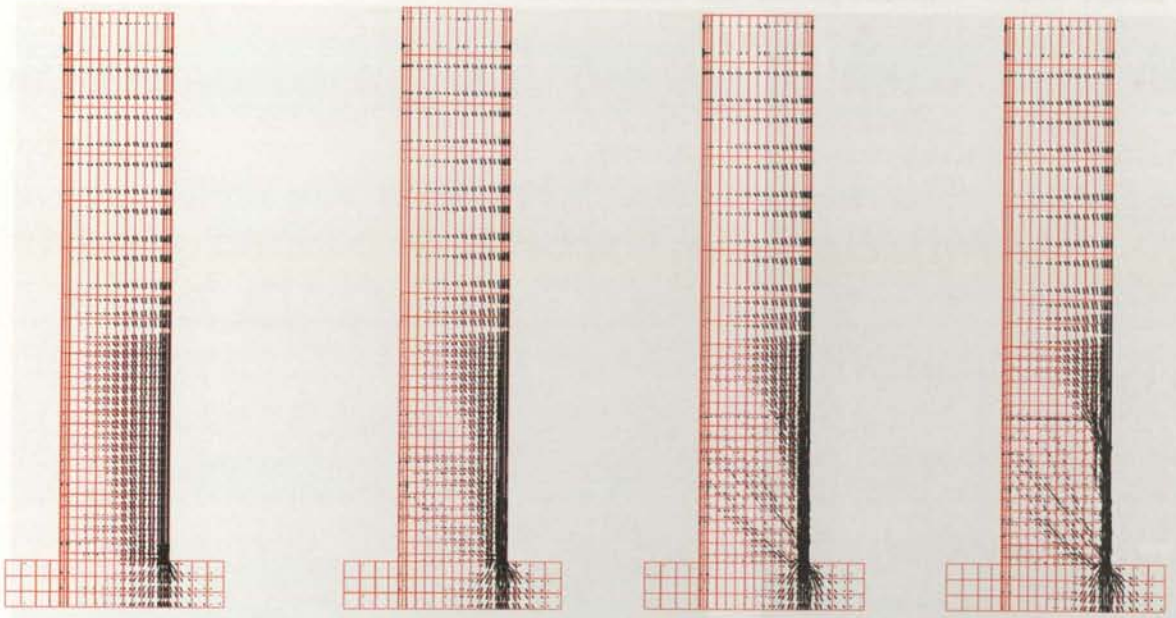
a) 1º ciclo de 30mm b) 2º ciclo de 70mm c) 2º ciclo de 140mm d) ciclo de 250mm

Figura 5.33 – Configurações da deformada do pilar P3 (modelo reduzido).



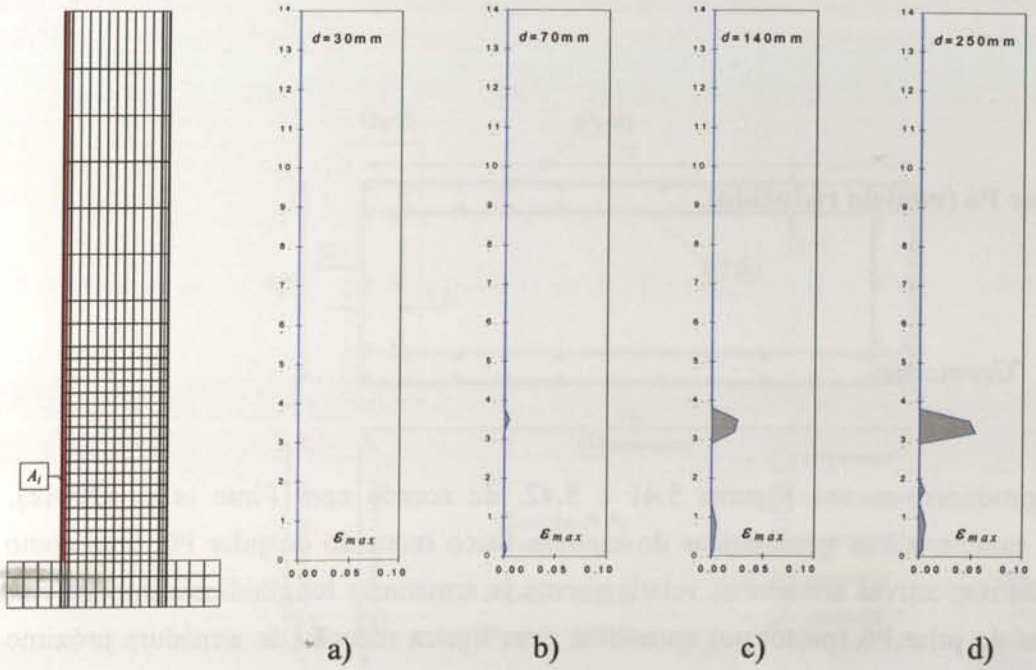
a) 30mm b) 70mm c) 140mm d) 250mm e) experimental

Figura 5.34 – Evolução do dano em tracção no ensaio cíclico do pilar P3 (modelo reduzido).



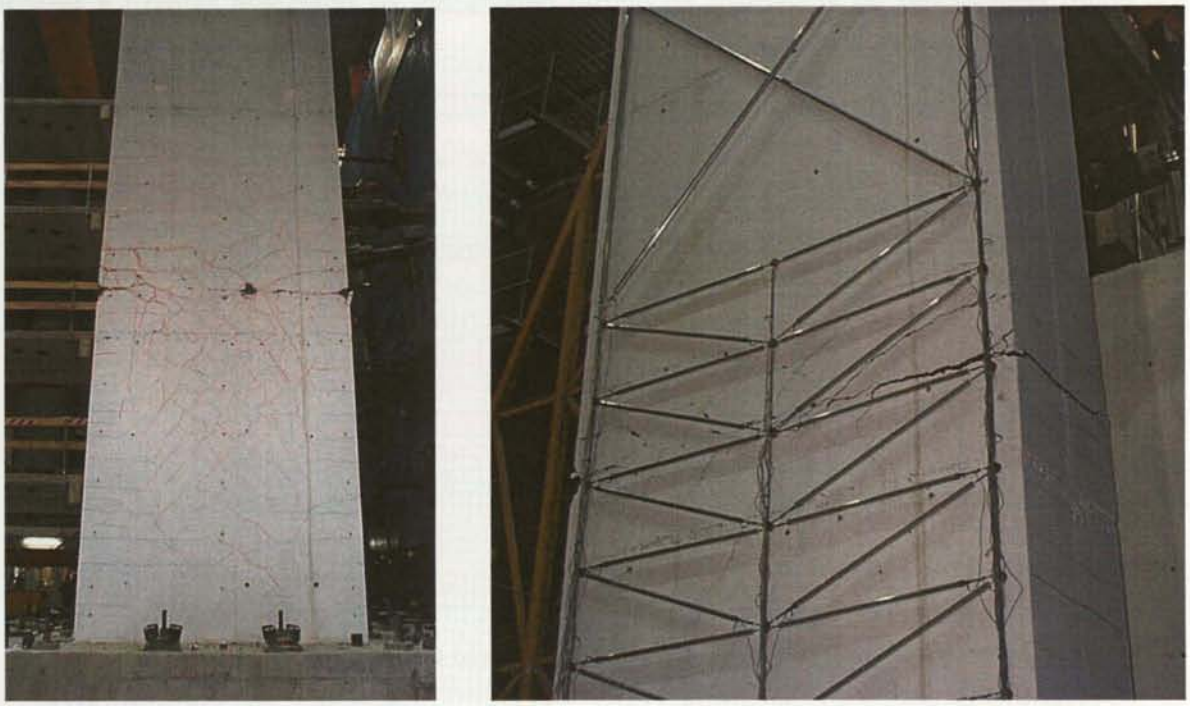
a) 1º ciclo de 30mm b) 2º ciclo de 70mm c) 2º ciclo de 140mm d) ciclo de 250mm

Figura 5.35 – Tensões de compressão no pilar P3 (modelo reduzido).



a) b) c) d)

Figura 5.36 – Deformação plástica na armadura A_l do pilar P3 (modelo reduzido).



a) vista geral b) fenda principal 3.5m acima da base do pilar

Figura 5.37 – Padrão de fendilhação no fim do ensaio cíclico do pilar P3 (modelo reduzido).

5.5.4 Pilar P6 (modelo reduzido)

5.5.4.1 Geometria

Reproduzem-se nas Figuras 5.41 e 5.42, de acordo com Pinto *et al.* (2001c), as principais características geométricas do modelo físico reduzido do pilar P6, bem como os detalhes das respectivas armaduras. relativamente às armaduras longitudinais importa referir, que, apesar do pilar P6 (protótipo) apresentar uma ligeira redução de armadura próximo da sua base (veja-se o Quadro 5.6), esta redução de armadura não foi reproduzida no modelo físico reduzido como se pode constatar na Figura 5.38. De facto os condicionalismos relacionados com a aplicação das relações de semelhança para a reprodução desta redução de armadura (ligeira) levantavam alguns problemas, decorrentes da necessidade da utilização de

armaduras de pequenos diâmetros, que suscitam dúvidas relativamente à simulação das condições de aderência e de risco de encurvadura dos correspondentes varões. Assim no modelo físico reduzido optou-se por não se reproduzir a referida ligeira redução da armadura longitudinal.

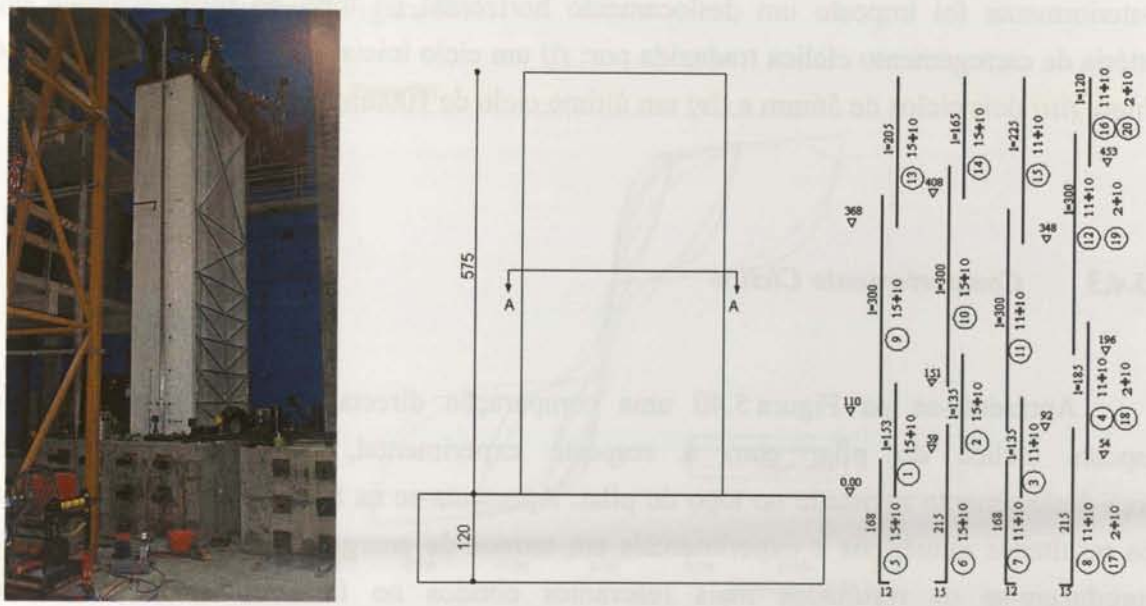


Figura 5.38 – Vista geral e identificação das armaduras do pilar P6 (modelo reduzido).

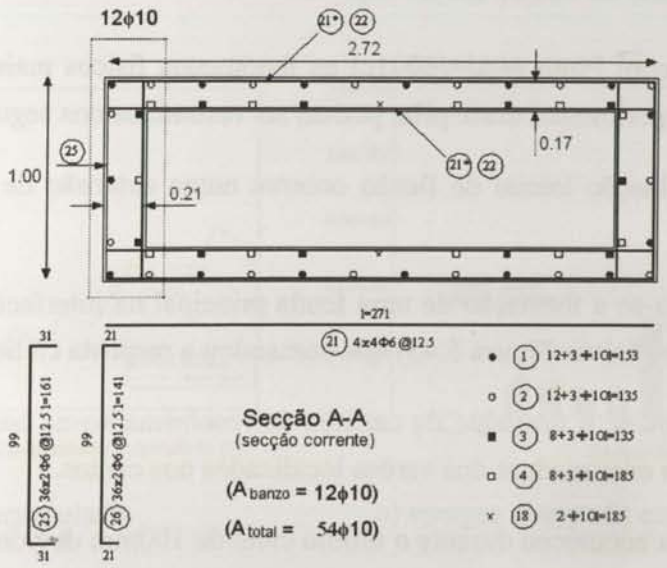


Figura 5.39 – Detalhe da secção transversal A-A do pilar P6 (modelo reduzido).

5.5.4.2 Carregamento

O ensaio cíclico do modelo reduzido do pilar P6 foi realizado de uma forma análoga à seguida no ensaio anterior, iniciando-se com a aplicação de uma força vertical de 3820kN. Posteriormente foi imposto um deslocamento horizontal no topo do pilar, segundo uma história de carregamento cíclica traduzida por: *(i)* um ciclo inicial de 9mm, *(ii)* dois ciclos de 27mm, *(iii)* dois ciclos de 56mm e *(iv)* um último ciclo de 100mm.

5.5.4.3 Comportamento Cíclico

Apresenta-se na Figura 5.40 uma comparação directa da previsão numérica da resposta cíclica do pilar com a resposta experimental, traduzida pelo diagrama força-deslocamento registado no topo do pilar. Apresenta-se na Figura 5.41 uma comparação dos resultados numéricos e experimentais em termos de energia dissipada. Na Figura 5.42 reproduzem-se os resultados mais relevantes obtidos no final do ciclo de 100mm, correspondentes à configuração da deformada, à deformação plástica da armadura longitudinal do banzo e à distribuição dos danos em tracção nos elementos de betão. Apresentam-se ainda na Figura 5.43 imagens do modelo físico que mostram o padrão de fendilhação observado no fim do ensaio experimental.

De acordo com Pinto *et al.* (2001c) os fenómenos físicos mais relevantes registados durante o ensaio experimental deste pilar podem ser resumidos nos seguintes aspectos:

- A fendilhação inicial de flexão ocorreu numa extensão de 0.5m junto à base do pilar.
- Registou-se a formação de uma fenda principal na interface do pilar com o bloco de fundação(ver Figura 5.43) que comandou a resposta cíclica do pilar.
- Observou-se o destaque da camada de recobrimento na base do pilar, ao qual se seguiu a encurvadura dos varões localizados nos cantos.
- A rotura aconteceu durante o último ciclo de 100mm devido à rotura dos varões da armadura longitudinal dos banzos.

A observação da Figura 5.40 permite constatar que a previsão da resposta cíclica é conseguida com muito boa aproximação relativamente à resposta experimental, detectando-se

apenas desvios mínimos entre estas respostas. Realça-se assim a capacidade do modelo em captar correctamente os principais fenómenos que comandam a resposta deste pilar, que é neste caso particular fortemente influenciada pela importante localização das deformações. O bom acompanhamento da resposta experimental ao longo de todo o ensaio reflecte-se directamente na capacidade do modelo em captar eficientemente a dissipação de energia, facto que se pode constar na Figura 5.41.

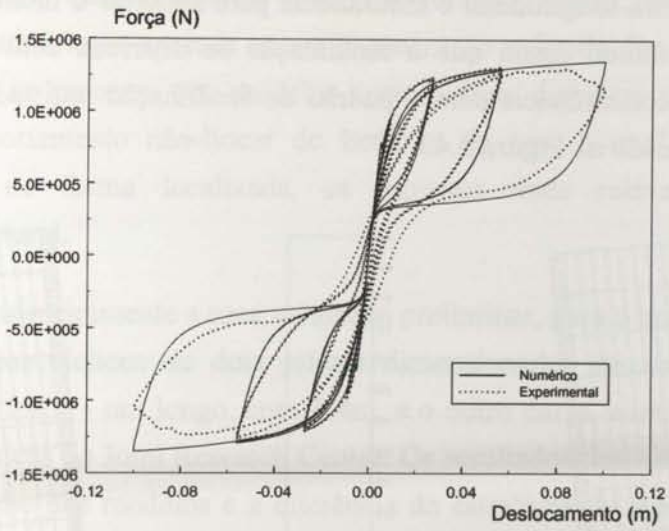
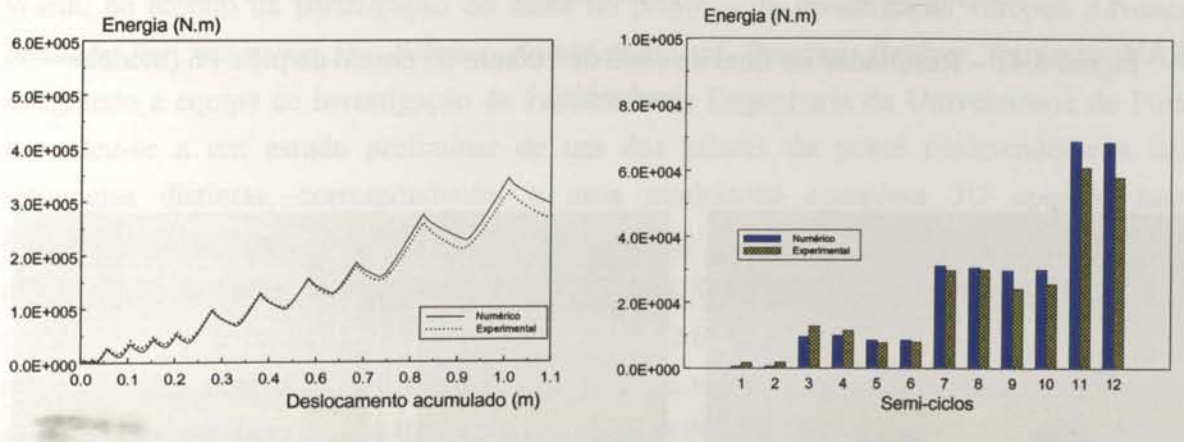


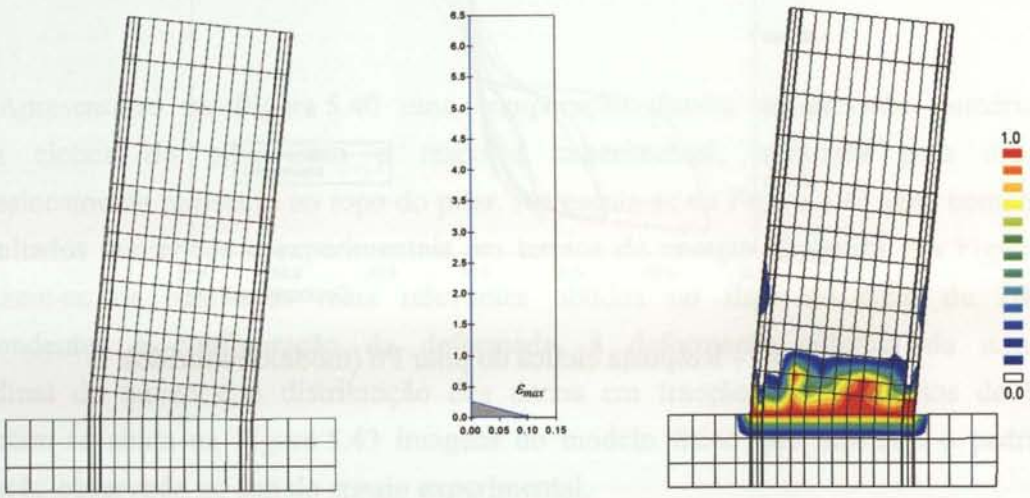
Figura 5.40 – Resposta cíclica do pilar P6 (modelo reduzido).



a) energia acumulada b) energia dissipada em cada semi-ciclo

Figura 5.41 – Dissipação de energia no ensaio cíclico do pilar P6 (modelo reduzido).

Os resultados numéricos apresentados na Figura 5.42, tornam claramente visível que os fenómenos não-lineares se concentram na base do pilar: a configuração da deformada (Figura 5.42a) indicia claramente a localização de uma fenda principal na base do pilar, induzindo a concentração das deformações plásticas das armaduras visível na Figura 5.42b e dos danos em tracção reproduzidos na Figura 5.42c. De facto, a cedência das armaduras de flexão inicia-se praticamente com a ocorrência da primeira fenda, o que indica que a quantidade de armadura longitudinal é insuficiente para suportar o momento de fendilhação da secção, não permitindo assim que a fendilhação se distribua convenientemente. Estes resultados estão em concordância com o padrão de fendilhação registado no fim do ensaio experimental reproduzido na Figura 5.43.



a) deformada b) def. plástica c) danos em tracção

Figura 5.42 – Resultados no final do ciclo de 100mm do ensaio do pilar P6 (modelo reduzido).

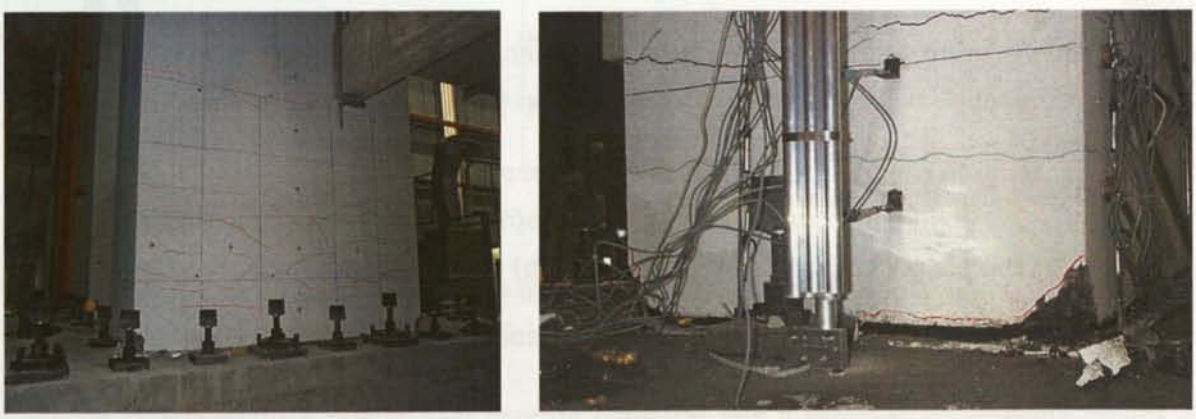


Figura 5.43 – Padrão de fendilhação no fim do ensaio do pilar P6 (modelo reduzido).

5.6 CONCLUSÕES

Este capítulo foi essencialmente dedicado ao estudo do comportamento de pilares de pontes de betão armado quando sujeitos a acções cíclicas intensas, no qual se procedeu à aplicação de uma metodologia apoiada numa discretização refinada dos pilares com base em elementos finitos, e se recorreu aos modelos constitutivos descritos no Capítulo 3 para a simulação do comportamento não-linear do betão e do aço, a qual permitiu identificar detalhadamente, e de forma localizada, os aspectos mais relevantes do respectivo comportamento estrutural.

