

SIMULAÇÃO NUMÉRICA E VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PILARES OCOS DE PONTES DE BETÃO ARMADO

ANDRÉ MANUEL BESSA MONTEIRO

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

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Co-Orientador: Professor Doutor Nélson Saraiva Vila Pouca

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

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

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

Aos meus Pais e irmã

It is hard to fail, but it is worse never to have tried to succeed

Theodore Roosevelt

AGRADECIMENTOS

Recapitulando brevemente o trajecto efectuado na elaboração desta tese é, de forma natural, que manifesto uma palavra de apreço e reconhecimento ao contributo dado por todos que, directa ou indirectamente, nela se envolveram, nomeadamente:

- Ao professor António Arêde, pelo interesse demonstrado a respeito do trabalho desenvolvido, bem como a dedicação e apoio subjacentes à forma como garantiu, quer por intervenção directa ou por cedência de infundável bibliografia, que tal decorria sempre nas melhores condições de execução e orientação. Adicionalmente, pelo incentivo à tomada de decisão que levou a uma mudança na minha vida culminada com a oportunidade de integrar, durante este período, a equipa de investigação do LESE.
- Ao professor Néilson Vila Pouca, pelo clarividente e enorme conhecimento transmitido, em longas e frutíferas conversas sobre as mais variadas matérias, que não só ajudou a manter uma linha de orientação estável para o trabalho desenvolvido, como dissipou imensas dúvidas nascidas ao longo mesmo.
- Ao Pedro Delgado, pelo acompanhamento e presença constantes, manifestadas num inegável e amigável espírito de entreajuda, que propiciou inúmeras discussões sobre os resultados obtidos e eventuais formas de os melhorar, bem como pela disponibilidade de muito material sem o qual este trabalho não teria sido possível.
- Aos amigos e colegas de sala: Bruno Silva, Diogo Coutinho, Filipe Neves, João Milheiro, Rui Ribeiro, Tiago Ilharco, Valter Lopes e também a todas as outras pessoas com quem tive a oportunidade de privar com alguma frequência neste trajecto, pelos momentos salutareos de boa disposição, alegria e camaradagem, bem como pelas agradáveis e tantas vezes enriquecedoras, discussões com que o adornaram.
- Ao Eng^o Jorge Barata, pela escola de vida que me transmitiu, pela força que me levou a desenvolver e por, basicamente, acreditar em mim.
- Aos meus pais e irmã, pela paciência e carinho com que, desde que me lembro, me têm vindo a ensinar o significado de verdadeiramente ser “família”. Pelo apoio dado quando as dificuldades aparecem, ou simplesmente nas tantas vezes que a disposição não é a melhor. Pela forma incansável com que me transmitem a sua experiência e me tentam iluminar o caminho.

O meu mais sincero obrigado!

RESUMO

No contexto da engenharia sísmica, o estudo do comportamento de pilares de pontes há muito que é levado a cabo sob perspectivas de melhoramento das premissas de dimensionamento e desenvolvimento de técnicas de reforço adequadas. Os pilares ocos, pelas suas características ímpares ao nível da relação massa/rigidez e pela economia que, normalmente, conseguem na materialização construtiva das condições de apoio de um tabuleiro são encontrados, muitas vezes, associados a pontes.

Com o objectivo do estudo dos fenómenos inerentes ao comportamento de pilares ocos de pontes, de betão armado, foi realizada no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) uma campanha experimental focada em ensaios cíclicos de modelos reduzidos à escala 1:4. Nesse âmbito, esta dissertação apresenta vários modelos numéricos baseados em técnicas usuais de modelação que foram construídos num programa de cálculo estrutural com elementos finitos, de nome CAST3M (tendo em conta o comportamento não-linear dos materiais), cujo objectivo era reproduzir os resultados experimentais e permitir uma análise detalhada dos mesmos. É dado destaque às simulações efectuadas com recurso ao modelo de dano apresentado, que tem revelado boa capacidade de captar o comportamento cíclico de pilares ocos.

A estratégia de modelação adoptada é descrita com pormenor, focando-se vários aspectos como pormenores geométricos de geração de malhas de elementos finitos e calibração de leis constitutivas adequadas, sendo os resultados validados através da comparação com os referidos dados experimentais. Os modelos construídos permitiram, posteriormente, o estudo dos fenómenos envolvidos no comportamento cíclico dos pilares ocos e, nomeadamente, da influência de algumas questões de base no mesmo, como sendo a disposição e quantidade de armadura transversal ou o tipo de secção. É dado destaque à dicotomia existente entre o comportamento típico de corte e de flexão, pela filosofia diferente que o controlo das questões associadas a cada um requer.

Finalizando, são discutidas as potencialidades das técnicas de modelação usadas no contexto da simulação de ensaios cíclicos de pilares de pontes de betão armado, bem como os pontos fortes e as fragilidades da estratégia usada, sendo apontadas algumas perspectivas de possível desenvolvimento e melhoramento da mesma.

PALAVRAS-CHAVE: Pilares ocos de betão armado, Comportamento cíclico não-linear, Rotura por Corte, Simulação numérica, Modelo de Dano, Armadura transversal.

ABSTRACT

On the context of seismic engineering, bridge piers' behaviour has been under the investigational scope for a long time now, regarding the improvement of available design principles and development of adequate retrofit techniques. Hollow piers, due to the mass/stiffness ratio for which they're usually known, as well as the economy they can bring when used as such, are very often seen built as bridge deck supports.

With the study of RC hollow bridge piers' behaviour in mind, there was an experimental campaign carried out at LESE (Laboratory of Seismic and Structural Engineering) from FEUP (Faculty of Engineering of Porto University) focused on cyclically loaded, 1:4 scaled test specimens. As a follow-up, this thesis presents several numerical simulations (taking non-linear material behaviour into account) built with usual modelling techniques in a finite element based, structural analysis program named CAST3M, whose objective was to reproduce the previously mentioned test results and, as such, allow a detailed analysis on them. Special attention is given to the simulations made with the presented damage model, which has been showing good ability to capture hollow piers' cyclic behaviour.

The adopted modelling strategy is thoroughly described, emphasising issues such as finite element meshes' construction and the calibration of adequate material constitutive laws, results of which are validated through the comparison with the experimental data. The aforementioned models then allowed the study of hollow piers' cyclic behaviour through some analytical results which targeted the phenomena involved therein, and also through the influence of some of the baseline questions deeply tied with the specimens at hand, namely, the transverse reinforcement ratio and detailing or the cross-section type. Special attention is also given to the relation between shear-oriented and flexural-oriented behaviour as the control of the issues related to each of them must be handled in quite a different way.

Finally, the potential of the modelling techniques herein used is discussed in the context of cyclic RC hollow bridge piers' tests simulations and its pros and cons are appointed, while showing some improvement perspectives highlighting possible future works.

KEYWORDS: RC Hollow piers, Non-linear cyclic behaviour, Shear Failure, Numerical simulation, Damage Model, Transverse Reinforcement.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO E ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJECTIVOS.....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
2. ESTADO DA ARTE: PILARES OCOS DE BETÃO ARMADO SOB ACÇÕES CÍCLICAS HORIZONTAIS	5
2.1. CONSIDERAÇÕES GENÉRICAS	5
2.2. COMPORTAMENTO DE PILARES OCOS DE SECÇÃO QUADRANGULAR	11
3. MODELAÇÕES NUMÉRICAS	19
3.1. TÉCNICAS BASEADAS EM LEIS CONSTITUTIVAS.....	19
3.1.1. MODELO DE DANO CONTÍNUO	19
3.1.2. MODELO DE FIBRAS	28
3.1.1. MODELO DE MENEGOTTO - PINTO	35
3.2. TÉCNICAS BASEADAS EM LEIS FENOMENOLÓGICAS	37
3.2.1. MODELO DA RÓTULA PLÁSTICA CONCENTRADA.....	37
3.2.2. MODELO DE FLEXIBILIDADE	40
4. CASOS DE ESTUDO	45
4.1. CAMPANHA EXPERIMENTAL.....	45
4.2. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO	45
4.2.1. MODELO DE DANO CONTÍNUO	51
4.2.2. MODELO DE FIBRAS	65
4.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	68

5. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	69
5.1. MODELO DE DANO – VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL	69
5.1.1. PILAR PO1 – N4 – E1	69
5.1.2. PILAR PO1 – N5 – E1	74
5.1.3. PILAR PO1 – N6 – E1	77
5.1.4. PILAR PO2 – N4 – E1	81
5.1.5. PILAR PO2 – N5 – E1	85
5.1.6. PILAR PO2 – N6 – E1	88
5.2. MODELO DE FIBRAS – VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL	93
5.3. ESTUDO COMPARATIVO	94
5.3.1. TIPO DE PORMENORIZAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL	94
5.3.2. TIPO DE SECÇÃO TRANSVERSAL	95
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	97
BIBLIOGRAFIA	99
ANEXOS	103
A. CONSTRUÇÃO DE MODELO EM CAST3M	A.i
B. CALIBRAÇÃO DE CURVAS DE BETÃO COM O MODELO DE DANO CONTÍNUO EM CAST3M	B.i

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Viaduto de Millau, França (www.viaducdemillau.com (2009)); Fase de construção (esquerda), Em serviço (direita)	6
Figura 2.2 – Mapa epicentral do sismo de Northridge (Mitchell <i>et al.</i> (1995))	7
Figura 2.3 – Rotura de pilar na <i>Interstate 10</i> (Mitchell <i>et al.</i> (1995)).	8
Figura 2.4 – Rotura de pilar na <i>State Route 118</i> (EERI (1995a))	8
Figura 2.5 – Intensidades observadas na região de Kobe (escala JMA) segundo a <i>Japan Meteorological Agency</i>	9
Figura 2.6 – Colapso do viaduto Higashi-Nada (EERI (1995b))	9
Figura 2.7 – Rotura de pilar no sismo de Kobe (Moehle <i>et al.</i> (2000))	10
Figura 2.8 – Pilares colapsados na ponte de Hsiaoyudong (Lin <i>et al.</i> (2008))	11
Figura 2.9 – Parâmetro “ <i>wall-slenderness</i> ”, definido por X_u/t	11
Figura 2.10 – Secção transversal tipo (Yeh <i>et al.</i> (2002))	12
Figura 2.11 – Rótula plástica com encurvadura dos varões longitudinais (Yeh <i>et al.</i> (2002))	13
Figura 2.12 – Secções transversais tipo e parâmetros dos provetes ensaiados (Takahashi <i>et al.</i> (2000))	14
Figura 2.13 – Danos acumulados nas almas (Takahashi <i>et al.</i> (2000))	14
Figura 2.14 – Pilares com rotura clara por corte (Calvi <i>et al.</i> (2005))	15
Figura 2.15 – Pilares com rotura mista de corte e flexão (Calvi <i>et al.</i> (2005))	16
Figura 2.16 – Efeito de “ <i>shear-lag</i> ”. Fotografia de banzo de pilar oco (esquerda, Delgado <i>et al.</i> (2008)) e ilustração do fenómeno em viga (direita, Kwan <i>et al.</i> (1996))	17
Figura 3.1 – Representação esquemática do conceito de tensão efectiva	20
Figura 3.2 – Comportamento tipo do betão em tracção	22
Figura 3.3 – Representação ilustrativa do artifício numérico inerente à teoria da fenda distribuída	23
Figura 3.4 – Energia de fractura em modelos de fenda distribuída	23
Figura 3.5 – Configurações das curvas de betão em compressão, confinado e não confinado	25
Figura 3.6 – Representação de núcleo de betão efectivamente confinado	26
Figura 3.7 – Comportamento cíclico dado pelo modelo de dano contínuo	28
Figura 3.8 – Esquematisação da modelação de um pilar exemplo, segundo o modelo de fibras	29
Figura 3.9 – Cinemática ao nível da secção, Guedes (1997) e equações de compatibilidade	30
Figura 3.10 – Lei constitutiva para betão em tracção	31
Figura 3.11 – Comportamento cíclico da lei constitutiva do betão em tracção	32
Figura 3.12 – Lei constitutiva usada para betão em compressão (confinado e não confinado)	32

Figura 3.13 – Parâmetros de confinamento	34
Figura 3.14 – Comportamento cíclico da lei constitutiva do betão em compressão.....	35
Figura 3.15 – Lei constitutiva uniaxial para o betão (Guedes (1997))	35
Figura 3.16 – Comportamento cíclico do aço.....	36
Figura 3.17 – Elemento de barra tipo usado no modelo da rótula plástica concentrada (Varum (1995))	38
Figura 3.18 – Regras de histerese contempladas no modelo da rótula plástica concentrada	38
Figura 3.19 – Efeito de “ <i>pinching</i> ” no modelo da rótula plástica concentrada	39
Figura 3.20 – (Arêde (1997)).....	41
Figura 3.21 – Processo numérico de cálculo incremental ao nível do elemento, em flexibilidade	42
Figura 3.22 – Envoltiva de Momento – Curvatura usada no modelo de flexibilidade	42
Figura 3.23 – Evolução das secções de controlo.....	43
Figura 4.1 – Setup experimental	45
Figura 4.2 – Desenho Construtivo de Pilares com Configuração de Estribo Simples (Delgado (2009)).....	47
Figura 4.3 – Desenho Construtivo de Pilares com Configuração de Estribo tipo EC8 (Delgado (2009)).....	48
Figura 4.4 – Estribos em arame liso (fotografias em fase de pré-betonagem)	49
Figura 4.5 – História de carregamento	50
Figura 4.6 – Malha de elementos finitos e condições fronteira	52
Figura 4.7 – Armaduras longitudinais.....	53
Figura 4.8 – Efeito da amarração dos estribos na respectiva deformada.....	54
Figura 4.9 – Secções transversais, real e numérica, de pilar oco rectangular	55
Figura 4.10 – Confinamento do betão nas malhas de elementos finitos	58
Figura 4.11 – Comparação entre a curva uniaxial em compressão não confinada do Betão dada pelo Modelo de Dano em CAST3M e a definida pelas expressões (3.10) e (3.12)	61
Figura 4.12 – Comparação entre a curva uniaxial em compressão confinada do Betão dada pelo Modelo de Dano em CAST3M e a definida pelas expressões (3.13) e (3.20)	62
Figura 4.13 – Lei constitutiva uniaxial dada pelo modelo de Menegotto-Pinto em CAST3M	64
Figura 4.14 – Discretização seccional para pilar quadrado e rectangular	66
Figura 4.15 – Discretização longitudinal e condições de apoio	66
Figura 4.16 – Atribuição de comportamento do betão em compressão	67

Figura 5.1 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para o pilar PO1-N4-E1	70
Figura 5.2 – Deformadas para deslocamento de 12mm (a) e 22mm (b))	71
Figura 5.3 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 12mm (a) e 22mm (b)).....	71
Figura 5.4 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 12mm (a) e 22mm (b))	72
Figura 5.5 – Danos em alma do pilar PO1-N4-E1 – ciclo de 30mm	72
Figura 5.6 – Mapa de extensões na direcção do deslocamento imposto - ciclo de 22mm	72
Figura 5.7 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b))- ciclo de 22mm	73
Figura 5.8 – Mapa de dano em compressão (e corte na base) - ciclo de 22mm	73
Figura 5.9 – Deformações na armadura longitudinal - ciclo de 22mm	73
Figura 5.10 – Mapa de dano em tracção - ciclo de 22mm.....	74
Figura 5.11 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO1-N5-E1	74
Figura 5.12 – Deformada para deslocamento de 15mm (a) e 22mm (b))	75
Figura 5.13 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 15mm (a) e 22mm (b)).....	75
Figura 5.14 – Tensões na armadura transversal - ciclo de 15mm (a) e 22mm (b))	76
Figura 5.15 – Deformações na armadura longitudinal - ciclo de 22mm	76
Figura 5.16 – Mapa de dano em compressão (e corte na base) - ciclo de 27mm	76
Figura 5.17 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO1-N6-E1	77
Figura 5.18 – Danos no provete experimental – ciclo de 22mm.....	78
Figura 5.19 – Deformada para deslocamento de 22mm	78
Figura 5.20 – Deformações na armadura transversal (a) e longitudinal (b)) - ciclo de 22mm	79
Figura 5.21 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b)) - ciclo de 22mm	79
Figura 5.22 – Danos no provete experimental – ciclo de 45mm.....	80
Figura 5.23 – Mapa de dano em compressão - ciclo de 27mm (a) e tensões principais de compressão – ciclo de 22mm (b)).....	80
Figura 5.24 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N4-E1	81
Figura 5.25 – Deformada para deslocamento de 7mm (a) e 20mm (b))	82
Figura 5.26 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 20mm	82
Figura 5.27 – Mapa de dano em compressão - ciclo de 20mm.....	82
Figura 5.28 – Deformações na armadura transversal (a) e longitudinal (b)) - ciclo de 20mm	83
Figura 5.29 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b)) - ciclo de 20mm	83

Figura 5.30 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 20mm	84
Figura 5.31 – Mapa de tensões σ_{33} - ciclo de 20mm	84
Figura 5.32 – Mapa de extensões na direcção do deslocamento imposto - ciclo de 20mm	84
Figura 5.33 – Danos em alma (a) e banzo (b) do pilar PO2-N4-E1	84
Figura 5.34 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N5-E1	85
Figura 5.35 – Deformada para deslocamento de 21mm.....	86
Figura 5.36 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 21mm	86
Figura 5.37 – Mapa de dano em compressão (a) e corte na base (b)) - ciclo de 21mm.....	86
Figura 5.38 – Deformações na armadura transversal (a) e longitudinal (b)) - ciclo de 21mm.....	87
Figura 5.39 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b)) - ciclo de 21mm	87
Figura 5.40 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 10mm (a) e 21mm (b)).....	88
Figura 5.41 – Mapa de extensões na direcção do deslocamento imposto - ciclo de 20mm	88
Figura 5.42 – Danos em alma (a) e banzo (b) do pilar PO2-N5-E1	88
Figura 5.43 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N6-E1	89
Figura 5.44 – Deformada para deslocamento de 11mm (a) e 21mm (b))	90
Figura 5.45 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 21mm	90
Figura 5.46 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 26mm	90
Figura 5.47 – Mapa de tensões σ_{33} - ciclo de 26mm	90
Figura 5.48 – Mapa de dano em compressão (a) e corte na base (b)) - ciclo de 26mm.....	91
Figura 5.49 – Deformações na armadura transversal (a) e longitudinal (b)) - ciclo de 26mm.....	91
Figura 5.50 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b)) - ciclo de 26mm	92
Figura 5.51 – Danos em alma do pilar PO2-N6-E1 – Deslocamento do topo de 25mm (a) e 45mm (b))	92
Figura 5.52 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO1-N4-E1 (a) e diagrama de curvaturas ao longo do eixo longitudinal (b)	93
Figura 5.53 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N4-E1 (a) e diagrama de curvaturas ao longo do eixo longitudinal (b)	94

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Série experimental	46
Quadro 4.2 – Características materiais.....	48
Quadro 4.3 – Características materiais.....	49
Quadro 4.4 – Variáveis de definição do betão no modelo de dano em CAST3M	56
Quadro 4.5 – Variáveis de definição do aço no modelo de Menegotto-Pinto em CAST3M	63
Quadro 4.6 – Deslocamentos impostos numericamente (mm)	65

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO E ENQUADRAMENTO

De entre as várias catástrofes que a história já registou, os sismos assumem um lugar de destaque como sendo dos mais nefastos, não só pelas mortes usualmente registadas mas também pelos prejuízos que causam. Com efeito, a gravidade dos efeitos materiais de um sismo tem de ser entendida não só a partir de parâmetros objectivos e mecanicamente medidos, como a intensidade do mesmo, mas também como função da importância socioeconómica das infra-estruturas afectadas. Nesse contexto, é de salientar que apesar da necessidade veemente de manter os acessos transitáveis em caso de emergências, tem havido sismos a mostrar que o desempenho de pontes e viadutos quando solicitadas a sismos elevados fica aquém do desejável. Exemplo feito de casos como o sismo de Northridge em 1994, onde o colapso generalizado de pontes, viadutos e edifícios vários elevou o prejuízo causado para números extremamente altos. No ano seguinte, o sismo de Kobe não só provocou inúmeros danos estruturais, também com colapso de infra-estruturas várias, como o fez colhendo a vida de mais de cinco mil pessoas. Mais recentemente, salienta-se o sismo de Wenchuan, na província de Sichuan na China, causador de um número elevadíssimo de mortes (mais de 80 mil) e do colapso de uma multiplicidade de estruturas, incluindo alguns viadutos e pontes. Estes com um peso, contudo, menor na globalidade do prejuízo, relativamente ao sucedido nos casos de Northridge e Kobe.

Com o passar do tempo, em virtude do registado em casos como os referidos, tornou-se uma preocupação sempre actual da comunidade científica promover a compreensão dos vários fenómenos envolvidos na resposta dada pelas estruturas a acções dinâmicas e, particularmente, de cariz sísmico. É neste contexto que surge o projecto de investigação PTDC/ECM/72596/2006 - "Avaliação da Segurança Sísmica e Reforço de Pontes", financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) e objecto de trabalho de equipas do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). O projecto referido visa, essencialmente, melhorar e desenvolver metodologias de avaliação da segurança estrutural de pontes, tendo como linha de orientação as estratégias de dimensionamento introduzidas pelo EC8 e, nomeadamente, o anexo de aplicação nacional do documento referido. Envolve também uma extensa campanha experimental em pilares de pontes construídos a escala reduzida, cujos resultados servem para calibrar modelos numéricos. É neste âmbito que a presente tese se integra, tendo todo o trabalho sido desenvolvido como acompanhamento ao estudo de alguns casos ensaiados experimentalmente. Dessa forma refira-se, também, que algumas das opções tomadas no decorrer deste exercício resultam de uma lógica de continuidade com o trabalho já existente à data da inclusão do autor da tese no projecto de investigação anteriormente citado.

1.2. OBJECTIVOS

O objectivo principal da presente tese traduz-se na definição de estratégias correctas de modelação, com vista à simulação numérica dos ensaios experimentais decorridos no LESE. Dessa forma, refira-se que da campanha experimental em causa foram escolhidos, como objecto de trabalho, apenas pilares ocos de betão armado, quadrados e rectangulares, com várias configurações de armadura transversal.

Foram construídos modelos numéricos no *software* de cálculo estrutural CAST3M, disponível no LESE, baseados em técnicas numéricas que serão brevemente descritas, dando-se particular destaque às modelações efectuadas com recurso ao Modelo de Dano Contínuo. Com base nos resultados experimentais foram, então, calibrados os vários modelos usados, tentando observar um bom compromisso entre o detalhe de modelação e a eficácia de cálculo. Validados os mesmos e aproveitando o referido detalhe inerente às técnicas usadas é realizado um estudo paramétrico de análise de várias questões associadas ao comportamento não-linear de pilares ocos, sob uma perspectiva essencialmente numérica que visa averiguar a influência das mesmas na resposta global dada pelos vários modelos.

A compreensão dos fenómenos inerentes ao carregamento cíclico dos pilares ocos é, finalmente, descrita sob o ponto de vista de algumas das entidades mais frequentes no domínio, como a capacidade resistente, ductilidade e dissipação de energia.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese está dividida em seis capítulos e dois anexos. O primeiro corresponde a uma breve introdução ao objecto do trabalho que é apresentado nos capítulos seguintes.

No segundo capítulo é contextualizado o estudo dos fenómenos sísmicos em pilares de pontes e descrito o comportamento típico, em particular, de pilares ocos de betão armado, destacando-se as questões associadas ao carregamento cíclico. São, também, efectuadas referências especiais a trabalhos importantes já efectuados na área.

O terceiro capítulo consiste na apresentação das várias técnicas de modelação estudadas, com destaque para as que recorrem a leis constitutivas para simulação numérica do comportamento não-linear dos pilares, como sendo o Modelo de Dano Contínuo e o Modelo de Fibras. É ainda descrito, embora com menos detalhe, o funcionamento de modelos baseados em leis fenomenológicas globais.

O quarto capítulo é onde são apresentados os modelos físicos experimentais e todas as características geométricas e materiais que os definem, bem como os pormenores associados ao ensaio, propriamente dito, capazes de influenciar os resultados obtidos e que, assim, tenham de ser tidos em conta na modelação. São ainda apresentadas as estratégias seguidas para cada um dos casos escolhidos, com

particular destaque para aspectos como o nível de discretização das malhas, pormenorização e amarração das armaduras e leis constitutivas usadas.

No quinto capítulo é efectuada a validação dos modelos numéricos com base nos resultados obtidos experimentalmente. Posteriormente são apresentadas as variáveis a analisar em estudo paramétrico e, conseqüentemente, discutida a influência das mesmas sob o ponto de vista de aspectos técnicos como a capacidade resistente e de dissipação de energia e ductilidade dos pilares.

Finalmente, no sexto e último capítulo são resumidas as principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido. São também apresentadas algumas linhas de orientação que focam questões pertinentes não abordadas nesta tese e que, dessa forma, podem constituir futuros desenvolvimentos para a mesma.

Em anexo são apresentadas várias linhas de código de CAST3M que constituem um caso exemplo de modelação de um dos pilares em estudo nesta tese, as quais são devidamente comentadas e ilustradas para facilitar a compreensão dos comandos e operações envolvidas na construção do referido modelo. Adicionalmente é descrita, com algum detalhe, a forma de calibração das leis constitutivas do betão com o Modelo de Dano Contínuo, por se considerar que exige uma determinada estratégia e considerações várias para as quais este trabalho foi admitido como sendo uma boa oportunidade de síntese. Pretende-se, com a inclusão das referidas questões nos anexos, criar elementos de apoio suficientes para que futuros trabalhos na área possam dominar rapidamente as ferramentas necessárias aos mesmos.

2

ESTADO DA ARTE: PILARES OCOS DE BETÃO ARMADO SOB ACÇÕES CÍCLICAS HORIZONTAIS

O trabalho desenvolvido nesta tese, embora fazendo parte do projecto de investigação PTDC/ECM/72596/2006 - "Avaliação da Segurança Sísmica e Reforço de Pontes", assume particular interesse quando observado numa perspectiva de integração no estudo de particularidades de sismos e pontes reais. Com efeito, todo o trabalho de investigação que se produz é sempre valorizado quando confrontado com as necessidades do mundo prático. Nesse sentido, um conhecimento adequado dos fenómenos envolvidos no comportamento dos elementos estruturais em causa é imprescindível para estabelecimento de boas estratégias de modelação que capturem as questões essenciais da resposta dos pilares ocos, nomeadamente no que diz respeito à força máxima, ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

Como resultado da pesquisa bibliográfica efectuada, este capítulo procura salientar os aspectos principais do comportamento de pilares ocos de pontes em betão armado e ilustrar o padrão de danos típico associado a estes elementos estruturais.

2.1. CONSIDERAÇÕES GENÉRICAS

A construção de pontes de grande envergadura desde sempre assumiu um papel de destaque no panorama tecnológico mundial. Com efeito, sendo normalmente um marco representativo do poder económico de uma qualquer nação, imagem de marca de determinada política de desenvolvimento ou simplesmente um ícone celebrativo de um evento especial, a verdade é que podemos, quase invariavelmente, associar grandes obras de engenharia à construção de tais portentos. Refira-se, a título de exemplo, o caso do viaduto de Millau em França, ilustrado nas fotografias da figura 2.1, como uma das construções mais emblemáticas até ao momento.



Figura 2.1 – Viaduto de Millau, França (www.viaducdemillau.com (2009)); Fase de construção (esquerda), Em serviço (direita)

Pelo seu valor icónico, pelo investimento que representam, pela sua importância sócio-económica e pelas perdas humanas que tal acontecimento pode significar é com grande pesar que a comunidade acolhe situações de colapso de pontes de grandes dimensões. Nesse sentido, foi com grande acutilância e sentido de dever que a comunidade científica enfrentou o desafio de compreensão dos fenómenos envolvidos em grandes catástrofes como a do sismo de Northridge em 1994. O sismo em causa, de magnitude 6,7 na escala de Richter, veio na sequência de uma série de outras ocorrências que expuseram deficiências várias dos princípios de dimensionamento vigentes na altura e que motivaram uma série de revisões aos mesmos, por parte das entidades responsáveis. Por seu lado, essa mesma linha de orientação previa, num plano de grande escala, o reforço de várias infraestruturas consideradas de risco face aos novos códigos de dimensionamento. O sismo de Northridge deu-se precisamente numa fase em que esse plano estava a decorrer, o que permitiu à comunidade científica avaliar e comparar o impacto dos novos códigos com o dos antigos. Não obstante o referido, o nível de danos acumulados no final do abalo principal era devastador, muito por causa das elevadas acelerações registadas. A figura 2.2 mostra um mapa da zona epicentral com ilustração das seis principais zonas onde ocorreu colapso de pilares de pontes e das principais acelerações registadas ao longo do território.

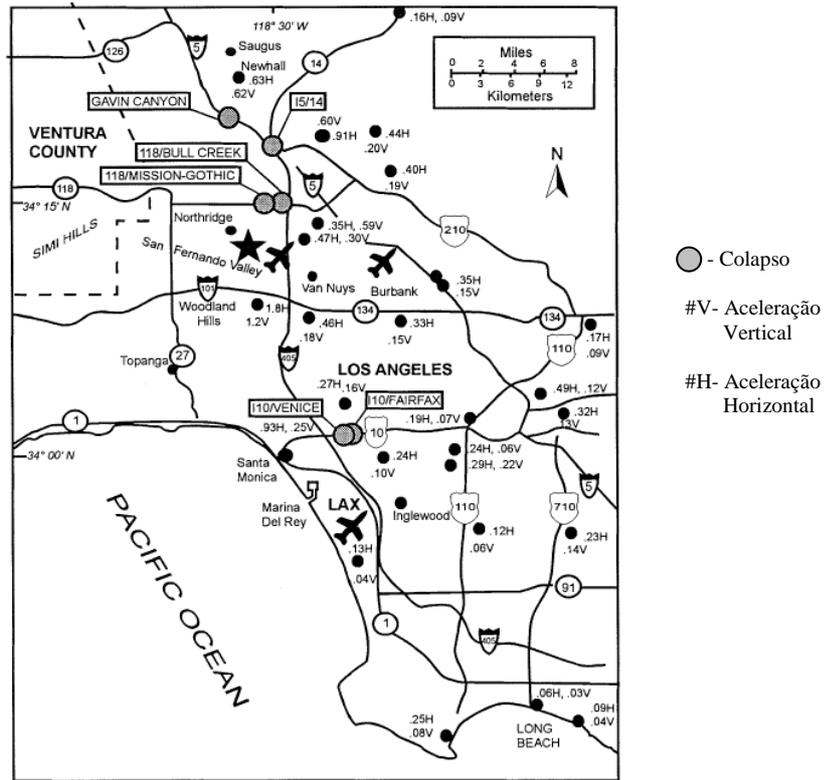


Figura 2.2 – Mapa epicentral do sismo de Northridge (Mitchell *et al.* (1995))

Verificou-se que os casos de colapso mais alarmantes ocorreram em pilares bastante curtos, onde o nível de armadura transversal e o confinamento conferido pela mesma era insuficiente para impedir roturas frágeis antes da formação de rótulas plásticas nas extremidades dos mesmos (figura 2.3), ou onde as rotações sofridas nas referidas rótulas plásticas foram de tal ordem que degradaram bastante a capacidade de corte que normalmente se assume resistível pelo betão. Essas situações foram agravadas por pormenores de projecto que conduzem a elevado esforço transversal, como a existência de capitéis, ou de elementos de contraventamento que reduzam a altura possível entre rótulas plásticas. Apresenta-se na figura 2.4 um caso representativo de roturas que ocorreram em zonas de pilar logo abaixo da secção variável. Ficou, também, evidente o fraco desempenho de armaduras transversais de confinamento usadas, baseadas em cintas helicoidais, que se verificou terem propensão para escorregar ao longo das armaduras longitudinais do pilar, rapidamente diminuindo a pressão lateral de confinamento que aplicam ao betão. Outros tipos de dano encontrados neste sismo encontram-se detalhadamente descritos e analisados em Oliveira *et al.* (1995).

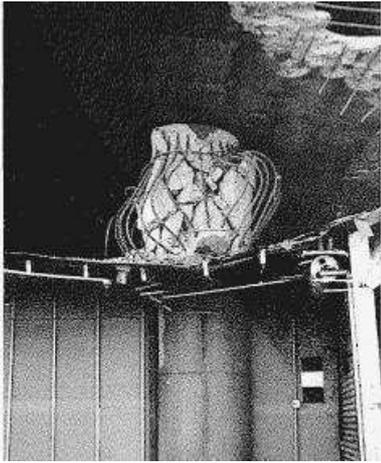


Figura 2.3 – Rotura de pilar na *Interstate 10*
(Mitchell *et al.* (1995))

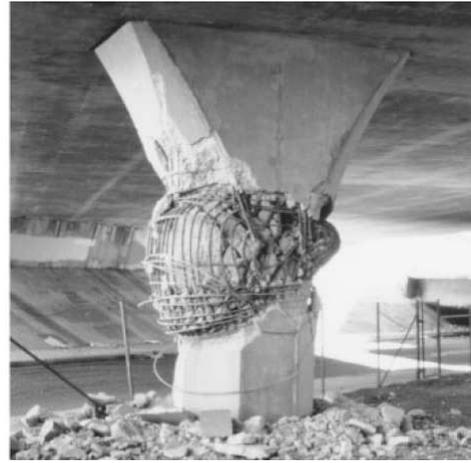


Figura 2.4 – Rotura de pilar na *State Route 118*
(EERI (1995a))

Esforços de investigação levados a cabo pouco após a ocorrência revelaram, por outro lado, que os prejuízos mais significativos se localizavam essencialmente nas infraestruturas mais antigas, dimensionadas a partir de princípios desactualizados e ainda não devidamente reforçadas para as exigências da altura. Os danos evidenciados em estruturas mais actuais ou já reforçadas ao abrigo do plano da CALTRANS foram bem menores (Priestley *et al.* (1994)).

Outro caso bastante emblemático e motivador de estudos imensos na área da engenharia sísmica foi o do vulgarmente denominado sismo de Kobe, em 1995 (figura 2.5). O abalo, com a magnitude de 6,9 na escala de Richter, apanhou o mundo um pouco de surpresa, porque não eram esperados danos tão elevados como os que se vieram a verificar numa região onde determinações de índole sísmica já eram adoptadas desde os anos 20. De forma semelhante ao sucedido nos EUA face aos problemas sísmicos verificados anteriormente a Northridge, também os códigos japoneses foram alvo de importantes revisões em 1971 e 1981 cujos reflexos foram visíveis na performance das várias estruturas da zona. Um estudo desenvolvido pela Ohbayashi Corporation 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 (Vila-Pouca (2001)).

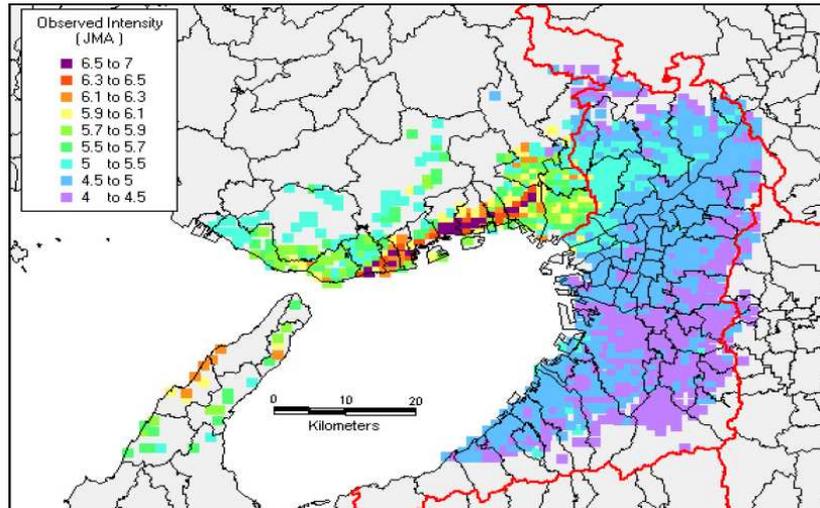


Figura 2.5 – Intensidades observadas na região de Kobe (escala JMA) segundo a *Japan Metereological Agency*

O colapso emblemático do viaduto de Higashi-Nada (Hanshin Expressway, figura 2.6) provou as deficiências de uma filosofia de dimensionamento baseada em estruturas de elevada rigidez e resistência à flexão que pouco conseguiram trabalhar além do seu limite elástico. Com efeito, casos como os aqui descritos impulsionaram a inovação ao mostrarem quão imprescindível é a previsão de ductilidade suficiente em flexão. Essa ductilidade fica, naturalmente, associada a mecanismos vários de dissipação de energia como a formação de rótulas plásticas e, por outro lado, dependente da capacidade resistente das estruturas ao esforço transversal, de forma a poder materializar as anteriores sem uma rotura frágil e prematura ao corte.



Figura 2.6 – Colapso do viaduto Higashi-Nada (EERI (1995b))

Tal como verificado em Northridge, onde as roturas de pilares de pontes mais significativas se localizaram em pilares curtos, também no sismo de Kobe ficou clara a dificuldade de se mobilizarem roturas dúcteis em pilares curtos, onde os mecanismos de corte são fortes. Adicionalmente, a

deficiente amarração, ou soldadura, de varões longitudinais a meia altura dos pilares cria pontos de vulnerabilidade na secção, propensos a acumularem tensões de corte que provoquem rotura sem mobilizar a ductilidade em flexão que o elemento estrutural tem, como o caso da figura 2.7.



Figura 2.7 – Rotura de pilar no sismo de Kobe (Moehle *et al.* (2000))

Sendo que o assunto não faz parte do âmbito desta tese, merecem menção especial, ainda assim, os esforços da comunidade científica em desenvolver premissas correctas de dimensionamento, bem como ferramentas práticas de cálculo e técnicas adequadas de execução de reforço de pilares. Destaque para a área dos laminados de carbono CFRP, pelo avanço que tem demonstrado, não só do ponto de vista científico, mas também na integração nos procedimentos habituais de projecto e obra.

Refira-se ainda, pela actualidade da ocorrência, o caso do sismo de Wenchuan, na província de Sichuan, na China, que se deu em Maio de 2008. A figura 2.8 ilustra o caso da ponte de Hsiaoyudong (que teve vários dos seus vãos colapsados, entre outros danos), onde são visíveis linhas claras de rotura frágil por corte, o que indica que esta área de estudo, que está longe de dominada, ainda tem um longo caminho a percorrer até as filosofias mais actuais de construção e reforço se encontrarem disseminadas pelas entidades responsáveis do mundo inteiro e enraizadas nos hábitos de dimensionamento dos projectistas.



Figura 2.8 – Pilares colapsados na ponte de Hsiaoyudong (Lin *et al.* (2008))

2.2. COMPORTAMENTO DE PILARES OCOS DE SECÇÃO QUADRANGULAR

A necessidade de construção de estruturas de elevada altura sempre colocou desafios ímpares à engenharia civil. No contexto das pontes, os pilares ocos mostram-se uma solução detentora de óptimas características para o problema das estruturas altas. Com efeito, para a mesma massa, um pilar oco tem maior rigidez e resistência à flexão e torção do que um de secção cheia. Outra vantagem reside na menor massa e, conseqüentemente, menor contribuição dos pilares na resposta sísmica global da ponte e, subjacentemente, no menor esforço que colocam ao nível das fundações.

Sendo comum que a exigência de desempenho dos pilares ocos seja alta, associada à sua predominância nas estruturas elevadas, vários são os factores que influenciam a resposta global dos mesmos à acção sísmica. Enumerando alguns, sobressaem a forma da secção transversal, a quantidade de armadura de reforço longitudinal e transversal, a espessura das paredes do pilar, o nível de esforço axial e, obviamente, o desempenho do aço e betão inerentes à construção em causa. Referência especial para o parâmetro de esbelteza de parede (“*wall-slenderness*”), representado na figura 2.9, definido como o quociente do comprimento livre da secção transversal pela espessura da parede, que é comum encontrar na caracterização da forma oca do pilar.

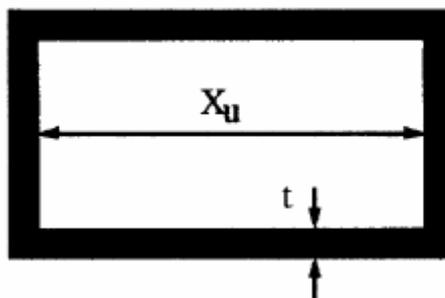


Figura 2.9 – Parâmetro “*wall-slenderness*”, definido por X_u/t

Vários autores já se dedicaram à problemática do desempenho de pilares de pontes ocos em betão armado e existem, na bibliografia da especialidade, vários registos relativos ao assunto, não só numéricos como também experimentais. Procter (1977) apresentou alguns dos primeiros resultados

existentes para pilares ocos rectangulares, baseados num carregamento axial concêntrico, que evidenciaram valores sobrestimados da capacidade resistente dos pilares, calculados através das contribuições simples da resistência axial de betão e aço, face ao verificado experimentalmente. Essa questão ganha outra dimensão quando se passa do problema da compressão uniaxial para o comportamento de flexão uniaxial composta.

Com efeito, como já evidenciado anteriormente, o bom desempenho de pilares de pontes em betão armado e, neste caso particular, de pilares ocos, passa muito pela sua capacidade de formação de rótulas plásticas, onde seja possível a dissipação de energia por mecanismos hysteréticos. Essa exigência, reforçada pelos motivos brevemente abordados no subcapítulo anterior, pressupõe, portanto, capacidade de mobilização da ductilidade em flexão, ao invés de roturas prematuras por corte. Por seu lado, a análise dessas questões não é independente de considerações sobre o tipo de secção em causa e mesmo do tipo de solicitação. Taylor *et al.* (1995) estudou a influência da forma da secção no comportamento dos pilares ocos, tendo ensaiado 12 provetes com relações de “*wall-slenderness*” entre 8.8 e 33.6 à flexão uniaxial, com compressão axial constante. A capacidade prevista dos pilares ocos, calculada através de análise não-linear que incluía o recurso à matriz de rigidez tangente e efeitos como a encurvadura de varões longitudinais, foi em quase todos os casos superior à verificada experimentalmente, tendo-se concluído que os procedimentos habituais de determinação da capacidade resistente de pilares ocos, baseados nos de pilares de secção cheia, não eram adequados, e muito menos conservativos, para pilares com “*wall-slenderness*” superior a 15.

Já Yeh *et al.* (2002) apresentou uma campanha experimental motivada pelo projecto de redes ferroviárias de alta velocidade de Taiwan onde as principais variáveis do estudo eram a altura dos pilares, variável entre 3,5m e 6,5m, bem como a quantidade e características materiais da armadura transversal. Refira-se que a disposição dos estribos na secção era bastante apertada, como visível na figura 2.10.

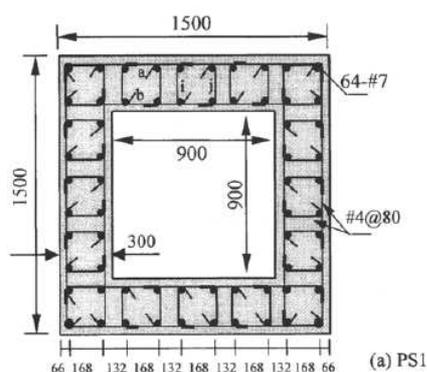


Figura 2.10 – Secção transversal tipo (Yeh *et al.* (2002))

A ductilidade captada nos respectivos ensaios foi tanto menor quanto menor a altura do pilar. Com efeito, no pilar mais alto a resposta revelou uma ductilidade disponível elevada, correspondendo a um factor de μ de ductilidade em deslocamento de 10.3. O comportamento dos dois pilares mais altos foi dominado pela flexão, com abertura de fissuras horizontais nos banzos (entendidos, no contexto dos pilares ocos, como as paredes paralelas ao eixo de flexão) na zona do pilar mais próxima da fundação,

com clara formação de rótula plástica para níveis de ductilidade altos, associada a encurvadura dos varões longitudinais, tal como representado na figura 2.11.

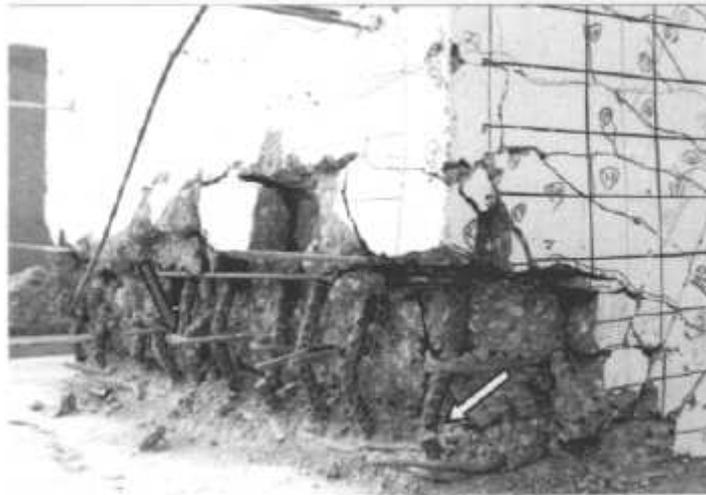


Figura 2.11 – Rótula plástica com encurvadura dos varões longitudinais (Yeh *et al.* (2002))

Outro estudo que visava avaliar a influência da quantidade de armadura transversal no comportamento de pilares ocos foi anteriormente realizado por Priestley *et al.* (1987), para secções quadradas de pilares ocos cuja armação transversal estava pormenorizada com uma disposição idêntica à apresentada na figura 2.10. Nesses resultados ficou evidente que o maior espaçamento da armadura transversal aumenta a propensão dos pilares para sofrerem encurvadura dos varões longitudinais e, dessa forma, terem a sua ductilidade à flexão muito limitada. Esses resultados salientam as conclusões de Mander *et al.* (1983), que realizou uma campanha de ensaios experimentais sobre quatro pilares ocos quadrados, sob esforço axial constante e flexão uniaxial cíclica. Nesses ensaios foi evidenciado que os principais ganhos de resistência, em termos globais, se deviam ao desempenho da armadura transversal, quer pela prevenção dos fenómenos de encurvadura anteriormente descritos, quer pelo controle que exercem sobre os mecanismos de deformação por corte.

A respeito da deformabilidade de pilares ocos ao corte, Takahashi *et al.* (2000) desenvolveu um estudo sobre vários provetes, observando como variáveis a relação l/d dos mesmos (altura do pilar sobre altura útil da secção), bem como o esforço aplicado, a quantidade de armadura transversal existente na secção e o tipo de detalhe inerente à mesma. Relativamente a esse aspecto particular, foram previstas duas alternativas, patentes na figura 2.12.

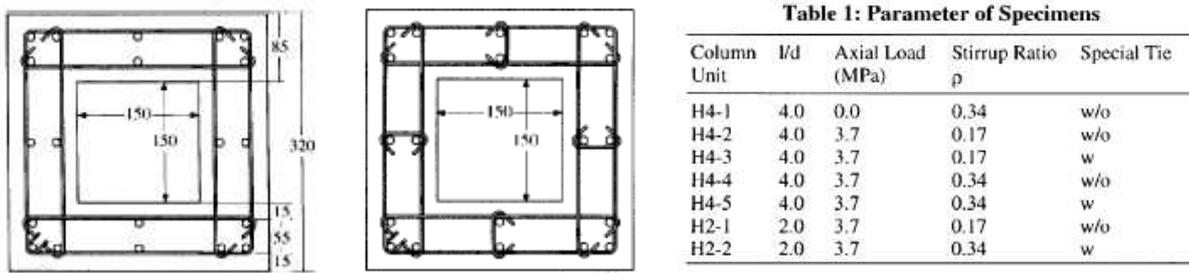


Figura 2.12 – Secções transversais tipo e parâmetros dos provetes ensaiados (Takahashi *et al.* (2000))

Para testes de flexão uniaxial cíclica, os danos acumulados na alma em três dos provetes ensaiados encontram-se representados na figura 2.13:

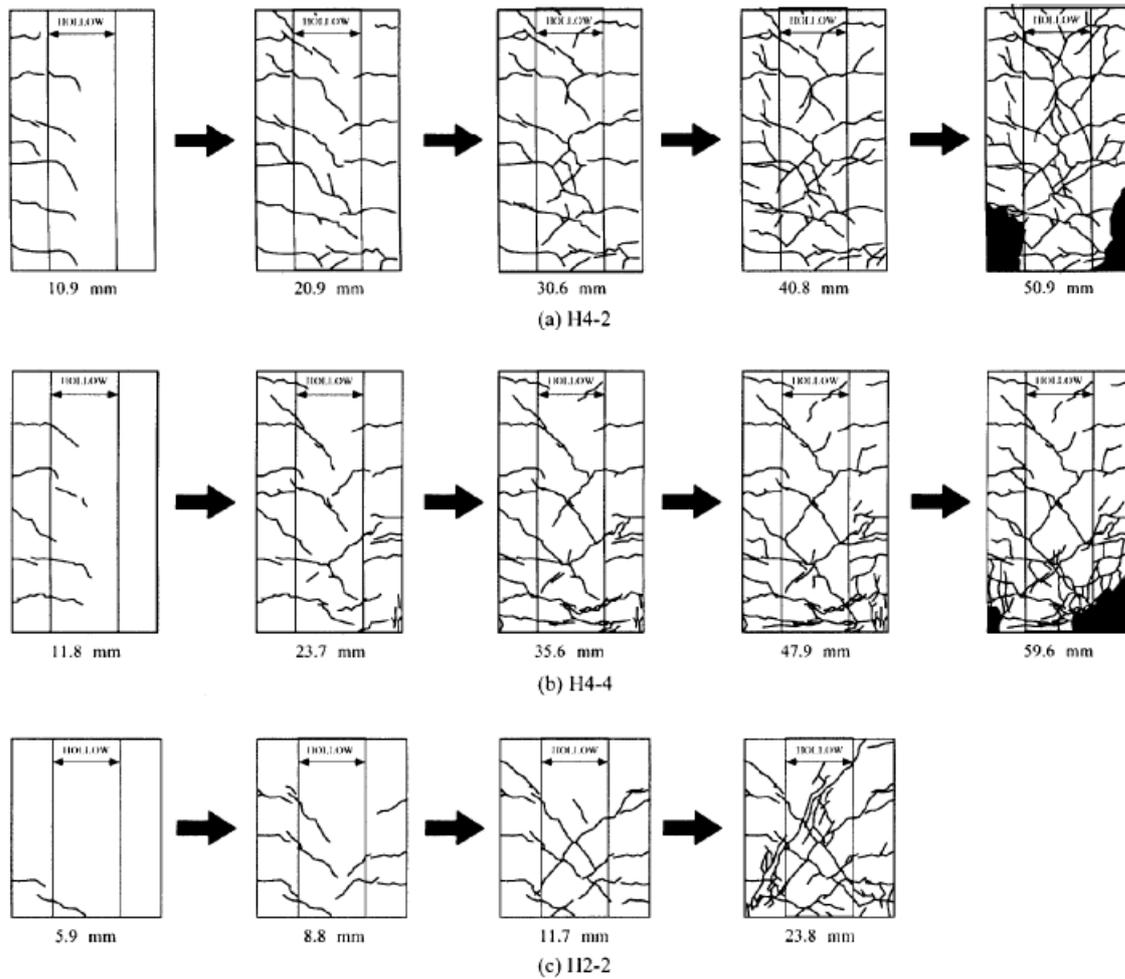


Figura 2.13 – Danos acumulados nas almas (Takahashi *et al.* (2000))

O processo de fendilhação mostrou as fases iniciais de cada ensaio bastante controladas, com aparecimento de fissuras essencialmente horizontais, nos banzos, devido ao mecanismo de flexão (de espaçamento regular). Esse efeito é mais notório nos pilares H4-2 e H4-4 ($l/d=4.0$), sendo que no pilar H2-2 ($l/d=2.0$) apareceram fissuras diagonais na alma bem cedo, devido aos esforços de corte. Com o progredir dos ensaios, as fissuras dos banzos prolongaram-se para as almas, com uma configuração diagonal. Essas fissuras notaram-se também nos outros dois pilares, embora de forma não tão vincada. Eventualmente, o pilar mais curto H2-2 atingiu uma rotura por corte, com fissuras diagonais a cerca de 60° . Os outros dois tiveram uma rotura mais dúctil, conseguindo mobilizar o esmagamento do betão na base por compressão e a encurvadura dos varões longitudinais. Introduza-se aqui o conceito de *drift*, definido como a razão entre deslocamento do topo do pilar e a altura do pilar. Para os níveis de deslocamento apresentados na figura 2.13, a situação de colapso no pilar H2-2 ocorre para um valor de *drift* de cerca de 4%. Esse nível corresponde a um deslocamento do topo de cerca de 47mm no caso dos pilares H4, mais altos. Muito embora esses denotassem já fissuras de corte acentuadas na alma, o colapso só se deu mais tarde, por mecanismos de flexão, o que constitui mais uma evidência de que os esforços de corte são tão mais determinantes para o tipo de rotura quanto mais baixo é o pilar, de resto, tal como verificado nos resultados anteriormente brevemente apresentados.

No entanto, refira-se que mesmo em pilares com uma relação l/d maior, onde o pilar esteja menos susceptível à forte componente de corte, a influência do esforço transversal pode, ainda assim, limitar bastante a capacidade de dissipação de energia dos pilares. Essa foi uma conclusão que se retira do estudo efectuado por Calvi *et al.* (2005) nos ensaios em pilares ocos efectuados em Pavia. Dos vários provetes ensaiados, os mais baixos registaram uma rotura por corte, expectável face à capacidade insuficiente com que foram dimensionados, preenchidos com fissuras fortes nas almas, como mostra a figura 2.14.

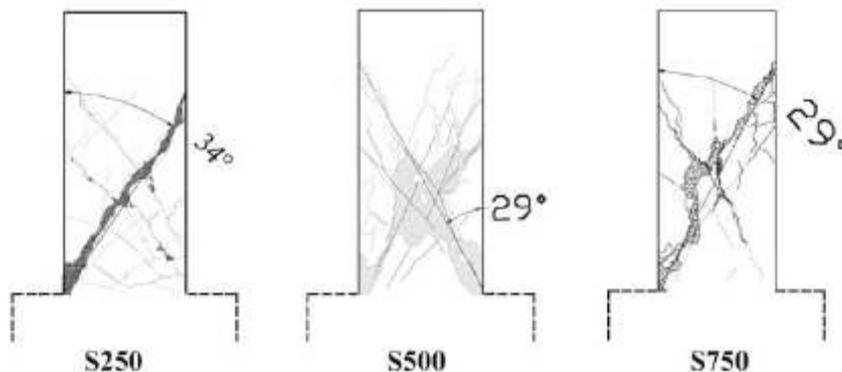


Figura 2.14 – Pilares com rotura clara por corte (Calvi *et al.* (2005))

Por outro lado, os pilares mais altos mostraram roturas mistas de flexão e corte, também com fissuras muito pronunciadas nas almas (figura 2.15). Essas fissuras limitaram a capacidade dúctil dos mesmos, ao causarem uma degradação acentuada da sua capacidade resistente ao esforço transversal pelo mecanismo de abertura e fecho das primeiras. Essa é uma observação muito importante, uma vez que denota a necessidade de os modelos preditivos do comportamento sísmico de pilares ocos considerarem não-linearidade no comportamento ao corte para terem em conta a degradação da

referida capacidade resistente ao longo da solicitação cíclica e também, conseqüentemente (uma vez que o corte depende essencialmente das armaduras transversais e da resistência à tracção do betão), de incluírem leis de comportamento do betão em tracção bem calibradas.

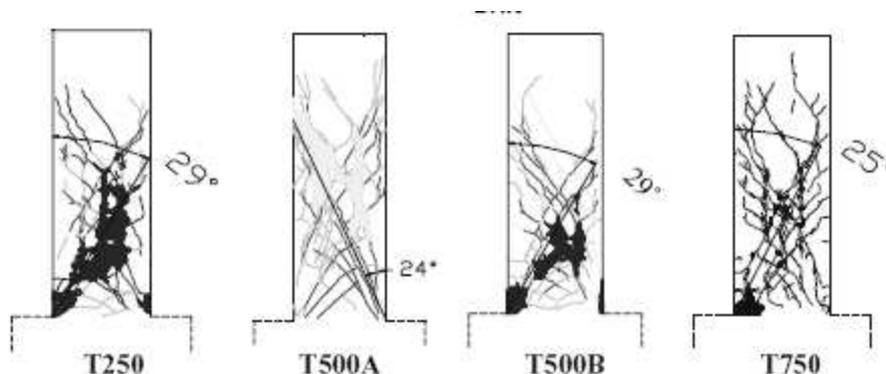


Figura 2.15 – Pilares com rotura mista de corte e flexão (Calvi *et al.* (2005))

Essa é, de resto, uma das conclusões do trabalho de Calvi *et al.* (2005), resultado da comparação dos dados experimentais com alguns modelos de cálculo da capacidade ao corte existentes na bibliografia e que incluíam já degradação da mesma.

Por tudo o que tem vindo a ser exposto pela comunidade científica acerca do comportamento dos pilares ocos, de que, sucintamente, se apresentaram alguns aspectos fundamentais conclui-se que, essencialmente no que diz respeito ao funcionamento ao corte, os fenómenos são difíceis de avaliar e, sobretudo, prever com alguma exactidão. Pode-se dizer também que não estão dominados pelas ferramentas numéricas com a mesma fiabilidade com que isso se verifica no comportamento à flexão, muito devido à elevada exigência a que sujeitam os modelos numéricos. Isso deve-se também à realidade de que o desempenho dos pilares ocos depende não só da peça como elemento único, mas também de cada painel de forma individual. Nesse sentido, efeitos como a degradação das almas pelo mecanismo de abertura e fecho de fendas e de atrito desenvolvido nas mesmas são muito penalizadores para a capacidade resistente global do pilar. Por outro lado, mesmo os banzos estão susceptíveis à influência dos elevados esforços de corte que se desenvolvem nas almas. Refira-se o efeito de “*shear-lag*”, ilustrado na figura 2.16 (esquerda) para o caso de um ensaio decorrido no LESE (Delgado *et al.* (2008)).