Procedeu-se primeiramente a uma validação preliminar, para o que foram utilizados os resultados dos ensaios cíclicos de dois pilares dimensionados de acordo com o EC8 e construídos à escala 1:2.5 – um longo, com 8.4m, e o outro curto, com 2.5m –, testados em condições quasi-estáticas no Joint Research Centre. Os resultados desta simulação permitiram destacar o desempenho dos modelos e a eficiência da estratégia de modelação adoptada na previsão do comportamento dos pilares de betão armado usuais em pontes, nomeadamente com secção vazada, mesmo quando em presença de acentuada incidência do esforço transverso.

Seguidamente procedeu-se ao estudo detalhado dos pilares da ponte Talübergang Warth, no âmbito da participação do autor no projecto de investigação europeu *Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Bridges* (projecto VAB), integrando a equipa de investigação da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Procedeu-se a um estudo preliminar de um dos pilares da ponte recorrendo-se a duas estratégias distintas, correspondentes a uma modelação completa 3D apoiada numa discretização do betão com elementos de volume, e a uma modelação 2D baseada na discretização do betão com elementos finitos planos. Considerando-se a simulação 3D como a análise de referência, foi possível constatar a adequabilidade da estratégia assente na modelação 2D, nomeadamente no que diz respeito à validade da discretização no plano para secções de pilares ocas com as dimensões dos pilares da ponte Talübergang Warth.

O estudo detalhado do conjunto de todos os pilares da ponte, foi então efectuado com base uma modelação 2D, permitindo identificar os aspectos mais relevantes do respectivo comportamento não-linear, e obter uma previsão realista das respectivas respostas em condições de carregamento cíclico.

Procedeu-se à simulação numérica dos ensaios cíclicos realizados no Joint Research Centre sobre os modelos físicos reduzidos (escala 1:2.5) de dois pilares da ponte Talübergang Warth, no qual foi evidenciado o bom desempenho dos modelos numéricos utilizados na previsão da resposta experimental dos dois pilares, de que se destaca a capacidade em captar os principais fenómenos com influência no comportamento destes elementos estruturais, nomeadamente os resultantes da peculiar pormenorização das armaduras, responsáveis por comportamentos distintos dos dois pilares. No pilar mais alto (P3) a redução da armadura longitudinal que ocorre numa secção 3.5m acima da base foi responsável pela formação da rótula plástica nesta zona, situação que foi perfeitamente captada na simulação numérica. O pilar curto (P6) evidenciou um comportamento diferente, comandado essencialmente por uma fenda importante que se desenvolveu na base e para a qual foi responsável a reduzida percentagem de armadura longitudinal do pilar. Também neste caso o modelo conseguiu prever o comportamento do pilar, revelando uma boa capacidade para simular o comportamento não-linear de pilares de pontes.

Capítulo 6

ANÁLISE SÍSMICA DA PONTE TALÜBERGANG WARTH

Capítulo 6

ANÁLISE SÍSMICA DA PONTE TALÜBERGANG WARTH

6.1 INTRODUÇÃO

A análise sísmica de uma ponte deve incluir uma adequada modelação de todos os seus elementos estruturais, como sejam os pilares, o tabuleiro e os aparelhos de apoio, bem como as suas ligações ao exterior. Como a direcção de actuação da acção sísmica geralmente mais condicionante é a direcção transversal à ponte, a estratégia de modelação deve acautelar convenientemente os aspectos fundamentais da resposta estrutural correspondente, pelo que nesta situação seria particularmente adequada uma modelação tridimensional. Por outro lado, atendendo a que o comportamento não-linear dos pilares contribui normalmente de uma forma decisiva para o desempenho sísmico destas estruturas, particularmente no caso de sismos de grande intensidade, torna-se essencial a adopção de modelos que permitam uma simulação eficiente deste comportamento, sobretudo quando se pretende uma rigorosa previsão da resposta sísmica.

Não obstante, a realização da análise sísmica de uma ponte com base numa modelação tridimensional e na utilização de modelos refinados para a simulação do comportamento não-linear torna-se numa tarefa extremamente difícil, sendo mesmo em muitos casos praticamente inviável. Estas dificuldades resultam do facto de normalmente neste tipo de modelação se envolver um grande número de graus de liberdade, e ser necessário um grande número de cálculos para a resolução do problema não-linear com integração no domínio do tempo, o que se traduz num enorme esforço computacional.

Neste contexto, no presente capítulo é proposta uma metodologia de análise apoiada numa estratégia de modelação 2D que envolve uma apropriada rotação do tabuleiro e dos pilares, à qual se associam os modelos constitutivos apresentados no Capítulo 3 para a

tradução do comportamento não-linear dos materiais. Desta forma será possível contornar a complexidade associada a uma discretização 3D, mantendo no entanto os aspectos essenciais que caracterizam a resposta sísmica, nomeadamente os associados ao comportamento não-linear dos pilares.

Proceder-se-á ainda à aplicação da referida metodologia na análise sísmica da ponte Talübergang Warth, referida no Capítulo 5 a propósito do estudo detalhado dos correspondentes pilares. Uma das razões que contribuiu decisivamente para a escolha da ponte Talübergang Warth como caso de estudo para esta aplicação relaciona-se com o facto de ter sido objecto de uma campanha de ensaios pseudodinâmicos, o que irá permitir confrontar os resultados obtidos através da modelação numérica utilizada com os resultados destes ensaios. Como foi salientado no Capítulo 5, esta ponte contém algumas particularidades relacionadas com a pormenorização das armaduras dos pilares, que como se viu condicionam o seu comportamento não-linear. Assim, a maior exigência que é colocada ao nível dos modelos na simulação do comportamento não-linear destes pilares constituiu também um motivo adicional para a opção por esta ponte como caso de estudo. Do facto de ter sido considerado nos ensaios pseudodinâmicos um movimento sísmico de natureza assíncrona, decorre um interesse especial deste estudo.

6.2 ENSAIOS PSEUDODINÂMICOS

Apresenta-se neste subcapítulo uma descrição sumária dos ensaios pseudodinâmicos da ponte Talübergang Warth, realizados no âmbito do projecto VAB pelo Joint Research Centre no laboratório ELSA em Ispra, cujos detalhes podem ser encontrados na referência (Pinto *et al.* (2001a)).

Um ensaio pseudodinâmico (PSD) é um ensaio experimental realizado em condições quase-estáticas, que utilizando uma componente computacional para a resolução do problema dinâmico, conjugada em tempo real com as medições experimentais das propriedades actuais da estrutura (ou subestrutura), proporciona uma simulação realista da resposta dinâmica. No caso particular das pontes, nas quais é expectável que os danos se concentrem nos pilares, a utilização de métodos de subestruturação torna-se particularmente atractiva, já que assim é possível proceder unicamente ao ensaio físico dos pilares, ou até ao ensaio de apenas alguns pilares seleccionados, enquanto que o resto da estrutura é modelada numericamente.

O ensaio da ponte foi estabelecido com base num modelo reduzido (escala 1:2.5) constituído por uma componente numérica e por uma componente física, ou seja, com base num modelo híbrido, no qual dois dos pilares foram reproduzidos por modelos físicos, enquanto que os restantes pilares, o tabuleiro e os encontros foram reproduzidos por modelos numéricos. Esta faceta híbrida é ilustrada na Figura 6.1, na qual se podem observar os modelos físicos dos dois pilares ensaiados no laboratório, a base de controlo da instrumentação utilizada e os meios computacionais que foram envolvidos na componente numérica subjacente ao ensaio.

Figura 6.1 - Ensaio pseudodinâmico da ponte Talübergang Warth (Pinto *et al.* (2001a).

O ensaio foi desenvolvido com base numa técnica de subestruturação cuja esquematização se ilustra na Figura 6.2. O sistema de equações de equilíbrio dinâmico foi estabelecido para a totalidade da ponte através de um modelo no qual o tabuleiro é modelado elasticamente, e os pilares são condensados nos dois graus de liberdade correspondentes aos deslocamentos horizontais da base e do topo na direcção transversal da ponte (direcção de actuação do sismo). Os pilares P3 e P6 foram reproduzidos por modelos físicos, enquanto que os restantes pilares foram reproduzidos numericamente através de modelos simples,

procedimento que permitiu a obtenção da resposta numérica dos pilares P1-P2-P4-P5 em tempos aceitáveis, factor essencial para se garantir a robustez do ensaio pseudodinâmico.

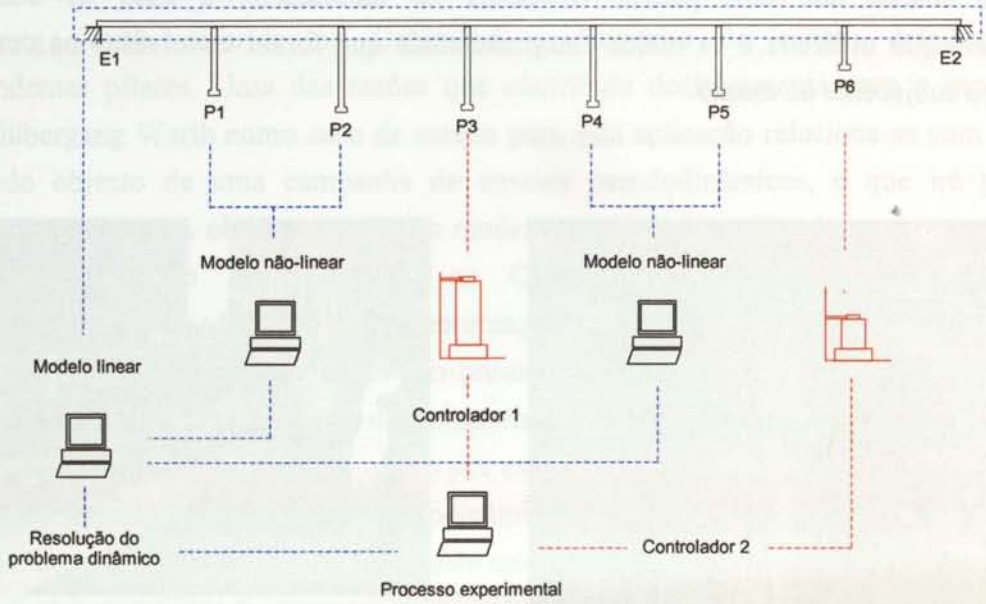


Figura 6.2 – Esquematização do ensaio pseudodinâmico com subestruturação não-linear.

No decurso do ensaio a resolução do problema dinâmico foi efectuada com base num algoritmo específico que efectua uma integração no domínio do tempo, sendo neste processo controlados os deslocamentos horizontais do topo dos pilares. Em cada instante de integração e durante o processo de convergência, o algoritmo que rege as equações de equilíbrio no ensaio PSD determina os deslocamentos alvo (incrementos do deslocamento) para cada um dos pilares. No caso dos pilares P3 e P6 estes deslocamentos alvo são transmitidos ao topo dos respectivos modelos físicos através de actuadores, sendo posteriormente lidas as correspondentes forças de restituição que retornam ao algoritmo principal para verificação do equilíbrio. No caso dos restantes pilares o processo é diferente na medida em as forças de restituição são calculadas numericamente através de modelos não-lineares. Atingido-se o equilíbrio o processo avança para o instante de integração seguinte, repetindo-se o processo até ao fim do sismo, concluindo-se então o ensaio.

Importa realçar que a resposta obtida através deste ensaio só incorpora verdadeiramente os resultados experimentais de dois pilares da ponte. Consequentemente, e devido ao carácter híbrido experimental-numérico do ensaio PSD efectuado, a resposta

correspondente não deve ser interpretada como um resultado experimental de referência, no sentido usualmente atribuído a resultados puramente experimentais.

Os movimentos sísmicos foram definidos a partir de acelerogramas gerados artificialmente pelo International Centre for Theoretical Physics (ICTP) (Panza *et al.* (2001)), tendo como pressupostos o processo de génese do sismo e da propagação das correspondentes ondas. Desta forma, à fundação de cada pilar e dos encontros correspondeu um acelerograma específico, o que determinou que o ensaio tivesse de prever que a acção sísmica integra uma relevante componente de movimento assíncrono.

Do conjunto de acelerogramas produzidos pelo ICTP foram seleccionados para a definição da acção sísmica de base dos ensaios os correspondentes a um sismo de magnitude 6.5. Os acelerogramas correspondentes a esta acção sísmica de base foram para efeitos dos ensaios PSD escalados com os coeficientes 0.4, 1.0 e 2.0, definindo-se desta forma três níveis de intensidade sísmica que neste trabalho serão referenciados, respectivamente, por sismo de baixa intensidade (SBI), sismo nominal (SN) e sismo de grande intensidade (SGI).

6.3 ESTRATÉGIA ADOPTADA PARA A DISCRETIZAÇÃO DA PONTE

6.3.1 Aspectos gerais

Como se referiu na introdução deste capítulo, a ponte Talübergang Warth foi apresentada no Capítulo 5, no qual se descreveram as respectivas características principais. Embora os ensaios PSD tenham sido realizados com base num modelo reduzido da ponte, incorporando modelos físicos de dois dos seus pilares, no presente trabalho o modelo numérico será desenvolvido para a ponte real (protótipo), ou seja, na discretização são consideradas as dimensões reais daquela, incluindo pormenorização das armaduras reais. Desta forma a resposta numérica não reflectirá as inevitáveis imprecisões associadas à elaboração dos modelos físicos dos pilares, nomeadamente as que resultam da impossibilidade de se aplicar com rigor as relações de semelhança, situação que se verifica frequentemente no caso das armaduras, para as quais não é possível respeitar aquelas relações em simultâneo para a secção, diâmetros, espaçamentos e recobrimentos.

6.3.2 Modelo numérico

A ideia central em que se apoia a metodologia que seguidamente será descrita para a análise sísmica da ponte baseia-se no facto de que, através de uma apropriada disposição dos seus elementos estruturais, é possível, a partir de uma discretização 2D, reproduzir os aspectos fundamentais do comportamento da ponte quando esta é sujeita a um sismo que induza movimentos na direcção transversal ao tabuleiro.

A estratégia de modelação, ilustrada na Figura 6.3, permite reproduzir o comportamento de flexão do tabuleiro e dos pilares segundo as direcções mobilizadas pela acção sísmica, ou seja, para o tabuleiro a flexão no respectivo plano horizontal, e para os pilares a flexão num plano perpendicular ao eixo do tabuleiro. Se os pilares forem rodados por forma a que fiquem paralelos ao eixo do tabuleiro, e forem simultaneamente compatibilizados os deslocamentos horizontais do topo dos pilares com os deslocamentos horizontais dos nós correspondentes do tabuleiro (veja-se na Figura 6.3 as barras fictícias de grande rigidez axial utilizadas para este efeito), é possível com uma análise 2D reproduzir com suficiente precisão a configuração da deformada induzida pelo sismo na direcção transversal.

Assim, procedeu-se de acordo com esta estratégia ao desenvolvimento de um modelo numérico 2D, no qual se assumiu a hipótese de comportamento em estado plano de tensão. Na discretização do tabuleiro foram utilizados elementos finitos isoparamétricos de 8 nós, definidos por forma a reproduzirem a rigidez de flexão do tabuleiro na direcção transversal. Em concordância com as recomendações da regulamentação actual para o projecto de pontes (CEN (1994)), e correspondendo também a uma hipótese normalmente considerada quer no projecto quer no reforço deste tipo de estruturas (Priestley *et al.* (1999)), foi assumido o comportamento elástico do tabuleiro.

Relativamente às condições de ligação ao exterior, e atendendo a que nos encontros os aparelhos de apoio permitem deslocamentos apenas na direcção longitudinal, nas extremidades do tabuleiro foram restringidos os deslocamentos horizontais na direcção referenciada pelo eixo dos YY na Figura 6.3 sendo permitida a rotação no plano definido pelo tabuleiro (isto é, rotação em torno do eixo dos XX referenciado na mesma figura). Nas ligações dos pilares ao tabuleiro só foram compatibilizados os deslocamentos horizontais na direcção do eixo dos YY, ficando portanto liberta a rotação no topo dos pilares, pelo que a rigidez de torção do tabuleiro não é mobilizada.

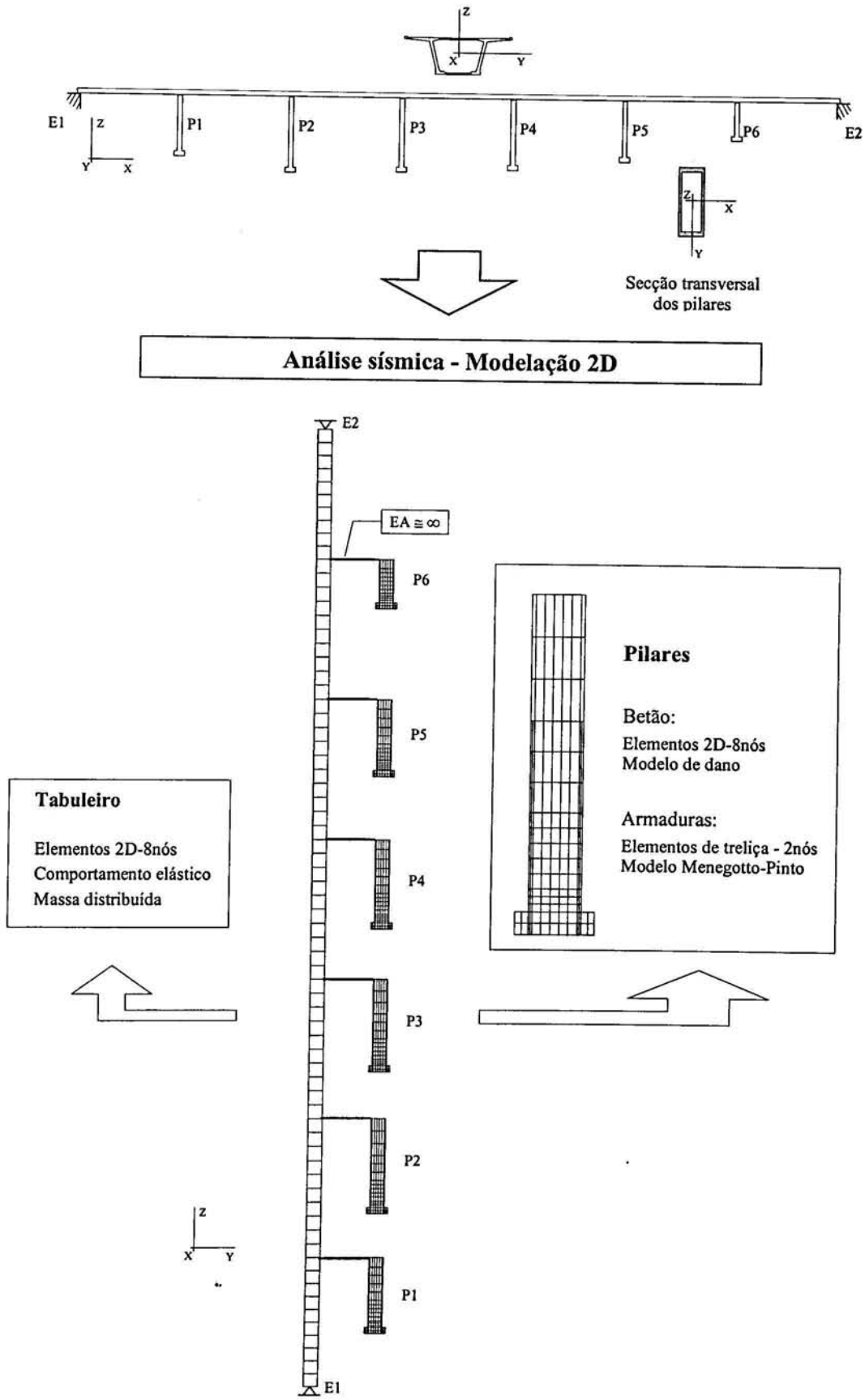


Figura 6.3 – Análise sísmica da ponte Talübergang Warth: modelação 2D.

Foi considerada no tabuleiro uma massa distribuída de 307t/m, correspondente ao seu peso próprio e ao peso dos elementos não estruturais, tendo este valor sido definido em coerência com a massa considerada nos ensaios pseudodinâmicos através da aplicação da respectiva relação de semelhança.

A modelação dos pilares foi efectuada com base na estratégia de simulação numérica utilizada no Capítulo 5, isto é, recorreu-se a uma discretização 2D e ao Modelo de Dano Contínuo para a simulação do comportamento não-linear do betão, e a elementos de treliça e ao modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto para a simulação das armaduras. As malhas de elementos adoptadas na discretização dos pilares, identificadas na Figura 6.3, foram definidas com base no estudo de sensibilidade apresentado no subcapítulo 5.4.6, correspondendo em termos de refinamento à malha então referenciada por M2 (veja-se a Figura 5.15b). No sentido de reproduzir a correcta posição das forças de inércia associadas à massa do tabuleiro, na discretização dos pilares foi considerada a altura H_I referenciada na Figura 6.4, isto é, em correspondência com o eixo do tabuleiro.

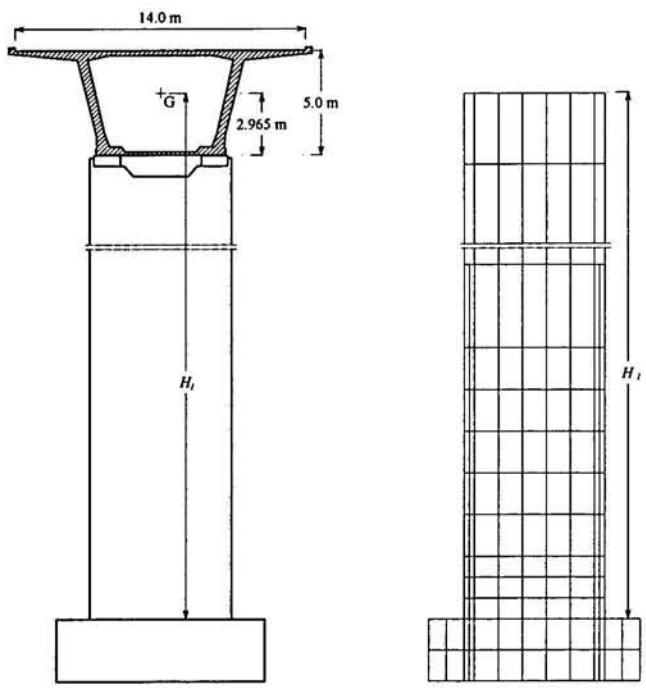


Figura 6.4 – Altura considerada na discretização dos pilares.

A carga vertical transmitida pelo tabuleiro a cada pilar foi reproduzida através da aplicação de uma força vertical no topo deste, de forma similar ao procedimento descrito no Capítulo 5.

Relativamente às propriedades materiais do betão e do aço dos pilares consideraram-se as anteriormente assumidas no estudo do comportamento cíclico apresentado no Capítulo 5 e resumidas nos Quadros 5.7 e 5.8.