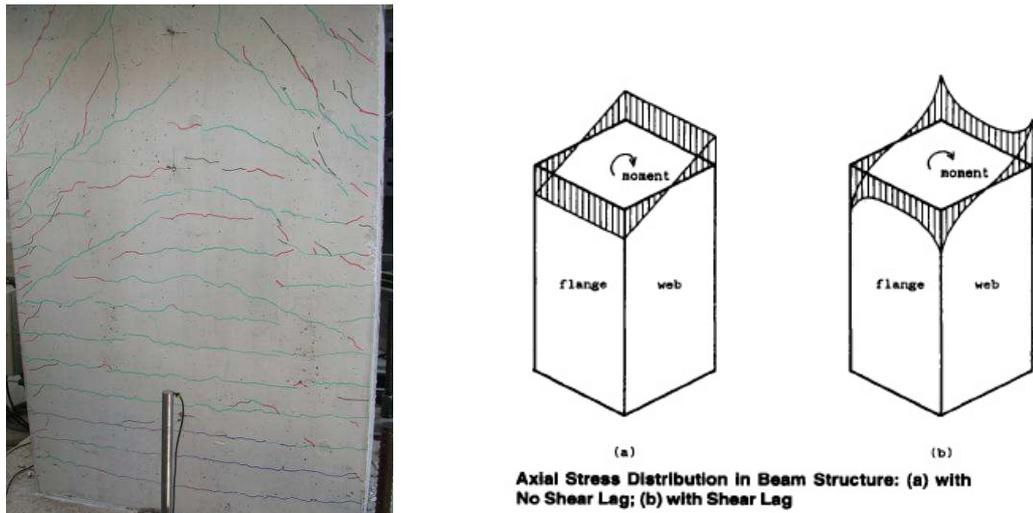


Figura 2.16 – Efeito de “*shear-lag*”. Fotografia de banzo de pilar oco (esquerda, Delgado *et al.* (2008)) e ilustração do fenómeno em viga (direita, Kwan *et al.* (1996))

Esse fenómeno desenvolve-se pela compatibilização das deformações entre alma e banzo. Com efeito, os banzos são solicitados essencialmente à flexão (e, dessa forma, válidos perante os pressupostos da teoria de Euler-Bernoulli, segundo os quais as secções se mantêm planas após deformação) enquanto as almas sofrem importantes deformações de corte. Dessa forma, os campos de deformações de banzo e alma, se analisados independentemente, mostrariam importantes incompatibilidades. Na prática o que acontece é que se dá um fluxo de tensões de corte das almas para os banzos, que aumentam as tensões nas imediações das zonas de intersecção, o que por sua vez provoca a inclinação das fissuras transversais de flexão nas proximidades das almas. Este fenómeno é mais visível para as zonas onde as deformações de corte são mais importantes, para uma altura de pilar relativamente afastada da secção de base.

Apresentados os trabalhos considerados mais relevantes do ponto de vista experimental, refira-se o desenvolvido por investigadores ligados à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Faria R., Vila-Pouca N. e Delgado R.) no âmbito do projecto europeu “Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges”, salientando-se as modelações numéricas efectuadas de pilares ocos da ponte austríaca Talübergang Warth, efectuadas com recurso ao mesmo Modelo de Dano usado no decorrer desta tese.

3

MODELAÇÕES NUMÉRICAS

Com vista a uma decisão relativa à abordagem a adoptar na modelação dos pilares ocos objecto desta tese foi estudada uma série de técnicas, usualmente utilizadas para simulação do comportamento hysterético não-linear de elementos de betão armado. No presente capítulo serão apresentadas as referidas técnicas, sendo que dadas as características de cada uma se considerou conveniente organizar a exposição segundo uma lógica de aspectos comuns entre as mesmas. Dessa forma foi elaborado um primeiro sub-capítulo, para um grupo de técnicas em que a simulação do comportamento dos materiais é feita com recurso a leis de comportamento Tensão – Deformação, onde a resposta final do pilar é dada pela conjugação das características materiais definidas inicialmente, com a determinação do estado de equilíbrio e compatibilização de deslocamentos inerentes ao uso do método dos elementos finitos com formulação em deslocamentos. O segundo sub-capítulo apresenta outro conjunto de técnicas, em que a simulação é feita a partir de leis fenomenológicas globais que controlam, no presente caso, os estados de tensão e deformação no elemento e secção, a partir de relações pré-estabelecidas de Momento – Curvatura.

3.1. TÉCNICAS BASEADAS EM LEIS CONSTITUTIVAS

Neste âmbito foram estudados o modelo de fibras, sobejamente conhecido e usado, inúmeras vezes, com sucesso, bem como o modelo de dano contínuo, que incorpora uma forma menos tradicional de determinação do estado de tensão. Estudou-se ainda um modelo de simulação do comportamento cíclico de armaduras de aço.

3.1.1 – MODELO DE DANO CONTÍNUO

O Modelo de Dano Contínuo usado no âmbito deste trabalho foi inicialmente desenvolvido de raiz em Faria ((1993), (1994)) com vista à caracterização do comportamento não-linear de betão em massa, nomeadamente em barragens, posteriormente aplicado em Vila-Pouca (2001) com resultados satisfatórios para análise do comportamento sísmico de elementos laminares de betão armado e encontra-se, de momento, implementado no programa de análise estrutural CAST3M (Pasquet (2003)).

De uma forma genérica, pode dizer-se que o presente modelo se baseia na Mecânica do Dano Contínuo e estabelece o estado de tensão de um ponto à custa de duas variáveis escalares e independentes, que traduzem o comportamento não-linear associado à contínua degradação do betão,

uma para o comportamento em tracção e outra para o comportamento em compressão. O modelo considera o conceito de tensão efectiva $\bar{\sigma}$, que se traduz, no contexto das aplicações aqui apresentadas, no tensor de tensões elástico.

A figura 3.1 ilustra uma representação unidimensional do conceito de tensão efectiva efectuada de acordo com a expressão:

$$\sigma = (1 - d) E \cdot \varepsilon \tag{3.1}$$

onde $E \cdot \varepsilon$ representa a referida tensão efectiva, elástica e a parcela $(1 - d)$ se associa ao acumular do dano a partir do nível em que se inicia a não-linearidade.

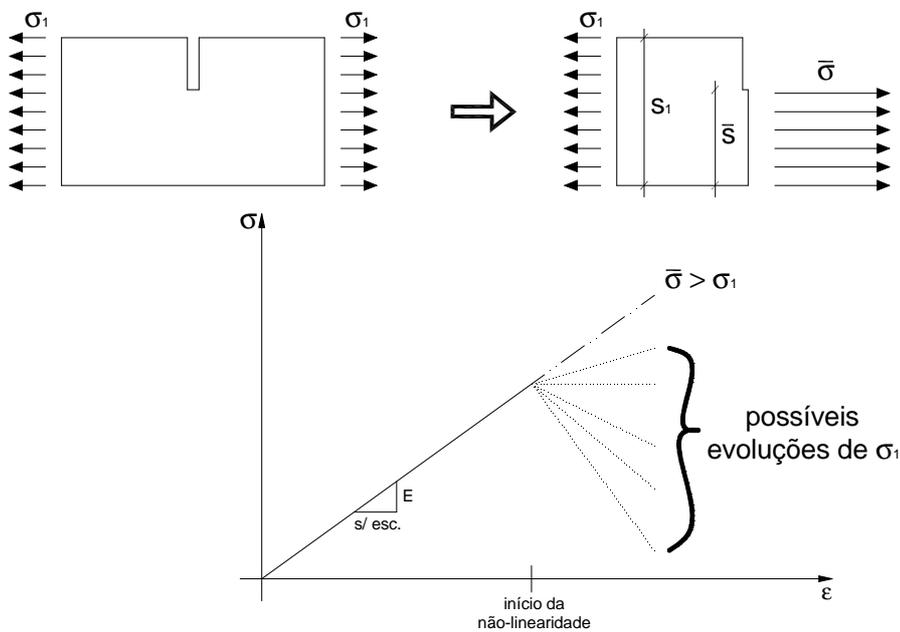


Figura 3.1 – Representação esquemática do conceito de tensão efectiva

Para a correcta avaliação do limite a partir do qual é activado o dano e, dessa forma, ser perceptível a evolução da lei constitutiva que o modelo de dano compreende é, então, necessário que o estado de tensão da estrutura seja decomposto no espaço das direcções principais, onde a contribuição dos mecanismos responsáveis pelo funcionamento de tracção é isolada e identificada pelo símbolo “+” e os responsáveis pelo funcionamento de compressão pelo símbolo “-”. Dessa forma, as variáveis de dano serão, também elas, identificadas de forma concordante, doravante referidas como d^+ e d^- e, conseqüentemente, o estado de tensão assume a seguinte forma:

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \tag{3.2}$$

O modelo de dano está, ainda, associado ao uso de dois critérios de dano g^+ e g^- que controlam a expansão das superfícies de dano. Esse controlo é efectuado num espaço unidimensional, ao nível da tensão equivalente, τ^+ e τ^- para tracção e compressão, respectivamente, fruto da decomposição tensorial que o modelo adopta, que é definida de acordo com as expressões:

$$\bar{\tau}^+ = \sqrt{\bar{\sigma}^+ : D_0^{-1} : \bar{\sigma}^+} \quad (3.3a)$$

$$\bar{\tau}^- = \sqrt{\sqrt{3} (K \bar{\sigma}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^-)} \quad (3.3b)$$

onde se salienta o uso do parâmetro K , propriedade material, como resultado da norma escalar a que o modelo recorre para ser capaz de incorporar estados de compressão multiaxial na situação de referência 1D.

O limiar das referidas superfícies onde não ocorreu dano é, então, definido pelas equações:

$$g^+(\bar{\tau}^+, r^+) = \bar{\tau}^+ - r^+ \geq 0 \quad (3.4a)$$

$$g^-(\bar{\tau}^-, r^-) = \bar{\tau}^- - r^- \geq 0 \quad (3.4b)$$

sendo que as variáveis r^+ e r^- são características materiais, cujos valores iniciais r_0^+ e r_0^- estão associados aos valores limite f_0^+ e f_0^- (obtidos a partir de ensaios experimentais uniaxiais) vulgarmente identificados como a tensão limite de tracção f_t e a tensão limite de elasticidade para tracção e compressão, respectivamente.

A evolução das variáveis de dano e, conseqüentemente, da lei constitutiva do material, é, então, determinada a partir de funções monótonas crescentes, de forma a cumprir os requisitos termodinâmicos associados a uma degradação material irreversível, caracterizados pela expressão:

$$0 \leq (d^+, d^-) \leq 1 \quad (3.5)$$

e calibradas de acordo com o comportamento verificado experimentalmente.

- Comportamento em tracção:

O modelo de dano contínuo incorpora duas formas diferentes de tratar o comportamento em tracção (ambas não consideram plasticidade no funcionamento hysterético), prendendo-se a diferença entre as duas no comportamento pós-pico, vulgo “*tension-softening*”, sendo que uma o considera linear e a outra exponencial. A lei de evolução usada no âmbito deste trabalho foi a exponencial, com um aspecto do tipo:

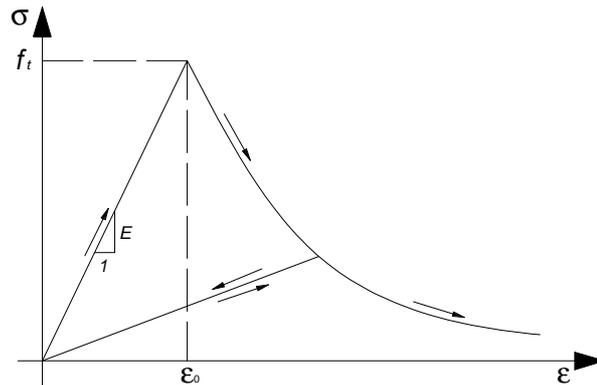


Figura 3.2 – Comportamento tipo do betão em tracção

onde a lei de evolução do dano em tracção d^+ é definida pela expressão:

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} \cdot e^{-A \left(1 - \frac{r^+}{r_0^+}\right)} \quad , \text{ para } r^+ \geq r_0^+ \quad (3.6)$$

É, também, de salientar que a constituição da curva do comportamento em tracção assenta nos princípios da mecânica da fenda distribuída (Bažant *et al.* (1983), Bažant (1986)) sendo o ramo descendente da mesma definido em função da energia de fractura G_f (propriedade material) incluída no parâmetro A da equação (3.6). Nesse sentido é importante realçar algumas questões que se prendem com a objectividade da solução relativa à malha de elementos finitos usada.

Com efeito, a teoria da fenda distribuída consiste no tratamento da fissuração do material através de um artifício numérico, considerando uma extensão fictícia ϵ^* para o elemento em causa. Na prática, essa extensão fictícia está associada ao elemento finito que entra em fissuração (figura 3.3).

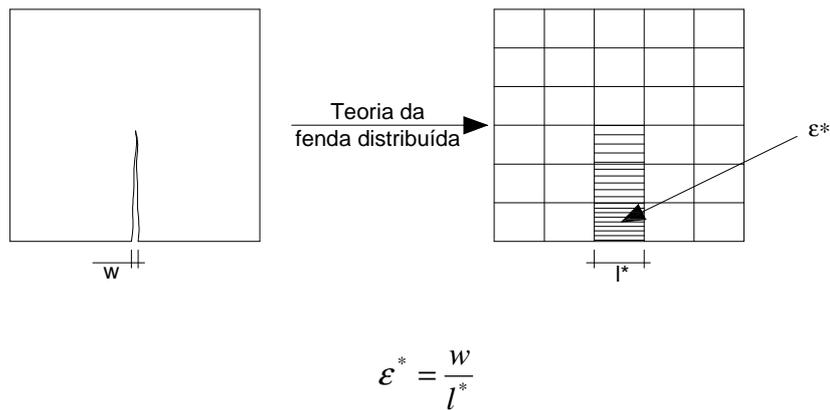


Figura 3.3 – Representação ilustrativa do artifício numérico inerente à teoria da fenda distribuída

A representação esquemática da figura 3.3 mostra que o tratamento da fissura de abertura w por uma extensão fictícia fica dependente da largura l^* da banda de fendilhação considerada e, conseqüentemente, da malha de elementos finitos.

Dessa forma, é perceptível que relativamente a uma malha de dimensão l_1 a energia dissipada no processo da fractura tenha de ser a mesma que é produzida pela deformação fictícia da banda de fendilhação de largura l_1 , ou seja:

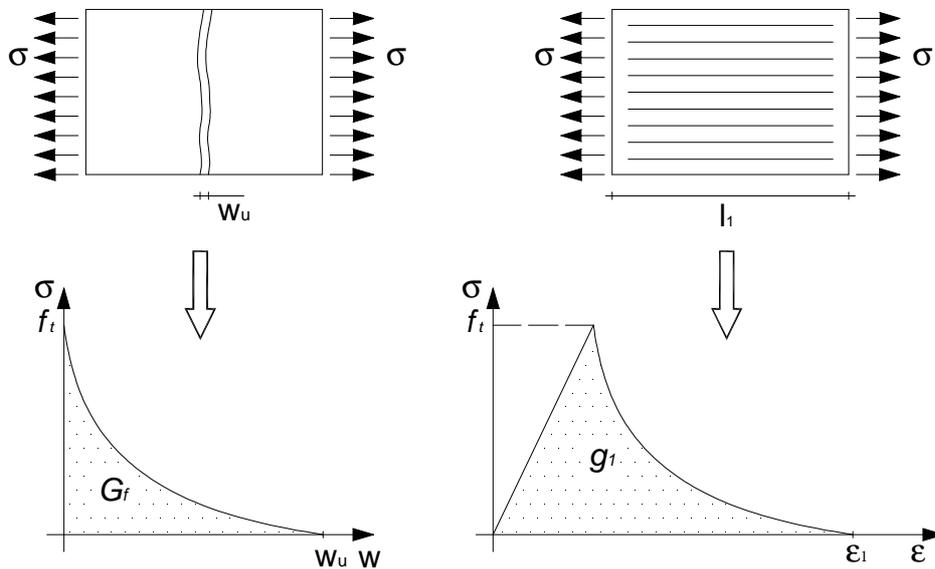


Figura 3.4 – Energia de fractura em modelos de fenda distribuída

Tendo por base essa característica, o modelo de dano determina a curva que representa o comportamento em tracção (figura 3.2) usando uma energia de fractura de cálculo g_1 definida por:

$$g_1 = \frac{G_f}{l_1} \quad (3.7)$$

É ainda de salientar que no contexto do problema unidimensional a dimensão l_1 da banda de fendilhação assume a largura correspondente do elemento finito. No entanto, para os problemas mais correntes 2D e, concretamente no caso deste trabalho, de malhas tridimensionais, a representação do caminho da fissuração não é tão simples, pelo que a definição da largura da banda de fendilhação, l^* não é tão directa.

Integrando-se o presente trabalho, como já referido, no contexto da campanha experimental desenvolvida no LESE e por uma lógica de coerência com resultados anteriores aos desenvolvidos para esta tese, utilizou-se, para cálculo de l^* a seguinte fórmula:

$$l^* = \sqrt[3]{V_{El.finito}} \quad (3.8)$$

Existem, no entanto, questões relativas à mesma que serão discutidas oportunamente no capítulo 4. O conhecimento desta particularidade do modelo revela-se de alguma importância pois como será exposto adiante, a discretização das malhas afecta o tipo de análise que se pode fazer relativamente à história de tensão num determinado ponto.

- Comportamento em compressão:

A lei que define o comportamento do betão sob tensões de compressão está, como referido anteriormente, ligada à evolução da variável de dano d^- que o caracteriza. Dessa forma, a lei em questão, definida por Faria (1994) com base num trabalho de Mazars *et al.* (1989) é a seguinte:

$$d^- = 1 - \frac{r_0^-}{\bar{\tau}} \cdot (1 - A^-) - A^- \cdot e^{B^- \cdot \left(1 - \frac{\bar{\tau}}{r_0^-}\right)}, \quad \text{para } \bar{\tau}^- \geq r_0^- \quad (3.9)$$

A constituição da variável de dano exposta na equação (3.9) implica o uso de dois parâmetros adicionais ao valor de r_0^- , A^- e B^- , cuja determinação está associada à imposição de passagem da curva de compressão por dois pontos previamente conhecidos. Assim sendo, a calibração da curva de compressão pressupõe não só o uso dos parâmetros materiais conhecidos, como também o conhecimento prévio do aspecto que se pretende que a mesma tenha, ou seja, da curva objectivo.

Por outro lado, é sabido que as armaduras introduzem efeitos de confinamento que influenciam de forma importante a resistência e ductilidade do betão adjacente. Esses efeitos de confinamento não são facilmente captáveis pelos modelos numéricos, mesmo assumindo que a discretização das armaduras é

tal que respeita rigorosamente a situação real. Isso acontece porque a única forma que os modelos têm de activar forças de compressão no betão originárias das armaduras é através das deformações que, por via da compatibilização de deslocamentos, o betão induz nas mesmas. Em modelos numéricos essas deformações são produzidas pelo *efeito de Poisson* do betão, cujo funcionamento é difícil de caracterizar ao longo de ensaios cíclicos como os usados para calibração dos modelos objecto deste trabalho. Dessa forma, uma outra estratégia de abordar o mesmo problema passa por definir o comportamento do betão para zonas confinadas de forma independente das armaduras, com uma curva uniaxial que tenha em conta o já referido aumento de resistência e ductilidade.

Para o efeito, no seguimento do trabalho efectuado por Vila-Pouca (2001), onde as curvas $\sigma - \varepsilon$ para betão confinado e não confinado são definidas por relações baseadas no trabalho de Kent e Park (1971) e Park *et al.*(1982), o critério usado neste trabalho baseou-se numa lógica de comparação entre a resposta obtida com essas relações e a obtida usando a lei de evolução da variável de dano descrita na equação (3.9). Explicitando, a curva alvo caracteriza-se por um ramo parabólico inicial que representa o comportamento até à resistência máxima e um ramo linear que ilustrativo do decaimento até ao colapso.

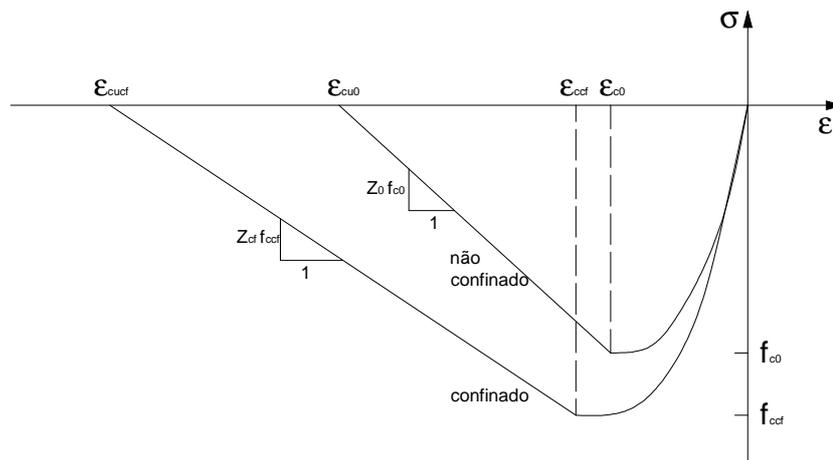


Figura 3.5 – Configurações das curvas de betão em compressão, confinado e não confinado

As leis a que corresponde o comportamento representado na figura 3.5 são as seguintes:

Betão não confinado:

Ramo parabólico:

$$\sigma = f_{c0} \left(2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right) \quad (3.10)$$

Ramo linear:

$$\sigma = f_{c0} (1 - Z_0 \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{c0})) \quad (3.11)$$

Para:

$$Z_0 = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.29 f_{c0}}{145 f_{c0} - 1000} - \varepsilon_{c0} \right)} \quad , \text{com } f_{c0} \text{ em (MPa)} \quad (3.12)$$

Betão confinado:

Ramo parabólico:

$$\sigma = f_{ccf} \left(2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ccf}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ccf}} \right)^2 \right) \quad (3.13)$$

Ramo linear:

$$\sigma = f_{ccf} (1 - Z_{cf} \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{ccf})) \quad (3.14)$$

Para:

$$Z_{cf} = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.29 f_{c0}}{145 f_{c0} - 1000} + C_{conf} - \varepsilon_{ccf} \right)} \quad , \text{com } f_{c0} \text{ em (MPa)} \quad (3.15)$$

O parâmetro C_{conf} diz respeito à contribuição da armadura transversal de confinamento e calcula-se de acordo com as disposições da figura 3.6 e expressões seguintes, onde f_{syf} corresponde à tensão de cedência do aço usado nas mesmas:

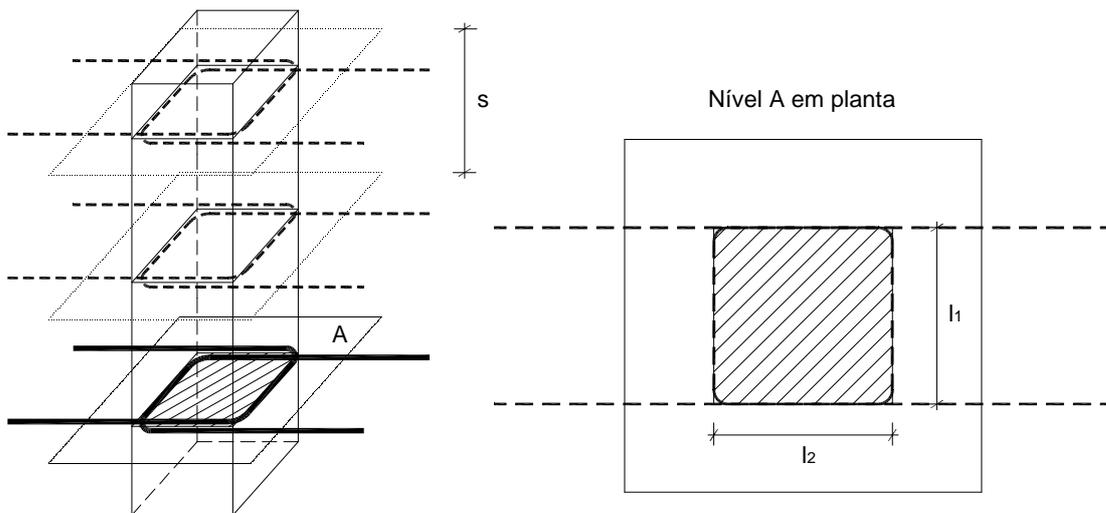


Figura 3.6 – Representação de núcleo de betão efectivamente confinado

$$l_w = 2 \cdot l_1 + 2 \cdot l_2 \quad (3.16)$$

$$\rho_v = \frac{A_{sw} l_w}{l_1 l_2 s} \quad (3.17)$$

$$C_{conf} = \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{\max_{i \in [1,4]} \{l_i\}}{s}} \quad (3.18)$$

Com:

$$f_{ccf} = \left(1 + \frac{\rho_v \cdot f_{syf}}{f_{c0}} \right) \cdot f_{c0} \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{ccf} = \left(1 + \frac{\rho_v \cdot f_{syf}}{f_{c0}} \right) \cdot \varepsilon_{c0} \quad (3.20)$$

Expostos os parâmetros que definem as curvas alvo, resta referir que, uma vez que os parâmetros geométricos estão inerentes à disposição dos pilares ensaiados e os parâmetros de resistência serão calibrados de acordo com dados experimentais (como será apresentado no capítulo 4), a questão essencial a abordar na comparação curva alvo/curva da lei d^- é a configuração para extensões pós-pico e, nomeadamente a extensão última.

Refira-se que, relativamente à compressão, o modelo de dano contínuo considera, ainda, a acumulação de deformações residuais recorrendo a um tensor de deformações plásticas ε^p , calculado a partir do tensor de deformações elásticas com uma formulação de plasticidade e do dano em compressão.

- Comportamento cíclico:

Quando as leis de evolução das variáveis de dano se comportam de acordo com as expressões (3.6) e (3.9), a resposta cíclica obtida com o modelo de dano contínuo assume o seguinte aspecto:

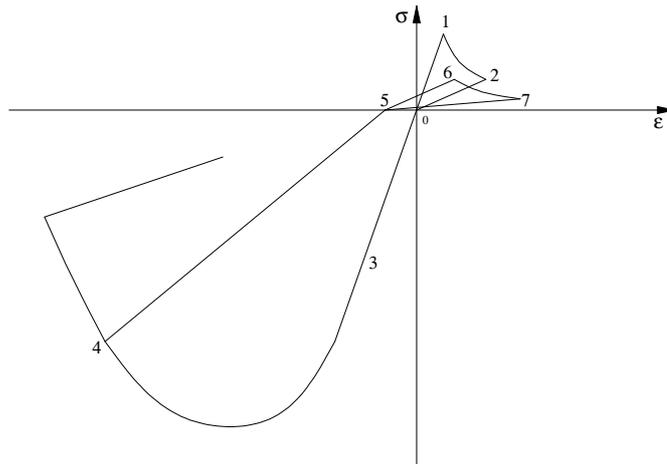


Figura 3.7 – Comportamento cíclico dado pelo modelo de dano contínuo

A análise de pilares de betão armado com o modelo de dano pressupõe, ainda, a associação de malhas de armaduras às malhas de elementos finitos de betão caracterizadas da forma descrita. Para o efeito, a simulação do aço foi feita, no presente trabalho, recorrendo ao modelo proposto por Menegotto e Pinto (1973) do qual se fará uma descrição na secção 3.1.3.

3.1.2 – MODELO DE FIBRAS

A técnica de modelação por fibras é já bastante consolidada, tendo sido uma formulação largamente usada ao longo de duas décadas, com resultados satisfatórios na simulação do comportamento não linear de pilares de betão armado. É um modelo que nem corresponde totalmente a uma formulação global nem local. Com efeito, o modelo de fibras calcula a resposta a uma dada solicitação a um nível global, concretamente ao nível do ponto de integração do elemento estrutural, sendo essa resposta obtida, no entanto, à custa da contribuição das forças que várias fibras introduzem no equilíbrio do sistema, em correspondência com os vários materiais existentes e o grau de discretização que se imponha à estrutura.

Quer isto dizer que uma estrutura calculada com recurso ao modelo de fibras tem subjacente uma dupla discretização. A primeira que é feita ao nível da secção transversal, onde as propriedades dos vários materiais são alocadas nas zonas correspondentes de uma malha representativa da mesma e a segunda que diz respeito ao desenvolvimento longitudinal do elemento estrutural, onde são calculados os esforços internos de cada elemento longitudinal.

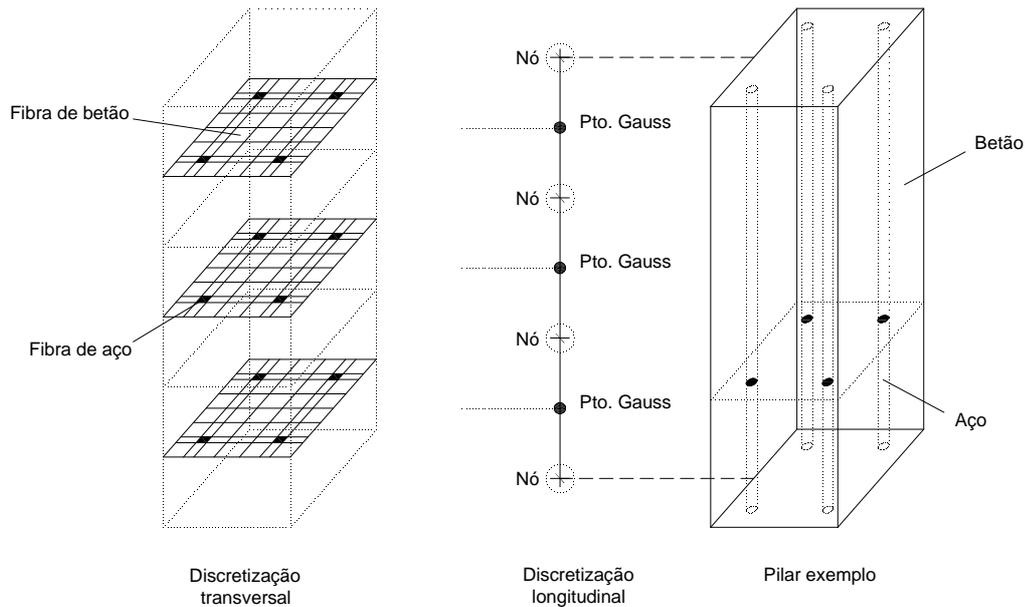


Figura 3.8 – Esquemática da modelação de um pilar exemplo, segundo o modelo de fibras

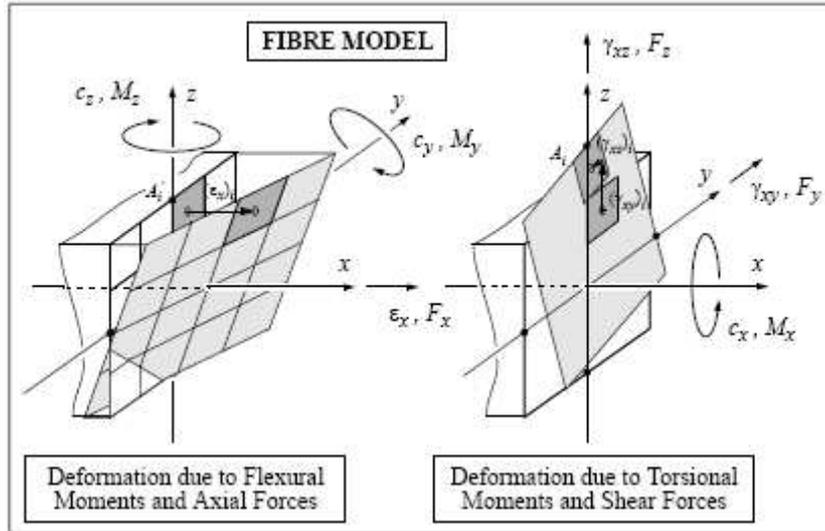
O presente trabalho foca-se na versão do modelo de fibras implementada em CAST3M (Pasquet (2003)) e que se encontra detalhada em Guedes (1997).

A formulação inerente ao modelo de fibras referido assenta na teoria da viga de Timoshenko (Guedes (1994)), segundo a qual, de forma genérica, as estruturas, reduzidas ao seu eixo axial, mantêm as secções planas após a deformação, muito embora assumindo que podem não se manter perpendiculares ao mesmo, devido à distorção introduzida pela contribuição do esforço transversal.

Como já referido e ilustrado na figura 3.8, a estrutura é dividida em elementos estruturais tridimensionais reduzidos ao seu eixo, linear e associado a dois nós de extremidade com seis graus de liberdade cada, considerando apenas um único ponto de integração por elemento. As deformações impostas à estrutura são, então, calculadas através das hipóteses cinemáticas do elemento de viga de Timoshenko e associadas a esse ponto de Gauss onde são calculados os esforços internos resistentes, mobilizados no elemento para o nível de sollicitação em causa. Ao nível da secção transversal, associado a cada ponto de integração, são consideradas as seguintes deformações generalizadas:

- ϵ_x (extensão axial)
- c_y e c_z (curvaturas de flexão em torno de y e z , respectivamente)
- c_x (curvatura de torção em torno de x)
- γ_{xy} e γ_{xz} (distorções nos planos xy e xz , respectivamente).

As deformações em cada fibra i são obtidas por relações expostas em (3.21), (3.22) e (3.23).



$$(\varepsilon_x)_i = \varepsilon_x - y_i \cdot c_z + z_i \cdot c_y \quad (3.21)$$

$$(\gamma_{xy})_i = \gamma_{xy} - z_i \cdot c_x \quad (3.22)$$

$$(\gamma_{xz})_i = \gamma_{xz} + y_i \cdot c_x \quad (3.23)$$

Figura 3.9 – Cinemática ao nível da secção, Guedes (1997) e equações de compatibilidade

A particularidade dos modelos de fibras e, nomeadamente, do modelo descrito, está subjacente à determinação das forças resistentes onde, ao invés de outros modelos que recorrem a leis globais representativas da secção, esta técnica integra a contribuição das várias fibras calculando, dessa forma, uma lei de comportamento específica daquela secção. De facto, a partir do conhecimento das deformações $(\varepsilon_x)_i$, $(\gamma_{xy})_i$ e $(\gamma_{xz})_i$ da fibra é possível calcular as tensões (σ_x) , (τ_{xy}) e (τ_{xz}) à custa do respectivo modelo de comportamento material. Seguidamente, com essas tensões é possível obter os esforços (M_x) , (M_y) , (V_x) e (V_y) naquele ponto de Gauss.

Refira-se, ainda, que para determinação da lei de comportamento, apenas são tidas em conta as contribuições de cada fibra em termos das deformações axiais e de corte (não existe qualquer interacção entre fibras adjacentes) e que cada fibra materializa um elemento finito plano de quatro nós (no âmbito deste trabalho) com (2×2) pontos de integração.

A resposta dada por um modelo de fibras e, em particular, pelo modelo descrito depende então fortemente das leis constitutivas que se associam aos materiais e, conseqüentemente, às fibras da discretização seccional, uma vez que a maior ou menor adequabilidade das mesmas à situação em questão influenciará a capacidade resistente do elemento estrutural. Dessa forma, a seguir se descrevem as leis materiais usadas para caracterizar o comportamento do betão, tal como desenvolvidas e, posteriormente, implementadas em CAST3M (Guedes *et al.* (1994), Guedes (1997)).

- Comportamento em tracção:

A lei constitutiva monotónica de tracção do betão adoptada no presente trabalho consiste numa relação $\sigma - \varepsilon$ bilinear, cujo comportamento é descrito pelas seguintes expressões:

Para $0 < \varepsilon < \varepsilon_t$:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.24)$$

Para $\varepsilon_t < \varepsilon < \varepsilon_m$:

$$\sigma = \sigma_t \cdot \left(\frac{r - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} \right)}{r - 1} \right) \quad (3.25)$$

com

$$r = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_t} \quad (3.26)$$

O aspecto que a lei de comportamento do betão em tracção assume, quando configurado através das expressões (3.24) a (3.26) é, então, ilustrado na figura 3.10:

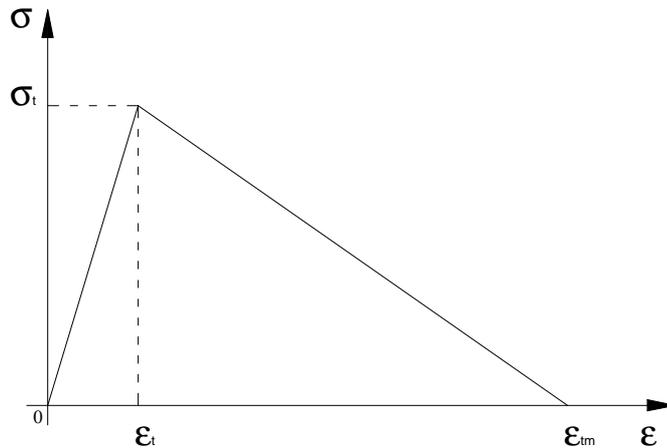


Figura 3.10 – Lei constitutiva para betão em tracção

Ainda que esta seja já uma consequência do comportamento conjunto betão-aço, é de referir que, enquanto o valor da tensão máxima de tracção pode ser determinado experimentalmente (frequentemente por processos indirectos, como a flexão de três pontos), o valor da extensão máxima ε_m não é de fácil calibração. Isso acontece porque o comportamento do betão em tracção é frágil e, só por si, esse não é capaz de manter capacidade resistente pós-pico. Esta resistência adicional é obtida por influência da coesão dada pelas armaduras que cruzam as fissuras, pelo que o valor máximo admissível para ε_m será igual à extensão de cedência das referidas.

O funcionamento da lei constitutiva em tracção é dado através da consideração de uma envolvente de tensão máxima de tracção para um intervalo de valores $\varepsilon \in \{-|\varepsilon_{c0}|; +|\varepsilon_{tm}|\}$ dentro da qual é mobilizada a lei descrita anteriormente em (3.24) a (3.26), adaptada para extensões correspondentes à envolvente que a engloba. O início de carregamento em tracção e, conseqüentemente, a localização na envolvente da curva do tipo da figura 3.10, escalada para a mesma, dependem do carregamento em compressão e do ponto de descarga associado, tal como ilustrado na figura 3.11.

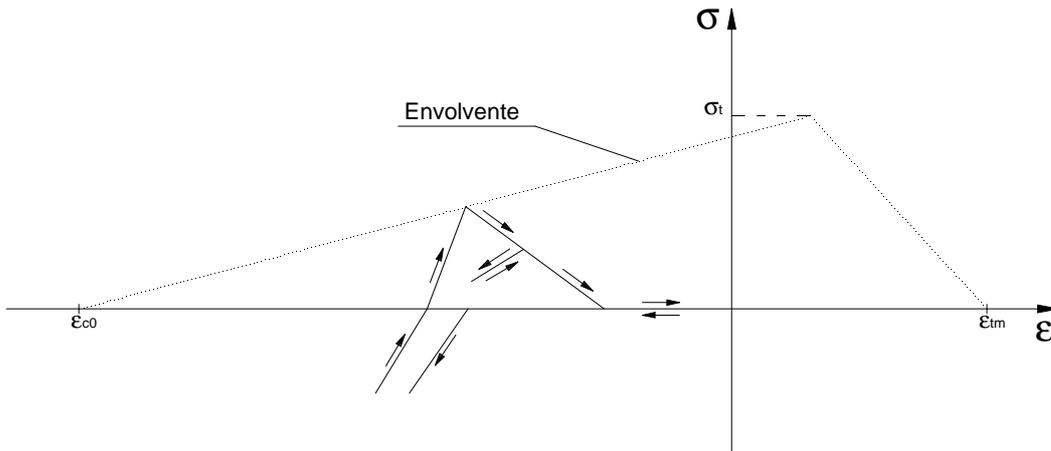


Figura 3.11 – Comportamento cíclico da lei constitutiva do betão em tracção

É ainda de referir que, uma vez atingido um valor de pico da tensão de tracção dado pela envolvente, o modelo considera esgotada a capacidade resistente à tracção, sendo que qualquer ciclo posterior não será capaz de mobilizar tensão a esse nível.

- Comportamento em compressão:

A lei constitutiva de compressão monotónica do betão baseia-se no modelo de Hognestad (1951), constituindo uma relação uniaxial $\sigma - \varepsilon$ de dois ramos, como apresentado na figura seguinte:

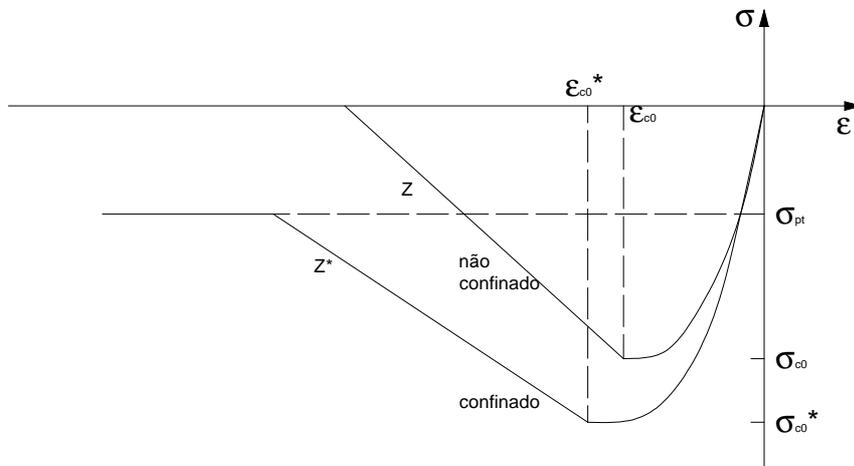


Figura 3.12 – Lei constitutiva usada para betão em compressão (confinado e não confinado)

Como apresentado, a lei usada é, de resto, muito idêntica à usada para calibração do comportamento do betão em compressão com o modelo de dano (figura 3.5), considerando funcionamento distinto para condições de betão confinado e não confinado. Com efeito, para o primeiro caso, acrescenta ainda um terceiro ramo com o propósito de simular a resistência residual que o betão confinado consegue mobilizar para deformações pós-pico. As expressões que definem o funcionamento do modelo apresentado são as seguintes:

Betão não confinado:

Ramo parabólico:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{c0}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right) \quad (3.27)$$

Ramo linear:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{c0}} = 1 + Z \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{c0}) \quad (3.28)$$

Betão confinado (calculado substituindo em (3.27) e (3.28) σ_{c0} , ε_{c0} e Z por σ_{c0}^* , ε_{c0}^* e Z^* , respectivamente):

$$\sigma_{c0}^* = \beta \cdot \sigma_{c0} \quad (3.29)$$

e

$$\varepsilon_{c0}^* = \beta^2 \cdot \varepsilon_{c0} \quad (3.30)$$

As questões relativas ao confinamento conferido ao betão pelas armaduras envolventes são abordadas através do parâmetro β , inerente às características da secção transversal e da envolvência das referidas armaduras. Sendo que este modelo de consideração de confinamento é diferente do descrito a propósito do modelo de dano, saliente-se que os dois representam essencialmente o mesmo fenómeno. Por esse motivo, a utilização deste modelo, tal como descrito em Guedes (1997), relaciona-se com a elevada correspondência que tem com a lei constitutiva de betão em compressão apresentada anteriormente na sua versão implementada em CAST3M. A lei constitutiva usada considera-as da seguinte forma:

$$\beta = \min(1 + 2,5 \cdot \alpha \cdot \omega_{\omega} ; 1,125 + 1,25 \cdot \alpha \cdot \omega_{\omega}) \quad (3.31)$$

onde:

$$\omega_{\omega} = \frac{A_{sw} \cdot \sigma_{yw} \cdot \left(\frac{l_w}{s} \right)}{b_c \cdot h_c \cdot \sigma_{c0}} \quad (3.32)$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{8}{3n}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_c}\right) \quad (3.33)$$

e

$$Z^* = \frac{\beta - 0,85}{\beta \cdot (0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_\omega + 0,0035 + \epsilon_{c0}^*)} \quad (3.34)$$

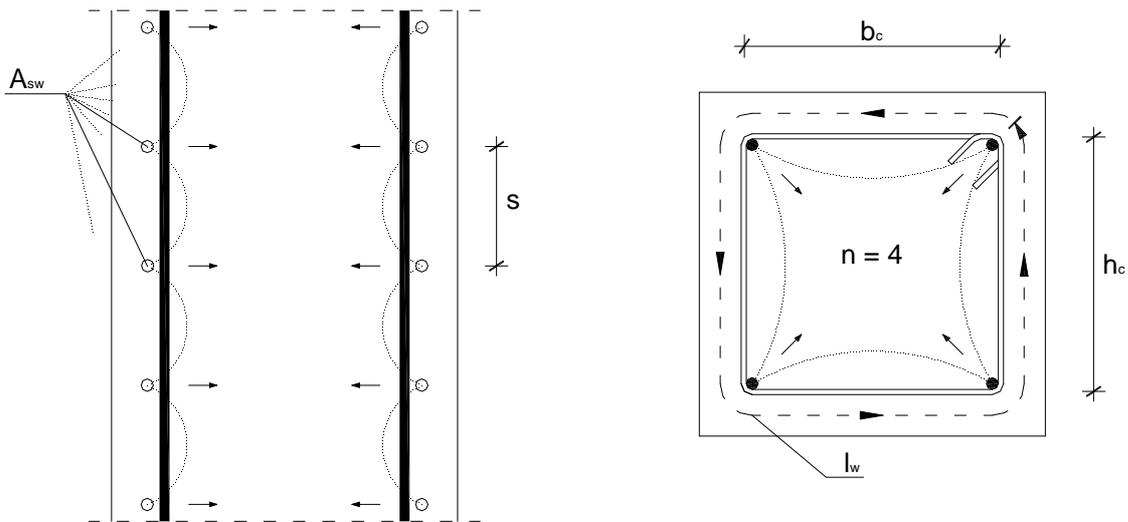


Figura 3.13 – Parâmetros de confinamento

Como referido anteriormente, os efeitos de confinamento conferem ao betão uma ductilidade tanto maior quanto mais alto for o nível de compressão que as armaduras forem capazes de introduzir no mesmo. Esse efeito continua a traduzir-se já muito após a resistência de pico em compressão ser atingida, fazendo com que haja no elemento estrutural um núcleo de betão capaz de manter alguma resistência para níveis de deformação importantes. O terceiro ramo da curva de betão confinado procura traduzir essa particularidade ao considerar uma tensão residual de resistência à compressão constante, que de acordo com Park *et al.* (1982) pode ser estimada como:

$$\sigma_{pr} = 0,2 \cdot \sigma_{c0}^* \quad (3.35)$$

O comportamento da lei constitutiva para cargas cíclicas inclui os efeitos da degradação de rigidez do material ao considerar que as descargas e recargas são feitas com uma rigidez progressivamente menor, dependente do nível máximo de extensão atingido pelo betão. A figura 3.14 ilustra o referido:

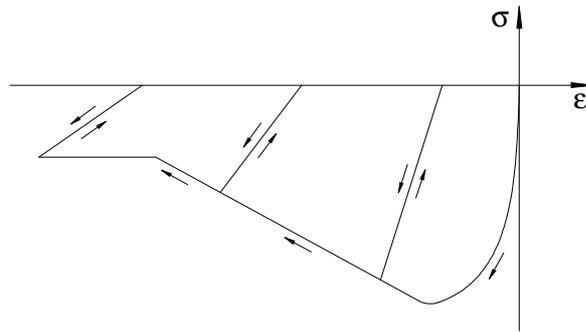


Figura 3.14 – Comportamento cíclico da lei constitutiva do betão em compressão

- Comportamento cíclico:

Retratados os comportamentos que a lei constitutiva assume para tensões de tração e compressão é importante referir que a simulação de ensaios cíclicos padece de fenómenos próprios inerentes à articulação entre domínios de tração e compressão. Objectivamente, existe a questão da fendilhação e da forma como as fissuras influenciam o comportamento global do elemento quando sujeitas a compressões e trações alternadas. A lei desenvolvida por Guedes (1997) e que tem vindo a ser descrita nesta tese tem em conta esses fenómenos, sendo possível suavizar as curvas de descarga/recarga em concordância. O aspecto final da lei constitutiva integrando todas estas questões é, então o seguinte:

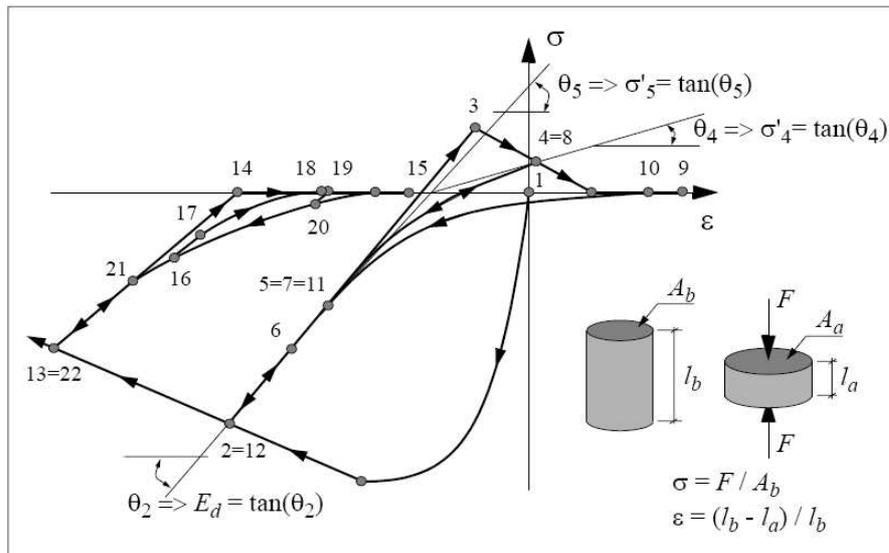


Figura 3.15 – Lei constitutiva uniaxial para o betão (Guedes (1997))

3.1.3 – MODELO DE MENEGOTTO – PINTO

Uma particularidade comum a ambos os modelos já descritos, o modelo de dano contínuo e o modelo de fibras, prende-se com a necessidade de ambos determinarem o estado de tensão num ponto ou secção à custa de leis constitutivas representativas dos materiais em causa. Para tal, contudo, quer o modelo de dano (desenvolvido inicialmente para utilização em betão simples) quer o modelo de fibras

(do qual apenas foi descrita a lei constitutiva usada relativa ao betão) necessitam de ser usados em conjugação com uma metodologia que seja capaz de efectuar a simulação do comportamento cíclico das armaduras. No caso do modelo dano, a estratégia passou pela integração, nas malhas de elementos finitos relativas ao betão, de elementos de barra, com esforços unicamente uniaxiais, discretizados de acordo com o verificado nos espécimes experimentais, dotados de uma lei constitutiva adequada. No caso do modelo de fibras, dada a forma como esse já tem em conta os diferentes materiais existentes ao nível da secção na forma como calcula a capacidade resistente do elemento, apenas se aplicou, nas fibras correspondentes, a lei constitutiva adequada à simulação cíclica do comportamento das armaduras. Em ambos os casos, a lei constitutiva escolhida para o efeito foi a desenvolvida por Menegotto e Pinto (1973) que também se encontra implementada em CAST3M.

Para carregamentos monotónicos o comportamento do aço macio corrente, já plenamente conhecido, pode ser brevemente descrito como linear elástico até uma determinada extensão ϵ_{sy} , onde o mesmo entra em patamar de cedência. Esse patamar prolonga-se até um valor ϵ_{sh} onde se inicia um processo de endurecimento do aço, que consegue acumular aumentos de tensão progressivamente menores até um nível de extensão última ϵ_{su} .

Quando solicitado por cargas cíclicas, o aço mostra um comportamento hysterético associado a grande dissipação de energia localizada, nomeadamente, nas fases de descarga/recarga, por degradação de rigidez (efeito de *Bauschinger*). Com base nas considerações referidas o modelo descrito apresenta o seguinte comportamento:

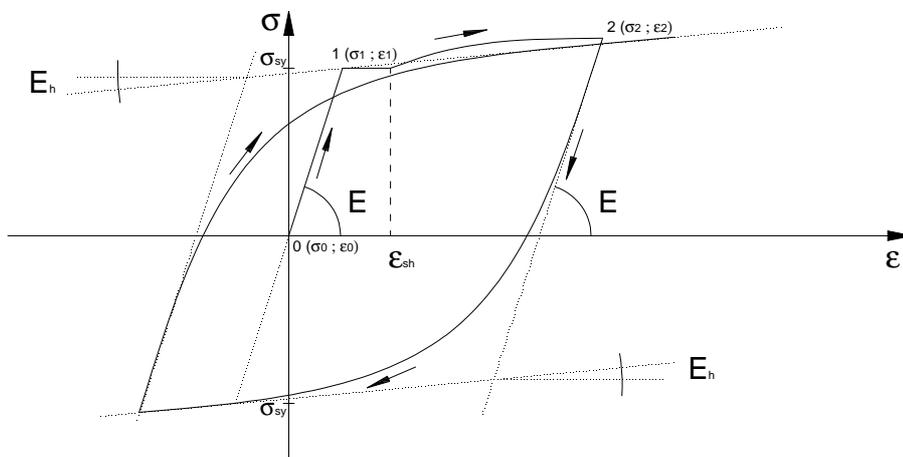


Figura 3.16 – Comportamento cíclico do aço.

A caracterização da lei constitutiva do aço para carregamentos cíclicos segundo o modelo em questão observa essencialmente três pontos fundamentais. O primeiro que se prende com a determinação da entrada em funcionamento do comportamento cíclico. Com efeito, o modelo assume inicialmente o comportamento monotónico (desde 0 até 2), sendo que para descargas que ocorram para valores de extensão (ϵ_2) que respeitem a condição $|\epsilon_{\max} - \epsilon| \geq \frac{|\epsilon_{sy}|}{3}$ o comportamento do aço passa a ser dado pela formulação cíclica.

A segunda questão a observar prende-se com a rigidez com que essas se processam. Como é observável na figura 3.16 inicialmente os fenómenos dão-se com a rigidez elástica, mas à medida que progridem essa diminui consideravelmente, materializando dissipação de energia, até se aproximar da rigidez representada pelo módulo E_h , de endurecimento. O maior ou menor afastamento do comportamento numérico em relação às duas assíntotas que representam E e E_h é controlado por um parâmetro do modelo que regula a influência do já referido efeito de *Bauschinger*.

A última questão essencial à caracterização do comportamento cíclico do aço segundo o modelo de Menegotto – Pinto prende-se com a progressão do mesmo no domínio plástico. A intersecção das linhas que representam as rigidezes elástica e de endurecimento define um ponto que é dependente precisamente da incursão em plasticidade. Resta salientar que o modelo diferencia se esse ponto está associado a uma descarga de compressão e recarga em tensão ou o contrário.

3.2 – TÉCNICAS BASEADAS EM LEIS FENOMENOLÓGICAS

As técnicas estudadas neste âmbito foram o modelo de rótula plástica concentrada e um modelo de elemento de flexibilidade. Convém referir, no entanto, que todas as simulações numéricas efectuadas no contexto deste trabalho foram construídas com base nos modelos descritos em 3.1, sendo que a exposição apresentada neste capítulo terá de ser entendida como mencionada a título de referência, pelo contraponto a que a diferença de abordagem entre as duas filosofias nos remete e pelas hipóteses de desenvolvimento futuro que representam.

3.2.1 – MODELO DA RÓTULA PLÁSTICA CONCENTRADA

O problema das rotações plásticas de elementos de betão armado já foi alvo de inúmeros estudos, tendo conhecido um desenvolvimento mais acentuado a partir dos anos 80. Neste contexto, o modelo de rótula plástica concentrada que foi estudado no âmbito desta tese foi inicialmente desenvolvido e implementado para simulação do comportamento sísmico de pórticos de edifícios por Costa *et al.* (1987) e seguidamente mais detalhado por Varum (1995). A abordagem seguida no mesmo consiste, essencialmente, na modelação dos vários segmentos estruturais através de elementos de barra, concentrando a não-linearidade material nas extremidades dos mesmos. Este modelo encontra-se implementado num programa próprio denominado PNL (Varum (1995)).

Tendo como objectivo o tratamento do funcionamento dinâmico de pórticos de betão armado, este modelo incorpora um cálculo a duas dimensões dos vários segmentos assemblados, cuja formulação é feita em deslocamentos. Dessa forma, os elementos de barra foram concebidos considerando uma associação em série de três sub-elementos, um central e dois de extremidade. O elemento central assume comportamento linear elástico enquanto os de extremidade, como já referido, incorporam a não-linearidade material. A formulação inerente ao elemento descrito, sendo relativa a um problema 2D, admite três graus de liberdade por cada um dos nós de extremidade, os dois deslocamentos no plano e a rotação segundo o eixo que lhe é perpendicular. A configuração que daí resulta é a seguinte:

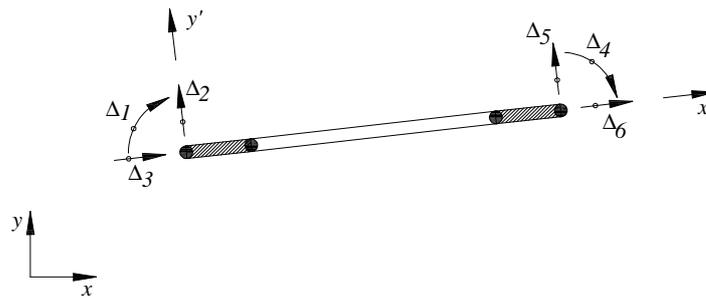


Figura 3.17 – Elemento de barra tipo usado no modelo da rótula plástica concentrada (Varum (1995))

Dado que o problema é resolvido em formulação de deslocamentos, a resposta do elemento estrutural a uma determinada solitação estará tão melhor caracterizada quanto melhor definidas foram as leis de restituição associadas ao mesmo. No presente caso, tendo o elemento central comportamento elástico, a dissipação de energia associada ao processo histerético de resposta a uma carga cíclica, que se traduz na ductilidade assimilada pelo elemento estrutural, está também ela concentrada nas extremidades.

Dado o objectivo assumido pelo autor do modelo ser uma caracterização adequada do comportamento sísmico de pórticos de betão armado e, portanto, do seu comportamento predominante de flexão alternada, a lei de comportamento histerético incorporada no mesmo (figura 3.18) e implementada no programa PNL, foi uma variante ao modelo desenvolvido por Takeda *et al.* (1970), posteriormente modificado por Costa *et al.* (1987), na qual os vários parâmetros envolvidos foram desenvolvidos para caracterização do caso objectivo, de flexão alternada.

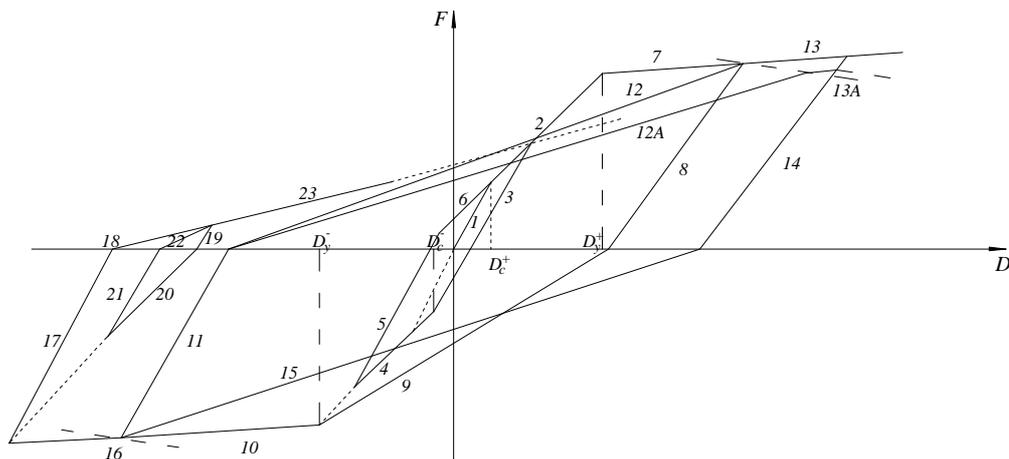


Figura 3.18 – Regras de histerese contempladas no modelo da rótula plástica concentrada

Para definição completa da resposta do elemento o modelo necessita, ainda, da determinação das relações monotónicas de momento-curvatura inerentes ao caso em estudo, às quais serão aplicadas as regras de histerese de carga, descarga e recarga apoiadas na lei de restituição escolhida. Esse estudo pode ser feito através de um processo baseado no modelo de fibras e nas hipóteses cinemáticas inerentes, que calcula a rigidez das várias secções (com distribuição longitudinal assumida uniforme,

no sub-elemento) e ajusta a curva de comportamento em flexão por uma envolvente tri-linear. A essa envolvente são, posteriormente, adicionados os vários fenómenos histeréticos, como por exemplo a degradação de rigidez ou o efeito de “pinching” que, na versão desenvolvida por Costa *et al.* (1987) assume o aspecto ilustrado na figura 3.19. Refira-se, a propósito do efeito de “pinching”, que esse corresponde a uma variação na rigidez de descarga e carregamento no sentido oposto de um elemento, que ocorre quando a respectiva inversão se dá com o mesmo já fissurado. À medida que o carregamento evolui no sentido contrário, as zonas inicialmente traccionadas vão acomodando as deformações com relativa facilidade, ao fechar as fissuras que estavam abertas, pelo que a rigidez com que isso se processa é pequena. Contudo, quando se atinge um estado em que essas ficam, efectivamente, fechadas, o betão dessa zona começa a ser comprimido, exibindo o pilar novamente a sua rigidez natural (para o nível de deformação em causa). Eventualmente, ambos os lados do elemento estrutural estarão fissurados, pelo que qualquer inversão de carregamento será afectada pelo mesmo fenómeno.