6.3.3 Análise modal

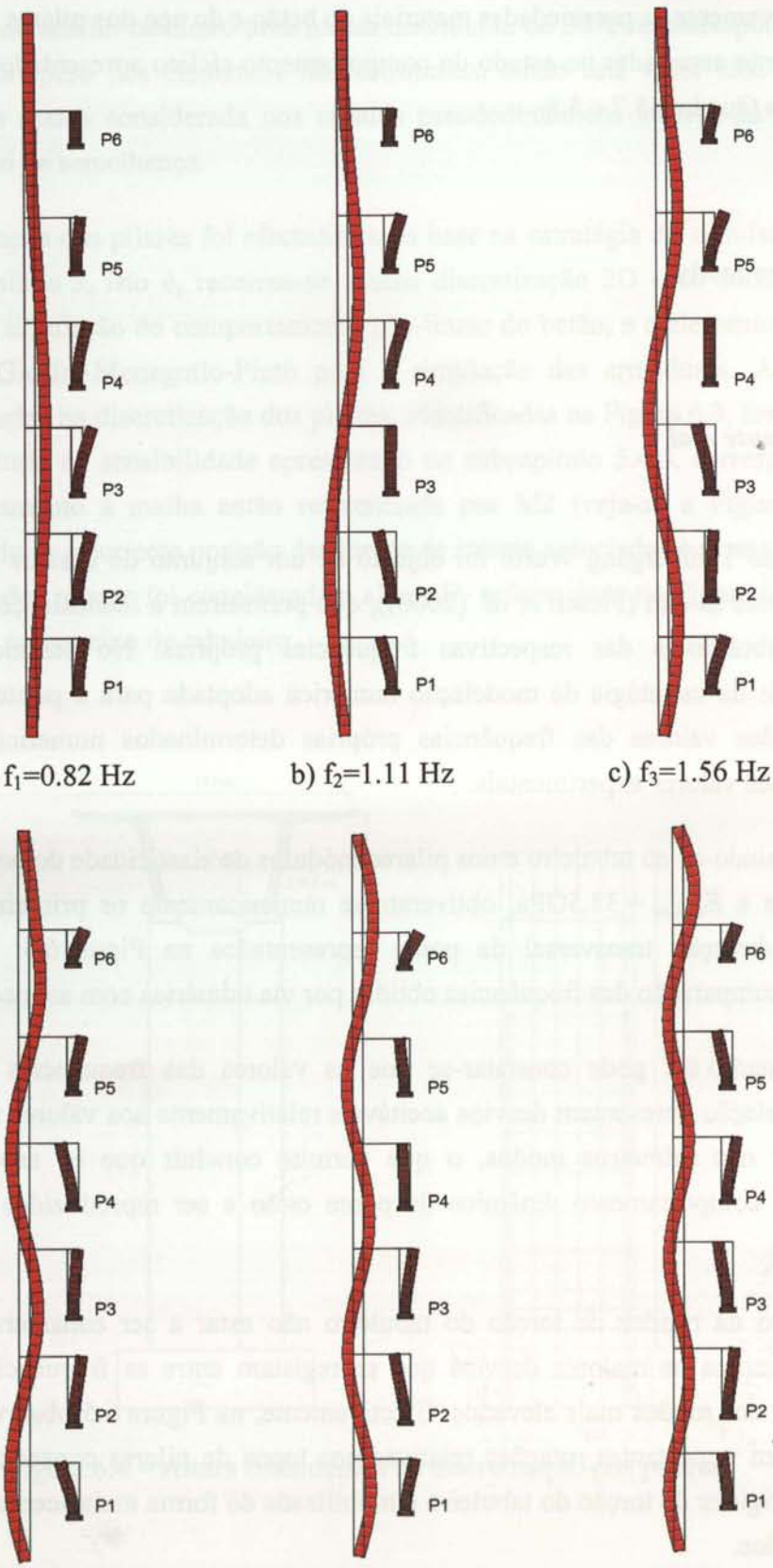
6.3.3.1 Ponte real

A ponte Talübergang Warth foi objecto de um conjunto de ensaios de identificação modal realizados in-situ (Flesch *et al.* (2000)), que permitiram a identificação dos principais modos de vibração e das respectivas frequências próprias. No sentido de avaliar a adequabilidade da estratégia de modelação numérica adoptada para a ponte, procedeu-se à comparação dos valores das frequências próprias determinados numericamente com os correspondentes valores experimentais.

Assumindo-se no tabuleiro e nos pilares módulos de elasticidade do betão com valores $E_{c,tab.} = 38\text{GPa}$ e $E_{c,pilar} = 33.5\text{GPa}$, obtiveram-se numericamente os primeiros 6 modos de vibração na direcção transversal da ponte representados na Figura 6.5. No Quadro 6.1 procede-se à comparação das frequências obtidas por via numérica com as medidas in-situ.

No Quadro 6.1 pode constatar-se que os valores das frequências obtidas com a presente modelação apresentam desvios aceitáveis relativamente aos valores medidos in-situ, em particular nos primeiros modos, o que permite concluir que os aspectos de maior incidência no comportamento dinâmico da ponte estão a ser reproduzidos com suficiente aproximação.

O facto da rigidez de torção do tabuleiro não estar a ser considerada na presente modelação justifica os maiores desvios que se registam entre as frequências numéricas e experimentais nos modos mais elevados. Efectivamente, na Figura 6.5 observa-se que nestes modos ocorrem importantes rotações relativas nos topos de pilares consecutivos, das quais resulta que a rigidez de torção do tabuleiro é mobilizada de forma mais acentuada que para os primeiros modos.



a) f_1=0.82 Hz b) f_2=1.11 Hz c) f_3=1.56 Hz

d) f_4=2.15 Hz e) f_5=2.83 Hz f) f_6=3.56 Hz

Figura 6.5 – Configuração dos modos de vibração na direcção transversal: $E_{c,tab.}$ = 38GPa e $E_{c,pilar}$ = 33.5GPa.

Quadro 6.1 – Frequências próprias correspondentes aos modos de vibração na direcção transversal: $E_{c,tab.} = 38\text{GPa}$ e $E_{c,pilar} = 33.5\text{GPa}$.

	1° modo	2° modo	3° modo	4° modo	5° modo	6° modo
Medida in-situ [1]	0.80 Hz	1.10 Hz	1.62 Hz	2.23 Hz	2.98 Hz	3.77 Hz
Numérica	0.82 Hz	1.11 Hz	1.56 Hz	2.15 Hz	2.83 Hz	3.56 Hz

[1] Correspondentes aos ensaios dinâmicos realizados in-situ (Flesch *et al.* (2000)).

6.3.3.2 Ponte considerada no ensaio PSD

Como se referiu no Capítulo 2 a propósito das aplicações aí apresentadas, um dos aspectos fundamentais que importa considerar antes de se proceder à análise sísmica não-linear de uma estrutura prende-se exactamente com a avaliação prévia da eficiência do modelo numérico na simulação do comportamento dinâmico na fase elástica. Este aspecto assume particular importância quando os espectros de potência dos sismos em causa apresentam picos importantes em torno da frequência fundamental da estrutura, como sucede com as aplicações que irão ser apresentadas para a ponte Talübergang Warth. Nesta situação, pequenos desvios da frequência 'numérica' podem induzir diferenças muito significativas na resposta estrutural, uma vez que a estes pequenos desvios correspondem factores de amplificação significativamente diferentes.

Atendendo a estas considerações, e tendo presente que o confronto dos resultados numéricos com os decorrentes dos ensaios pseudodinâmicos constitui um dos objectivos deste capítulo, para as aplicações que se seguem optou-se calibrar o modelo numérico por forma a reproduzir os valores das frequências obtidas nos ensaios pseudodinâmicos, e não medidas in-situ para a ponte real. Procedendo-se desta forma, e variando unicamente os módulos de elasticidade do betão do tabuleiro e dos pilares, com o par de valores $E_{c,tab.} = 42\text{GPa}$ e $E_{c,pilar} = 46\text{GPa}$ obteve-se uma aproximação aceitável entre as frequências do modelo numérico e as do ensaio-PSD como se pode constatar na comparação apresentada no Quadro 6.2, na análise sísmica da ponte que irá ser apresentada serão estes os valores adoptados para E_c.

Quadro 6.2 – Frequências próprias correspondentes aos modos de vibração na direcção transversal: $E_{c,tab.}$ = 42GPa e $E_{c,pilar}$ = 46GPa.

	1° modo	2° modo	3° modo	4° modo	5° modo	6° modo
Ensaios pseudodinâmicos [1]	0.99 Hz	1.21 Hz	1.69 Hz	2.29 Hz	2.71 Hz	3.16 Hz
Numérica	0.95 Hz	1.16 Hz	1.60 Hz	2.19 Hz	2.88 Hz	3.57 Hz

[1] Frequências obtidas numericamente (Pinto *et al.* (2001a)).

6.4 ANÁLISE SÍSMICA E COMPARAÇÃO COM OS ENSAIOS PSEUDODINÂMICOS

O presente subcapítulo é dedicado à análise sísmica da ponte Talübergang Warth, na qual se procede à aplicação da metodologia numérica apresentada no ponto 6.3.2. Um dos objectivos desta análise centra-se na possibilidade da comparação dos resultados numéricos com os resultados dos ensaios pseudodinâmicos, tendo para isso sido estabelecido um grande paralelismo com estes ensaios, nomeadamente com a calibração do modelo numérico referida no ponto 6.3.3.2. No entanto, deve ter-se presente que a análise não corresponde verdadeiramente à simulação numérica dos ensaios, uma vez que aquela assenta numa discretização da ponte à escala real, contrariamente ao que aconteceu nos ensaios onde se recorreu a um modelo reduzido.

As relações de semelhança estabelecidas nos ensaios pseudodinâmicos entre o protótipo e o modelo reduzido da ponte tiveram como base as condições de Cauchy reproduzidas no Quadro 6.3, tendo sido adoptado um factor de escala geométrico S = 2.5, como se referiu anteriormente.

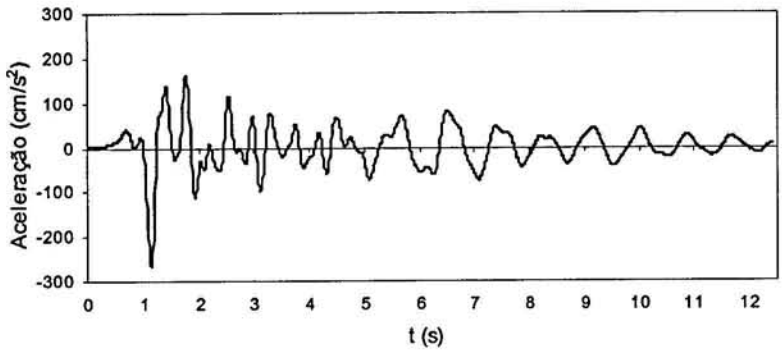
A fim de possibilitar a comparação directa dos resultados numéricos com os resultados dos ensaios PSD, foram aplicadas as relações de semelhança reportadas neste quadro, nomeadamente no que se refere ao ajuste de escala dos respectivos acelerogramas, e naturalmente também na correlação dos resultados.

Quadro 6.3 – Relações de semelhança entre o protótipo (P) e o modelo (M).

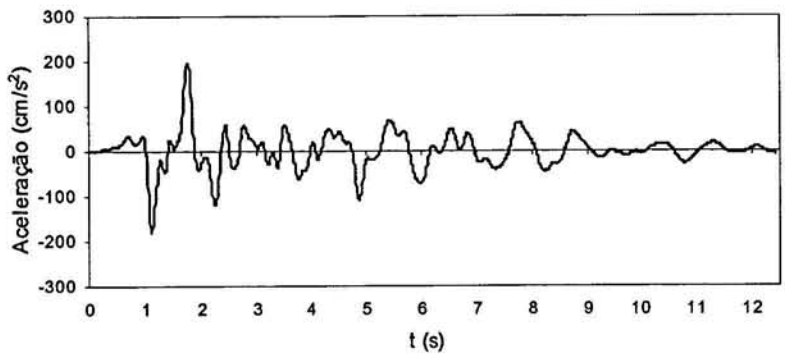
Grandeza	Designação	Relação
Comprimento	L	$L_P = S\, L_M$
Área	A	$A_P = S^2\, A_M$
Volume	V	$V_P = S^3\, V_M$
Massa	m	$m_P = S^3\, m_M$
Velocidade	v	$v_P = S\, v_M$
Aceleração	a	$a_P = S^{-1}\, a_M$
Força	F	$F_P = S^2\, F_M$
Tempo	t	$t_P = S\, t_M$
Frequência	f	$f_P = S^{-1}\, f_M$
Extensão	ε	$\varepsilon_P = \varepsilon_M$
Tensão	σ	$\sigma_P = \sigma_M$

6.4.1 Acelerogramas

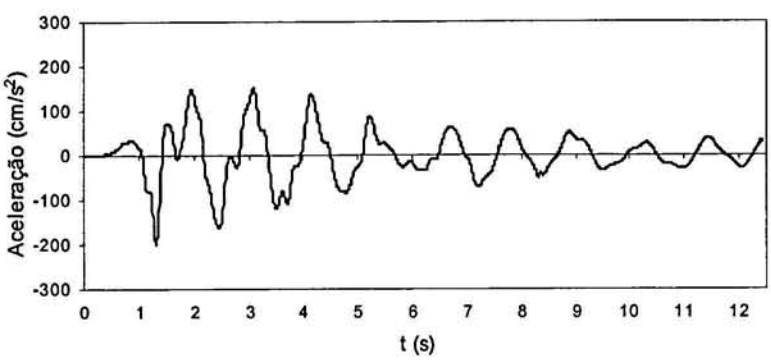
Apresentam-se na Figura 6.6 os acelerogramas correspondentes ao sismo nominal (SN), que serviram de base para a prescrição assíncrona dos movimentos do solo nos encontros e na base dos pilares na análise numérica da ponte. Na generalidade dos acelerogramas, com uma duração de 12.4s, regista-se uma parte mais intensa nos primeiros 5s às quais correspondem valores de pico da aceleração próximos de 0.2g, podendo observar-se ainda que praticamente todos os acelerogramas apresentam no último terço uma frequência dominante muito idêntica.



a) encontro E1

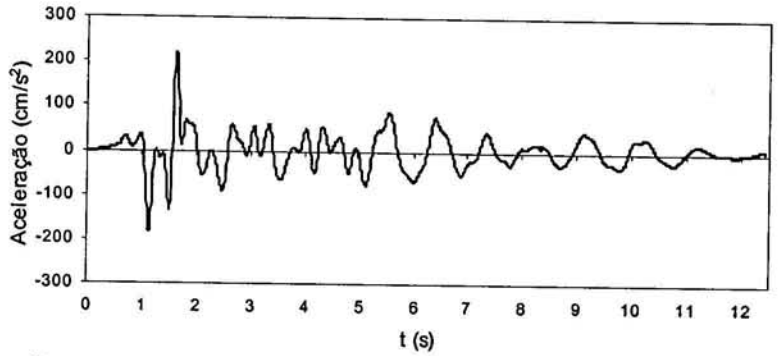


b) pilar P1

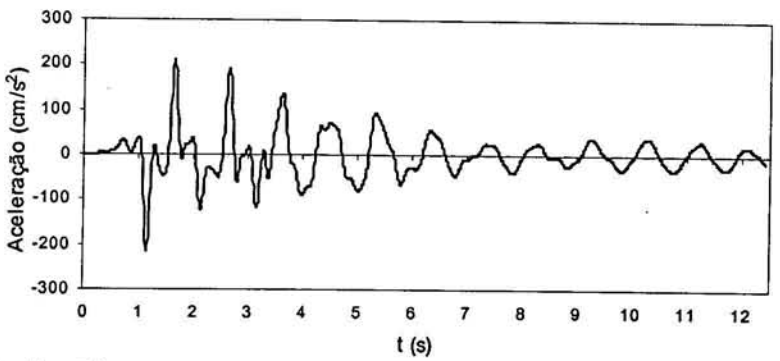


c) pilar P2

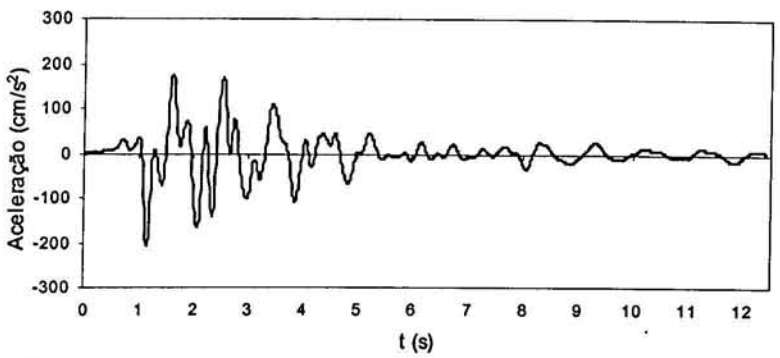
Figura 6.6 – Acelerogramas: sismo nominal (SN).



d) pilar P3

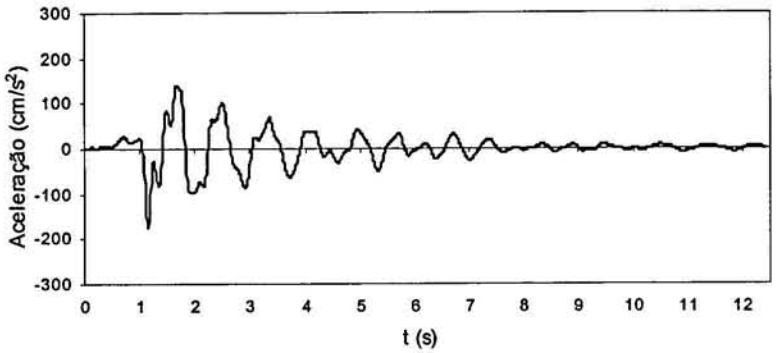


e) pilar P4

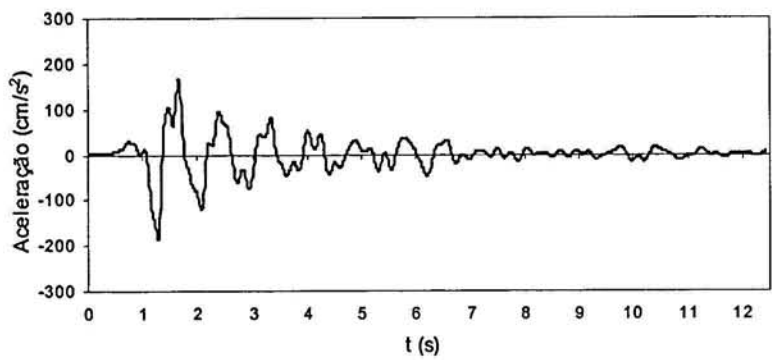


f) pilar P5

Figura 6.6 (cont.) – Acelerogramas: sismo nominal (SN).



g) pilar P6



h) encontro E2

Figura 6.6 (cont.) – Acelerogramas: sismo nominal (SN).

6.4.2 Prescrição da acção sísmica

Uma vez que no presente caso a acção sísmica é traduzida por um movimento assíncrono do solo, a forma mais directa de prescrever esta acção é através de assentamentos de apoio. Com este propósito procedeu-se à implementação desta modalidade de prescrição da acção sísmica, que embora motivada especialmente para esta aplicação concreta, foi estabelecida em moldes que permitem uma utilização generalizada em outro tipo de aplicações, envolvendo movimentos sísmicos do tipo síncrono ou assíncrono.

Uma vez que a incidência do fenómeno sísmico na estrutura resulta fundamentalmente da transmissão de movimentos que se processa através das ligações desta ao terreno de

fundação, torna-se perfeitamente intuitivo prescrever esta acção através da imposição destes movimentos (Faria (1994)). Desta forma esta modalidade de prescrição da acção sísmica pressupõe o conhecimento da evolução temporal do vector $\underline{u}_g$ que descreve o movimento de todos os nós g pertencentes ao contorno apoiado Γ_{u_g} da estrutura representada na Figura 6.7. As componentes do vector $\underline{u}_g$ associadas a um determinado instante "t" podem, portanto, variar de nó para nó no contorno Γ_{u_g}, o que permite traduzir o movimento assíncrono do solo.

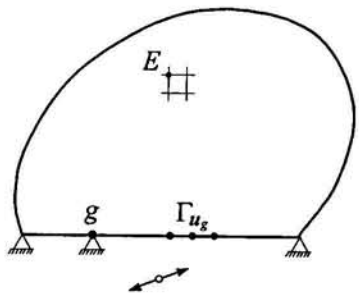


Figura 6.7 – Prescrição de movimentos nos apoios.

Designando por $\boldsymbol{a}_E$ o vector de deslocamentos nos nós E da estrutura (ver Figura 6.7), as equações de equilíbrio dinâmico podem ser expressas de acordo com a igualdade

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{EE} & \boldsymbol{M}_{Eg} \\ \boldsymbol{M}_{gE} & \boldsymbol{M}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\boldsymbol{a}}_E \\ \ddot{\underline{\boldsymbol{u}}}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{EE} & \boldsymbol{C}_{Eg} \\ \boldsymbol{C}_{gE} & \boldsymbol{C}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\boldsymbol{a}}_E \\ \dot{\underline{\boldsymbol{u}}}_g \end{Bmatrix} + \boldsymbol{k}\left(\begin{Bmatrix} \boldsymbol{a}_E \\ \underline{\boldsymbol{u}}_g \end{Bmatrix} \right) = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} \end{Bmatrix} \tag{6.1}$$

em que as diferentes submatrizes têm significado evidente.

A resolução do problema dinâmico pode obter-se por aplicação directa deste sistema de equações, bastando para isso que o algoritmo não-linear contemple, na aplicação incremental de solicitações exteriores, a modalidade de aplicação incremental de assentamentos de apoio. Assinala-se o facto de esta modalidade de prescrição da acção sísmica não conter nenhuma limitação relativamente ao comportamento constitutivo dos materiais (que é traduzido sem qualquer tipo de restrição pelo vector $\boldsymbol{r}$ que surge na Equação (6.1)), facto que aliado à sua simplicidade algorítmica torna bastante atractiva a respectiva utilização.

Na presente aplicação, e atendendo a que os apoios de cada encontro ou base de cada pilar têm em cada instante movimentos iguais, apesar de assíncronos relativamente aos apoios dos restantes encontros ou bases de pilares, o contorno Γ_{u_g} foi subdividido nos subdomínios $\Gamma_{u_{gi}}$ da Figura 6.8, associados a cada um destes elementos. Desta forma é possível prescrever o movimento $\underline{u}_g$ a partir dos movimentos $\underline{u}_{gi}$ associados a cada um destes subdomínios, os quais podem ser expressos directamente a partir do movimento uniforme u_{gi} do terreno do respectivo subdomínio. Como é sabido a evolução temporal de um sismo é normalmente descrita sob a forma de registos de acelerações, pelo que na modalidade de prescrição implementada a evolução temporal dos deslocamentos u_{gi} é obtida por integração dos respectivos acelerogramas, operação efectuada internamente pelo algoritmo de integração no domínio do tempo.