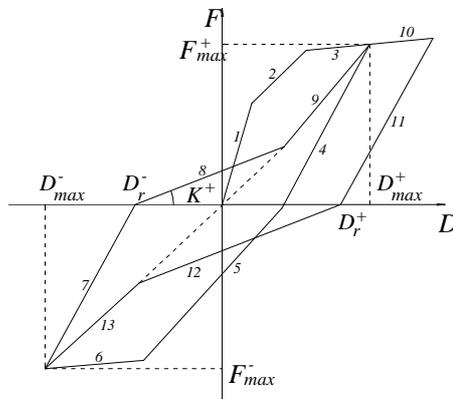


Figura 3.19 – Efeito de “pinching” no modelo da rótula plástica concentrada

Relativamente às leis de restituição do modelo da rótula plástica concentrada, os fenómenos incorporados na lei genérica são:

- Degradação de rigidez com deformação;
- Degradação de rigidez em inversão do carregamento;
- Degradação de resistência;
- Efeito $P - \Delta$;
- Influência do esforço transversal e aderência de armaduras;
- Comportamentos distintos para valores de esforços negativos ou positivos;

Conhecido o comportamento das três subdivisões do elemento de barra (linear elástico na zona central e não-linear nas extremidades) resta referir que o problema do comprimento das rótulas plásticas (e, conseqüentemente, dos sub-elementos de extremidade) foi também estudado por Varum, sendo recomendado que esse valor se situe no intervalo $0,5d < l_p < d$ para secções circulares de diâmetro d ou $0,5h < l_p < h$ para secções rectangulares de altura h .

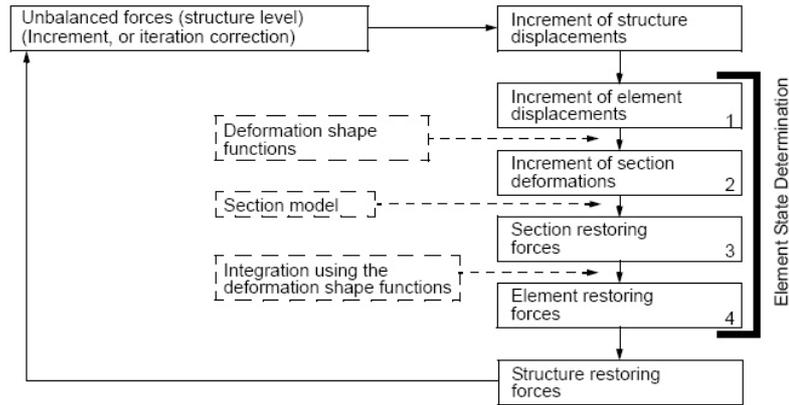
3.2.2 – MODELO DE FLEXIBILIDADE

O modelo estudado e aqui, brevemente apresentado, desenvolvido por Arêde (1997), baseia-se numa formulação de flexibilidade aplicável em códigos usuais de elementos finitos para cálculo incremental de comportamento não-linear que foi implementada em CASTEM2000 (CEA (1990)).

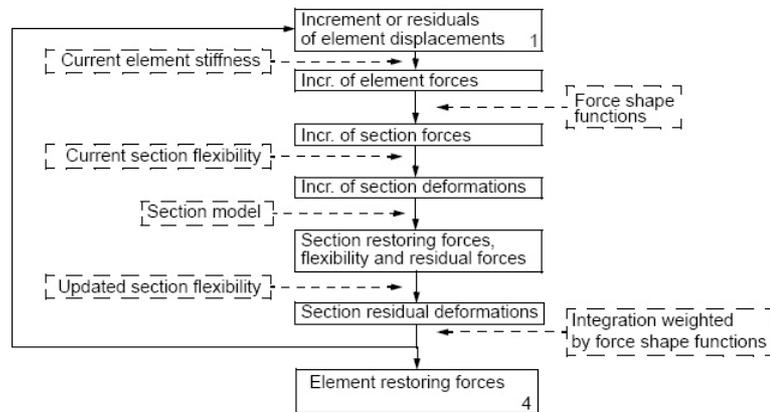
Tendo sido desenvolvido com o objectivo de simular o comportamento de pórticos de betão armado, a estratégia seguida pelo autor consistiu na idealização de cada peça estrutural do pórtico através de um único elemento de flexibilidade, concebido de forma a ser capaz de captar a não-linearidade (em flexão apenas), permitindo a monitorização das respectivas fronteiras entre comportamento linear elástico e não-linear de forma numericamente económica. A formulação de flexibilidade referida, apesar de aplicável no contexto dos mesmos códigos de elementos finitos que as formulações usuais em rigidez, apresenta várias diferenças na resolução do problema. Essencialmente, estes baseiam o cálculo na avaliação progressiva da matriz de rigidez dos elementos a partir dos incrementos de deslocamento e à custa de funções de forma que traduzem a respectiva deformada, para posterior determinação das forças de restituição inerentes a essa fase do carregamento (figura 3.20 (cima)). No entanto, a passagem do cálculo ao nível do elemento para o nível da secção, que é feita com recurso ao campo de deslocamentos dado pelas mesmas funções de forma, tem inerente uma dificuldade de representação para níveis de dano altos. Com efeito, a aproximação feita por intermédio de funções usualmente polinomiais torna-se progressivamente mais complicada quanto mais o comportamento do elemento se afastar do comportamento linear elástico, nomeadamente para o caso em questão, em que a simulação de uma peça estrutural é feita por um único elemento.

É nesse contexto que surge a formulação de flexibilidade (figura 3.20 (baixo)), em que a passagem do cálculo ao nível do elemento para o nível da secção é feita com recurso a funções de forma de força, obtidas a partir de condições de equilíbrio exactas e, conseqüentemente, independentes do estado de dano do elemento. Assim sendo, os modelos de flexibilidade evitam o incómodo da escolha de funções de forma de deslocamentos adequadas para traduzir o comportamento não-linear dos elementos.

Por outro lado, da mesma forma que os modelos de flexibilidade beneficiam da existência de funções de forma de força exactas, também se ressentem da falta de uma idealização do campo de deformações ao longo do elemento, particularmente porque, no caso apresentado, era objectivo do autor que o modelo desenvolvido se integrasse, de forma natural, nos códigos habituais de elementos finitos onde as leis de restituição são normalmente expressas em função das deformações.



a) Estrutura dos problemas em formulação de rigidez



b) Estrutura interna da formulação de flexibilidade

Figura 3.20 – (Arêde (1997))

Assim sendo, ao nível do elemento, o modelo considerado parte da matriz de rigidez dada através dos incrementos de deslocamento e das relações de força e calcula os aumentos de força ao nível da secção que, por sua vez, modificam a rigidez usada inicialmente, questão que é acautelada segundo um processo iterativo. Numericamente, esse processo é iniciado para um desequilíbrio entre o nível de força da lei de restituição e o dado pela matriz de rigidez inicial e pelo incremento de deslocamento do passo de cálculo. Esse desequilíbrio é atenuado à custa de uma deformação adicional patente nas matrizes de rigidez e flexibilidade que são, conseqüentemente, actualizadas, mas que desrespeita, no entanto, a condição de equilíbrio. Dessa forma o processo volta ao início quando se aplicam ao elemento forças de restauro à custa das funções de forma de força e das matrizes de rigidez/flexibilidade actualizadas e se avalia o estado do desequilíbrio de forças. A figura 3.21 ilustra o referido:

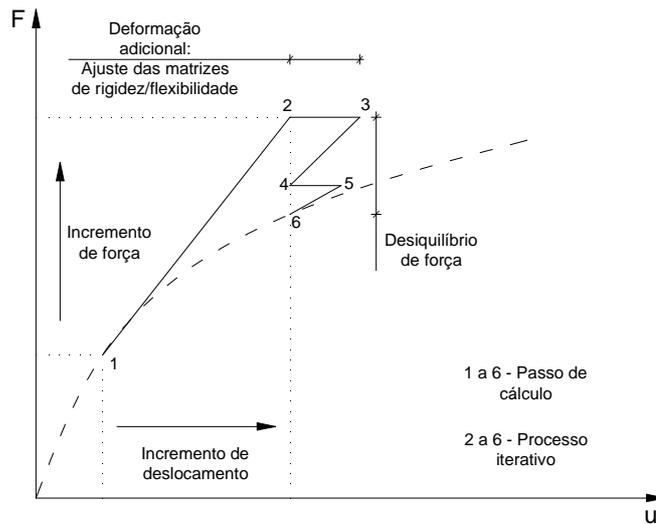


Figura 3.21 – Processo numérico de cálculo incremental ao nível do elemento, em flexibilidade

O modelo de flexibilidade em causa pretende ser uma alternativa eficiente a nível numérico, pelo que apenas procura ser capaz de simular o comportamento em flexão uniaxial, situação mais frequente em edifícios cujas estruturas se baseiam em pórticos regulares de betão armado com elementos de secção cheia, representando a resposta estrutural por intermédio de uma lei de comportamento global, ao nível da secção. A lei referida consiste numa envolvente trilinear momento – curvatura do tipo *Takeda*, com regras histeréticas baseadas no trabalho de Kunnath *et al.* (1990) capazes de descrever os fenómenos mais usuais, como degradação da rigidez nas descargas, perda de resistência pós-pico para ciclos em patamar de plasticidade ou efeito de “*pinching*” como ilustrado na figura seguinte:

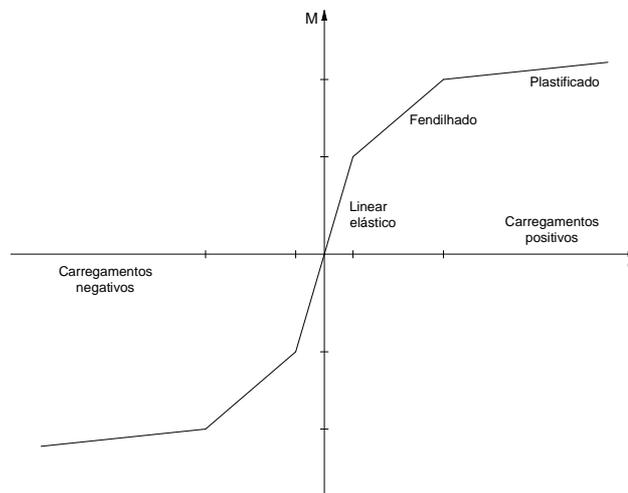


Figura 3.22 – Envolvente de Momento – Curvatura usada no modelo de flexibilidade

Conhecido o comportamento genérico considerado no modelo, refira-se que a avaliação do estado de tensão instalado no elemento fica inerente às secções de controlo que são tidas em conta no mesmo. Com efeito, o modelo considera três secções de controlo fixas, sendo essas a secção de meio vão e as de extremidade, que efectivamente dividem o elemento em duas partes. A essas secções de controlo fixas juntam-se outras móveis, dependentes da distribuição de momentos existente no elemento. A

entrada do elemento em cedência é localizada apenas junto das secções de extremidade, enquanto que o início de fissuração pode ocorrer em qualquer secção. A sujeição de um elemento de flexibilidade a flexão elevada resultaria numa disposição do elemento do tipo da apresentada na figura 3.23:

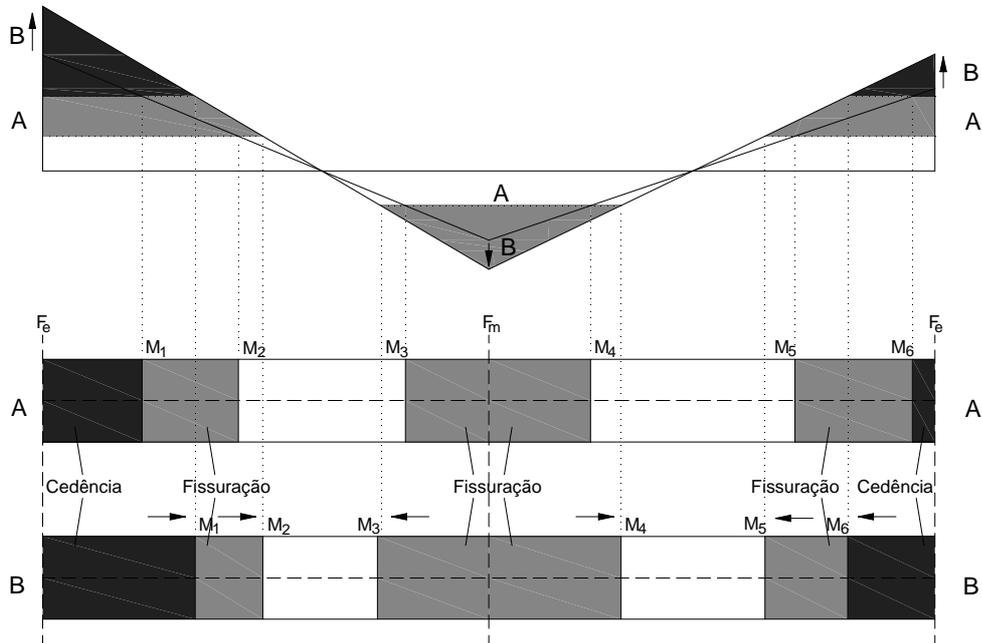


Figura 3.23 – Evolução das secções de controlo

As secções fixas F_e e F_m mantêm-se constantes ao longo do carregamento, enquanto que as secções móveis M_1 a M_6 evoluem com a modificação da distribuição de momentos no elemento. Estas últimas marcam a transição entre zonas plastificadas, zonas fissuradas e zonas não-fissuradas.

No contexto do estudo do comportamento cíclico de pilares ocos, o uso de modelos de flexibilidade, em particular pela eficiência revelada no cálculo não-linear associado ao mesmo, pode representar uma alternativa interessante. Com efeito, o controlo sobre as secções que exibem não-linearidade considerado neste modelo permite que se alivie o esforço de cálculo associado ao caso dos pilares ocos (que, como foi apresentado no capítulo 2, se mostram muito susceptíveis aos fenómenos não-lineares de corte. Fenómenos esses que, ao invés do que se verifica na não-linearidade em flexão e que, usualmente, permite o tratamento do problema por assemblagem em série de elementos com leis globais diferentes, não se manifestam, de forma mais vinculada, unicamente nas extremidades dos elementos) ao manter, dentro do possível, certas zonas em regime elástico linear. Por outro lado, uma aplicação adequada do modelo de flexibilidade ao caso dos pilares ocos exigiria que a envolvente trilinear contemplasse os efeitos associados ao elevado esforço transversal, o que, por consequência, garantiria que a evolução das secções de controlo se efectuasse de acordo com níveis de deformação da secção expectáveis por mecanismos de corte.

4

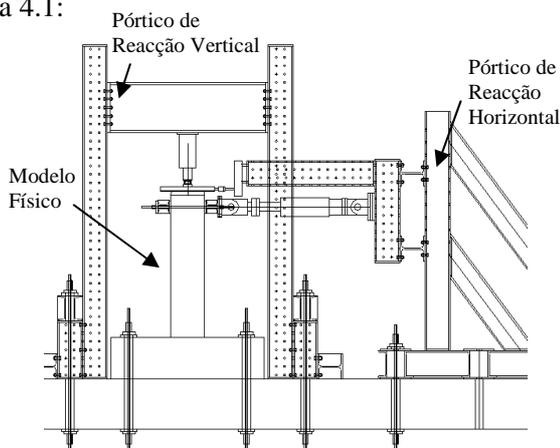
CASOS DE ESTUDO

O presente capítulo pretende apresentar brevemente a campanha de ensaios que decorreu no LESE e, particularmente, a série de pilares escolhidos para o estudo apresentado nesta tese. Nesse sentido, é feita uma descrição inicial do setup experimental e das características dos provetes.

Em seguida, tendo como objectivo contextualizar o estudo paramétrico efectuado no capítulo cinco face aos pressupostos assumidos, é descrita a estratégia de modelação seguida para cada um dos casos de estudo. Refira-se que todos os modelos numéricos foram construídos a partir das técnicas baseadas em leis constitutivas descritas no capítulo 3, disponíveis no software de análise estrutural CAST3M, com destaque claro para as modelações efectuadas com o Modelo de Dano Contínuo.

4.1 – CAMPANHA EXPERIMENTAL

Todos os ensaios realizados no LESE no âmbito da investigação sobre pilares ocos, cuja discussão detalhada pode ser encontrada em Delgado (2009), serviram-se de um setup experimental construído para esse efeito. Essencialmente consiste em dois actuadores hidráulicos ortogonais independentes (para carga vertical e horizontal) aliados a pórticos rígidos de estrutura metálica capazes de absorver as reacções inerentes ao nível dos carregamentos a que os pilares foram sujeitos, conforme ilustrado na figura 4.1:



a) "Layout" esquemático



b) Vista geral do setup

Figura 4.1 – Setup experimental

Como é visível na figura 4.1 a) o sistema de ensaio foi ancorado à laje rígida do laboratório, por intermédio de varões pré-esforçados *Dywidag*.

Estabelecido o setup são aplicados deslocamentos cíclicos horizontais através do actuador horizontal na extremidade do pilar, para materialização dos níveis de *drift* pretendidos. É, também, de referir que a acção vertical que o tabuleiro exerce nos pilares foi simulada à custa de uma carga vertical de 250 kN, mantida constante ao longo dos ensaios.

O registo de resultados é efectuado a partir da instrumentação inerente ao setup de ensaio. Essa consiste num conjunto de LVDT's (transdutores de deslocamento), células de carga e extensómetros ligados às armaduras. O sistema de aquisição de dados funciona numa interface desenvolvida na plataforma LabVIEW.

O conjunto de pilares escolhidos divide-se essencialmente em elementos de secção quadrada e elementos de secção rectangular. Foram construídos com uma sapata de dimensões consideráveis e, portanto, muito rígida, que materializasse um maior grau de encastramento na base. A cabeça do pilar era, também ela, maciça, de forma a possibilitar que a aplicação de deslocamentos pelos actuadores fosse praticamente uniforme em todo o perímetro das secções ocas adjacentes.

A nomenclatura adoptada para os mesmos teve em conta vários factores, sendo de salientar, pela influência dos mesmos que será posteriormente analisada, os que se relacionam com o tipo de secção e com a disposição da armadura transversal. Assim, o quadro 4.1 descreve a série de provetes objecto de estudo desta tese:

Quadro 4.1 – Série experimental

Pilares Quadrados		Pilares Rectangulares	
PO1 – N4 – E1	Estribo simples	PO2 – N4 – E1	Estribo simples
PO1 – N5 – E1	Estribo tipo EC8	PO2 – N5 – E1	Estribo tipo EC8
PO1 – N6 – E1	Estribo tipo EC8 (x2)	PO2 – N6 – E1	Estribo tipo EC8 (x2)

A configuração estabelecida pelo índice N# indica o tipo de armadura transversal, com configurações como apresentado no quadro 4.1. Os casos de estribo simples correspondem à situação em que cada banzo ou alma do pilar oco é envolvido por apenas um laço de armadura transversal que, consequentemente, se intersectam nos cantos. As configurações com estribos tipo EC8 representam a recomendação para espaçamento máximo entre varões de armadura longitudinal restringidos por estribos (ponto 6, parte 2 do EC8 (CEN (1994))), sendo que a diferença entre ambas se deve à quantidade de armadura transversal, que é dupla para os pilares N6 relativamente aos restantes.

A campanha experimental, como já referido, tinha como pretensão a avaliação do comportamento cíclico de pilares ocos de pontes e fenómenos inerentes, pelo que os provetes descritos no quadro 4.1

representam pilares reais à escala 1:4. Dessa forma, todas as características geométricas, incluindo a secção das armaduras usadas, dizem respeito a uma idealização em escala reduzida de um pilar oco real de ponte.

As figuras 4.2 e 4.3 representam uma ilustração das várias disposições geométricas dos pilares com estribo simples ou do tipo EC8, respectivamente:

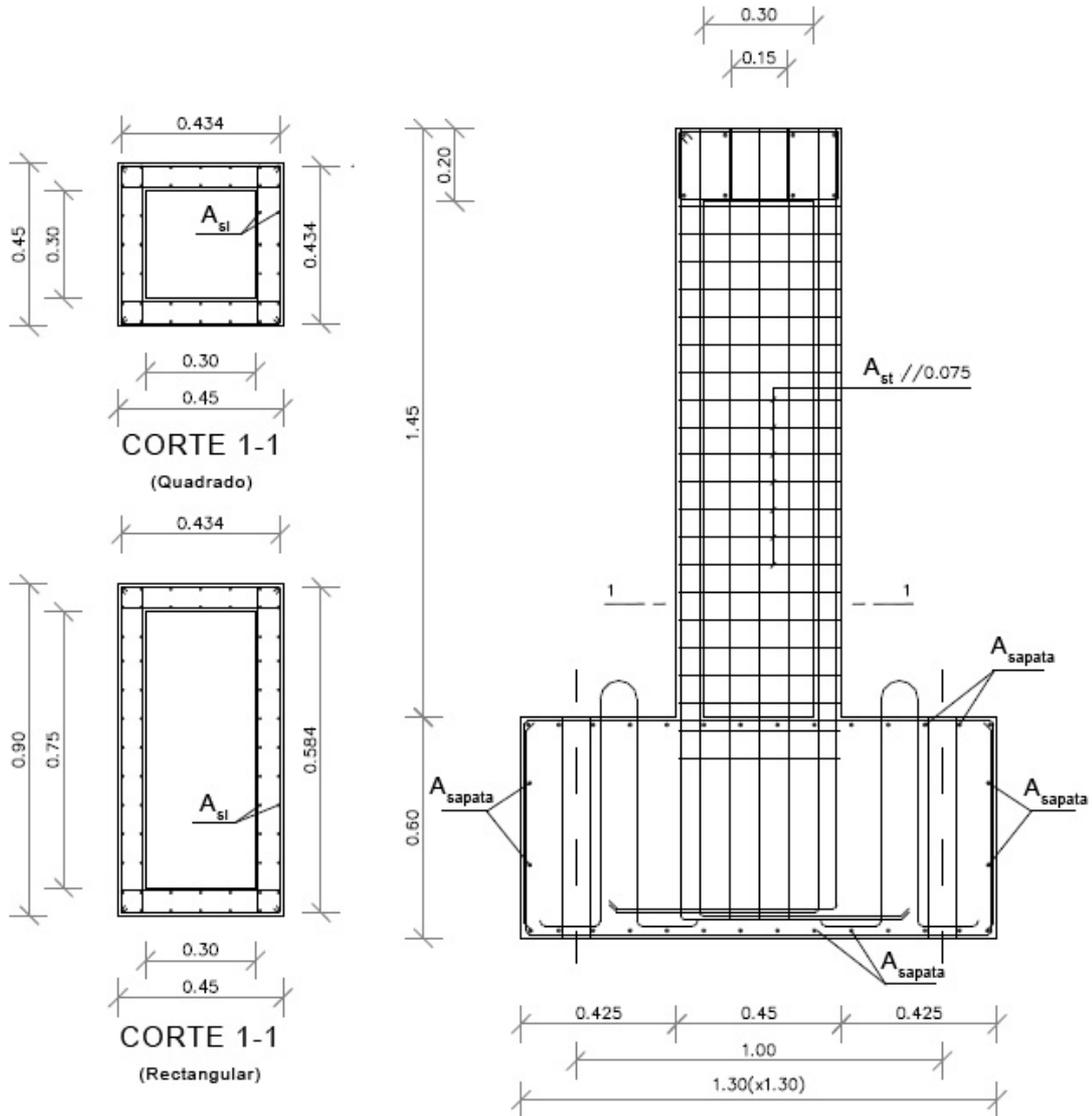


Figura 4.2 – Desenho Construtivo de Pilares com Configuração de Estribo Simples (Delgado (2009))

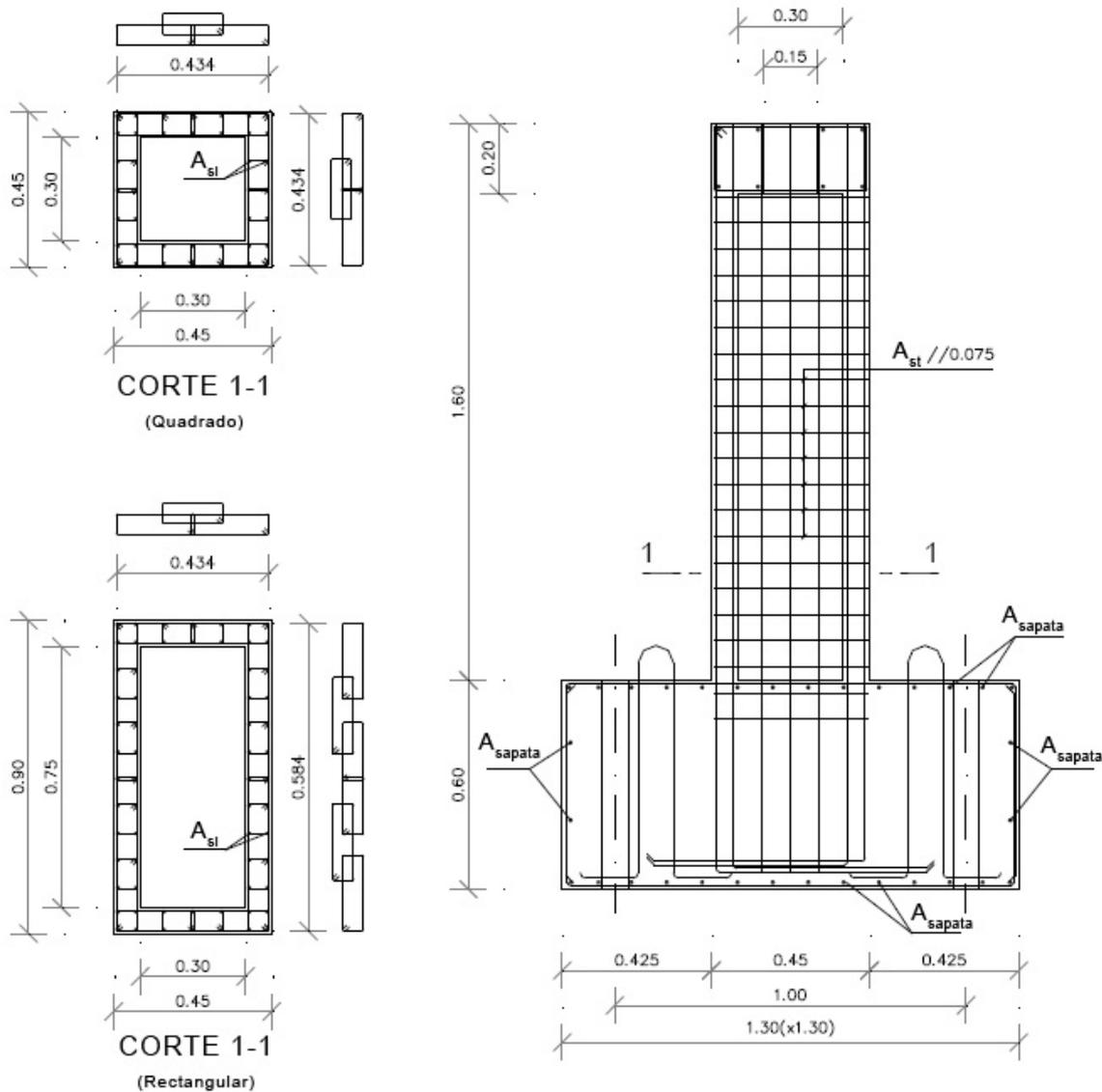


Figura 4.3 – Desenho Construtivo de Pilares com Configuração de Estribo tipo EC8 (Delgado (2009))

Quanto aos materiais refira-se que a série experimental corresponde a elementos todos construídos a partir de betão da mesma amassadura, bem como aço do mesmo tipo. Dessa forma, resumem-se nos quadros 4.2 e 4.3 as características materiais mais relevantes para a modelação:

Quadro 4.2 – Características materiais

Betão	
$f_{cm, cub}$	35.7 MPa
$f_{cm, cil}$	28.5 MPa

Quadro 4.3 – Características materiais

Aço – A _{sl} (A500)	
E_{sl}	200 GPa
f_{sy}	560 MPa
f_{su}	670 MPa
Quantidade (quadrados):	40 $\Phi 8$
Quantidade (rectangulares):	64 $\Phi 8$
Aço - A _{st} (A400)	
E_{sw}	190 GPa
f_{swy}	443 MPa
f_{swu}	505 MPa
Quantidade (quadrados):	21 $\Phi 2.6 // 0.075$
Quantidade (rectangulares):	21 $\Phi 2.6 // 0.075$

Referência especial para a armadura transversal, cujo diâmetro utilizado foi de 2,6 milímetros. Como tal, pela impossibilidade prática de arranjar varões rugosos com esse diâmetro, utilizaram-se estribos construídos a partir de arame liso, conforme é visível nas fotografias da figura 4.4. As características do aço que reforçou as sapatas não são indicadas porque não se considera relevante face à forma como o comportamento das mesmas será modelado. Este assunto será abordado, oportunamente, mais adiante, na secção que retrata a estratégia de modelação adoptada.



Figura 4.4 – Estribos em arame liso (fotografias em fase de pré-betonagem)



Figura 4.4 – Estribos em arame liso (fotografias em fase de pré-betonagem) (continuação)

Relativamente ao setup experimental e às condições em que se realizaram os ensaios resta apresentar a história de carga imposta aos provetes. Dessa forma, refira-se que os deslocamentos cíclicos horizontais se reportam à direcção de menor inércia dos pilares, no caso dos pilares rectangulares. A história de deslocamentos aplicados é apresentada na figura 4.4 onde é de salientar a realização de três ciclos para cada nível de deslocamento:

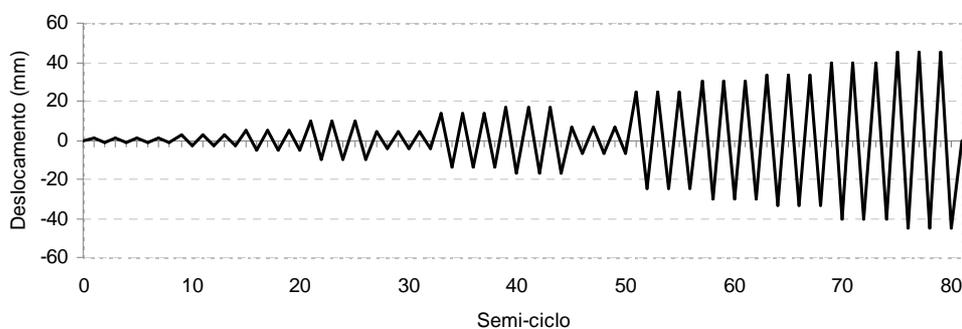


Figura 4.5 – História de carregamento

Toda a campanha experimental aqui brevemente descrita, bem como outros ensaios enquadrados na mesma iniciativa, encontram-se, como já referido, detalhadamente apresentados em Delgado (2009).

4.2 – ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO

O presente sub-capítulo pretende apresentar a linha de raciocínio seguida com o propósito de simulação numérica dos ensaios descritos anteriormente. Como tal, dadas as grandes diferenças inerentes a cada uma das técnicas usadas, serão apresentadas as premissas consideradas para modelação com o Modelo de Dano e o Modelo de Fibras separadamente. Uma vez que as modelações

efectuadas com o modelo de fibras não incluem a não-linearidade do comportamento em corte, adoptando a formulação usual de Timoshenko para as relações de deformação longitudinal da peça, não é expectável que se consiga obter respostas numéricas muito próximas das verificadas experimentalmente. Com efeito, nas modelações com fibras pretendeu-se captar apenas e, de forma indicativa, a influência da dicotomia entre as componentes de corte e flexão (para a qual a simulação por via de fibras longitudinais com comportamento não-linear é muito mais adequada) relativamente ao tipo de secção de pilar oco, tendo os resultados experimentais como solução de balizamento. Nesse sentido, é dado um destaque claro às estratégias baseadas no Modelo de Dano Contínuo, que constituíram a maioria dos esforços desenvolvidos no âmbito desta tese e das quais são apresentados mais resultados. O Anexo A contém várias linhas de código representativas das instruções a fornecer ao programa CAST3M para construção de modelos idênticos, com ilustrações esquemáticas das operações envolvidas nas mesmas.

4.2.1 – MODELO DE DANO CONTÍNUO

A estratégia a seguir descrita observa à construção da grande generalidade dos modelos, tendo havido casos pontuais com pormenores ligeiramente diferentes do que é aqui exposto, mas que se mantiveram, no entanto, dentro da mesma linha de orientação.

- Geometria e condições fronteira:

Os modelos baseados no modelo de dano contínuo apoiaram-se numa malha de elementos finitos volumétricos com oito pontos de *Gauss* cada (elementos CUB8 em CAST3M) para simulação do betão.

Dada a simetria que observa aos dois tipos de pilares e com vista à simplificação do modelo estrutural, apenas foram modeladas numericamente metades de cada pilar, sendo que o plano de divisão e simetria dos mesmos coincide com o plano definido pela direcção de aplicação da carga (menor inércia, quando aplicável) e pelo eixo longitudinal das peças. Ainda de acordo com a referida simplificação, foram introduzidas condições fronteira nos nós das superfícies pertencentes ao plano de simetria atrás mencionado, correspondentes à restrição de deslocamentos na direcção perpendicular ao mesmo. Efectivamente, e como verificado na realidade, a degradação acentuada das almas pode não ser exactamente simétrica. Por outro lado, dado que o campo de aplicação dos estudos deste trabalho se prende unicamente com carregamentos cíclicos numa única direcção, pertencente ao plano de simetria dos pilares, poder-se-á considerar que a simplificação adoptada acarreta uma perda pouco relevante de significado. Sendo assim, refira-se que a comparação dos resultados verificados experimentalmente com os obtidos com os modelos numéricos assim construídos acautela esse aspecto.

A figura 4.6 apresenta uma ilustração da malha utilizada para o caso de um pilar rectangular e das condições fronteira utilizadas. As setas azuis representam as direcções com restrição de deslocamento enquanto que as verdes correspondem às direcções onde são aplicados os carregamentos.

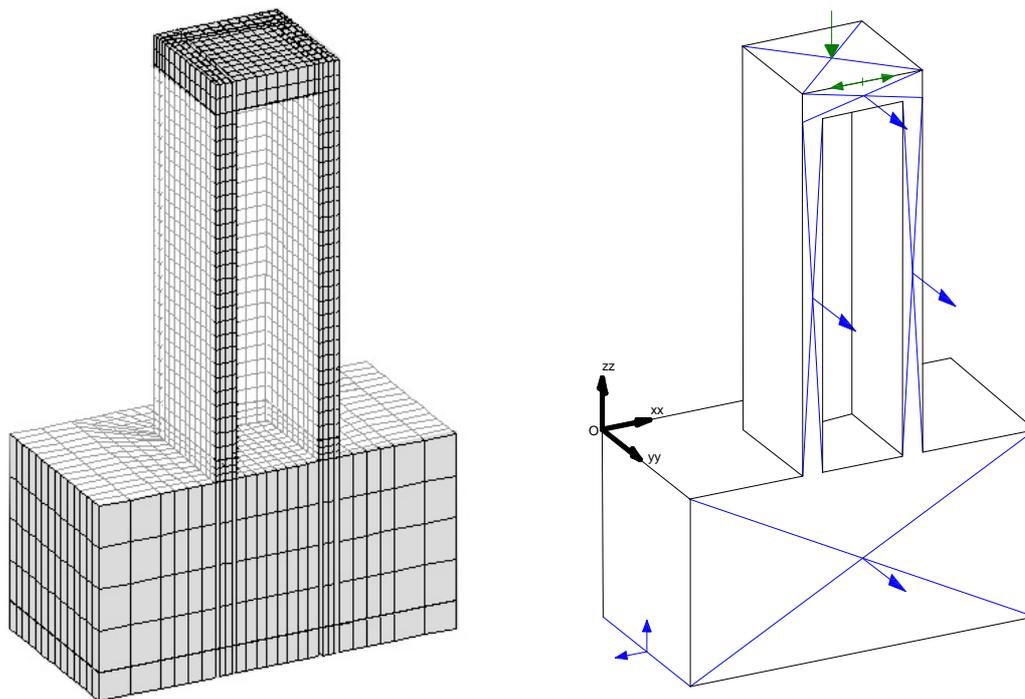


Figura 4.6 – Malha de elementos finitos e condições fronteira

Além de ter em conta os aspectos geométricos directos, como o comprimento da peça, largura das almas e outros, a construção das malhas foi feita de forma a facilitar a integração das armaduras no seio das referidas malhas, nas posições correspondentes às dos provetes experimentais anteriormente descritos. Esta consideração resultou numa pormenorização da malha bastante apertada em certas zonas (devido, por exemplo, às pequenas dimensões da camada de betão de recobrimento) que se optou por homogeneizar para a peça toda pelo detalhe que é capaz de conferir à resposta numérica. Dessa forma, as malhas finais representativas do volume de betão contiveram elementos finitos com dimensões tão pequenas como cerca de dois ou três centímetros, mantendo, no entanto, o cuidado de materializar a correspondência devida com outras dimensões experimentais, como por exemplo o espaçamento dos estribos, ainda que através não de um único elemento, mas sim de vários. Tal solução e, de resto, como visível na figura 4.6, tornou o modelo bastante pesado do ponto de vista computacional, sendo, no entanto, admitida como viável dado o detalhe pretendido com este estudo.

As armaduras, quer longitudinais quer transversais, são modeladas através de elementos de barra, com comportamento apenas uniaxial dado pelas leis descritas no capítulo 3. No entanto, a adequação da resposta dada por esses modelos depende também do nível de detalhe da interface entre os elementos de aço e betão. Isto é, enquanto que na realidade a transferência de forças entre betão e armaduras se materializa essencialmente por aderência dos respectivos materiais, no modelo numérico em causa (em que não foram consideradas quaisquer leis de aderência), essa depende do equilíbrio de forças calculado ao nível dos nós da malha. Dessa forma, a contribuição das armaduras no comportamento global do betão armado depende de uma adequada escolha dos nós de amarração das primeiras na malha de elementos finitos.

Tirando partido da apertada pormenorização do modelo, as armaduras longitudinais foram amarradas em todos os nós consecutivos na direcção OZ e colocados na posição respectiva dentro da secção, situação que, analogamente, se pode considerar que é o tratamento do fenómeno da aderência betão - armaduras, de uma forma discreta, tão detalhada quanto possibilitado pela malha de betão. Efectivamente, para pilares em que o comportamento seja dominado por flexão, para elevados níveis de *drift*, como já referido, há fortes possibilidades de o esmagamento e, conseqüente, destacamento do betão na base conduza à encurvadura dos varões nessa mesma zona. A acontecer, isso é uma situação que perde validade de ser retratada da forma descrita, mas dada a forte influência do esforço transversal, que dominou o comportamento dos pilares em estudo nomeadamente na rotura, e até pelas dificuldades que se imporiam a um estudo realizado directamente com leis de aderência na interface betão - armaduras (essencialmente pela dificuldade de calibração das mesmas, dado que não foram feitos quaisquer ensaios para identificação dos parâmetros que caracterizam esse aspecto comportamental), admitiu-se como aceitável a solução acima descrita. Nota especial para os varões cujo eixo longitudinal se localiza no plano de simetria já referido, que foram modelados com metade da secção, de forma a reflectir a divisão de força entre as duas partes simétricas, conforme idealizado e exposto anteriormente.

Por facilidade de construção do modelo no software CAST3M, nomeadamente no que diz respeito às condições fronteira, refira-se ainda que, por motivos apresentados adiante, muito embora não seja relevante o comportamento das armaduras localizadas na sapata e volume maciço do topo do pilar, essas foram modeladas com um prolongamento linear até à base, conforme visível na figura 4.7 para o caso de um pilar oco rectangular.

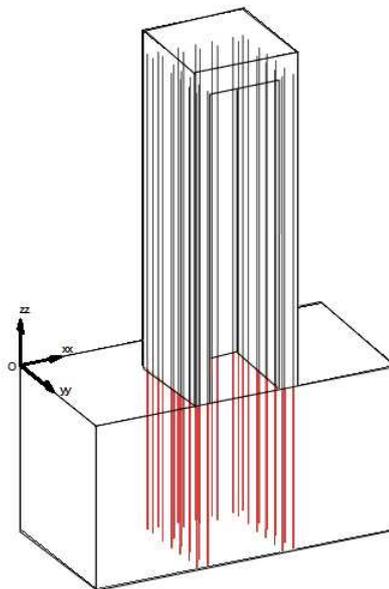


Figura 4.7 – Armaduras longitudinais

A modelação das armaduras transversais, que como referido anteriormente consistiram em varões lisos, envolvem considerações mais cuidadas no que diz respeito à sua interligação com a malha de elementos finitos representativa do contínuo de betão. Contrariamente aos varões longitudinais,

rugosos, em que a transferência de forças depende em grande parte da capacidade aderente entre os mesmos e o betão envolvente, a força mobilizada nos estribos depende quase unicamente da sua disposição na secção e das ligações que tem à armadura longitudinal. Dessa forma, após algumas tentativas de amarração dos estribos em todos os nós consecutivos ao longo da sua disposição construtiva na malha de betão, de forma idêntica ao efectuado para as armaduras longitudinais, verificou-se que as distorções ocorridas nas armaduras transversais localizadas nas almas eram enormes, associadas a deformadas irreais provocadas pela deformação dos elementos de betão adjacentes aos nós de amarração (figura 4.8).



Figura 4.8 – Efeito da amarração dos estribos na respectiva deformada

A opção final recaiu, então, sobre a amarração dos estribos apenas nos nós onde se localizavam os vértices dos mesmos, exceptuando as zonas de intersecção entre almas e banzos, onde foram amarrados nos quatro vértices do núcleo resultante. Essa solução procura essencialmente caracterizar a interligação entre betão e aço efectuada apenas nessa zona, através da compatibilização de deformações nos referidos vértices, para a qual contribuem os esforços dos varões de aço e dos elementos finitos de betão adjacentes. A construção das armaduras transversais baseada nesta filosofia assume, ainda assim, algumas limitações quando comparada com a realidade, onde apesar da configuração lisa dos estribos há ainda alguma força a ser transferida por aderência (logo, esforço axial não constante), para baixos níveis de tensão. É possível encontrar vários trabalhos que apresentam, inclusivé, sugestões para o tratamento desse fenómeno (Tassios (1979), Eligehausen *et al.* (1983)), sendo que abordam o problema sob a mesma perspectiva de leis de aderência já anteriormente referida. Além disso, apesar do efeito coesivo conferido ao betão na primeira solução descrita ser perfeitamente exagerado (motivo pelo qual essa opção foi descartada), a existência de armaduras transversais com um espaçamento tão apertado quanto o do presente caso (sete centímetros e meio) confere, ainda assim, alguma consistência ao betão na direcção perpendicular à do esforço axial dos estribos. Com efeito, para estados avançados de degradação em que o betão se encontra já muito fissurado, a existência de um material rígido que atravessa os vários planos de fendilhação acaba por dar alguma coesão ao betão, na direcção perpendicular à dos estribos, efeito que não é captado pela modelação adoptada. Pelos motivos apresentados reconhece-se que a estratégia escolhida assume um grau de simplificação algo significativo, que, no entanto e para os objectivos desta tese se considerou adequado.

A figura 4.9 apresenta uma comparação da discretização seccional feita na malha de elementos finitos com a secção real, para o caso de pilares ocos rectangulares de estribo simples ou tipo EC8 (pilares N4 e N5/N6, respectivamente), sendo que nos pilares quadrados a configuração é equivalente. Os círculos visíveis nas secções numéricas (direita) identificam os nós de amarração dos estribos aos elementos finitos de betão, tendo representações diferentes (fechados ou abertos) somente para facilitar a visualização da figura nos nós onde mais que um estribo esteja amarrado.

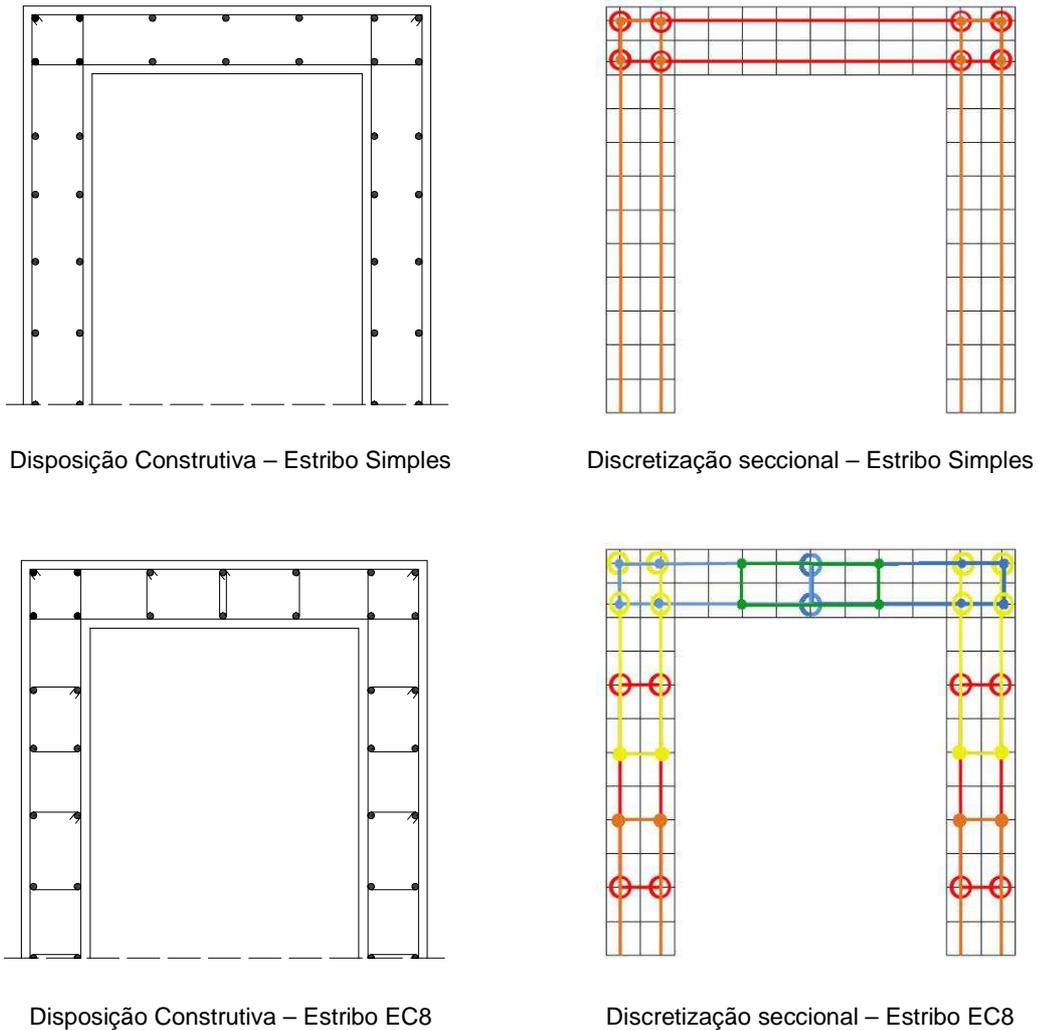


Figura 4.9 – Secções transversais, real e numérica, de pilar oco rectangular

- Leis Constitutivas:

Definida a geometria das malhas a usar, o passo seguinte na elaboração dos modelos numéricos prende-se com a escolha das leis constitutivas a aplicar ao betão e aço. Sendo que a perspectiva escolhida para cada caso já foi descrita no capítulo 3, segue-se uma descrição da forma como a calibração das leis (nomeadamente do betão) foi executada no *software* CAST3M.

- Betão:

As características do betão usado nas simulações numéricas de todos os pilares desenvolvidas nesta tese, conforme o quadro 4.2, correspondem a cerca de 35 MPa para a resistência em cubos (com efeito de confinamento provocado pelos pratos da balança) e 28,5 MPa para a resistência admitida não confinada. Como referido a respeito do capítulo 3, a curva descritiva do comportamento do betão rege-se pelos parâmetros de dano d^+ e d^- , segundo as expressões (3.6) e (3.9). Dada essa forma particular de determinação das curvas constitutivas do betão, a calibração das mesmas seguiu uma lógica de comparação com outras relações já conhecidas e aceites na comunidade científica, nomeadamente a

relação usada por Vila-Pouca também no âmbito do estudo de pilares ocos (Vila-Pouca (2001)) baseada nos trabalhos de Kent e Park (1971) e Park *et al.* (1982).

O conhecimento das variáveis envolvidas na definição da lei constitutiva do modelo de dano tal como programado em CAST3M foi crucial para este efeito. Dessa forma, refira-se o trabalho desenvolvido por Costa *et al.* compilado no relatório de implementação do modelo de dano em CAST3M como sendo bibliografia indispensável para qualquer trabalho na área (Costa *et al.* (2005)). O quadro 4.4 apresenta uma síntese dos parâmetros necessários para este estudo e do seu respectivo significado.

Quadro 4.4 – Variáveis de definição do betão no modelo de dano em CAST3M

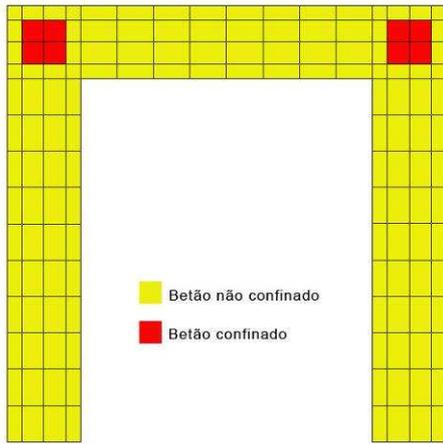
Parâmetro	Descrição	
'YOUN'	Módulo de Elasticidade	
'NU'	Coeficiente de Poisson	
'RHO'	Densidade do betão	
'HLEN'	Comprimento efectivo dos elementos finitos, l^*	
'GVAL'	Energia de fractura do betão	
'FTUL'	Tensão máxima de tracção	
'FC01'	Tensão limite de elasticidade	
'FCU1'	Tensão máxima de compressão	
'STRU'	Extensão máxima de compressão	
'EXTP'	Extensão de referência para plasticidade	
'STRP'	Tensão de referência para plasticidade	
'EXT1'	Extensão de ponto de calibração 1	
'STR1'	Tensão de ponto de calibração 1	Associados aos parâmetros A ⁻ e B ⁻ , de acordo com (3.9)
'EXT2'	Extensão de ponto de calibração 2	
'STR2'	Tensão de ponto de calibração 2	

Antes de proceder à descrição dos valores adoptados em cada parâmetro é necessário apresentar algumas considerações efectuadas relativamente ao comportamento assumido pelo betão nas várias zonas do pilar. Com efeito, muito embora se tenha incluído a sapata e o maciço do topo dos pilares nas malhas tridimensionais dos vários modelos, é de referir que os carregamentos aplicados não são capazes de provocar tensões muito altas nos mesmos, pelo que tendo como objectivo reduzir o esforço computacional se considerou comportamento elástico nas duas zonas referidas. A implicação principal dessa medida prende-se com a impossibilidade, nessas condições, de captar alguns efeitos de não-linearidade locais, como por exemplo uma eventual rotação que ocorra na base do pilar associada à deformação, também local, na zona de ligação dos banzos à sapata, uma vez que a compressão desta última, devido ao seu comportamento linear elástico, traduziria uma rigidez do sistema superior à

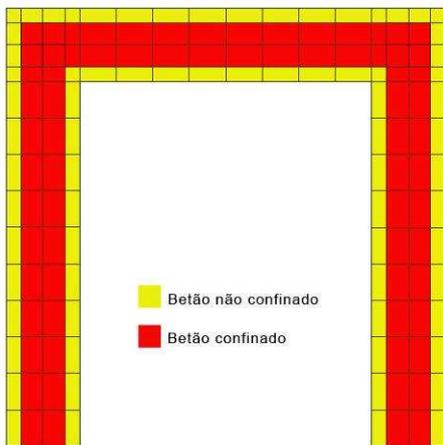
pretendida. Por outro lado, dado o pequeno benefício associado ao conhecimento do comportamento não-linear desse betão relativamente ao ganho de eficiência que o cálculo das referidas zonas em regime elástico representa, assumiu-se como aceitável a simplificação. A calibração do modelo em função da mesma exigiu, por outro lado, que se ajustasse o módulo de elasticidade do cálculo elástico para ter em conta a deformabilidade adicional que existe, nomeadamente na sapata, devido a fenómenos como a deformação dos varões de pré-esforço que a ancoravam à laje, por exemplo. Tomando como premissa de calibração dos modelos a definição correcta do comportamento dos pilares em regime elástico, fixou-se o valor do módulo de elasticidade em causa nos 12 GPa.

Quanto ao betão não-linear, das almas e banzos dos pilares ocos e no seguimento da ideia iniciada no capítulo 3 relativamente ao confinamento dado pelas armaduras e à consideração do mesmo já na lei constitutiva, refira-se que foram atribuídos parâmetros diferentes a várias zonas da malha de forma a reflectir o efeito pretendido. Assim, as zonas consideradas confinadas e não confinadas, ilustradas na figura 4.10, são diferentes consoante o tipo de armadura transversal de que dispõem. Essencialmente, admite-se que para os pilares com armadura do tipo simples, as únicas zonas confinadas correspondem ao núcleo de intersecção de banzos e almas e de uma pequena faixa (sete centímetros e meio) junto à fundação. O motivo da consideração do comportamento confinado nesta zona relaciona-se com a multiaxialidade de compressões que podem surgir devido à influência da proximidade da sapata que pode, dessa forma, conferir ao betão uma resistência um pouco maior e um comportamento certamente mais dúctil. Já no resto do pilar admite-se que a pormenorização da armadura transversal não é suficiente para mobilizar compressões em todo o desenvolvimento das almas ou banzos (recorde-se que o confinamento é originado pela compressão multiaxial provocada pela reacção dos estribos à expansão do betão e, conseqüentemente, mobilizado apenas nas proximidades dos vértices da armadura transversal) e, dessa forma, o betão comporta-se de forma não confinada. No caso dos pilares com armadura transversal pormenorizada de acordo com o EC8 esse problema já não se põe da mesma forma, uma vez que a aplicação de estribos adicionais nas almas e banzos introduz mais reacções compressivas dos mesmos no mesmo espaço da secção de betão, em vez de apenas junto aos núcleos de intersecção de almas e banzos. Por esse motivo adoptou-se, para estes pilares, comportamento confinado nas mesmas zonas dos descritos anteriormente e, adicionalmente, no interior das almas e banzos, sendo o betão de recobrimento fora da faixa junto à sapata o único volume a ter características de comportamento não confinado. É, ainda, de referir casos em que houve necessidade de reforçar as condições de resistência na faixa já referida junto à fundação causada por rotura prematura por esmagamento do betão. Esses serão analisados individualmente na respectiva validação experimental do modelo numérico, discussão presente no capítulo 5.

A figura 4.10 representa uma ilustração das zonas confinadas e não confinadas em pilar rectangular, para o caso de armadura transversal com pormenorização simples ou do tipo EC8.