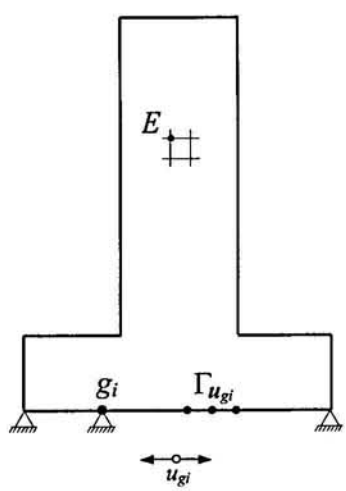


Figura 6.8 – Subdomínio $\Gamma_{u_{gi}}$ para um pilar genérico.

6.4.3 Sequência da análise

Na estratégia delineada para a realização da análise sísmica da ponte procurou-se simular o processo segundo o qual os ensaios pseudodinâmicos foram desenvolvidos, nomeadamente o facto de que a realização dos ensaios, correspondentes aos 3 níveis de intensidade sísmica considerados se ter processado de uma forma sequencial, resultando

assim que os danos introduzidos na estrutura por um sismo se reflectiram na resposta nos sismos subsequentes.

A análise foi estabelecida de acordo com a seguinte sequência:

i) análise estática inicial, envolvendo a aplicação das forças verticais que reproduzem a carga permanente transmitida aos pilares pelo tabuleiro;

ii) análise dinâmica correspondente à actuação do sismo de baixa intensidade;

iii) análise dinâmica correspondente à actuação do sismo nominal;

iv) análise dinâmica correspondente à actuação do sismo de grande intensidade.

A partir de uma análise preliminar foi possível constatar que a estrutura mantinha ainda um movimento significativo no fim de cada sismo, apresentando acelerações, velocidades e deslocamentos importantes que se reflectiam naturalmente na resposta inicial dos sismos subsequentes. Com o propósito expresso de anular a vibração no fim dos sismos correspondentes às fases *ii)* e *iii)*, as análises correspondentes foram prolongadas de 1s em vibração livre fortemente amortecida. Refira-se que este procedimento permitiu reduzir drasticamente a velocidade e a aceleração, mantendo no entanto os eventuais deslocamentos residuais resultantes da não-linearidade. A resposta correspondente a esta atenuação forçada não será apresentada nos resultados.

De forma similar aos procedimentos descritos no Capítulo 4, cada fase do cálculo transmite à fase posterior toda a informação necessária a uma adequada simulação da análise, tanto do ponto de vista das acções aplicadas, como das deformadas, dos estados de deformação e de tensão, e das variáveis internas. Desta forma é devidamente considerada a evolução dos danos introduzidos na estrutura ao longo da história de carga.

A integração no domínio do tempo foi efectuada com recurso ao método α de Hilber-Hughes-Taylor ($\alpha = -1/3$), adoptando-se um intervalo de tempo de 0.01s.

Atendendo a que esta análise envolve a aplicação de sismos com intensidades diferentes, para os quais são expectáveis níveis de exploração da não-linearidade significativamente diferentes, optou-se por incluir na análise uma componente de amortecimento viscoso. Para este fim foi utilizada uma matriz de amortecimento evolutiva $\boldsymbol{C}_{\downarrow}$, actualizada de acordo com degradação em tracção no betão, isto é, no instante em que se detecta dano em tracção num qualquer ponto de Gauss de um elemento finito, a parcela do amortecimento associado a este elemento é reduzida a um valor residual que se assumiu como

10% do amortecimento inicial. No entanto, contrariamente à opção tomada nas aplicações desenvolvidas no Capítulo 4, nas quais se definiu a matriz de amortecimento unicamente em função da matriz de rigidez, na presente aplicação a matriz de amortecimento foi definida em função das matrizes de massa e de rigidez através da relação:

$$\boldsymbol{C}_{\downarrow} = a\,\boldsymbol{M} + b\,\boldsymbol{K}_0 \tag{6.2}$$

Os parâmetros de proporcionalidade a e b foram especificados através da aplicação da expressão (4.5) por forma a assegurar-se um coeficiente de amortecimento $\xi = 2.5\%$ nas frequências do 1° e 6° modos de vibração. A adopção deste valor relativamente elevado para o amortecimento decorreu do facto de nos ensaios pseudodinâmicos ter sido considerado $\xi = 5.0\%$ nos dois primeiros modos, embora a correspondente matriz de amortecimento tenha sido associada unicamente ao tabuleiro, enquanto nas análises numéricas a matriz $\boldsymbol{C}_{\downarrow}$ foi estabelecida também com a contribuição dos pilares. Desta forma foi possível obter uma boa correspondência entre as respostas numéricas e dos ensaios PSD durante a fase elástica do sismo de baixa intensidade. A Figura 6.9 ilustra a evolução do amortecimento viscoso determinado por aquela expressão nestas condições.

$$\left.\begin{array}{lll} f_1 = 0.95\,\text{Hz} & ; & \xi_1 = 2.5\% \\ f_2 = 3.57\,\text{Hz} & ; & \xi_2 = 2.5\% \end{array}\right\} \Rightarrow \left\{\begin{array}{l} a = 0.23600 \\ b = 0.00176 \end{array}\right.$$

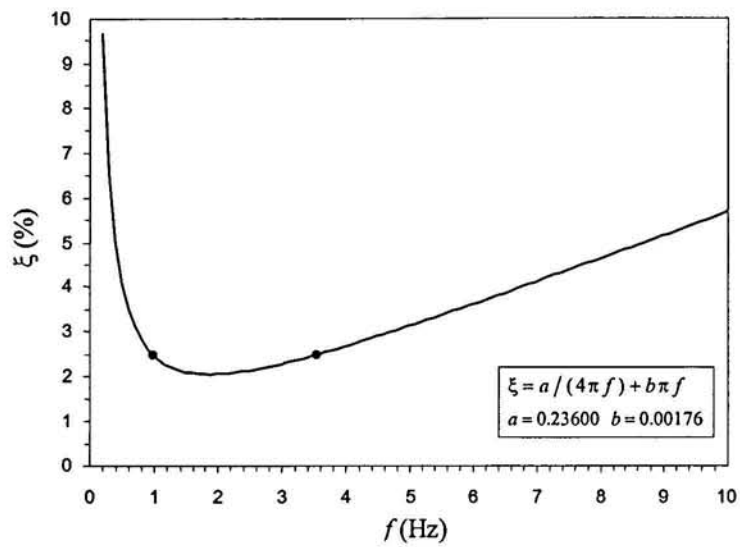


Figura 6.9 – Amortecimento de Rayleigh.

A opção de definir a matriz $C_{\downarrow}$ com contribuição das matrizes de massa e de rigidez resultou essencialmente do facto de que, admitindo-se que a contribuição dos 5 ou 6 primeiros modos de vibração é significativa na resposta sísmica da ponte, torna-se importante garantir um amortecimento idêntico em todos estes modos. Pode constatar-se na Figura 6.9 que esta condição é efectivamente assegurada com esta modalidade da matriz $C_{\downarrow}$, situação que não se verifica quando a matriz de amortecimento é definida unicamente em função da matriz de rigidez[†]. Por outro lado, tendo-se assumido um comportamento elástico para o betão no tabuleiro, os danos em tracção ficarão associados a zonas restritas dos pilares pelo que, mesmo com a actualização da matriz de amortecimento associada a estes danos, consegue-se ainda com a matriz $C_{\downarrow}$ garantir um amortecimento aceitável nas frequências mais elevadas, o que permite controlar os problemas do ruído numérico associado a estas frequências.

6.4.4 Resultados numéricos

De entre os resultados obtidos na análise sísmica da ponte interessam, de forma particular, os que reflectem globalmente a evolução da resposta estrutural. Assim, a comparação dos resultados obtidos na análise numérica com os obtidos nos ensaios pseudodinâmicos, será efectuada de uma forma sistemática para a evolução dos deslocamentos horizontais registados no topo de cada um dos pilares. Para cada um das intensidades sísmicas apresentar-se-ão ainda as distribuições dos danos em tracção obtidas no betão em todos os pilares, possibilitando uma percepção global da fendilhação produzida nestes elementos.

Atendendo a que os aspectos do comportamento não-linear dos pilares são evidenciados de forma mais marcante no sismo mais intenso, e que portanto são também aqui postas à prova de uma forma mais acentuada as capacidades do modelo numérico, neste capítulo far-se-á uma apresentação mais detalhada dos resultados do sismo SGI, nomeadamente através da comparação das respostas, numérica e do ensaio , traduzidas para cada pilar pelo diagrama momento flector na base *versus* deslocamento no topo, com base na qual se poderá avaliar o desempenho dos modelos utilizados no que se refere à dissipação histerética de energia e às exigências de ductilidade.

[†] Efectivamente neste caso, fixando-se um amortecimento de 2.5% no primeiro modo (0.95Hz) resulta imediatamente um forte amortecimento nos modos mais elevados (aproximadamente 9% para o 6º modo).

6.4.4.1 Sismo de baixa intensidade

Este sismo provocou danos relativamente limitados nos pilares, que se cingiram praticamente ao aparecimento de fendilhação, não tendo induzido a cedência das armaduras. No fim do ensaio PSD observou-se uma fendilhação ligeira no modelo físico do pilar P3, que se estendeu até uma altura de 2.5m acima da base, enquanto no pilar P6 não foi detectada qualquer fendilhação (Pinto *et al.* (2001a)). Na Figura 6.10 é apresentada para cada um dos pilares a distribuição dos danos em tracção obtida numericamente no fim do sismo. Pode observar-se nesta figura que o pilar P6 não regista danos, ou seja as tensões no betão nunca atingiram o valor da respectiva resistência à tracção, e portanto não ocorreu a fendilhação. Nos restantes pilares os danos estão distribuídos numa zona limitada próxima das respectivas bases, podendo observar-se ainda que os maiores danos (a vermelho nas figuras) ocorreram na ligação dos pilares às respectivas fundações. O facto de não se ter detectado na análise numérica a cedência de qualquer armadura é consistente com o nível relativamente limitado de fendilhação produzido por este sismo.

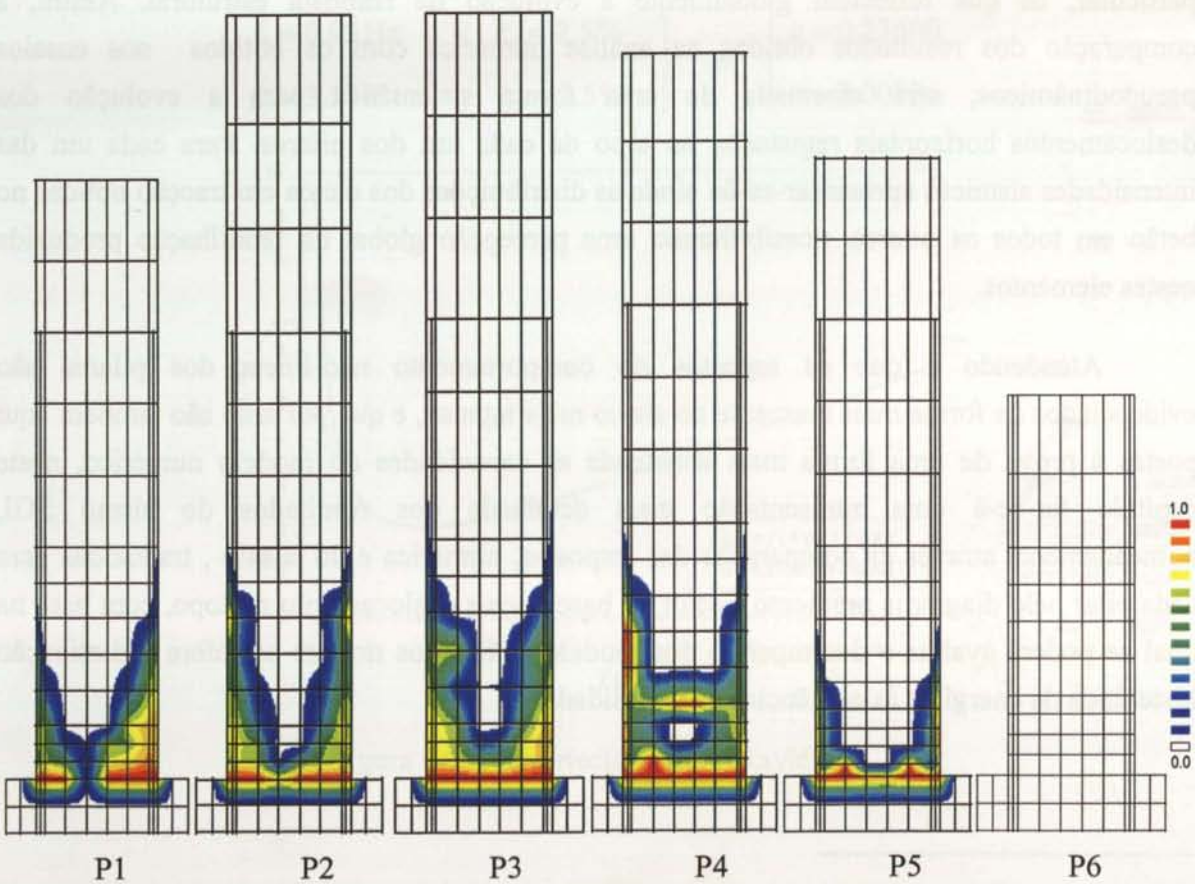
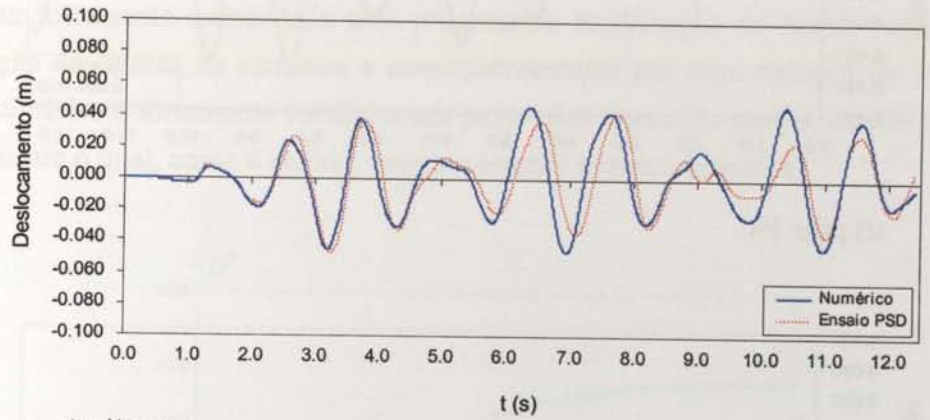
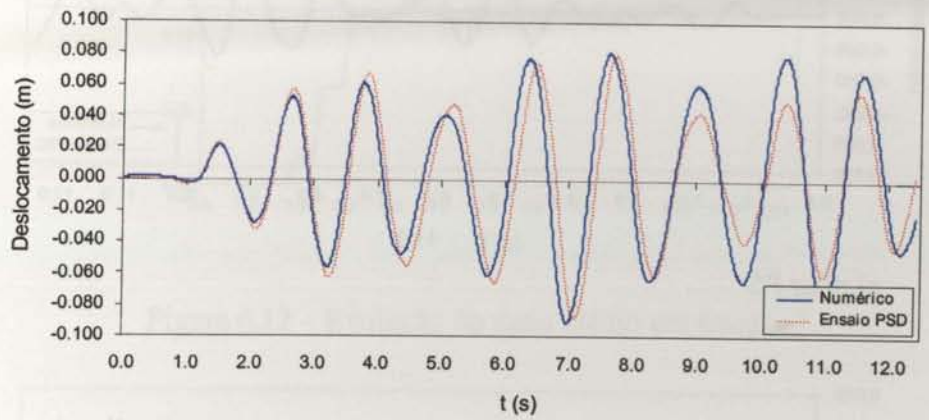


Figura 6.10 - Distribuição dos danos em tracção nos pilares: sismo de baixa intensidade.

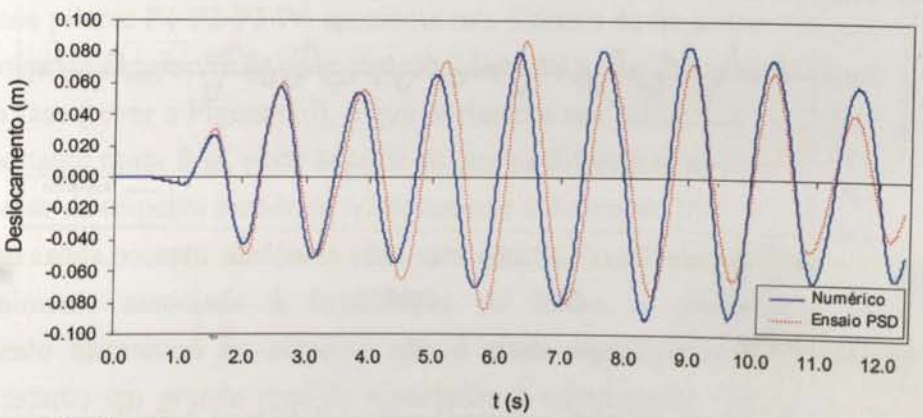
Na Figura 6.11 a evolução temporal do deslocamento horizontal obtida numericamente no topo de cada um dos pilares é comparada com a correspondente resposta do ensaio pseudodinâmico. Numa apreciação geral dos resultados apresentados nesta figura pode assinalar-se a boa concordância que se observa na globalidade dos pilares entre as respostas numérica e a do ensaio, quer em termos de amplitude, quer mesmo em termos de fase.



a) pilar P1

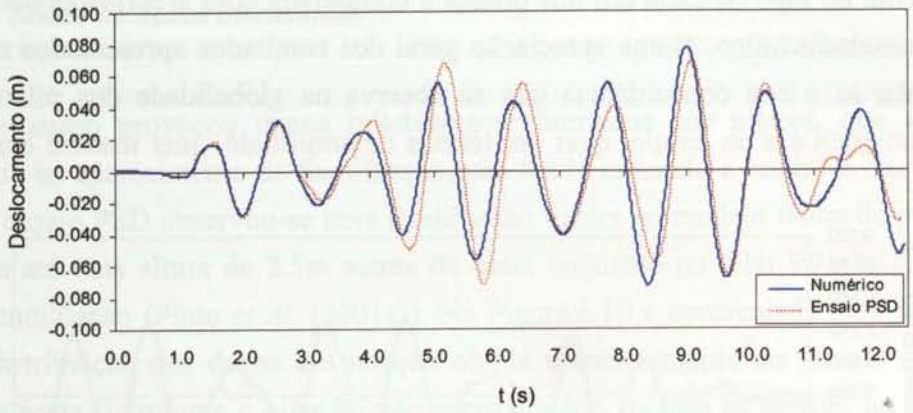


b) pilar P2

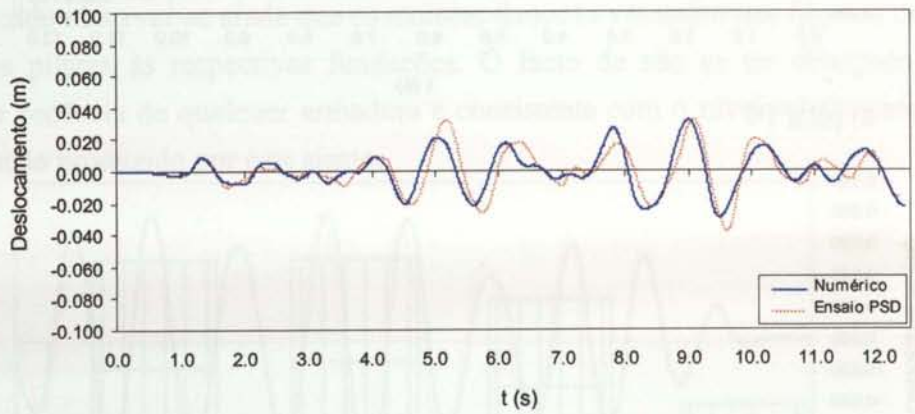


c) pilar P3

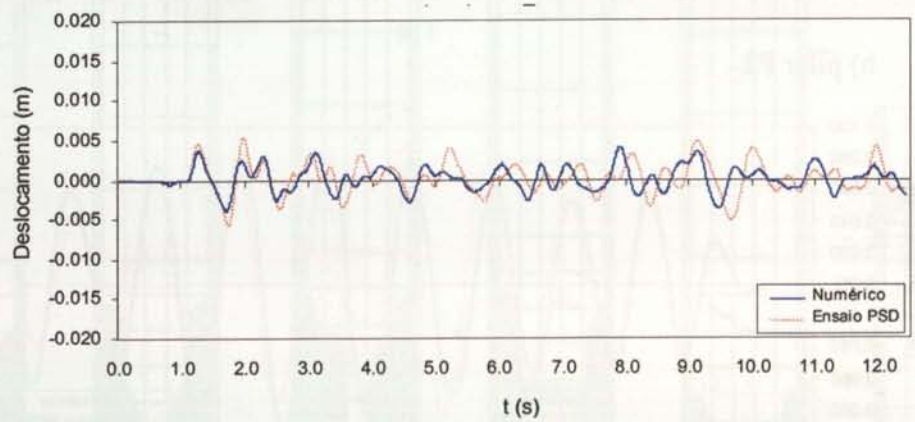
Figura 6.11 - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo de baixa intensidade.



d) pilar P4



e) pilar P5



f) pilar P6

Figura 6.11 (cont.) - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo de baixa intensidade.

Focando mais em detalhe estes resultados, observa-se a partir dos 2-3s uma ligeira discrepância em termos de fase, que no entanto acaba por ser atenuada a partir dos 9s, ou seja na parte final do sismo. Este desfasamento nas respostas está fundamentalmente relacionado com o desenvolvimento da fendilhação, que ocorre essencialmente nesta fase intermédia do sismo, como se pode constatar pela evolução do valor médio dos danos em tracção(expresso através do símbolo D^+), reproduzida na Figura 6.12. Refira-se, no entanto, que sendo esta fase da resposta fortemente comandada pela progressiva fendilhação do betão, responsável por uma redução da rigidez da estrutura e consequentemente por uma redução da frequência, a resposta numérica é fortemente condicionada pelo valor assumido para a resistência à tracção do betão, sobre o qual, como é sabido, subsiste sempre alguma incerteza.

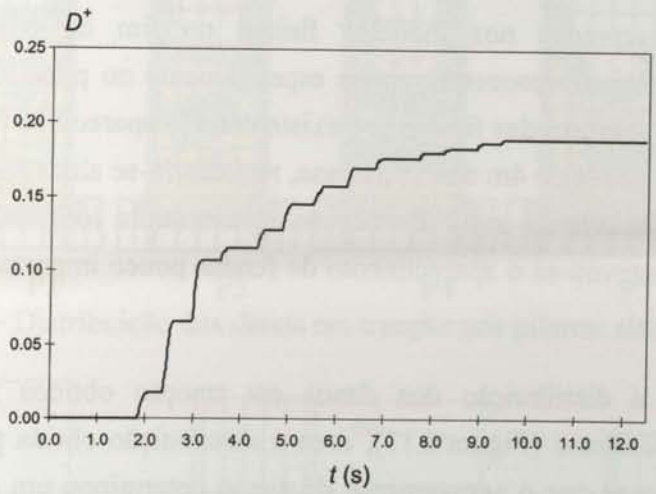


Figura 6.12 – Evolução do dano médio em tracção.