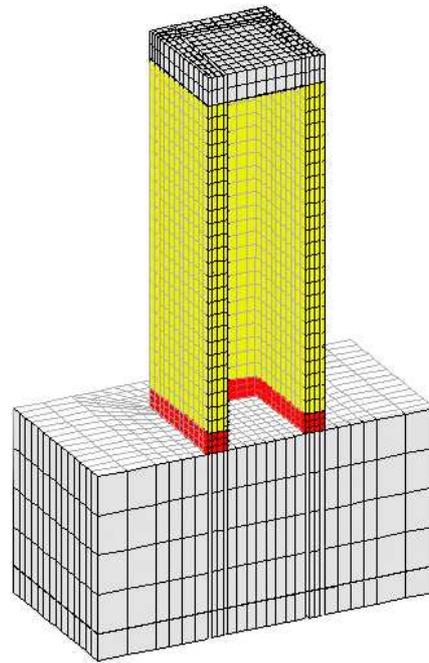
Discretização seccional – Estribo Simples



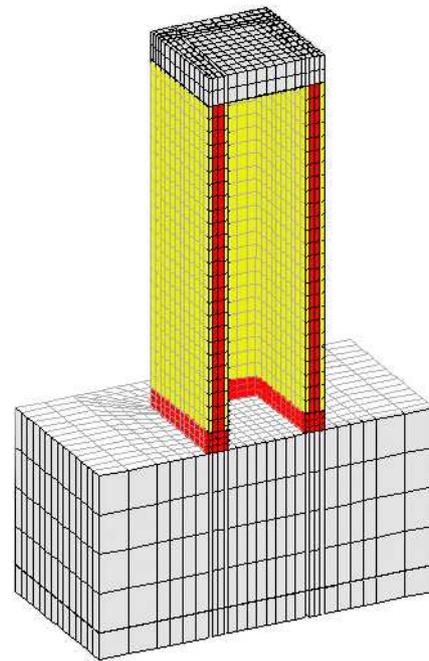
Discretização seccional – Estribo tipo EC8



Discretização seccional – Zona Reforçada junto à base



Malha 3D – Estribo Simples



Malha 3D – Estribo tipo EC8

Figura 4.10 – Confinamento do betão nas malhas de elementos finitos

Retomando a questão dos parâmetros de definição do modelo de dano em CAST3M, apresentam-se, de seguida, os valores respectivos:

- **YOUN** : O módulo de elasticidade do betão foi calibrado de forma a obter-se para os pilares, calculados com o comportamento não linear definido pelo modelo de dano, a mesma rigidez em fase elástica da verificada experimentalmente. Esse estudo resultou num valor de 20 GPa. Este valor aplica-se apenas, como referido, ao betão não-linear dos pilares, sendo o comportamento das zonas com regime linear elástico associado ao módulo de elasticidade de 12GPa apresentado anteriormente.
- **NU** : O coeficiente de poisson adoptado foi de 0,2.
- **RHO** : A densidade do betão usada foi de 2400 kg/m³.
- **HLEN** : De acordo com a expressão (3.8), tendo em conta as várias zonas da malha com elementos finitos de dimensão diferente e sem se pretender entrar em detalhe excessivo, refira-se que os valores adoptados para o comprimento efectivo l^* variaram entre 0,0178 e 0,0348. O cálculo dos mesmos usando o volume dos elementos finitos em detrimento do volume associado ao ponto de Gauss não é, contudo, pacífico. Com efeito, dadas as figuras 3.3 e 3.4, bem como a expressão (3.7), conclui-se que a energia de fractura efectiva que o modelo usa para os cálculos depende directamente deste valor. Dessa forma, o cálculo de HLEN com recurso ao volume do elemento finito ou de um volume oito vezes inferior (elementos tipo CUB8, com oito pontos de integração) afecta a solução. A escolha mais correcta parece ser o volume do ponto de Gauss, uma vez que é ao nível deste ponto que o algoritmo de efectua as devidas compatibilizações. Como usa as extensões calculadas ao nível do ponto de integração (e fá-lo para todos os pontos de Gauss de CUB8), parece excessivo o uso de comprimentos efectivos associados ao volume total do elemento finito. Refira-se, assim e novamente, que a adopção da expressão (3.8) se prendeu com uma lógica de continuidade com resultados anteriores aos deste trabalho, efectuados nessas condições, uma vez que a alteração da mesma impediria qualquer base de comparação ao nível da energia de fractura.
- **GVAL** : A energia de fractura é o parâmetro menos objectivo de todos os envolvidos na caracterização de elementos betão armado segundo o modelo de dano. Com efeito, a definição deste valor para betão simples é complexa, envolvendo ensaios específicos e tratamento analítico rigoroso dos resultados. Existem várias formas de o fazer sugeridas na bibliografia, das quais se salienta o método “Work-of-fracture”, desenvolvido por Hillerborg (1985), o método “Jenq-Shah” (Jenq e Shah (1985)) e o método “size-effect” desenvolvido por Bažant *et al.* (1987). No entanto, muito embora as considerações que qualquer um desses admite para origem e propagação das fissuras estejam justificadas e detalhadas de forma exaustiva para o betão simples, as conclusões não são directamente aplicáveis ao betão armado. Na verdade, a influência das armaduras no impedimento da abertura e, sobretudo, na propagação de fissuras é determinante no conhecimento do comportamento em tracção do betão. Tal é, aliás, a razão de vários estudos sobre o efeito de *tension-softening*, onde vários testes experimentais em tracção pura e flexão, conjuntamente com o conhecimento das relações de aderência entre betão e armaduras (Eligehausen *et al.* (1983), Manfredi *et al.* (1996)) permitiram a compreensão do fenómeno. A mecânica da fenda distribuída, teoria por detrás da lei constitutiva do betão em tracção segundo o modelo de dano adoptado, no contexto de problemas de elementos

finitos, faz a configuração exponencial do decaimento da resistência em tracção depender precisamente da energia de fractura. Daí que, para eliminar um certo grau de incerteza associado a este parâmetro seria necessário proceder a uma campanha de ensaios baseados num dos métodos sugeridos acima, focados em painéis idênticos às paredes dos pilares ocos em causa, com o mesmo tipo de secção e detalhe de armadura. Tal esforço sai, contudo, fora do âmbito da investigação na qual se integra esta tese, pelo que se procurou calibrar a energia de fractura sempre em último lugar relativamente aos restantes parâmetros do quadro 4.4, a partir de um intervalo de valores considerados razoáveis. O valor final adoptado foi de 300 J/m².

- FTUL : Como já referido no capítulo três, a resistência máxima de tracção é um dos parâmetros necessários para a correcta definição do comportamento do betão. A dicotomia existente entre a tensão máxima de tracção e a energia de fractura, dada a forma do decaimento pós-pico (exponencial) e o módulo de elasticidade do betão caracterizam toda a resistência do betão em regime de tracção. Dessa forma não é possível analisar a influência de um destes parâmetros isolado do outro. Por esse motivo, a calibração dos modelos exigiu alguma flexibilidade na definição deste parâmetro, uma vez que não se dispunha de informação experimental relativa ao mesmo e que os valores usuais da ordem dos 10% da resistência máxima em compressão não produziam bons resultados. Com efeito, verificou-se que, devido à referida dependência entre a tensão máxima de tracção e a energia de fractura inerente à definição da tracção no modelo de dano, o uso de valores na ordem dos 2 a 3 MPa produzia ora uma força máxima insuficiente ora uma rigidez excessiva, consoante se fizesse variar o valor respectivo de 'GVAL'. Dessa forma, adoptou-se uma solução de compromisso que fixou este valor em 1,2 MPa.

- FC01 : O limite de elasticidade para o betão em compressão, segundo o EC2 (1991) situa-se geralmente à volta de 40% da resistência máxima em compressão. Para as situações em causa isso corresponderia a valores entre os 11 MPa e os 13 MPa para betão não confinado e confinado, respectivamente. No entanto, o valor usado para conseguir obter a curva uniaxial pretendida, com as leis de evolução do comportamento em compressão do modelo de dano implementadas em CAST3M, foi de 20 MPa.

Todos os outros parâmetros do quadro 4.4 caracterizam a definição do comportamento do betão em compressão, cuja construção algo complexa será apresentada no Anexo B, mas que essencialmente consiste no ajuste de 'STR1', 'STR2', 'EXT1' e 'EXT2' (parâmetros representativos dos pontos relacionados com A' e B' de (3.9)) de forma a obter o valor de resistência máxima e de extensão última idênticos aos pretendidos. Dessa forma e tal como referido anteriormente, a justificação dos parâmetros usados envolve a avaliação sob as perspectivas já descritas no capítulo 3, relativas à constituição das leis de comportamento em compressão e, nomeadamente, com confinamento.

Betão Não confinado:

Partindo dos valores iniciais já apresentados:

$$\left. \begin{array}{l} f_{c0} = 28.5 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{c0} = 0.0022 \end{array} \right\} \quad \text{por (3.11) e (3.12)} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} Z_0 = 358.123 \\ \varepsilon_{ultima} = 0.0049 \end{array} \right.$$

A lei obtida foi a seguinte:

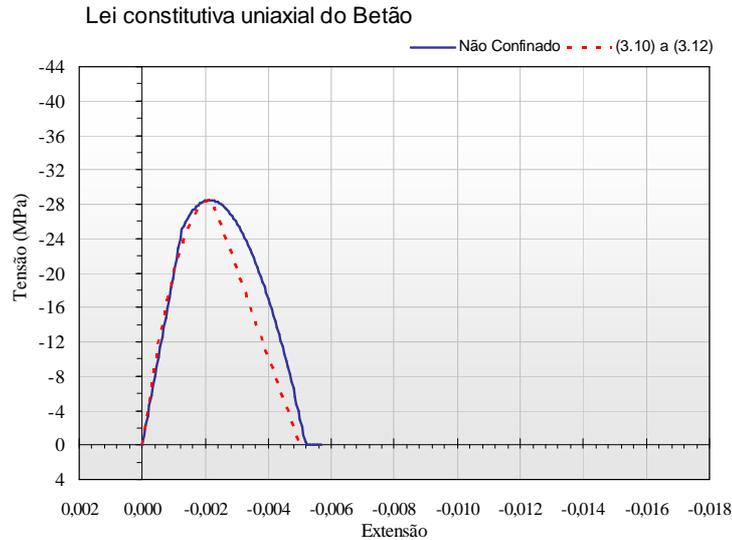


Figura 4.11 – Comparação entre a curva uniaxial em compressão não confinada do Betão dada pelo Modelo de Dano em CAST3M e a definida pelas expressões (3.10) e (3.12)

É visível que a curva definida assume uma configuração idêntica ao pretendido, eventualmente ficando um pouco além no que à extensão última diz respeito, fruto da própria expressão de construção da curva do modelo de dano, bem diferente do segmento linear dado pela relação escolhida.

Betão confinado:

Relativamente ao betão confinado, levantam-se várias questões de fundo relativamente à forma de o modelar. Com efeito e, de resto, como já referido várias vezes neste trabalho, a disposição de armaduras, influencia bastante o comportamento do betão. Não só a nível da sua resistência de pico, mas também, e principalmente, aumentando a sua ductilidade. Dessa forma, perante a secção transversal tipo dos pilares em causa, já apresentada, admite-se que seriam necessárias várias leis de confinamento diferentes para representar todas as zonas da secção, abraçadas por estribos diferentes. Por outro lado, no entanto, as fórmulas usadas para prever a influência na curva de compressão do betão dada pela existência e detalhe da armadura transversal não deixam de ser uma estimativa. Dessa forma optou-se por definir uma curva apenas, para a situação com confinamento mais forte (intersecção dos banzos com a alma em pilares PO#-N6-E1), usando-a em todas as zonas indicadas anteriormente a vermelho na figura 4.10. Efectivamente isso representa uma sobreavaliação do comportamento do betão à compressão, mas dada a economia de tempo conseguida pela necessidade de calibração de apenas uma curva admitiu-se aceitável, sobretudo porque a resposta global dos pilares ocos não está tão dependente do seu comportamento à compressão como do comportamento em tracção.

Partindo, então, dos mesmos valores iniciais inerentes ao betão não confinado e considerando o cálculo para a armadura dupla dos pilares N6 (correspondente ao caso de confinamento mais forte), no núcleo de betão definido pela intersecção dos banzos e alma, resulta:

$$\left. \begin{array}{l} f_{c0} = 28.5 \text{ MPa} \\ \epsilon_{c0} = 0.0022 \\ A_{sw} = 2 \times \phi 2.6 \text{ mm}^2 \\ f_{syf} = 443 \text{ MPa} \\ l_1 = l_2 = 0.045 \text{ m} \\ s = 0.075 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ por (3.15) a (3.20)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho_v = 0.0126 \\ f_{ccf} = 34 \text{ MPa} \\ \epsilon_{ccf} = 0.00263 \\ C_{conf} = 0.0073 \\ Z_{cf} = 60.41 \end{array} \right.$$

Com estes parâmetros, contudo, foi difícil calibrar uma curva com o modelo de dano devido ao efeito de truncagem da mesma descrito anteriormente (para uma extensão de pico de 0.00263 não se conseguiu subir a resistência para 34 MPa sem que a curva sofresse desse efeito). Dessa forma, permitiu-se que a curva do modelo de dano atingisse o pico para um valor de deformação um pouco mais alto, a volta de 4%, pelo que recalculados os devidos parâmetros para ter em conta essa situação, a configuração final das curvas resultou em:

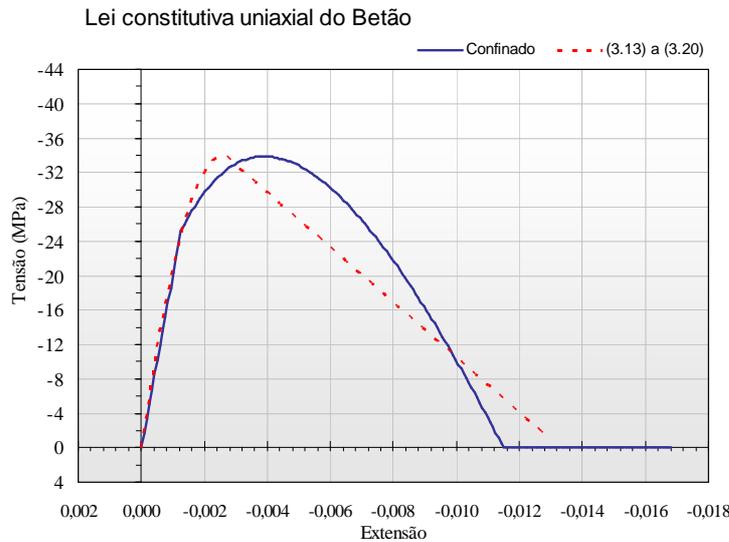


Figura 4.12 – Comparação entre a curva uniaxial em compressão confinada do Betão dada pelo Modelo de Dano em CAST3M e a definida pelas expressões (3.13) e (3.20)

Como visível na figura 4.12, existe um ligeiro desfasamento entre as curvas, expectável, no entanto, face ao descrito anteriormente, tendo-se admitido que o comportamento global ficava suficientemente bem captado desta forma (note-se que a resistência máxima e ductilidade são sensivelmente as mesmas).

Quanto às armaduras que, como referido atrás, foram modeladas com comportamento uniaxial definido com base no modelo descrito no sub-capítulo 3.1.3, refira-se que os parâmetros de CAST3M necessários ao processo de caracterização das mesmas estão sintetizados no quadro 4.5. Toda a descrição dos mesmos está detalhada em Guedes (1997).

Quadro 4.5 - Variáveis de definição do aço no modelo de Menegotto-Pinto em CAST3M

Parâmetro	Descrição
'YOUN'	Módulo de Elasticidade
'STSY'	Tensão de cedência
'STSU'	Tensão última
'EPSH'	Deformação de início de endurecimento
'EPSU'	Deformação última
'ROFA'	
'A1FA'	Parâmetros que definem o efeito de <i>Bauschinger</i>
'A2FA'	
'BFAC'	Rácio entre o módulo de endurecimento e o de elasticidade

Os valores respectivos, tais como usados em CAST3M, foram os seguintes:

- 'YOUN' : De acordo com informação experimental já apresentada, para o aço longitudinal este parâmetro foi de 200 GPa, enquanto que para o aço transversal foi de 190 GPa.
- 'STSY' : Para o aço longitudinal a tensão de cedência fixou-se nos 560 MPa, enquanto que no aço transversal este valor foi de 443 MPa.
- 'STSU' : Para o aço longitudinal a tensão última fixou-se nos 670 MPa, enquanto que no aço transversal este valor foi de 505 MPa.
- 'EPSH' : O valor usado neste parâmetro foi de 2,2‰ para o aço longitudinal e 4,5‰ para o aço transversal. Refira-se que a lógica para a escolha destes parâmetros prende-se com a previsão de um patamar de cedência no aço A400 transversal, que não se considerou para o aço longitudinal A500.
- 'EPSU' : O valor usado para a extensão última foi de 0,35 para o aço longitudinal e 0,14 para o aço transversal, sendo valores cuja realidade foi considerada irrelevante. Foram usados valores bastante altos para garantir que não ocorria rotura de armaduras, que nunca se verificou experimentalmente.
- 'ROFA' : Uma análise muito detalhada relativa à calibração do efeito de *Bauschinger* sai fora do âmbito deste estudo, pelo que foram usados os parâmetros de referência incluídos na bibliografia. No presente caso, o valor usado foi de 20.
- 'A1FA' : Pelos mesmos motivos descritos a respeito do parâmetro 'ROFA', o valor usado foi de 18,5.

- ‘A2FA’ : Pelos mesmos motivos descritos a respeito dos parâmetros ‘ROFA’ e ‘A1FA’, o valor usado foi de 0,15.
- ‘BFAC’ : Este parâmetro descreve o efeito transição entre comportamento elástico e o de endurecimento sofrido pelo aço em carregamentos cíclicos. É dado pelo rácio: $BFAC = E_h/E$, cujos parâmetros E_h e E estão representados na figura 3.16. Por seu lado, o módulo de endurecimento é dado por $E_h = (\sigma_{su} - \sigma_{sy}) / (\epsilon_{su} - \epsilon_{sy})$. O cálculo do parâmetro em causa é, então directo, sendo que dadas as características artificialmente exageradas dadas à extensão última das armaduras o valor usado não corresponde ao que seria previsível com o cálculo. BFAC, tal como introduzido no programa de cálculo, foi de 3.72E-3 para a armadura longitudinal e 2.083E-3 para a transversal.
- ‘SECT’ : Secção dos varões que, de acordo com o quadro 4.3 configura 0,503E-4 m² para os varões longitudinais $\Phi 8$ e 0.0531E-4 m² para a armadura transversal $\Phi 2,6$.

A curva tipo dada pelos parâmetros anteriormente descritos e, no caso exemplo da armadura longitudinal apresenta o seguinte aspecto:

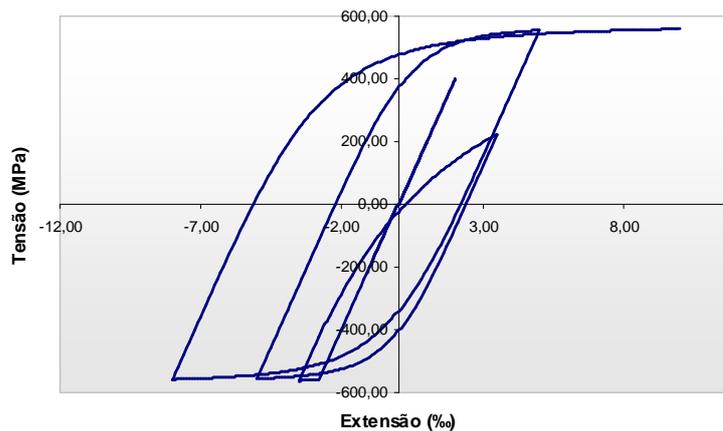


Figura 4.13 – Lei constitutiva uniaxial dada pelo modelo de Menegotto-Pinto em CAST3M

- Carregamentos:

O estabelecimento de estados de tensão dos modelos numéricos idênticos aos verificados durante os ensaios experimentais resumiu-se à definição de dois tipos de carregamento. O esforço axial constante, de 250 kN foi modelado como carga vertical também ela constante e aplicada no volume maciço do topo dos pilares (pelas simplificações de simetria atrás referidas, com um valor de apenas 125 kN). Quanto à carga cíclica, essa foi modelada como um deslocamento imposto de sentido variável, de incremento gradual e constante, cujo valor máximo, em cada ciclo, tem correspondência directa com o registado no ensaio experimental no mesmo ciclo. Estas considerações estão representadas esquematicamente na figura 4.6 (direita) por setas verdes.

Refira-se aqui que, por economia de cálculo, apenas se efectuou um ciclo de carregamento para cada nível de *drift*, ao invés do efectuado nos ensaios experimentais onde os pilares foram solicitados ciclicamente por três vezes no mesmo nível, antes de se aumentar o *drift*. O quadro 4.6 apresenta os ciclos de deslocamento imposto (valores máximos) nos modelos numéricos, diferenciados para cada caso. Refira-se também, a título de curiosidade, que cada ciclo corresponde a um único ficheiro de cálculo sequencial e, à excepção do primeiro, compreende apenas um nível de *drift*. Isso deve-se ao facto de no primeiro ciclo a resposta ser dada com os materiais a comportarem-se de forma essencialmente elástica, dando muita facilidade e velocidade ao cálculo, o que permite acumular a informação sem necessidade de a guardar para permitir um esvaziamento das memórias.

Quadro 4.6 – Deslocamentos impostos numericamente (mm)

Pilar	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Ciclo 5
PO1 – N4 – E1	(0.15 ; -0.15) – (0.3 ; -0.3) – (0.8 ; -0.8)	(1.2 ; -1.1)	(1.5 ; -1.3)	(2.2 ; -2.0)	(2.7 ; -2.5)
PO1 – N5 – E1	(0.15 ; -0.15) – (0.3 ; -0.3) – (0.8 ; -0.8)	(1.2 ; -1.1)	(1.5 ; -1.3)	(2.2 ; -2.0)	(2.7 ; -2.5)
PO1 – N6 – E1	(0.15 ; -0.15) – (0.3 ; -0.3) – (0.8 ; -0.8)	(1.2 ; -1.1)	(1.5 ; -1.3)	(2.2 ; -2.0)	(2.7 ; -2.5)
PO2 – N4 – E1	(0.15 ; -0.15) – (0.3 ; -0.3) – (0.7 ; -0.7)	(1.0 ; -1.0)	(1.3 ; -1.3)	(2.0 ; -2.0)	(2.5 ; -2.5)
PO2 – N5 – E1	(0.15 ; -0.15) – (0.3 ; -0.3) – (0.8 ; -0.7)	(1.1 ; -0.9)	(1.4 ; -1.2)	(2.1 ; -1.85)	(2.65 ; -2.3)
PO2 – N6 – E1	(0.15 ; -0.15) – (0.3 ; -0.3) – (0.8 ; -0.7)	(1.1 ; -0.9)	(1.4 ; -1.2)	(2.1 ; -1.85)	(2.65 ; -2.3)

4.2.2 – MODELO DE FIBRAS

Como referido anteriormente, o modelo de fibras usado, brevemente descrito no capítulo 3 desta tese, não considera o comportamento não-linear em corte. Por esse motivo não era expectável que fornecesse resultados muito adequados à realidade dos pilares ocos, se usado isoladamente. Com efeito, existem formas complementares de considerar essa não-linearidade, destacando-se uma desenvolvida pelo mesmo autor do modelo em causa (Guedes (1997)) baseada no mecanismo de escoras e tirantes para o tratamento desse fenómeno. O uso dessa funcionalidade, que também está implementada em CAST3M, sai, contudo, fora dos objectivos traçados para esta tese, pelo que a apresentação dos modelos construídos com fibras se reveste de uma exigência menor, e implica que o estudo dos respectivos resultados seja feito de um ponto de vista mais relativo e menos analítico.

Dadas as considerações efectuadas no parágrafo anterior, o objectivo principal para os modelos de fibras passava pela boa captação do funcionamento longitudinal dos pilares ocos, associado a comportamento predominante de flexão, num pilar rectangular e outro quadrado.

- Geometria e condições fronteira:

Considerando a geometria dos pilares ocos ensaiados experimentalmente e, tendo em conta que o modelo de fibras é uma ferramenta menos exigente, do ponto de vista computacional, do que o modelo de dano, a discretização foi feita para a globalidade da secção, ao invés do efectuado no caso anterior. Tendo, também, em vista a correcta alocação das leis constitutivas às fibras longitudinais, a mesma discretização apresentou o seguinte aspecto:

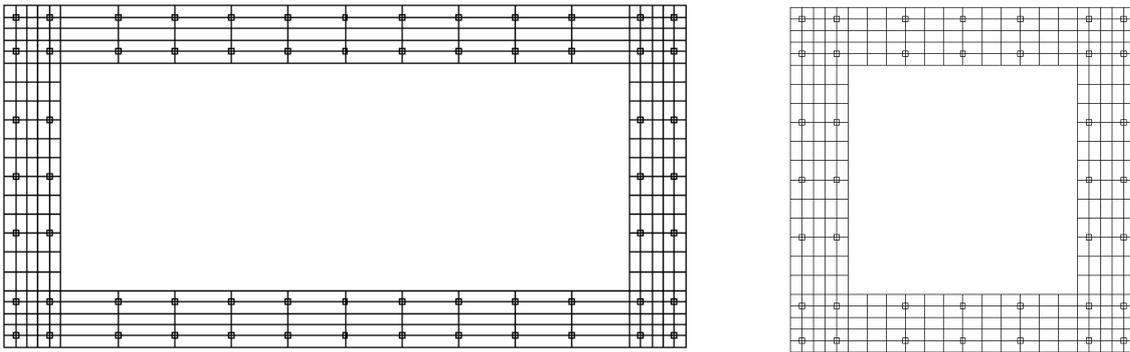


Figura 4.14 – Discretização seccional para pilar quadrado e rectangular

De acordo com o funcionamento do modelo de fibras, a discretização seccional apresentada é, posteriormente, atribuída a um eixo longitudinal correspondente ao pilar. De forma a captar o comportamento do pilar de forma correcta, uma vez que as principais deformações de flexão ocorrem junto à base do pilar, a divisão longitudinal do eixo foi tão mais apertada quanto mais próximo da mesma. Por outro lado, a modelação da fundação foi efectuada com recurso a um elemento de viga de comportamento linear elástico, com características calibradas de acordo com a resposta elástica dos pilares e com deslocamentos e rotações impedidas na base da mesma. Por outro lado, os deslocamentos horizontais no topo do pilar foram impostos de acordo com a lei de carregamento pretendida.

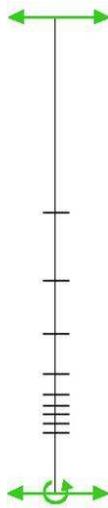


Figura 4.15 – Discretização longitudinal e condições de apoio

- Leis constitutivas:

A definição das leis de comportamento material necessárias à construção do modelo de fibras foi feita de acordo com as premissas descritas no capítulo 3. Sendo que não se pretende entrar no mesmo detalhe da exposição relativa ao modelo de dano é de referir, ainda assim, que foram atribuídas diferentes leis de comportamento do betão para várias fibras seccionais, bem como elementos longitudinais, no seguimento da mesma estratégia usada para o modelo de dano. Dessa forma, estão

representadas na figura 4.16, esquematicamente, as zonas com comportamento assumido confinado e não confinado (cores vermelha e amarela, respectivamente) que correspondem à situação dos pilares PO#-N4-E1.

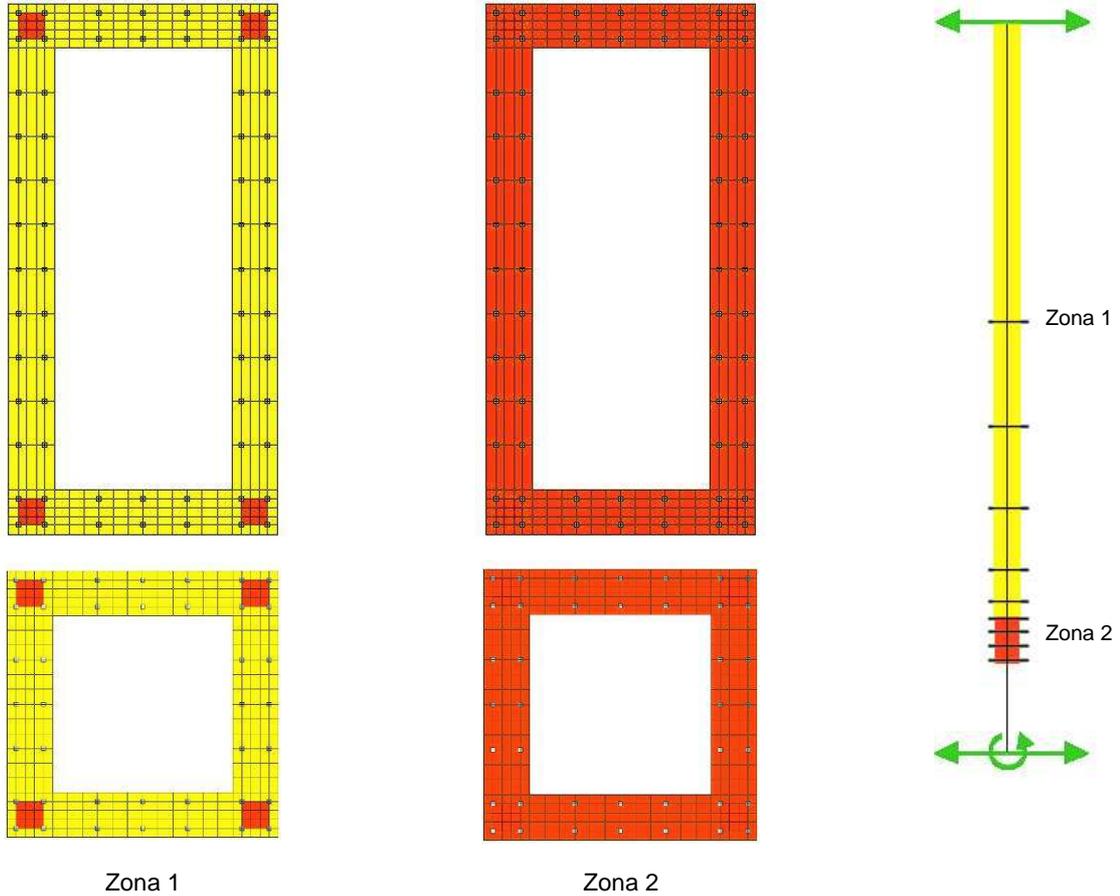


Figura 4.16 – Atribuição de comportamento do betão em compressão

- Carregamentos:

Pelos motivos já referidos, o cálculo cíclico nestes pilares não se reveste de grande interesse, uma vez que não é expectável que a resposta dada por estes modelos caracterize de forma adequada o comportamento experimental. Por outro lado, a intenção patente na construção dos mesmos, como também já referido, prendia-se com a avaliação da influência da relação entre corte e flexão no comportamento dos pilares quadrados e rectangulares. Dessa forma, admitiu-se que a envolvente monotónica seria suficiente para inferir sobre esse assunto, uma vez que podia ser comparada com os dados experimentais e, conseqüentemente, permitir comparação directa entre os mesmos parâmetros, como por exemplo a força máxima atingida. Pelo exposto refere-se que apenas se apresentarão os resultados de simulações monotónicas.

4.3 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estratégias de modelação descritas neste capítulo foram desenvolvidas num processo contínuo, de adaptação aos vários assuntos que dominam a resposta numérica dos pilares ocos, dada pelas técnicas de modelação escolhidas. Nesse sentido, o final deste capítulo é oportuno para salientar que a intenção da apresentação das referidas estratégias se reporta a uma tentativa de clarificação de uma possível linha de orientação para identificar e controlar, satisfatoriamente, as principais questões associadas à resposta cíclica dos pilares ocos. Por esse motivo, uma vez que os modelos numéricos construídos neste trabalho, e cujos resultados serão apresentados, são a iteração final de um processo algo longo, não se pretende que todo o detalhe inerente à descrição dos vários assuntos abordados seja entendido e validado para os pilares ocos de uma forma genérica e abrangente. Entende-se, assim, que este trabalho visa contribuir essencialmente para a compreensão da influência de algumas questões importantes (como o caso do confinamento do betão, ou a amarração das armaduras) na resposta numérica à solicitação cíclica de pilares ocos.

Para o efeito, como complemento necessário da informação detalhada nestas secções são, no capítulo 5, apresentados os resultados obtidos com os modelos numéricos construídos e a discussão respectiva.