Analisando ainda os resultados reproduzidos na Figura 6.11, observa-se que a resposta numérica nos pilares P1-P2-P3-P4 apresenta nos últimos 4s do sismo maiores amplitudes do que a resposta do ensaio. Se se tiver em consideração que a intensidade do sismo é já muito baixa nesta fase (rever a Figura 6.6), e que portanto a sua influência na resposta será também pouco importante nesta fase, pode admitir-se que as diferenças apontadas revelam um menor amortecimento da resposta numérica relativamente à do ensaio PSD. Por outro lado, dado que neste sismo não ocorreu cedência das armaduras, a não-linearidade da resposta está fundamentalmente associada à fendilhação do betão, e portanto, a contribuição do amortecimento histerético na resposta não é ainda significativa, pelo que as diferenças apontadas estarão em grande medida associadas à componente viscosa do amortecimento, cuja definição é quase inevitavelmente arbitrária, quer na análise numérica quer mesmo nos ensaios PSD.

6.4.4.2 Sismo nominal

A apresentação dos resultados correspondentes ao sismo nominal segue basicamente os critérios adoptados no caso do sismo anterior. Assim, na Figura 6.13 é apresentada a distribuição dos danos obtida no fim do sismo e em cada um dos pilares. Pelo facto de se ter verificado neste sismo a entrada em cedência das armaduras dos pilares P2, P3 e P4, na Figura 6.14 apresenta-se a evolução ao longo da altura da deformação plástica das correspondentes armaduras de flexão A_1 (varões da extremidade esquerda). Na Figura 6.15 são comparadas as respostas numérica e do ensaio traduzidas pela evolução do deslocamento horizontal do topo de cada um dos pilares.

Os danos observados nos modelos físicos no fim do ensaio pseudodinâmico correspondente a este sismo concentraram-se especialmente no pilar P3. Verificou-se neste pilar um aumento de abertura das fendas pré-existentes e o aparecimento de novas fendas na zona inferior até uma altura de 4m acima da base, registando-se ainda o aparecimento de uma fenda dominante localizada na zona de redução da armadura longitudinal (3.5m acima da base). No pilar P6 observou-se o aparecimento de fendas pouco importantes na base (Pinto *et al.* (2001a)).

Comparando a distribuição dos danos em tracção obtidos na análise numérica correspondente a este sismo (Figura 6.13), com a distribuição obtida para o sismo anterior (Figura 6.10), observa-se que o agravamento do sismo determinou um aumento significativo das zonas com $d^+ = 1$. Pode observar-se ainda na Figura 6.13 a ocorrência de danos em tracção no pilar P6, localizados principalmente na base. Ao aumento dos danos produzidos por este sismo correspondeu também a entrada em cedência das armaduras longitudinais dos pilares mais altos, nomeadamente dos pilares P2, P3 e P4, podendo observar-se na Figura 6.14 que a deformação plástica destas armaduras se concentra em zonas acima das bases dos pilares, correspondentes às zonas de redução da armadura longitudinal (veja-se Quadro 5.6). Observa-se ainda nesta figura que a incursão plástica das armaduras não é muito acentuada (extensão máxima inferior a 6‰ no pilar P4 e próxima de 3‰ nos pilares P2 e P3), e que portanto a dissipação de energia que lhe estará associada não será também muito importante. Da apreciação destes resultados numéricos, que reflectem o nível de não-linearidade produzida por este sismo, pode concluir-se que são inteiramente concordantes com as observações do respectivo ensaio PSD.

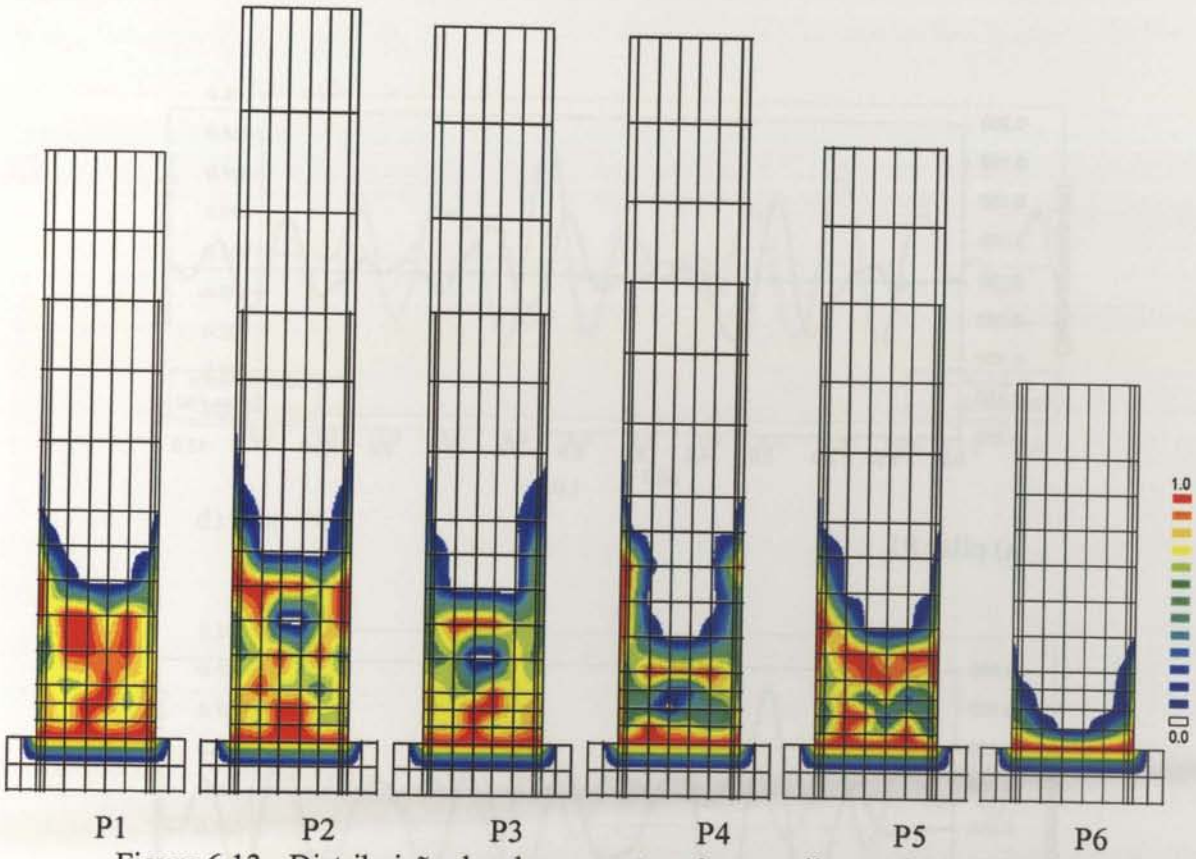
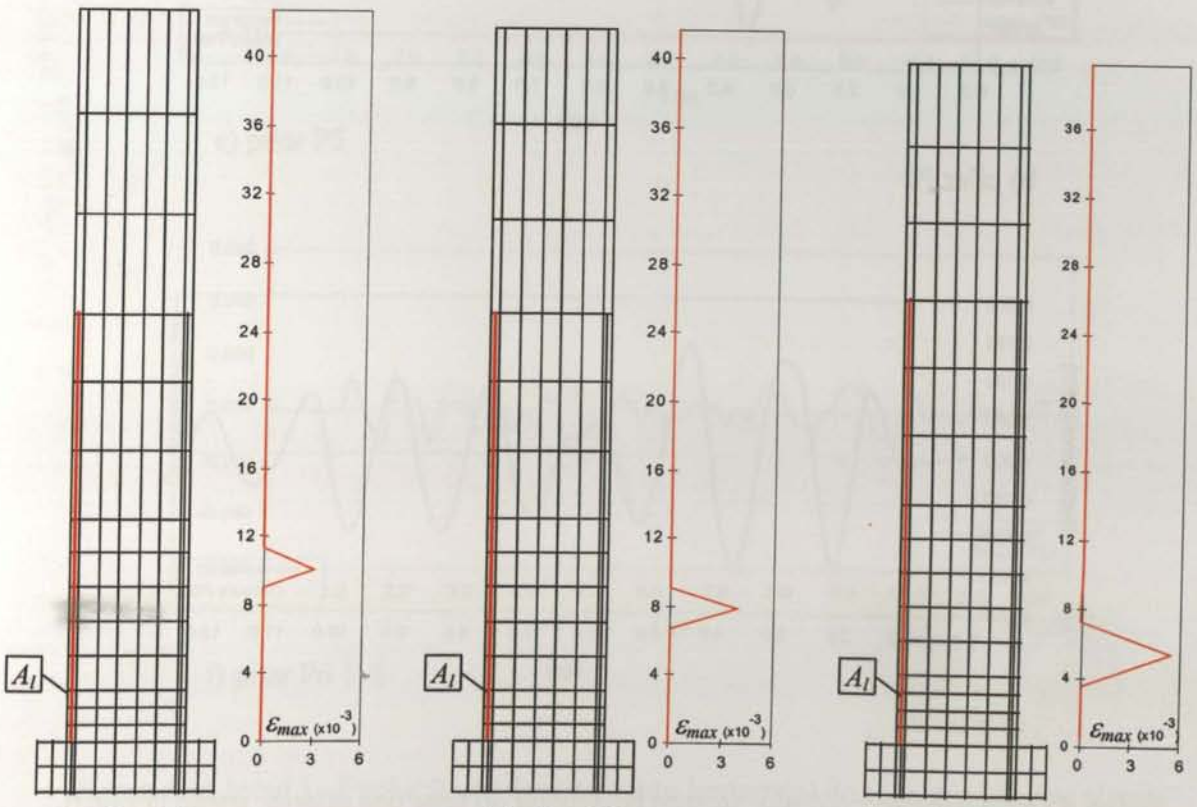
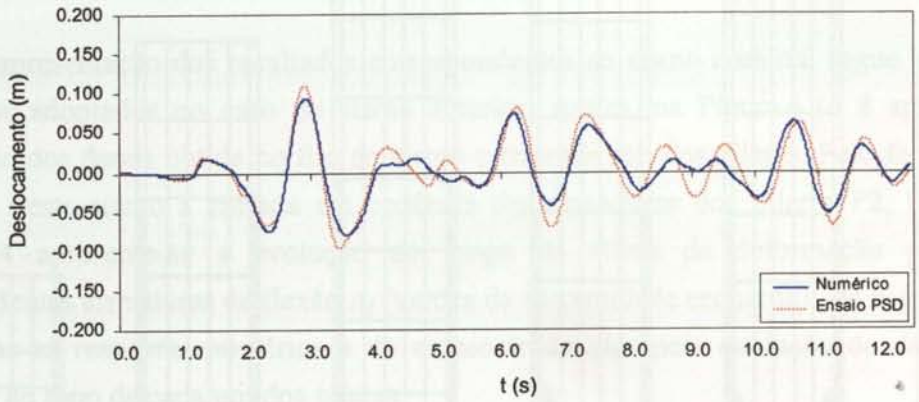


Figura 6.13 - Distribuição dos danos em tracção nos pilares: sismo nominal.

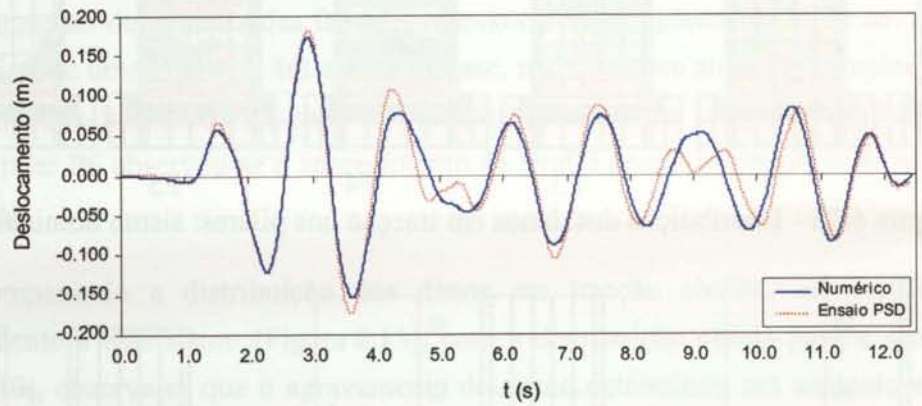


a) pilar P2 b) pilar P3 c) pilar P4

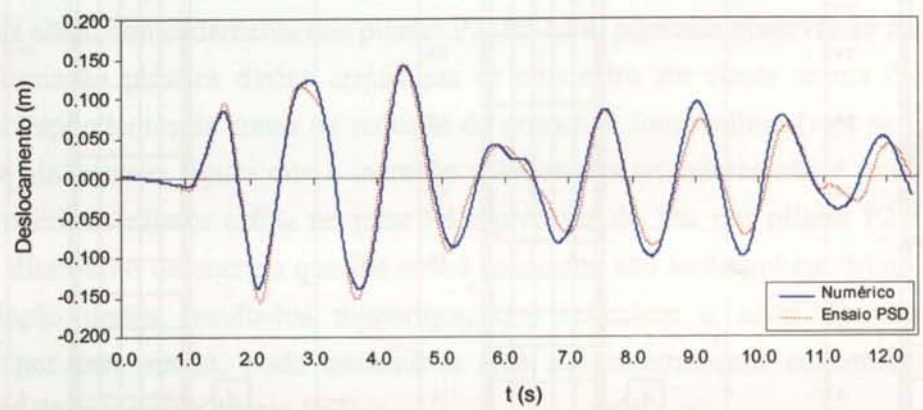
Figura 6.14 – Deformação plástica das armaduras: sismo nominal.



a) pilar P1

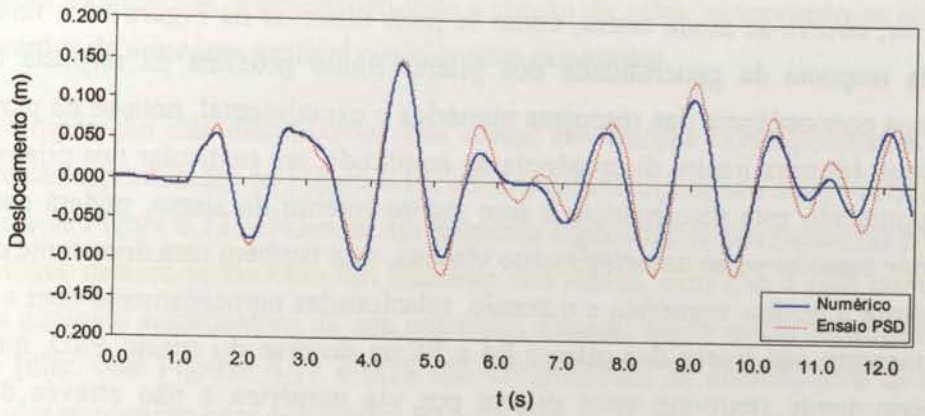


b) pilar P2

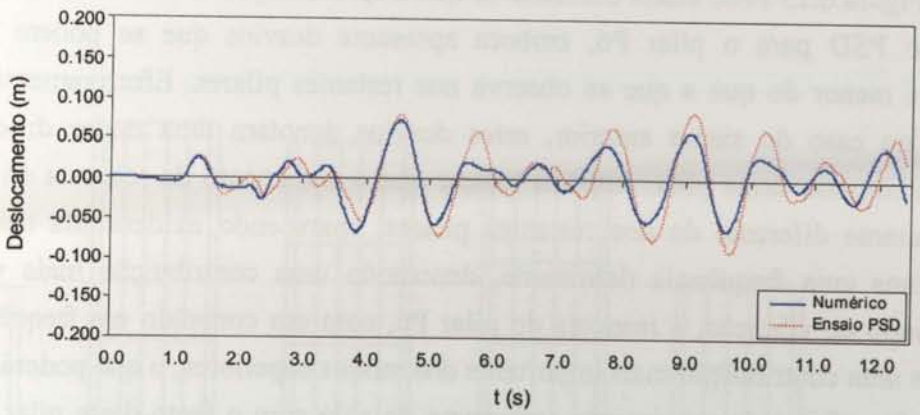


c) pilar P3

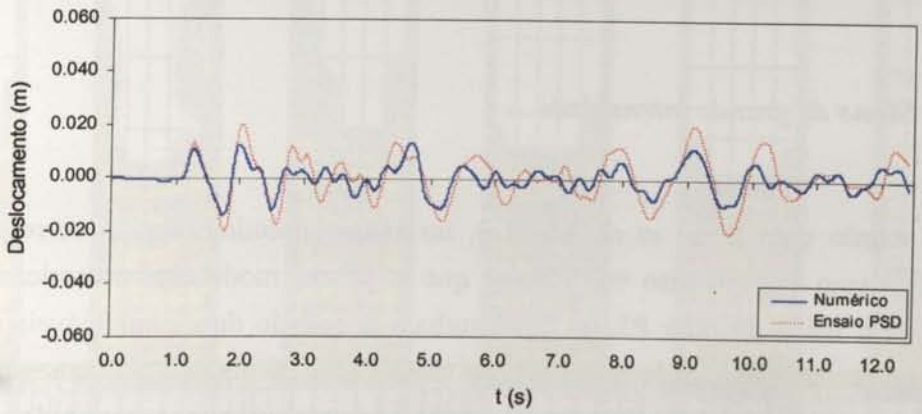
Figura 6.15 - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo nominal.



d) pilar P4



e) pilar P5



f) pilar P6

Figura 6.15 (cont.) - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo nominal.

Apesar deste sismo ter produzido um nível de degradação mais acentuado do que o sismo anterior, obteve-se ainda assim, como se pode observar na Figura 6.15, uma previsão numérica da resposta da generalidade dos pilares muito próxima da resposta do ensaio. Apesar da boa concordância das respostas numérica e experimental, nota-se na parte final do sismo (últimos 4s) uma ligeira discrepância na amplitude, em particular nos pilares P3, P4 e P5. Correspondendo esta discrepância à fase menos intensa do sismo, poderá como para o sismo anterior associar-se ao amortecimento viscoso, mas também será decorrente de algumas diferenças entre a análise numérica e o ensaio, relacionadas nomeadamente com a simulação do comportamento não-linear dos pilares P4 e P5 no decurso do ensaio PSD, que como se referiu anteriormente reproduz estes pilares por via numérica e não através de modelos físicos.

Na Figura 6.15 Pode ainda constatar-se que a aproximação entre as respostas numérica e do ensaio PSD para o pilar P6, embora apresente desvios que se podem considerar aceitáveis, é menor do que a que se observa nos restantes pilares. Efectivamente, como já acontecera no caso do sismo anterior, estes desvios denotam uma maior dificuldade na previsão da resposta deste pilar. Importa realçar que o andamento da resposta do pilar P6 é substancialmente diferente da dos restantes pilares, aparecendo evidenciada nas respostas destes últimos uma frequência dominante, denotando uma contribuição mais vincada do primeiro modo de vibração, a resposta do pilar P6, com um conteúdo em frequências mais rico, denota uma contribuição mais importante dos modos superiores, o que poderá resultar da associação dos efeitos do movimento assíncrono do solo com o facto deste pilar ser o mais curto e estar próximo de um encontro.

6.4.4.3 Sismo de grande intensidade

De acordo com Pinto *et al.* (2001a), no ensaio pseudodinâmico correspondente à aplicação do sismo mais intenso verificou-se que os pilares modelados numericamente, bem como o modelo físico do pilar P3, os quais tinham já sofrido danos apreciáveis nos sismos anteriores, revelaram capacidade para suportar os elevados níveis de deslocamentos impostos pelo sismo (praticamente duplicando os deslocamentos máximos registados no sismo anterior), sem contudo sofrerem substanciais danos adicionais. Da observação do modelo físico do pilar P3 registou-se um aumento da fendilhação, com um aumento evidente da abertura da fenda principal que se manteve aberta no fim do ensaio, indiciando a incursão plástica das armaduras na correspondente secção. No entanto o pilar P6 foi o pilar mais severamente afectado, sendo sujeito a vários ciclos com níveis de deslocamento importantes,

dos quais resultou uma acentuada degradação. Desenvolveu-se uma fenda importante na base (interface com a fundação), atravessando toda a secção do pilar, observando-se ainda a rotura de alguns varões da armadura vertical posicionados nos cantos.

A comparação das distribuições dos danos em tracção correspondentes à presente análise, que são reproduzidas na Figura 6.16, com as distribuições dos danos obtidas no sismo anterior (veja-se Figura 6.13) evidencia um aumento significativo dos danos no pilar P6. Nos restantes pilares detecta-se também um aumento dos danos, sem que a isso corresponda no entanto um aumento significativo da sua extensão, ficando ainda assim localizados na parte inferior do pilar. Nas Figuras 6.17 e 6.18 são confrontadas as distribuições dos danos em tracção obtidas numericamente nos pilares P3 e P6 com os padrões de fendilhação observados no fim do ensaio nos respectivos modelos físicos, observando-se que os danos obtidos em cada um dos pilares são consistentes com o padrão de fendilhação observado.

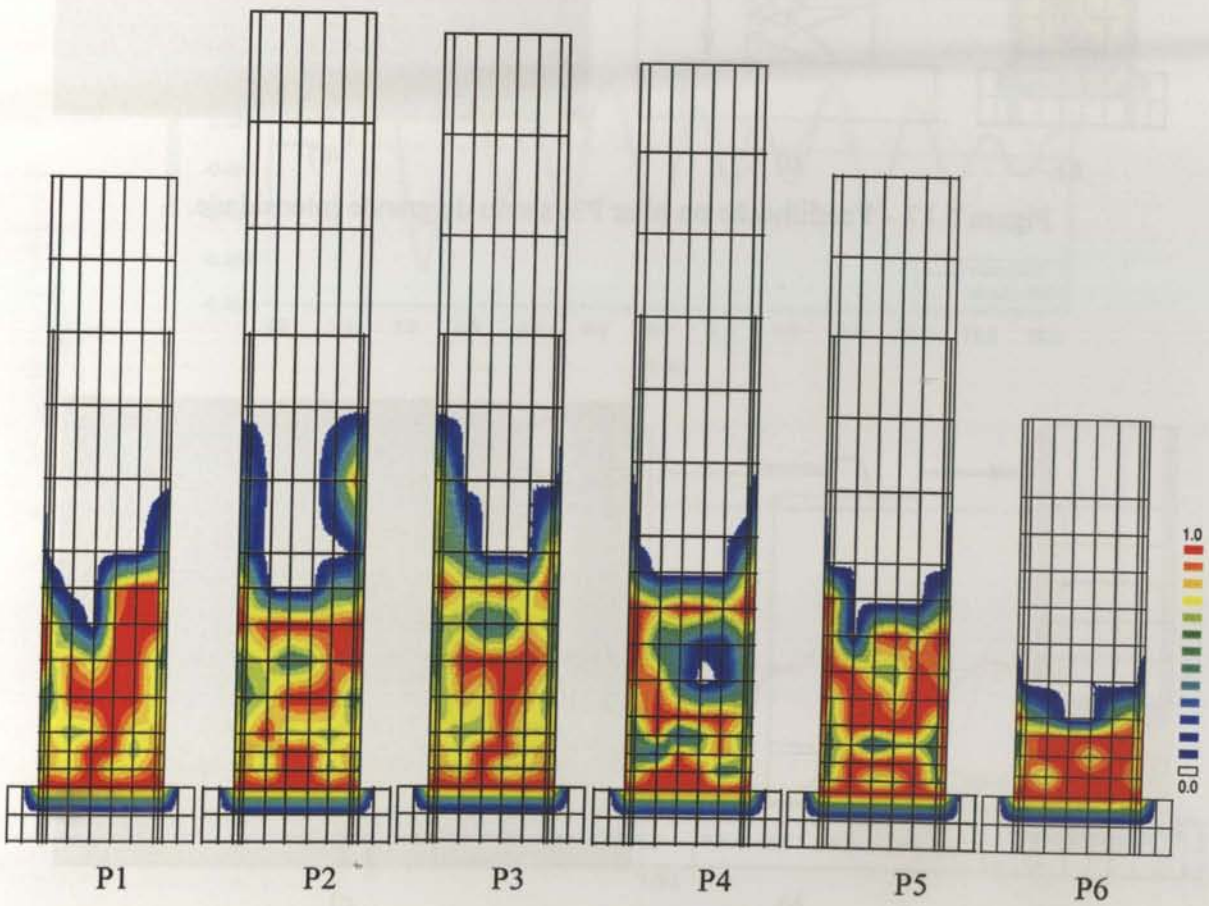


Figura 6.16 - Distribuição dos danos em tracção nos pilares: sismo de grande intensidade.

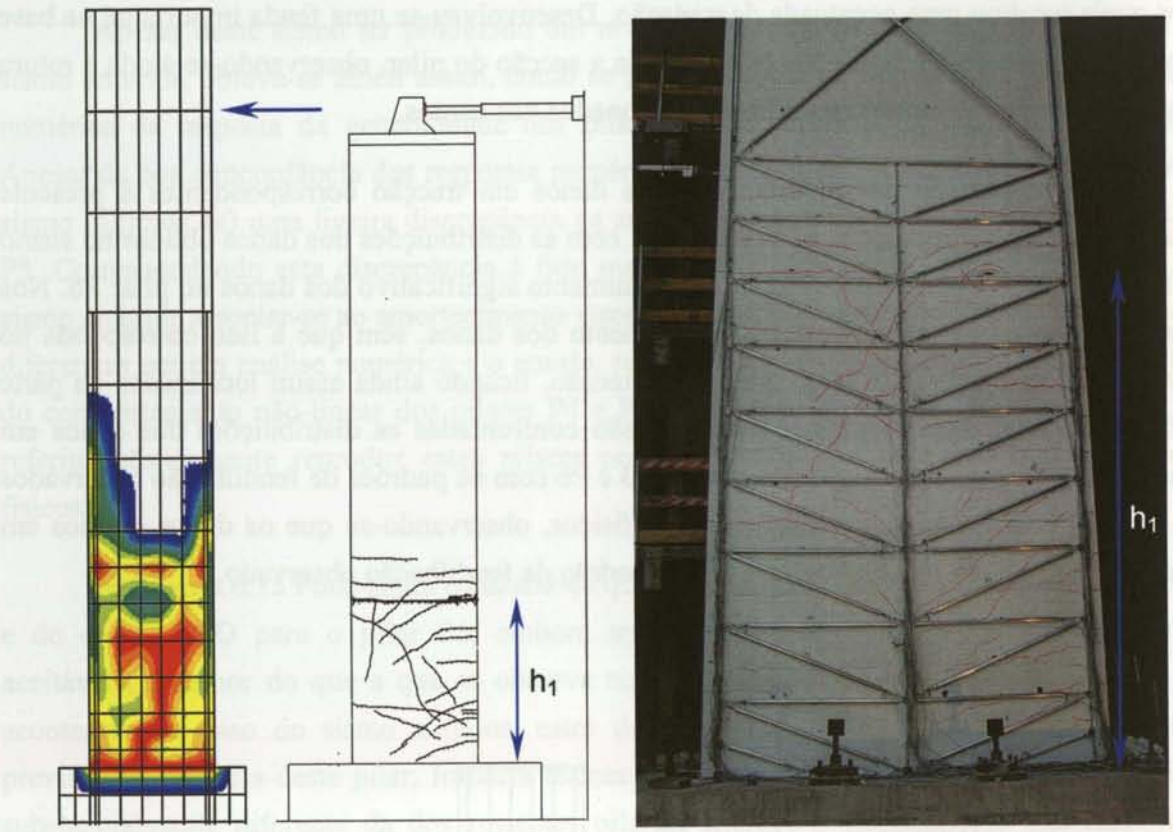


Figura 6.17 – Fendilhação no pilar P3: sismo de grande intensidade.

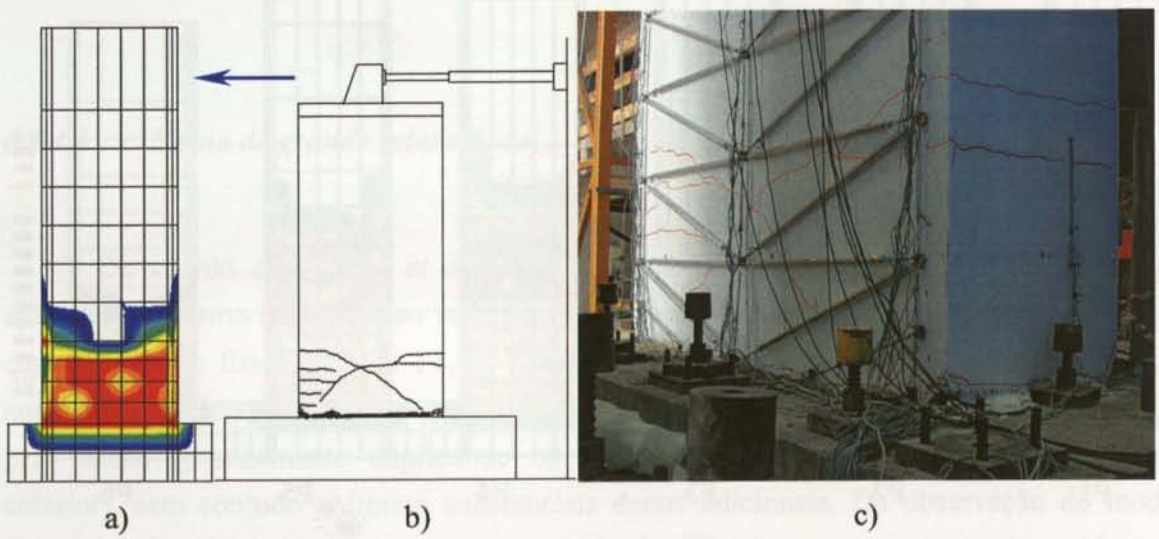
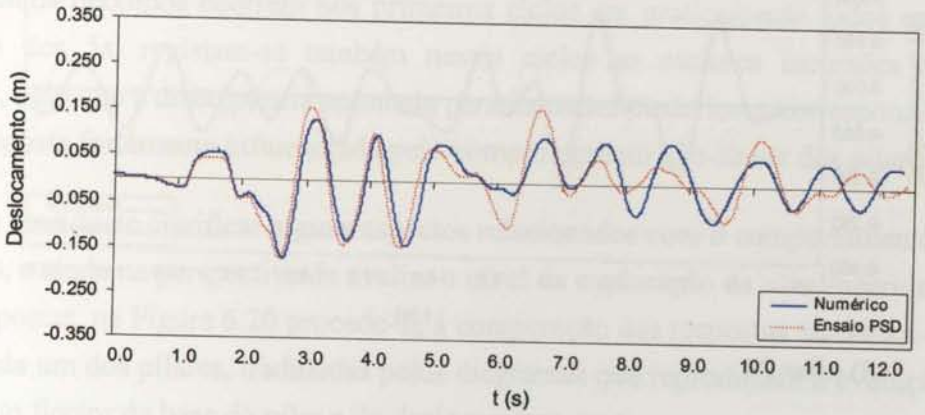
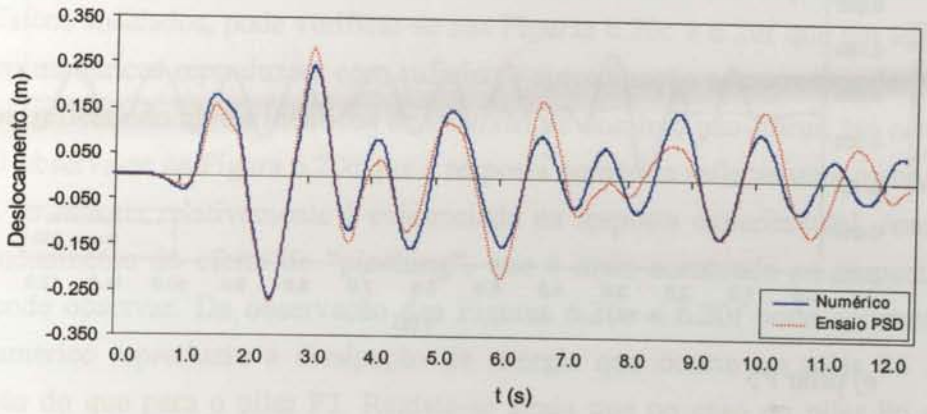


Figura 6.18 – Fendilhação no pilar P6: sismo de grande intensidade.

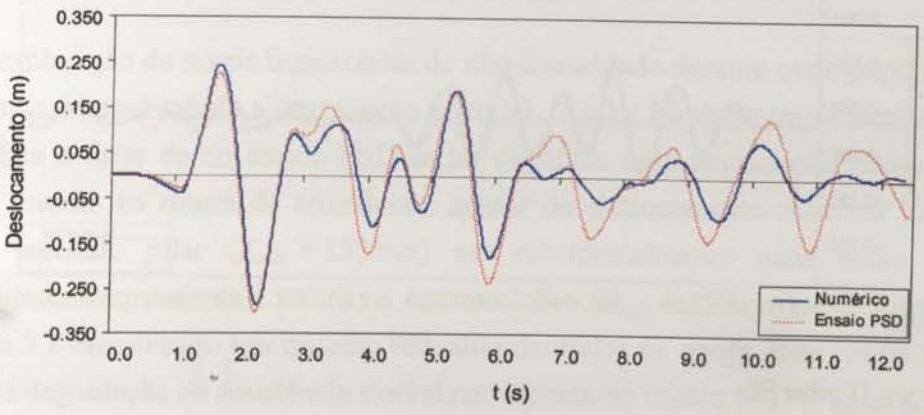
A resposta numérica obtida na presente análise sísmica, e traduzida pela evolução temporal dos deslocamentos horizontais do topo dos pilares, é comparada na Figura 6.19 com a correspondente resposta do ensaio PSD.



a) pilar P1

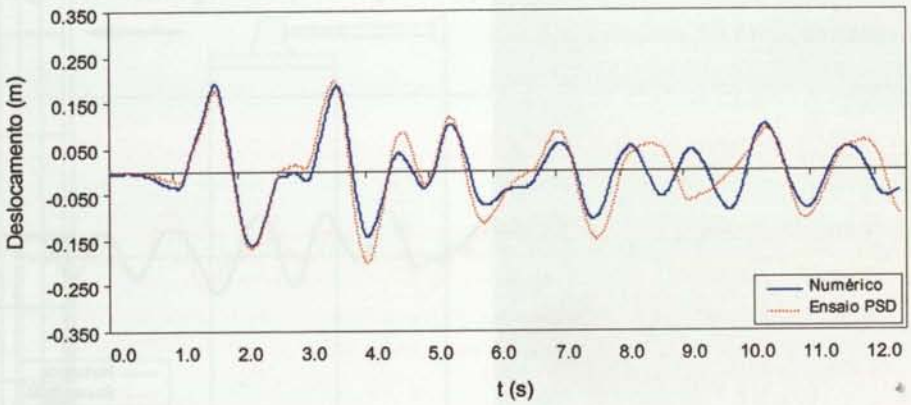


b) pilar P2

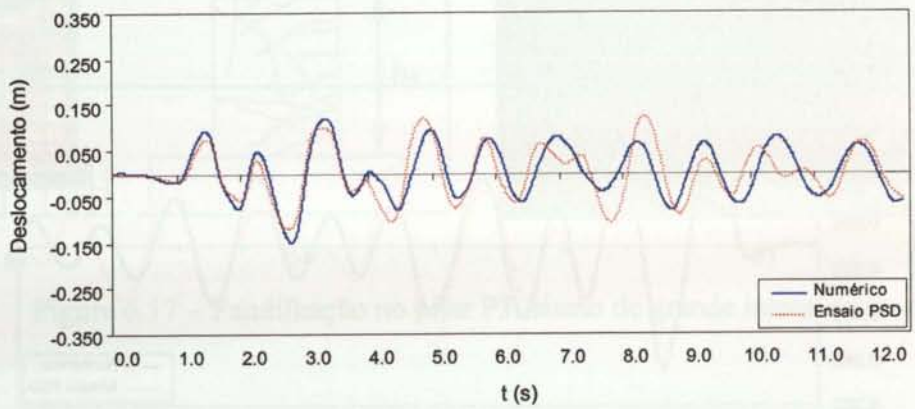


c) pilar P3

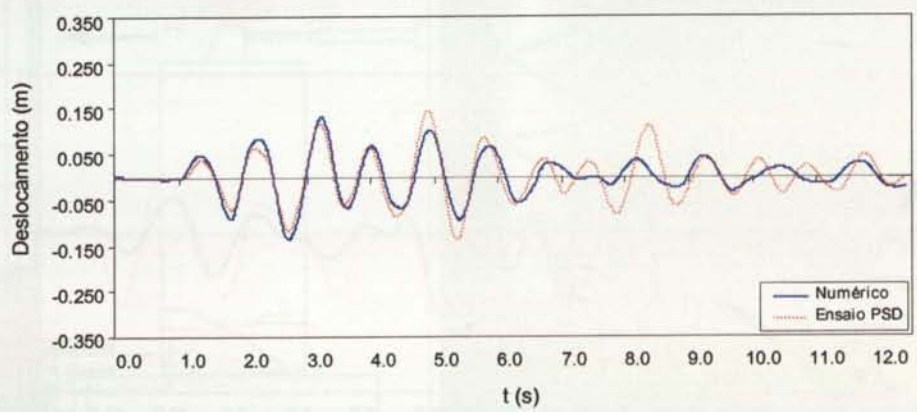
Figura 6.19 - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo de grande intensidade.



d) pilar P4



e) pilar P5



f) pilar P6

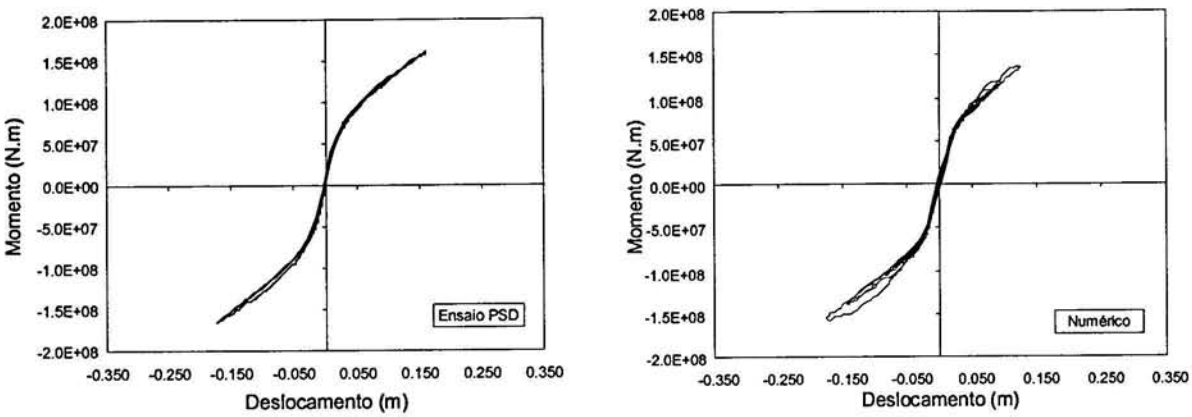
Figura 6.19 (cont.) - Evolução do deslocamento horizontal do topo dos pilares: sismo de grande intensidade.

Verifica-se nesta figura que as respostas numérica e do ensaio são genericamente concordantes na generalidade dos pilares, embora se observe alguma discrepância particularmente na amplitude dos deslocamentos a partir dos 5-6s. Atendendo a que os deslocamentos máximos ocorrem nos primeiros ciclos em praticamente todos os pilares, ou seja antes dos 5s, registam-se também nestes ciclos as maiores incursões no domínio não-linear, pelo que a discrepância apontada para instantes posteriores corresponderá já a uma fase da resposta fortemente influenciada pelo comportamento não-linear dos pilares.

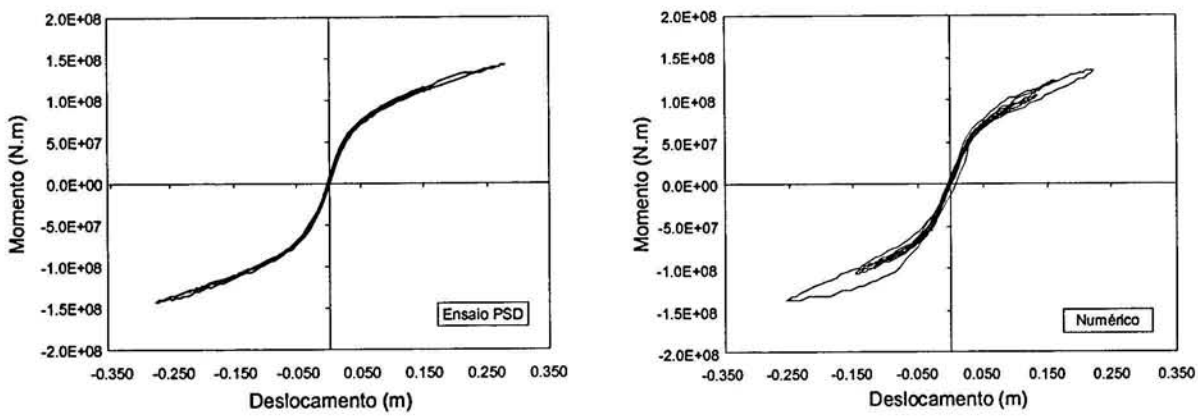
No sentido de clarificar alguns aspectos relacionados com o comportamento não-linear dos pilares, e ainda na perspectiva de avaliar o nível de exploração da não-linearidade inerente a estas respostas, na Figura 6.20 procede-se à comparação das respostas numérica e do ensaio PSD de cada um dos pilares, traduzidas pelos diagramas que reproduzem a evolução conjunta do momento flector da base do pilar e do deslocamento no topo.

Começando por apreciar as respostas dos pilares P3 e P6, aos quais correspondem os modelos físicos ensaiados, pode verificar-se nas Figuras 6.20c e 6.20f que em termos globais as respostas numéricas reproduzem com suficiente aproximação as correspondentes respostas dos ensaios, reflectindo níveis idênticos de incursão no domínio não-linear. No caso particular do pilar P3 observa-se na Figura 6.20c que a resposta numérica reflecte uma menor dissipação histerética de energia relativamente à evidenciada na resposta experimental, resultando este facto essencialmente do efeito de "pinching", que é mais acentuado na resposta numérica como se pode observar. Da observação das Figuras 6.20c e 6.20f pode constatar-se que o modelo numérico reproduziu a dissipação de energia que ocorre no pilar P6 com maior aproximação do que para o pilar P3. Regista-se ainda que no caso do pilar P6 a energia é dissipada num grande número de ciclos, contrariamente ao que acontece no pilar P3 em que praticamente toda a energia é dissipada em 2 ou 3 ciclos.

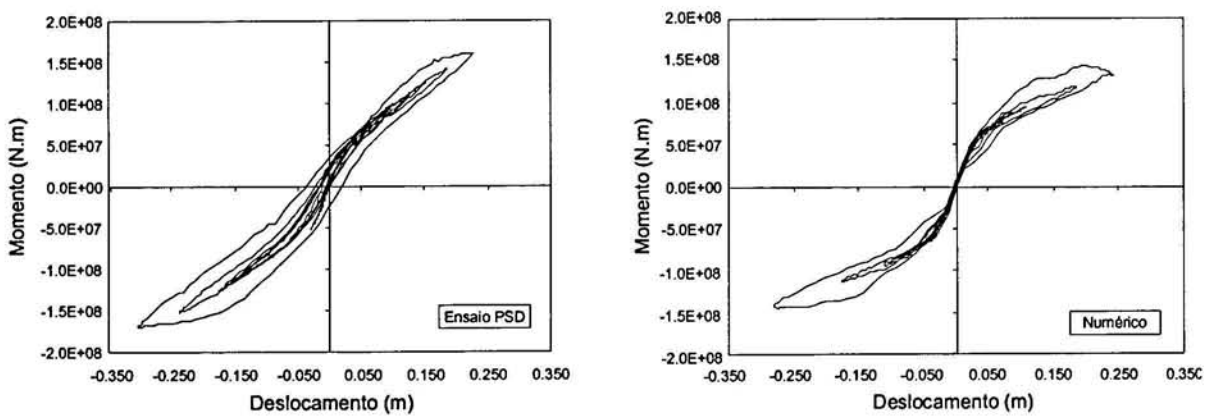
A exploração de níveis importantes de não-linearidade durante num grande número de ciclos acentua como é sabido a degradação material. O pilar P6 encontra-se nestas condições, o que explica o facto de no ensaio PSD se ter registado uma degradação muito acentuada, resultando mesmo na rotura de armaduras, apesar do deslocamento máximo imposto pelo sismo no topo do pilar ($d_{máx} = 133$mm) ser substancialmente mais baixo do que o deslocamento correspondente à rotura no ensaio cíclico ($d_{máx} = 250$mm), este último descrito no Capítulo 5 e envolvendo um número reduzido de ciclos de carga. Esta rotura antecipada, traduzida na degradação de resistência visível na resposta do ensaio PSD (Figura 6.20f), não é captada pelo modelo numérico já que este não incorpora mecanismos de degradação associados à fadiga desenvolvida em poucos ciclos.



a) pilar P1

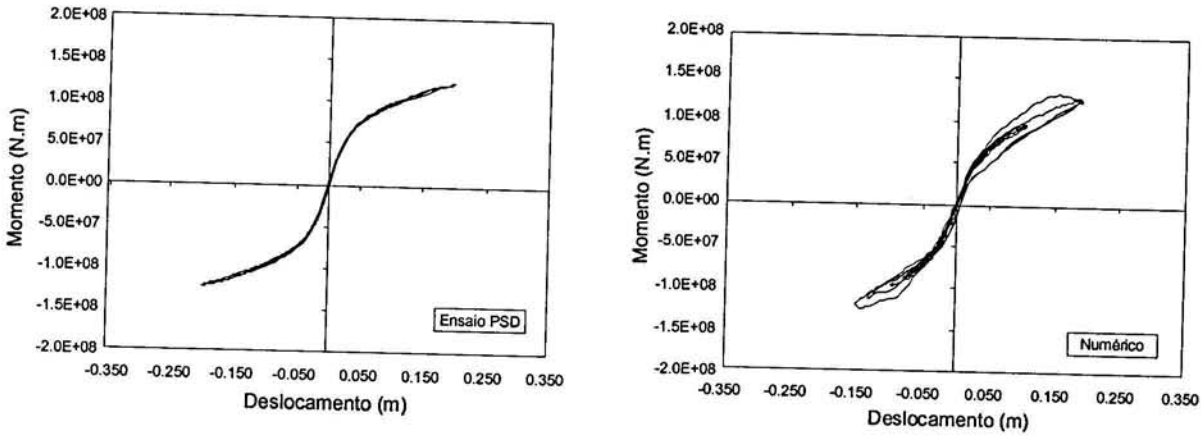


b) pilar P2

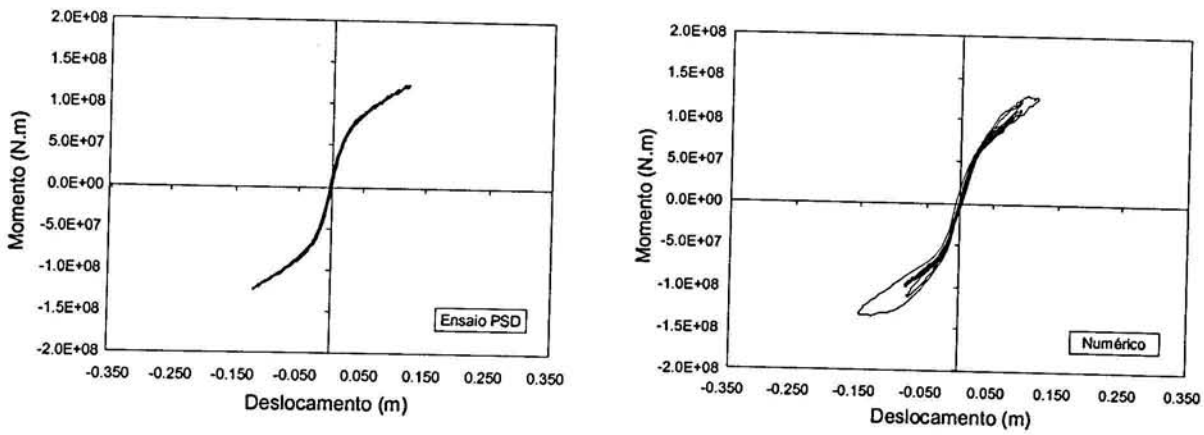


c) pilar P3

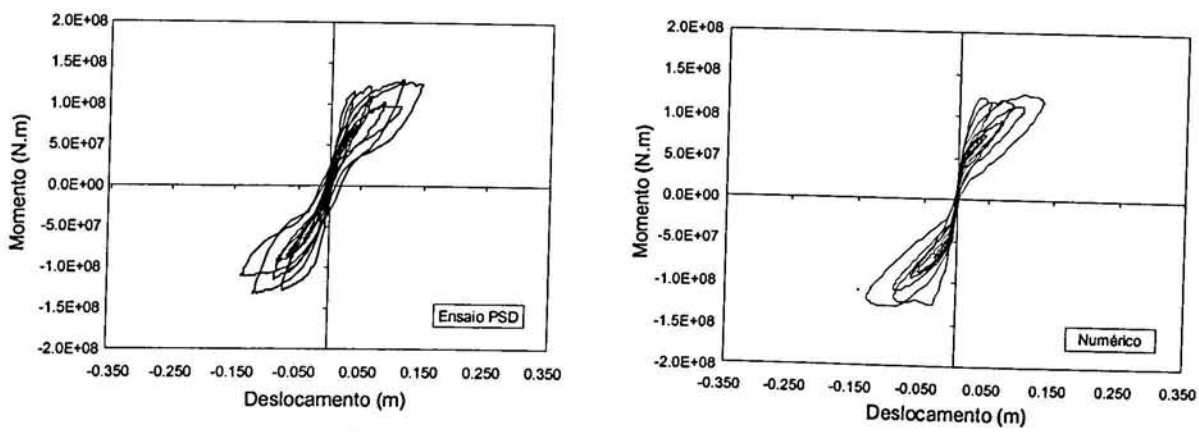
Figura 6.20 - Diagramas momento na base *versus* deslocamento no topo dos pilares: sismo de grande intensidade.



d) pilar P4



e) pilar P5



f) pilar P6

Figura 6.20 (cont.) - Diagramas momento na base *versus* deslocamento no topo dos pilares: sismo de grande intensidade.

Na Figura 6.20 observa-se ainda que no caso dos pilares modelados numericamente no ensaio pseudodinâmico, ou seja, nos pilares P1, P2, P4 e P5, as correspondentes respostas praticamente não traduzem dissipação histerética de energia. Neste aspecto as respostas da modelação numérica aqui proposta, evidenciando alguma dissipação embora que ligeira, são mais concordantes com os resultados experimentais dos modelos físicos, em particular com a resposta experimental do pilar P3. Focando em especial os pilares P2 e P3, com níveis de deslocamento idênticos e tendo a mesma quantidade de armadura, é de esperar que estes pilares apresentem comportamentos similares em termos de dissipação de energia, facto que não se verifica nas respostas dos ensaios pseudodinâmicos, constatando-se por outro lado que sob este aspecto as respostas numéricas são mais consistentes.

Atendendo a estas considerações, parte da discrepância nas respostas da Figura 6.20 será devida à maior ou menor eficiência conseguida nos ensaios PSD na simulação (numérica) do comportamento não-linear dos pilares P1, P2, P4 e P5.

Importa ainda realçar a contribuição de um conjunto de factores que acentuam a complexidade da presente análise sísmica e têm influência nos resultados, como sejam o amortecimento, a resistência à tracção do betão, a natureza assíncrona do sismo, as diferentes escalas consideradas na análise numérica e no ensaio pseudodinâmico, e ainda o facto de nos ensaios pseudodinâmicos se ter recorrido a modelos numéricos para a simulação do comportamento não-linear de 4 pilares da ponte.

Apesar de tudo, a concordância global dos resultados numéricos e dos ensaios pseudodinâmicos permite concluir que as metodologias utilizadas numa e noutra via revelaram ser adequadas para o estudo do comportamento sísmico desta ponte.

6.4.5 Discussão dos principais resultados

Procede-se no presente subcapítulo a uma apreciação global dos resultados obtidos na análise sísmica da ponte, com o principal objectivo de se analisar o seu desempenho nos vários níveis de intensidade sísmica considerados, focando-se com especial atenção os aspectos mais relevantes do comportamento evidenciado pelos pilares.

No sentido de se avaliar os níveis de exigência impostos nos pilares em termos da exploração do seu comportamento não-linear, seleccionaram-se os seguintes parâmetros de controlo:

i) "Drift" correspondente ao topo do pilar, obtido pela razão entre o deslocamento do topo e a altura do pilar;

ii) Ductilidade em deslocamento, definida pela razão entre o deslocamento no topo e o deslocamento correspondente ao início da cedência obtido na resposta monotónica (veja-se o Quadro 5.11).

Os valores destes parâmetros de controlo calculados com base nos resultados obtidos na análise numérica são resumidos no Quadro 6.4 em que é apresentado o valor máximo do "drift" imposto a cada um dos pilares, e no Quadro 6.5 em que é indicada a ductilidade exigida a cada pilar com a ductilidade disponível, esta última calculada com base no valor do deslocamento último da resposta monotónica (veja-se o Quadro 5.11). No sentido de facilitar uma interpretação global destes resultados, nas Figuras 6.21 e 6.22 procede-se ainda à sua apresentação sob forma gráfica.

Quadro 6.4 – Máxima exigência em "drift" (%).

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Sismo de baixa intensidade	0.16	0.24	0.24	0.21	0.11	0.02
Sismo nominal	0.31	0.45	0.37	0.40	0.22	0.07
Sismo de grande intensidade	0.58	0.65	0.74	0.53	0.51	0.79

Quadro 6.5 – Exigência de ductilidade em deslocamento.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Sismo de baixa intensidade	1.2	0.9	1.1	1.2	0.6	0.3
Sismo nominal	2.4	1.8	1.7	2.4	1.3	0.8
Sismo de grande intensidade	4.5	2.5	3.3	3.1	3.0	8.9
Ductilidade disponível (1)	8.0	7.6	8.0	8.8	9.3	13.7

(1) Obtida a partir do deslocamento último da resposta monotónica (veja-se Quadro 5.11).

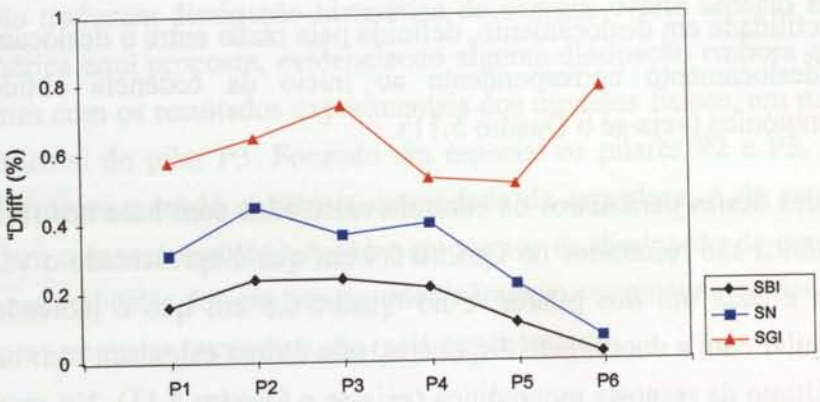


Figura 6.21 – Máxima exigência em "drift".

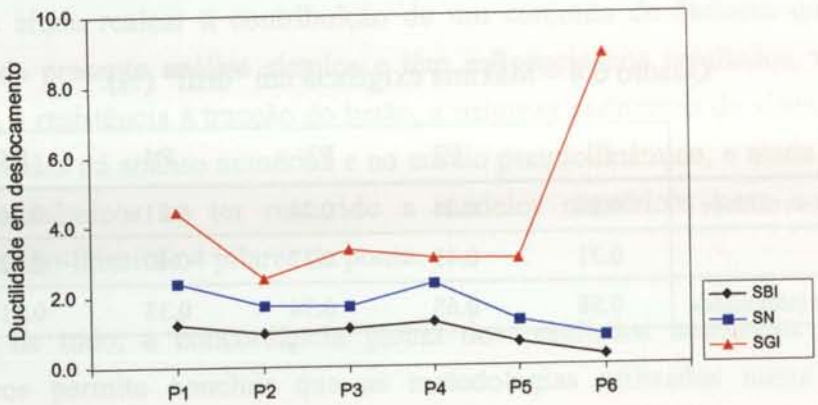


Figura 6.22 – Exigência de ductilidade em deslocamento.

Pode observar-se na Figura 6.21 que a exigência do "drift" no pilar P6 é muito pequena nos sismos de menor intensidade, aumentando drasticamente com o sismo mais intenso, passando de um valor de 0.07% para 0.79%. Nos restantes pilares observa-se um aumento relativamente gradual do "drift" com o aumento da intensidade sísmica. Relativamente à exigência de ductilidade observa-se na Figura 6.22 uma situação perfeitamente análoga, sendo até aqui mais evidente o aumento brusco da exigência de ductilidade do pilar P6 no sismo de maior intensidade. Comparando os valores da ductilidade exigida no sismo de grande intensidade com os valores da ductilidade disponível, podemos observar que à excepção do pilar P6 todos os outros têm ainda uma confortável reserva de ductilidade.

As funções de vulnerabilidade, expressando a evolução de um determinado parâmetro de controlo com a intensidade sísmica, fornecem um bom indicador do desempenho sísmico de uma estrutura, permitindo evidenciar as suas deficiências em termos gerais, ou salientar as deficiências de um dos seus elementos estruturais em particular. De um modo geral é adequado assumirem-se formas exponenciais ou polinomiais de ordem superior para definir estas funções (Powell e Allahabadi (1988), Vaz (1992)), em especial quando são utilizadas em estudos de vulnerabilidade sísmica efectuados num contexto de avaliação de segurança (Delgado (2000)). Na presente situação, e atendendo a que apenas se pretende ilustrar a variação dos parâmetros de controlo com a intensidade sísmica, por uma questão de simplicidade optou-se por definir as funções de vulnerabilidade por troços lineares.

Na Figura 6.23 apresentam-se as funções de vulnerabilidade de cada um dos pilares, as quais traduzem a evolução da exigência do "drift" em função da intensidade sísmica expressa pela razão entre as acelerações a do sismo em causa e as acelerações $a_{nom.}$ do sismo nominal. Verifica-se nesta figura que a variação do "drift" é praticamente linear na generalidade dos pilares à excepção do pilar P6, cuja função de vulnerabilidade aparece nitidamente destacada das restantes, evidenciando um aumento muito significativo do "drift" no sismo de maior intensidade. Na Figura 6.24 são apresentadas as funções de vulnerabilidade dos pilares expressas em termos de exigência de ductilidade. Observa-se que a exigência de ductilidade do pilar P6 é muito pequena nos dois primeiros sismos, sofrendo um aumento extremamente importante com o sismo mais intenso, enquanto que os restantes pilares registam um aumento gradual com o aumento da intensidade do sismo.

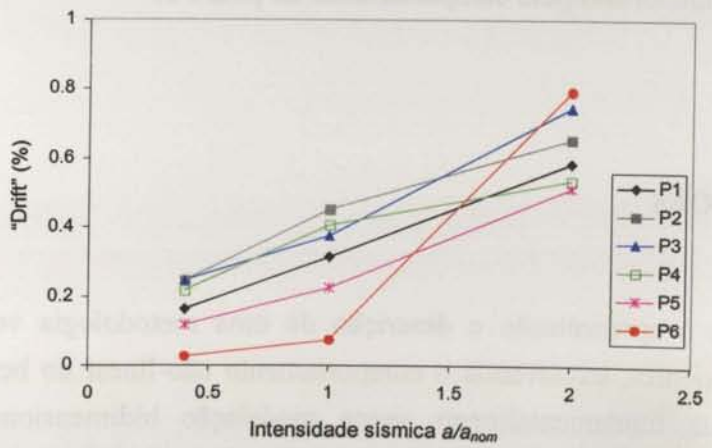


Figura 6.23 – Função de vulnerabilidade: "Drift" - intensidade sísmica.

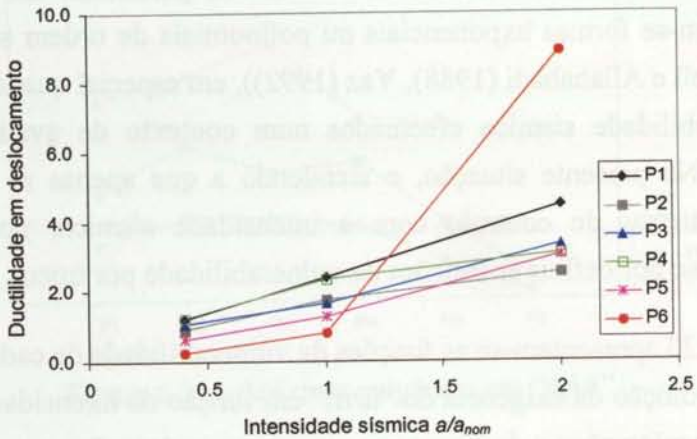


Figura 6.24 – Função de vulnerabilidade: ductilidade - intensidade sísmica.

Estes resultados evidenciam o comportamento irregular da ponte, associado a uma importante alteração da resposta para níveis de intensidade da acção sísmica diferentes, e que resulta fundamentalmente do desempenho evidenciado pelo pilar mais curto P6. O pilar P6 sofre apenas danos muito ligeiros nos dois primeiros sismos, enquanto que os restantes pilares apresentam danos moderados, com cedência de armaduras em alguns casos. A situação altera-se radicalmente no sismo mais intenso, concentrando-se os efeitos do sismo especialmente no pilar P6, que sofre agora danos muito severos. O desempenho sísmico da ponte fica assim condicionado pelo comportamento do pilar P6.

6.5 CONCLUSÕES

Procedeu-se à apresentação e descrição de uma metodologia vocacionada para a análise sísmica de pontes, envolvendo o comportamento não-linear do betão e do aço. Esta metodologia assenta fundamentalmente numa modelação bidimensional da ponte, que envolvendo uma apropriada rotação do tabuleiro e dos pilares, permite reproduzir os aspectos fundamentais do comportamento da ponte quando esta é sujeita a um sismo que induza movimentos na direcção transversal ao tabuleiro. O tabuleiro foi modelado através de elementos finitos em estado plano de tensão, assumindo-se nestes elementos um comportamento elástico. A modelação dos pilares assentou também numa discretização em

estado plano de tensão, mas envolvendo o comportamento não-linear do betão e do aço simulado através dos modelos apresentados no Capítulo 3.

A metodologia numérica proposta foi aplicada à análise sísmica de uma ponte austríaca construída nos anos 70, tendo os correspondentes resultados sido depois comparados com os resultados dos ensaios pseudodinâmicos realizados para a referida ponte pelo JRC. A boa concordância obtida entre os resultados numéricos e os resultados dos ensaios para três níveis de intensidade sísmica revelou a eficiência da estratégia de modelação numérica utilizada na simulação, que incluiu um conjunto apreciável de dificuldades, não só decorrentes do comportamento não-linear evidenciado pelos pilares da ponte, mas também da natureza assíncrona dos sismos considerados.

Foram destacadas as vantagens inerentes à utilização de modelos refinados na simulação do comportamento não-linear de pontes, em particular quando os pilares, como sucede no caso de estudo considerado, apresentam particularidades que não podem ser previstas por modelos simplificados.

Por outro lado , as análises efectuadas demonstraram que mesmo só com recurso a meios de cálculo correntes os modelos refinados utilizados, quando associados a uma apropriada modelação bidimensional, possibilitaram a realização da análise global da ponte, tendo em conta o comportamento sísmico em regime não-linear.

Capítulo 7

CONCLUSÕES

Capítulo 7

CONCLUSÕES

7.1 CONCLUSÕES GERAIS

A presente dissertação foi dedicada ao desenvolvimento de uma metodologia de análise, especialmente vocacionada para a simulação numérica do comportamento sísmico não-linear de estruturas de betão armado, estabelecendo-se ainda como um segundo objectivo a realização de um vasto conjunto de aplicações visando a sua validação, e incidindo sobre estruturas laminares (paredes) ou a elas assimiláveis (os pilares de pontes de secção rectangular oca). No contexto destes objectivos a metodologia foi desenvolvida visando especialmente a sua utilização no âmbito da Engenharia Sísmica, dirigida quer para uma utilização directa no apoio a ensaios laboratoriais – permitindo conhecer *à priori* a resposta estrutural e em seguida adoptar as estratégias mais adequadas à realização dos ensaios –, quer ainda o seu emprego como ferramenta de trabalho capaz de fornecer previsões realistas dos fenómenos que influenciam o comportamento de estruturas de betão armado.

Assim nesta tese foi proposta uma metodologia apoiada na simulação do betão e das armaduras através de uma discretização com elementos finitos, que se conjugou com o emprego de modelos constitutivos adequados à tradução do comportamento não-linear destes materiais.

Face à exigência das análises realizadas o modelo baseado na Mecânica do Dano Contínuo que foi seleccionado para a simulação do comportamento não-linear do betão provou ser adequado para reproduzir os principais fenómenos associados à degradação do betão em tracção e em compressão, recorrendo para o efeito a duas variáveis escalares de dano independentes. Nas situações em que se recorreu a uma discretização 2D a lei de evolução do dano em compressão implementada no modelo, permitiu reproduzir de forma

apropriada os efeitos do confinamento conferido pelos estribos. O modelo constitutivo de Giuffrè-Menegotto-Pinto utilizado para o aço revelou-se igualmente eficiente, sendo além disso dotado de robustez algorítmica, factos que associados à sua simplicidade formal demonstram ter sido adequada a sua escolha para a simulação do comportamento cíclico das armaduras.

De uma forma geral a metodologia adoptada envolveu um bom compromisso entre o nível de sofisticação dos modelos constitutivos utilizados, a sua eficiência computacional e ainda a estratégia de discretização seleccionada, conseguindo-se desta forma obter previsões bastante realistas do comportamento estrutural, como ficou demonstrado no vasto conjunto de aplicações realizadas. A quase totalidade destas aplicações envolveu a simulação numérica de ensaios experimentais, realizados quer em condições quase-estáticas, como foram os casos dos ensaios cíclicos dos modelos físicos de pilares de pontes descritos no Capítulo 5, quer ainda em mesa sísmica, como foram os casos das paredes analisadas no Capítulo 4, ou ainda em condições pseudodinâmicas, correspondentes ao comportamento sísmico da ponte objecto de estudo do Capítulo 6. A comparação das previsões numéricas com os resultados experimentais destes ensaios evidenciou a eficiência da metodologia adoptada, permitindo igualmente a validação das ferramentas numéricas utilizadas.

Comportamento sísmico de paredes estruturais

Relativamente ao estudo do comportamento sísmico de paredes estruturais, a que se dedicou o Capítulo 4, e que se centrou na simulação numérica de um conjunto de ensaios em mesa sísmica realizados no contexto de dois 'benchmark' internacionais, podem destacar-se os seguintes aspectos:

- A metodologia de análise adoptada revelou-se adequada para simulação deste tipo de aplicação, tendo sido possível constatar que os modelos constitutivos utilizados, bem como as estratégias de modelação adoptadas, mostraram uma grande eficácia na previsão da resposta sísmica dos modelos físicos constituídos essencialmente por duas paredes estruturais paralelas, quer no caso em que as paredes foram dimensionadas de acordo com a regulamentação Francesa (Camus 1), quer no caso em que foram adoptadas as disposições do Eurocódigo 8 (Camus 3).

- No caso do Camus 1 o modelo numérico conseguiu captar os efeitos resultantes da peculiar opção de armação adoptada para as paredes deste modelo físico, que inclui a adopção de reduzidas quantidades de armadura, importantes escalonamentos em altura e a existência de grandes extensões da parede sem qualquer armadura. Um dos aspectos mais relevantes a destacar no modelo

numérico relaciona-se com a aptidão por este demonstrada relativamente à determinação das singularidades de comportamento associadas à interrupção das armaduras longitudinais, nomeadamente a formação do mecanismo de escoras e tirantes e a concentração de deformações plásticas.

Em termos globais a resposta numérica confrontou bastante bem com a resposta experimental, quer nos sismos de menor intensidade quer no sismo mais intenso.

- No caso do Camus 3 o modelo conseguiu prever a formação de uma rótula plástica na base da parede, captando com suficiente realismo a concentração das deformações da armadura nesta zona. Em termos gerais a distribuição dos danos em tracção do betão traduziu bem o padrão de fendilhação observado experimentalmente, e obteve-se uma boa previsão da resposta para os vários sismos considerados, quer em termos da evolução temporal dos deslocamentos quer em termos da evolução de forças internas.

O conjunto de análises efectuadas no Capítulo 4 permitiram ainda constatar a significativa influência do amortecimento viscoso nas respostas. As diferentes modalidades propostas para actualização do amortecimento de Rayleigh baseadas na redução desta matriz $\boldsymbol{C}$ após a detecção de danos de tracção no betão, permitiram reduzir a natureza arbitrária com que o amortecimento viscoso habitualmente é considerado nas análises.

Comportamento cíclico de pilares de pontes de secção rectangular oca

Relativamente ao comportamento de pilares de pontes de secção rectangular oca sujeitos a acções cíclicas intensas, objecto de estudo no Capítulo 5 da presente dissertação, puderam extrair-se as seguintes conclusões:

- A validação preliminar efectuada com base nos resultados dos ensaios cíclicos de dois pilares construídos à escala 1:2.5, e dimensionados de acordo com o EC8 – um longo, com 8.4m, e o outro curto, com 2.8m –, revelou que as respostas previstas numericamente se situaram muito próximo das correspondentes respostas experimentais, quer em carga quer em descarga. Esta constatação permitiu destacar o bom desempenho dos modelos constitutivos utilizados na simulação do comportamento não-linear material, bem como a eficiência da estratégia de modelação adoptada, que se apoiou numa discretização 2D.

- Na aplicação ao estudo de um dos pilares da ponte austríaca Talübergang Warth em que se recorreu a uma simulação 3D apoiada numa discretização do betão com elementos de volume, e a uma simulação 2D baseada na discretização do betão

com elementos finitos planos, pode constatar-se que a estratégia assente na modelação 2D se revelou para simulação do comportamento destes elementos com secção rectangular oca.

- O estudo detalhado do conjunto dos pilares da referida ponte permitiu identificar os aspectos mais relevantes do respectivo comportamento não-linear, este muito influenciado pela disposição das armaduras ser bastante singular com significativas reduções na zona inferior, e que na generalidade daqueles elementos se traduziu na transferência da rótula plástica da base para a zona de interrupção das armaduras. As informações resultantes deste estudo foram muito úteis para a adequação das estratégias dos ensaios experimentais cíclicos que se realizaram posteriormente no JRC sobre modelos físicos reduzidos de dois pilares desta ponte. As respostas numéricas obtidas com a metodologia preconizada na presente tese serviram ainda para calibrar os modelos de fibras utilizados em ensaios pseudodinâmicos realizados no JRC em fase posterior.

- A simulação dos ensaios cíclicos realizados no JRC sobre os modelos físicos construídos a escala reduzida de dois pilares da ponte Talübergang Warth evidenciou o bom desempenho dos modelos numéricos utilizados, de que se destaca a capacidade de prever os principais fenómenos com influência no comportamento destes elementos estruturais, nomeadamente os resultantes da diferente pormenorização das armaduras, responsáveis por comportamentos dos dois pilares muito diferenciados. No caso do pilar mais alto o modelo numérico previu correctamente a formação de uma rótula plástica numa zona de interrupção das armaduras longitudinais acima da base, simulando igualmente de forma adequada a resposta do pilar tanto em termos do andamento da curva força-deslocamento como em termos da energia dissipada. O comportamento do pilar mais curto, fortemente condicionado pela reduzida quantidade de armadura longitudinal, caracterizou-se pela formação de uma rótula plástica na base associada à ocorrência de uma macrofenda, fenómenos igualmente captados pelo modelo numérico utilizado na simulação do ensaio experimental.

A validação efectuada com base neste conjunto de aplicações permitiu concluir que a metodologia adoptada é perfeitamente adequada, sendo aplicável ao estudo do comportamento sísmico de pilares de pontes de betão armado de secção rectangular oca, possibilitando a obtenção de previsões realistas do respectivo comportamento.

Análise sísmica de pontes

A modelação adoptada para a análise sísmica da ponte Talübergang Warth descrita no Capítulo 6, apoiou-se numa estratégia em que o tabuleiro e os pilares foram dispostos de forma apropriada num plano tirando partido do facto de a vibração da ponte ser essencialmente transversal. Desta forma foi possível recorrer a uma discretização 2D, o que permitiu efectuar a análise global da ponte com recurso a meios de cálculo correntes, utilizando os mesmos modelos constitutivos adoptados para a simulação do comportamento de elementos estruturais isolados.

Os resultados obtidos com a metodologia proposta foram depois comparados com os resultados dos ensaios pseudodinâmicos realizados pelo JRC, tendo sido evidenciada a adequabilidade da estratégia numérica adoptada. Pôde constatar-se que os aspectos mais relevantes do comportamento sísmico da ponte foram captados numericamente, nomeadamente o resultante de a resposta global da ponte ser condicionada pelo mau desempenho do pilar mais curto. No decurso dos 3 sismos considerados a evolução do deslocamento obtido numericamente no topo cada pilar foi comparada com a correspondente resposta obtida no ensaio pseudodinâmico, tendo-se registado um bom ajuste sobretudo tendo em consideração a natureza assíncrona da acção sísmica que implica a imposição de diferentes movimentos nas sapatas dos pilares e nos encontros.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

As ferramentas numéricas descritas, validadas com base num vasto conjunto de resultados experimentais, permitem o desenvolvimento de novos estudos, quer para o apoio à investigação (numérica e experimental), quer mesmo para apoio ao projecto. Numa linha de continuidade com o trabalho desenvolvido na presente dissertação, nos parágrafos seguintes são apontados alguns pontos que poderão servir de linhas de orientação para desenvolvimentos futuros.

- A implementação de um modelo que permita simular os mecanismos de aderência entre as armaduras e o betão assume uma particular importância, permitindo alargar o campo de aplicação da metodologia proposta a situações em que o escorregamento das armaduras seja relevante.

- Apesar do contributo dado na presente tese para uma melhor simulação do amortecimento viscoso, a natureza artificiosa do procedimento proposto, baseado na actualização da matriz de amortecimento de Rayleigh, é ainda insatisfatória, pelo que esta questão deve merecer uma atenção especial em termos de investigação futura. Uma forma consistente de resolução deste problema passará pelo melhoramento dos modelos constitutivos, por forma a que estas sejam capazes de reproduzir as diversas fontes de dissipação de energia, incluindo os que têm lugar em estádios de deformação incipientes como os geralmente associados ao domínio elástico. No entanto este objectivo não se afigura alcançável sem se aumentar consideravelmente a complexidade dos modelos constitutivos, o que deverá merecer alguma atenção para não inviabilizar a sua utilização em análises que envolvam um grande número de graus de liberdade.

- A utilização das ferramentas numéricas desenvolvidas poderá ser estendida ao estudo de soluções de reforço de paredes estruturais e de pilares de pontes, nomeadamente através do recurso a materiais compósitos. Para isso deverão ser introduzidos modelos constitutivos que permitam simular o comportamento destes novos materiais, incluindo a modelação da aderência entre o compósito e o betão, através da inclusão de um elemento de interface que tenha em conta o comportamento das resinas habitualmente utilizadas na ligação.

- Um outro aspecto que justifica ainda um esforço em termos de investigação prende-se com o desempenho sísmico das paredes estruturais, nomeadamente com os aspectos relacionados com o projecto deste tipo de elementos. A ferramenta desenvolvida poderá ser utilizada com naturais vantagens na avaliação do desempenho sísmico de diferentes soluções, com distintos arranjos de armaduras, e ainda proceder a estudos comparativos entre as soluções obtidas através da aplicação das regras contidas em diferentes regulamentos sísmicos. A análise de paredes estruturais que incluam aberturas e zonas de variação de secção poderá igualmente ser conduzida a partir da aplicação da metodologia de análise proposta neste trabalho.

BIBLIOTECA F.E. PORTO

REFERÊNCIAS

REFERÊNCIAS

A

Ayoub, A. e Filippou, F. (2000) – Nonlinear Finite-Element Analysis of RC Shear Panels and Walls – *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol 124(3), pp 298-308.

ATC (1996) – Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations – *Report No. ATC-32-1* , Applied Technology Council, Redwood City, California, U.S.A.

Arêde, A. (1997) – Seismic Assessment of Reinforced Concrete Structures with a New Flexibility Based Element – *Tese de doutoramento*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

B

Bhattacharjee, S. e Léger, P. (1993) – Seismic Cracking and Energy Dissipation in Concrete Gravity Dams – *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, Vol 22, pp 991-1007.

Bathe, K.J. (1982) – Finite Element Procedures in Engineering Analysis – *Prentice-Hall Inc.*, Englewood Cliffs, New Jersey U.S.A.

Bisch, P. e Coin, A. (1998) – The Camus research. – *Proc. 11th Europ. Conf. on Earth. Eng.*, Paris, França.

C

Caltrans (1998) – Bridge Design Specifications Manual – *California Department of Transportation, Division of Structures*, Sacramento, California, U.S.A.

Clough, R. W. e Penzien, J. (1975) – Dynamic of Structures – McGraw-Hill Kogakusha, Lta., Tóquio, Japão.

CIB-RI (1998) – CAMUS International Benchmark – Report I, Mock-Up and Loading Characteristics. Specifications for the Participants Report – *Report SEMT/EMSI/RT/98-066A*, CEA, França.

CIB-RII (1998) – CAMUS International Benchmark – Experimental Results. Synthesis of the Participants Reports - *Report SEMT/EMSI/RT/98-067A*, CEA, França.

Combescure, D. (1999) – CAMUS 3 International Benchmark: Report I – Specimen and Loading Characteristics Specifications for the Participants Report – *Report*, CEA, França.

Combescure, D. e Chaudat T. (2000) – Icons European Program Seismic Tests on RC Bearing Walls: CAMUS 3 Specimen – *Report SEMT/EMSI/RT/00-014A*, CEA, França.

Combescure, D. (2001a) – CAMUS 3 International Benchmark: Participants Reports – Preditive Calculations – *Report*, CEA, França.

Combescure, D. (2001b) – CAMUS 3 International Benchmark: Participants Reports – Post-Test Calculations – *Report*, CEA, França.

Comité Européen de Normalisation, (1994) *Eurocode 8 - Structures in Seismic Regions – Design – Part 2: Bridges*, Bruxelas.

D

Delgado, R., Faria, R. e Vila Pouca, N. (1999) – Numerical Models for the Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Bridge Piers Under Seismic Loads – *Technical Report for the VAB European Project* "Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Delgado, P. (2000) – Vulnerabilidade Sísmica de Pontes – *Tese de mestrado*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

E

EASY (1997) *Earthquake Engineering Slide Information System*
URL: http://www.ikpir.fgg.uni-lj.si/easy/

El-Aidi, B. e Hall, J. (1989) – Non-Linear Earthquake Response of Concrete Gravity Dams – Part 1: Modelling. – *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, Vol18, pp 837-851.

EQE (1989) – The October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake – *EQE reconnaissence report*, URL: http://www.eqe.com/publications/lomaprie/lomaprie.htm

EQE (1994) – The January 17, 1994 Northridge, CA Earthquake – *EQE Summary report*, URL: http://www.eqe.com/publications/northridge/northridge.html

EQE (1995) – The January 17, 1995 Kobe Earthquake – *EQE Summary report*, URL: http://www.eqe.com/publications/kobe/kobe.htm

F

Faria, R., e Oliver, X. (1993) - A Rate Dependent Plastic-Damage Constitutive Model for Large Scale Computations in Concrete Structures - *Monografia CIMNE Nº 17*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, Espanha.

Faria, R. (1994) – Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão Através de Um Modelo de Dano Continuo – *Tese de doutoramento*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Faria, R.; Oliver, J. and Cervera, M. (1998) - A Strain-Based Plastic Viscous-Damage Model for Massive Concrete Structures - *Int. J. Solids Structures*, **35**(14), 1533-1558.

Faria, R., Vila Pouca, N. e Delgado, R. (1999) – Seismic Behaviour of a RC Wall: Numerical Simulation and Experimental Validation – *Proc. IV Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería (CD-ROM)*, Sevilha, Espanha.

Faria, R., Vila Pouca, N. e Delgado, R. (1999) – Report on Non-Linear Modelling of Piers with Damage Models – *Report N. 3/1 and Deliverable N. 5 for the VAB European Project* "Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Faria, R., Vila Pouca, N. e Delgado, R. (2000a) – Modelação Numérica do Comportamento Cíclico de Pilares de Pontes de Betão Armado – *Proc. VI Congresso Nacional de Mecânica Aplicada e Computacional, Universidade de Aveiro, Aveiro*, pp. *827-836.*

Faria, R. Vila Pouca, N. e Delgado, R. (2000b) – Seismic Behaviour of R/C Bridge Piers: Numerical Simulation and Experimental Validation – *Proc. 12th World Conf. on Earth. Eng.*, Auckland, Nova Zelândia.

Faria, R., Vila Pouca, N. e Delgado, R. (2001) – Numerical Models to Predict the Nonlinear Behaviour of Bridge Piers Under Severe Earthquake Loading – *Report N. 3/2 and Deliverable N. 6 for the VAB European Project* "Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Fenves, G.L. e Ellery, M. (1998) – Behavior And Failure Analysis Of A Multiple-Frame Highway Bridge In The 1994 Northridge Earthquake – *Report No. PEER 98/08*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, U.S.A.

Flesch R., Stebernjak B., e Freytag B. (1999) – System identification of bridge Warth/ Austria – *Proceedings EURODYN'99.*, Vol. 2, pp 813-818.

Flesch, R., Darin, E., Delgado, R., Pinto, A., Romanelli, F., Barbat, A. e Kahan, M. (2000) – Seismic Risk Assessment of Motorway Bridge Warth/Austria – *Proc. 12th World Conf. on Earth. Eng.*, Auckland, Nova Zelândia.

G

Giuffrè, A. e Pinto, P. (1970) – Il Comportamento del Cemento Armato Per Sollecitazione Ciclice di Forte Intensitá – Giornale del Genio Civile, Maggio.

Guedes, J. (1997) – Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Bridges. Modelling, Numerical Analysis and Experimental Assessment – *Tese de doutoramento*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

H

Hilber, H.M., Hughes, T.J., e Taylor, R.L. (1977) – Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics – *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, Vol. 5, pp. 283-292.

Hughes, T.J. (1987) – The Finite Element Method – Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis – *Prentice-Hall, Englewood Cliffs*, New Jersey, U.S.A.

Hwang, S., Fang, W., Lee, H. and Yu, H (2001) – Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls – *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol 127(1), pp 43-50.

I

Ishibashi, T., e Okamura, H. (1997) – Study on the Design Earthquake Resistance and Degree of Earthquake Damage of Reinforced Concrete Viaducts – *Cement and Concrete Composites*, Elsevier, Vol. 19, pp 193-201.

K

Kent, D. C. e Park, R. (1971) – Flexural Members with Confined Concrete - *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol 97 (7), pp. 1969-1990.

King, S. e Rojahn, C. (1998) – Performance of Buildings Near Strong-Motion Recording Sites in the 1994 Northridge Earthquake – *Proc. 11th Europ. Conf. on Earth. Eng.*, Paris, França.

Kupfer, H.B., Hilsdorf, H.K. e Rusch, H. (1969) – Behaviour of Concrete Under Biaxial Stresses - *J. Am. Conc. Inst.*, Vol. 66, Nº 8, pp. 656-666.

Kwan, A. K. (1996) – Shear Lag in Shear/Core Walls – *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol 122 (9), pp 1097-1104.

L

Légeron F., Mazars, J. e Paultre, P. (1998) – Cyclic and Seismic Modelling of Concrete Structures Using Damage Model and Multilayered Beam Elements. – *Proc. 11th Europ. Conf. on Earth. Eng.*, Paris, França.

Lehman, D. and Moehle, J. (1998) – Influence of Longitudinal Reinforcement Ratio on Column Response. – *Proc. 11th Europ. Conf. on Earth. Eng.*, Paris, França.

Lemaitre, J. e Chaboche J.L. (1978) – Aspects Phénoménologiques de la Rupture par Endommagement – *J. Méc. Appl.*, Vol. 2, Nº 3, pp. 317-365.

M

Manfredi, G. and Pecce, M. (1998) – Effectiveness of the Plastic Hinge Length in the Assessment of the Rotation Capacity of R.C. Columns. – *Proc. 11th Europ. Conf. on Earth. Eng.*, Paris, França.

Menegotto, M. e Pinto, P. (1973) - Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of

elements under combined normal force and bending - *IABSE Symp. Resist. Ultimate Deform. of Struct. Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Final Report, Lisboa.

Miranda, I., Ferencz, R.M. e Hughes, T.J. (1989) – An Improved Implicit-Explicit Time Integration Method for Structural Dynamics – *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, Vol. 18, pp. 643-653.

N

NCEER (1995) – Preliminary Reports from the Hyogo-Ken Nambu Earthquake of January 17, 1995 – *The National Center for Earthquake Engineering Research*, State University of New York at Buffalo, Buffalo, U.S.A.

O

Oesterle, R. (1986) – Inelastic Analysis for in-plane Strength of Reinforced Concrete Shear Walls – *PhD dissertation*, Northwestern University, Evanston, U.S.A.

Oliveira, C., Azevedo, J., Delgado, R., Costa, A.G. e Costa, A.C. (1995) – O Sismo de Northridge, Los Angeles, de 17 Janeiro de 1994 Ensinamentos para Portugal – *IST, FEUP,* Portugal.

Oliver, J., Cervera, M., Oller, S. e Lubliner, J. (1990) - Isotropic Damage Models and Smeared Crack Analysis of Concrete - *Proc. 2nd Int. Conf. on Comp. Aided Analysis and Design of Conc. Struct.*, Zell am See, Áustria, pp. 945-957.

P

Palumbo, P. (2001) – Linear finite element modelling and updating – *Final Report in Task 2 of E.C. Environment Programme RTD Project ENV-CT-0594*, Enel.Hydro / B.U. Ismes, Itália.

Park, R., Priestley, M. e Gill, W. (1982) – Ductility of Square-Confined Concrete Columns - *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol 108 (4), pp. 929-950.

Pauley, T e Priestley, M. (1992) – Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings – *John Wiley & Sons*, Inc., USA.

Pinho, R. (2000) – Selective Retrofitting of RC Structures in Seismic Areas - *Ph.D. thesis*, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, Londres, Inglaterra.

Pinto, A., Verzeletti, G., Pegon, P., Magonette, G., Negro, P. e Guedes, J. (1996) – Pseudo-Dynamic Testing of Large-Scale R/C Bridges - *Report EUR 16378 EN*, Joint Research Centre, Ispra, Itália.

Pinto, A., Pegon, P., Magonette, G., Molina, J., Buchet, P. & Tsionis, G. (2001a) – Pseudodynamic Tests with Non-linear Substructuring and Asynchronous Motion of an Existing RC Bridge (Warth Bridge) – *EUR Report EN*, Joint Research Centre, ISIS, Ispra, Itália.

Pinto A, Molina J e Tsionis G. (2001b) – Cyclic Test on a Large-scale Model of an Existing Tall Bridge Pier (Warth Bridge - Pier A40) – *EUR 19907 EN*, Joint Research Centre, ISIS, Ispra, Itália.

Pinto A, Molina J e Tsionis G. (2001c) – Cyclic Test on a Large-scale Model of an Existing Short Bridge Pier (Warth Bridge - Pier A70) – *EUR 19901 EN*, Joint Research Centre, ISIS, Ispra, Itália.

Powell, G. e Allahabadi, R. (1988) – Seismic Damage Predictions by Deterministic Methods: Concepts and Procedures – *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 719-734.

Priestley, Seible, F. E Calvi, G. (1992) – Seismic Design and Retrofit of Bridges – John Wiley & Sons, Inc., USA.

R

Ragueneau, F.,La Borderie, C. e Mazars, J. (2000) – Damage Model for Concrete-like Materials Coupling Cracking and Friction, Contribution Structural Damping: First Uniaxial Applications – *Mech. Cohes.-Frict. Mater.*, Vol 5, pp 607-62, John Wiley & Son.

S

Sasani, M. e Kiureghian, A. (2001) – Seismic Fragility of RC Structural Walls: Displacement Approach - *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol 127 (2), pp 219-228.

Simo, J.C. e Ju, J.W. (1987a) – Strain- and Stress-Based Continuum Damage Models – I. Formulation - *Int. J. of Solids and Struct.*, Vol. 23, Nº 7, pp. 821-840.

Sollogoub, P., Combescure, D., Queval, J. e Chaudat, T. (2000) – In Plane Seismic Behaviour Of Several 1/3rd Scaled R/C Bearing Walls – Testing and Interpretation Using Non

Linear Numerical Modelling. - *Proc. 12th World Conf. on Earth. Eng.*, Auckland, Nova Zelândia.

T

Talübergang Warth (1975) - Talübergang Warth Bridge Drawings ,H. Rella & Co., Áustria

Tanabe, T. (1999) – Comparative Performances of Seismic Codes For Concrete Structures – *Proc. International Seminar on Comparative Performances of Seismic Codes For Concrete Structures*, Elsevier, Amsterdão, Holanda.

TU-Graz report no. TUG TA 99/0314 (1999) – Dynamic insitu test of bridge WARTH/Austria– *BRITE/EuRam BE96-3157*, SIMCES.

U

USGS (1996) – Response to an Urban Earthquake Northridge '94 – *Open-File Report 96-263*, U.S. Geological Survey, Denver, Colorado, U.S.A.

V

Vargas-Loli, L. e Fenves, G. (1989) – Effects of Concrete Cracking on the Earthquake Response of Gravity Dams – *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, Vol 18, pp 575-592.

Vaz, T. (1992) – Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares de Betão Armado – Verificação da Segurança - *Tese de doutoramento,* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Vecchio, F. J. (2000) – Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation – *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol 126(9), pp 1070-1077.

Vila Pouca, N., Faria, R. e Delgado, R. (1998) - Prediction Analysis of a Reduced Scale Wall Building – *Relatório sobre a Participação da FEUP no "CAMUS 1 International Benchmark* – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Vila Pouca N., Faria R., e Delgado R. (1999) – Modelação Numérica do Comportamento Sísmico de Elementos Laminares em Betão Armado – *Proc. 4º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve, Faro, Vol. 2, pp. 67-76.

Vila Pouca N., Faria R. e Delgado R. (2000) – Numerical Simulation of the Seismic Behaviour of a Reduced Scale RC Wall Building – *Relatório sobre a Participação da FEUP no "CAMUS 3 International Benchmark"*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Vila Pouca N., Faria, R. e Delgado, R. (2001) – Modelação Numérica do Comportamento Sísmico de Pontes – *Submetida ao 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Ponta Delgada, Açores.

W

Watson, S., Zahn, F. e Park, R. (1994) – Confining Reinforcement for Concrete Columns – *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol 120(6), pp 1798-1823.

Watson, S. e Park, R. (1994) – Simulated Seismic Tests on Reinforced Concrete Columns – *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol 120(6), pp 1825-1849.

FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
BIBLIOTECA
0000065122