5

SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

No seguimento das estratégias apresentadas anteriormente, o presente capítulo abrange toda a análise de resultados conseguidos com os modelos descritos no âmbito desta tese. Nesse contexto, a primeira parte corresponde à validação dos mesmos, construídos em CAST3M, em função dos resultados experimentais inerentes aos pilares reais. A segunda parte consiste na análise comparativa dos vários modelos sob as perspectivas que serão apresentadas. Essas perspectivas fixam-se nos aspectos comuns de cada modelo para possibilitarem a realização de um estudo paramétrico relativo à influência das características que os diferenciam uns dos outros.

5.1 – MODELO DE DANO – VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

A análise de validação dos modelos numéricos recaiu essencialmente sobre a comparação da curva de evolução Força – Deslocamento obtida para o topo do pilar (representativa do *drift* imposto) com a informação experimental e numérica. Paralelamente foram analisados outros parâmetros numéricos como deformadas (ampliadas), direcção das tensões principais e outros e comparados com registos fotográficos dos pilares reais respectivos. Refira-se que a referida curva Força – Deslocamento obtida com os dados numéricos e de acordo com o descrito no capítulo 4, resultou da extrapolação para o pilar completo, da informação calculada de acordo com a simplificação de simetria assumida no modelo. Saliente-se, também, o facto de os resultados apresentados apenas se reportarem aos cálculos efectuados que, de acordo com o quadro 4.6, contemplam deslocamentos máximos do topo dos pilares da ordem dos 27mm, muito embora os ensaios experimentais se tenham prolongado até ciclos de deslocamento de 45mm (figura 4.5). A direcção das forças e deslocamentos em causa está representada na figura 4.6 (direita) através da linha verde de duplo sentido, alinhada com o maciço do topo dos pilares. Apresentam-se também, nos referidos gráficos Força – Deslocamento, curvas representativas dos limiares de capacidade dos pilares em corte (avaliada segundo as premissas de Priestley *et al.* (1996) e Kowalski *et al.* (2000)) e em flexão, em ambos os casos tal como calculadas por Delgado (2009). As considerações efectuadas para os cálculos realizados com base no modelo de dano e com o modelo de fibras serão apresentadas separadamente.

5.1.1 – PILAR PO1 – N4 – E1

O pilar PO1 – N4 – E1 é o primeiro da série de pilares quadrados em estudo (corresponde ao caso de pilar quadrado com armadura transversal detalhada da forma simples, (figura 4.9). Como apontamento

prévio, refira-se que muito embora os resultados conseguidos com os modelos numéricos se considerem razoáveis para os três casos de pilares ocos quadrados, todos eles revelaram alguma fragilidade na base. Com efeito, os elementos finitos dos banzos de betão comprimido que se localizavam mais próximo da fundação atingiram quase invariavelmente o dano total, correspondente à situação de perda completa de resistência à compressão do betão. Como se verá adiante, essa situação condicionou a resposta numérica em alguns cálculos, sempre nos ciclos de maior *drift*, e dado que nenhum dos pilares experimentais apresentou danos muito significativos correspondentes ao fenómeno de esmagamento de betão essa discordância será oportunamente explicada.

A simulação numérica do pilar PO1 - N4 - E1 revelou que o comportamento do mesmo estava muito associado aos fenómenos de corte. A curva numérica de força - deslocamento captou razoavelmente o nível de forças envolvidas no ensaio, tendo, no entanto, ficado um pouco aquém no que diz respeito à ductilidade do pilar. Com efeito, para um deslocamento do topo de cerca de 21mm é possível observar um decaimento brusco na força, motivado pelo esmagamento de alguns elementos finitos do banzo de compressão (figura 5.8).

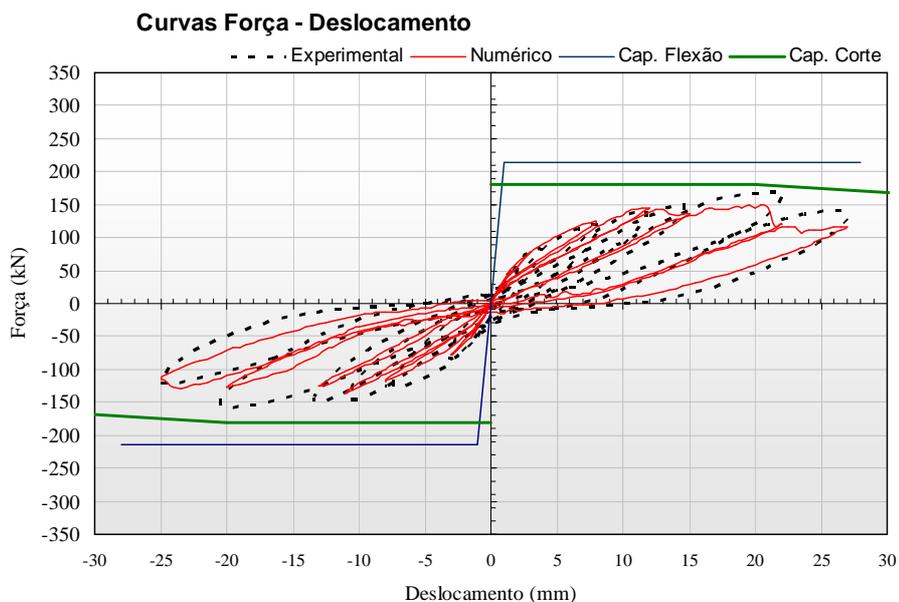


Figura 5.1 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para o pilar PO1-N4-E1

Ainda assim, no entanto, o modelo numérico conseguiu captar a influência do esforço transversal de forma inequívoca. Veja-se a deformada, que assume uma configuração típica de corte para o ciclo de força de pico máxima (antes do esmagamento na base, figura 5.2 b)), com inflexão do eixo longitudinal do pilar e grandes distorções nos elementos finitos da alma, mas que já começa a manifestar esses mesmos efeitos cedo, para o ciclo de 12mm (figura 5.2 a)). As linhas a ponteadas ilustram o limite da zona da alma onde as distorções se fazem sentir com maior intensidade, limites esses que ficam ainda mais visíveis quando observados os mapas das tensões τ_{xz} , no plano da alma, associadas à deformação dos elementos finitos e que, pela sua natureza tangencial, mostram com alguma clareza a fronteira da zona com maiores distorções (figura 5.3).

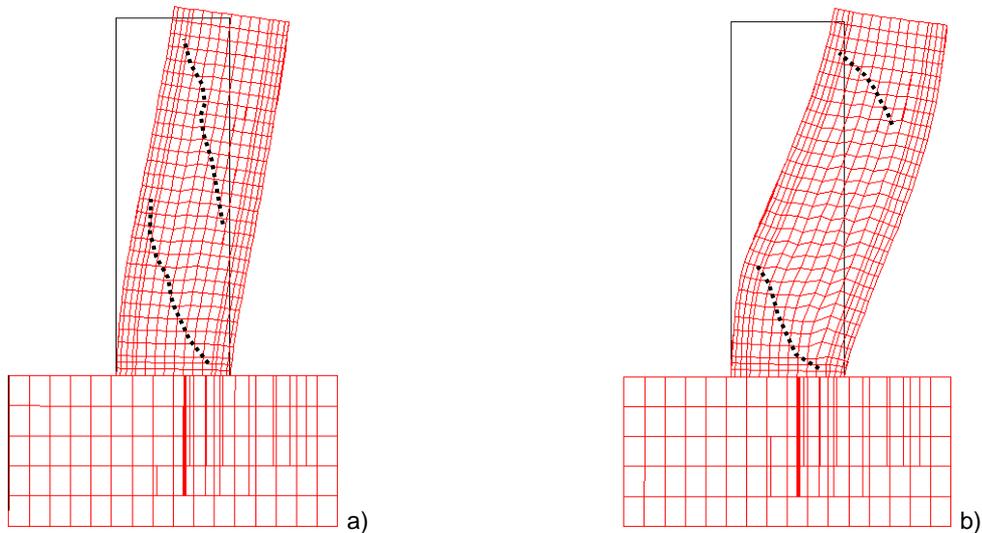


Figura 5.2 – Deformadas para deslocamento de 12mm (a) e 22mm (b)

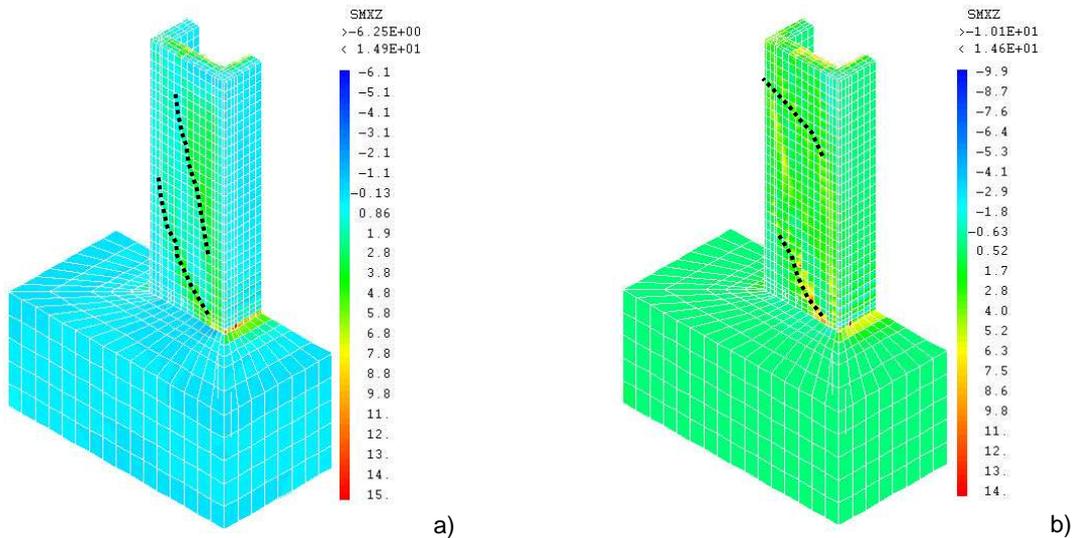


Figura 5.3 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 12mm (a) e 22mm (b)

A mesma ilação se pode tirar através da ilustração da direcção das tensões principais de compressão σ_{33} , onde para o mesmo ciclo de 12mm já é possível visualizar (figura 5.4 a)) a formação distinta de uma escora de compressão em resposta à materialização do mecanismo de escora e tirante na alma (o que, por sua vez, indica uma forte solicitação ao esforço transversal). Esse processo vai sendo agravado ao longo do carregamento sendo que no ciclo correspondente à força de pico máxima a transferência de compressões já se dá praticamente por três escoras distintas (figura 5.4 b)). Refira-se que o sombreado cinzento é um artifício visual de realce das manchas de tensões, que em imagens de tamanho reduzido podem não ser de tão fácil leitura.

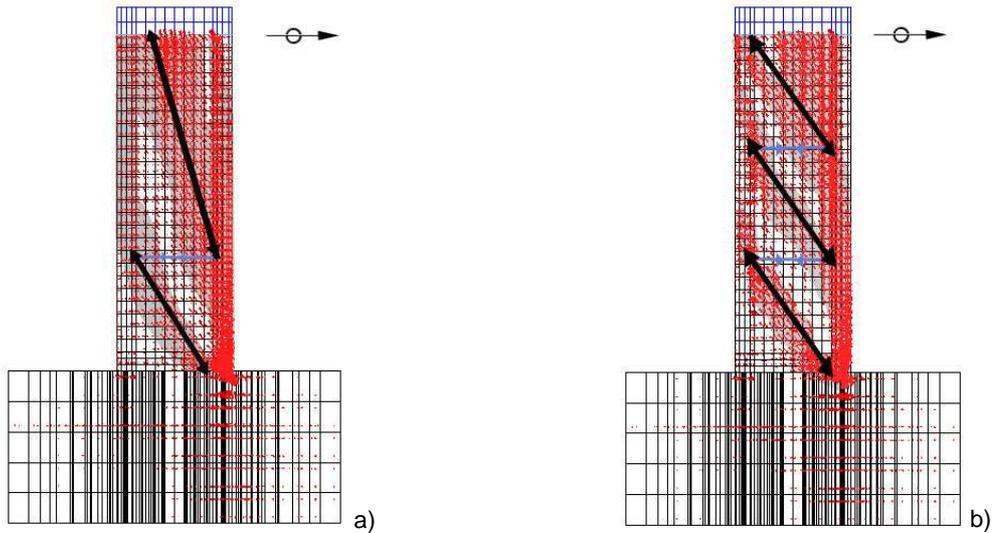


Figura 5.4 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 12mm (a) e 22mm (b)

Esta informação parece estar em concordância com o verificado experimentalmente (figura 5.5), onde foi possível observar que as maiores fissuras apareceram sensivelmente na mesma zona delimitada pelas duas bielas de tracção idealizadas na figura 5.4 (b)), que, por sua vez, o modelo numérico captou sob forma de extensões elevadas (o efeito de localização das deformações da mecânica da fenda distribuída faz com que haja uma concentração das mesmas em determinadas zonas da alma, o que explica o mapa com aspecto algo partido da figura 5.6).

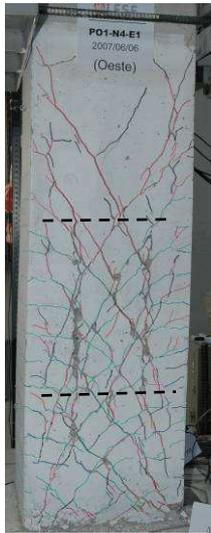


Figura 5.5 – Danos em alma do pilar PO1-N4-E1 – ciclo de 30mm

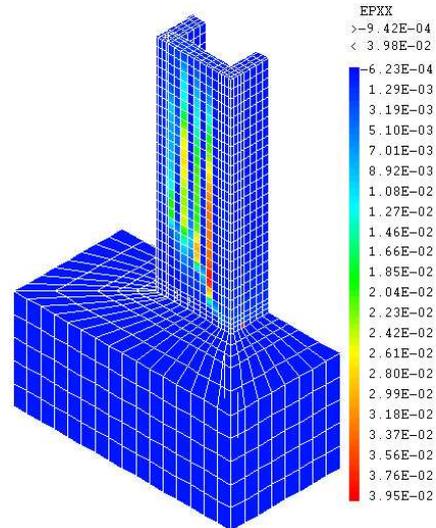


Figura 5.6 – Mapa de extensões na direcção do deslocamento imposto - ciclo de 22mm

Quanto à ductilidade do pilar, observa-se que o modelo numérico se encontrou limitado quer pelo corte, quer pela flexão. Com efeito, como observado nos mapas de tensão e deformação das armaduras (figuras 5.7 e 5.9), quer as transversais (em toda a altura do pilar, $\sigma_{sy}=443$ MPa) quer as longitudinais ($\sigma_{sy}=560$ MPa) já estão em cedência, sendo nestas visível, inclusive, alguma concentração de deformações junto à base. Essa informação reforça a incapacidade de dissipação dúctil do pilar e, essencialmente, do modelo numérico. Sobretudo porque além das armaduras transversais terem

plastificado, deixando de controlar eficazmente a deformabilidade das almas, a cedência dos varões longitudinais não consegue ser totalmente explorada uma vez que ocorre esmagamento dos elementos finitos de betão junto à base, como se pode observar na figura 5.8, que ilustra o dano em compressão obtido no ciclo de 22mm.

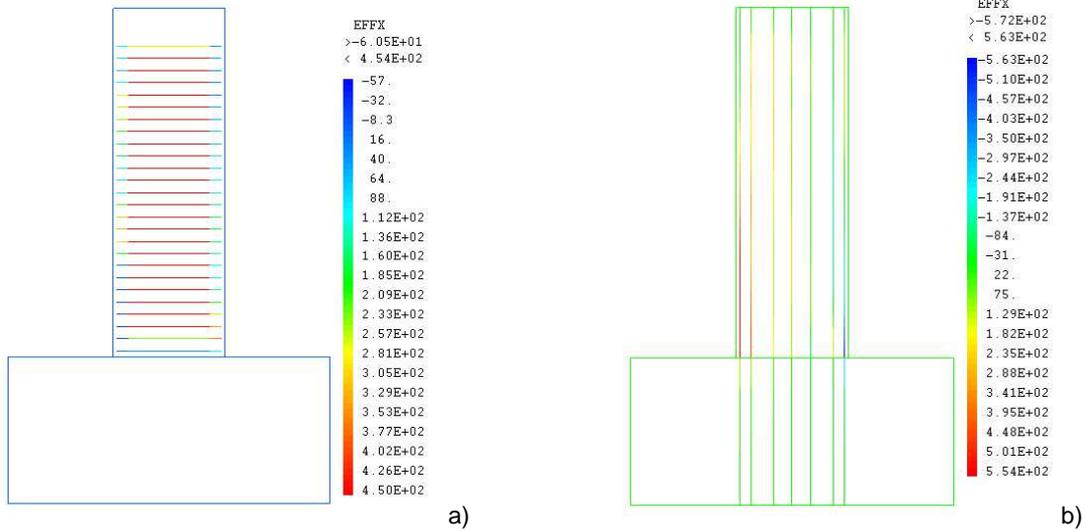


Figura 5.7 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b)- ciclo de 22mm

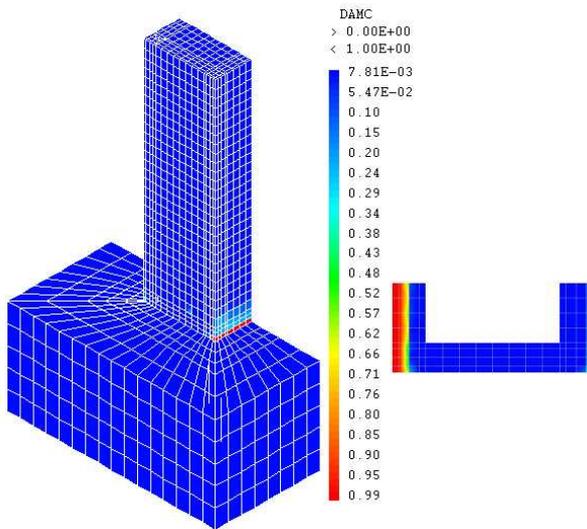


Figura 5.8 – Mapa de dano em compressão (e corte na base) - ciclo de 22mm

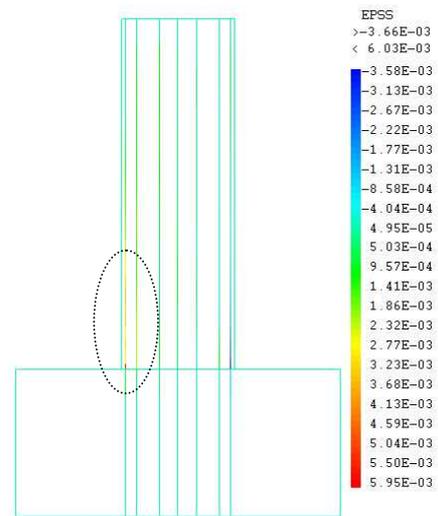


Figura 5.9 – Deformações na armadura longitudinal - ciclo de 22mm

Adicionalmente, refira-se que o mapa ilustrativo da variável de dano em tracção (figura 5.10) não se reveste de grande utilidade. Para valores de *drift* baixos apresenta logo todo o betão não - linear com dano de tracção total ($d^+ = 1$), indicativo de uma fendilhação bastante distribuída por todo o pilar. Por esse motivo, não se mencionará mais a variável de dano em tracção, cuja análise apenas difere ligeiramente, de pilar para pilar, nos ciclos iniciais.

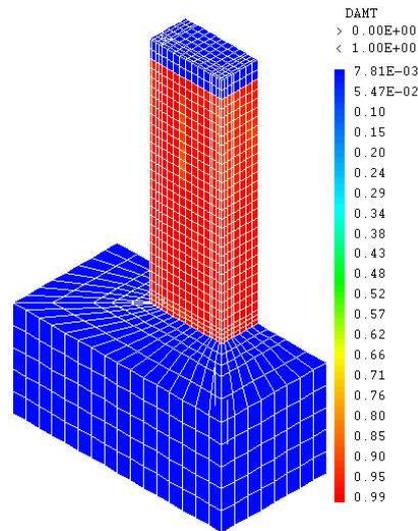


Figura 5.10 – Mapa de dano em tracção - ciclo de 22mm

5.1.2 – PILAR PO1 – N5 – E1

Este pilar, apresentando uma configuração de estribos diferente (do tipo EC8, figura 4.9) da do pilar PO1 - N4 - E1, tem a mesma quantidade de armadura, pelo que, em última análise, a sua capacidade resistente ao corte não varia significativamente. Daí resulta não ser surpreendente que a resposta experimental deste pilar lhe tenha sido idêntica. Com efeito, o cálculo numérico captou, de forma razoável, a relação força - deslocamento obtida no ensaio (figura 5.11), ainda que, relativamente ao modelo do PO1 - N4 - E1, a força máxima obtida tenha sido mais próxima da registada experimentalmente.

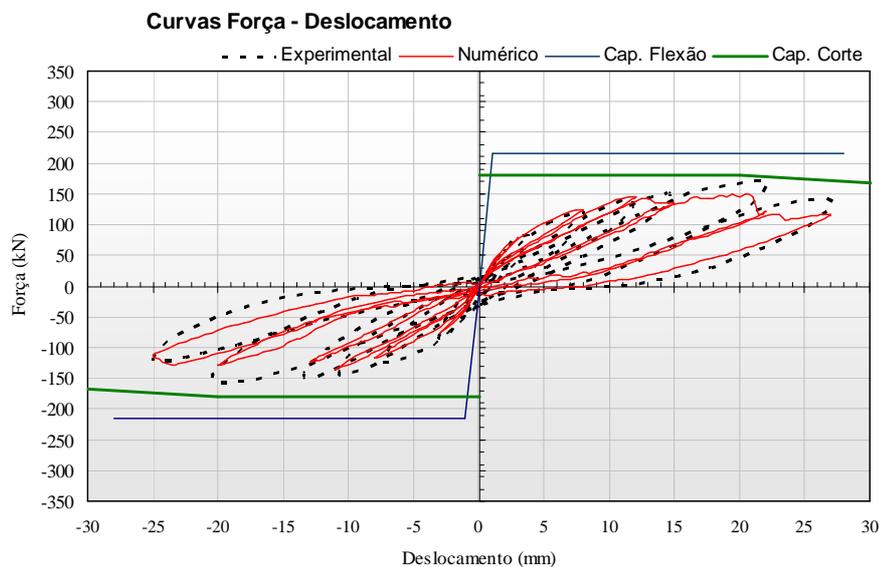


Figura 5.11 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO1-N5-E1

O comportamento da deformada numérica foi idêntico ao da do pilar anterior, sendo que a acumulação das distorções nos elementos finitos resultado da influência do corte começou a notar-se mais tarde, mais concretamente a partir do ciclo de quinze milímetros (figura 5.12 a)). Essas distorções

acumularam-se, por outro lado, em zonas perto dos banzos, ao invés da situação anterior em que se distribuía claramente por toda a alma. As linhas a ponteados pretendem novamente sugerir as principais fronteiras onde ocorrem distorções fortes. O aspecto no ciclo de força de pico máxima é muito idêntico, apresentando inflexão ligeira do eixo longitudinal do pilar.

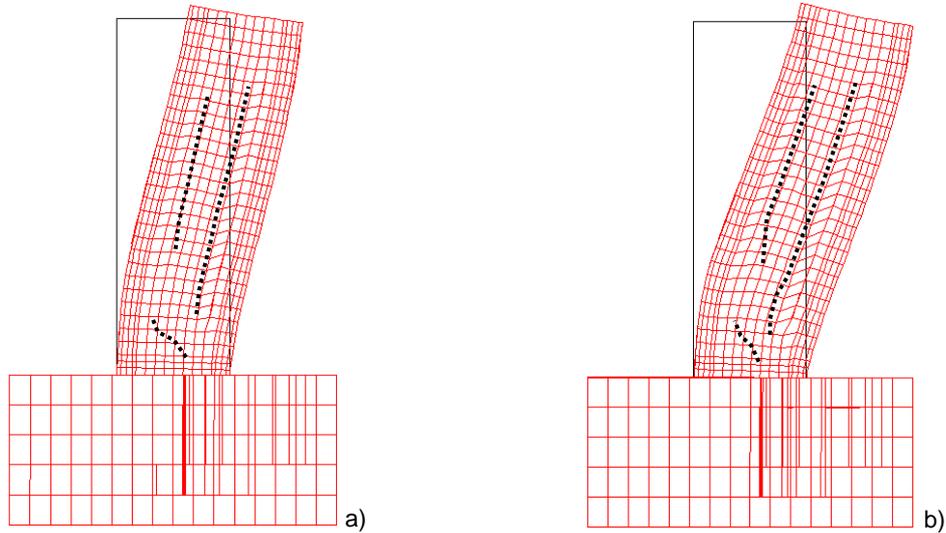


Figura 5.12 – Deformada para deslocamento de 15mm (a) e 22mm (b)

A análise descrita parece encontrar, novamente, correspondência no mapa das tensões τ_{xz} dos ciclos correspondentes, embora as fronteiras não sejam tão distintas.

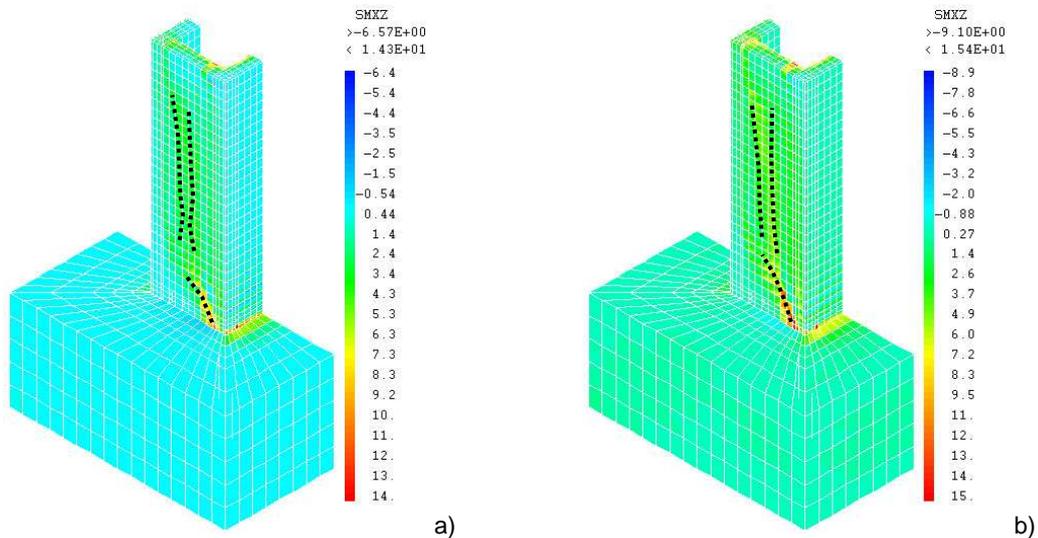


Figura 5.13 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 15mm (a) e 22mm (b)

Ainda assim, todas estas considerações apontam para forte influência do esforço transversal, embora em menor grau do que o sucedido no PO1 - N4 - E1, dada a armadura com pormenorização adicional de que o pilar dispõe, que controla melhor a deformabilidade da alma. Pelo mesmo motivo, o modelo numérico consegue retardar a entrada em cedência das armaduras e, com isso, acumular alguma curvatura na base. Isso é confirmado pelos resultados das armaduras, que mostram que a plastificação

das transversais ($\sigma_{sy}=443$ MPa) só perto do deslocamento do topo de 22mm, correspondente à força de pico máxima, é que começou a abranger a totalidade da altura do pilar (figura 5.14 b)), sendo que para o ciclo anterior (figura 5.14 a)) a cedência ainda estava no princípio.

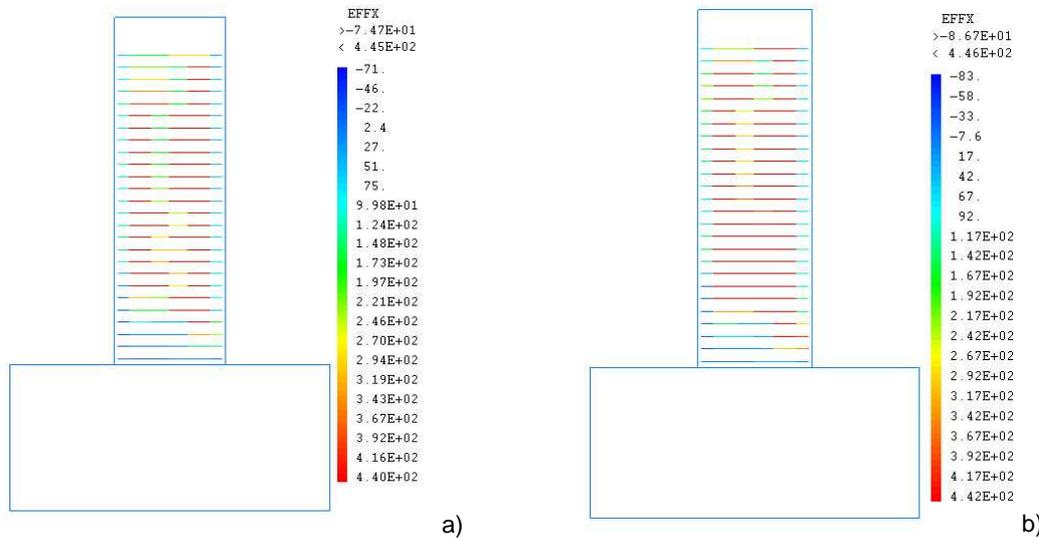


Figura 5.14 – Tensões na armadura transversal - ciclo de 15mm (a)) e 22mm (b))

Por outro lado, as armaduras longitudinais também atingem a cedência ($\sigma_{sy}=560$ MPa), o que leva o modelo numérico a procurar mobilizar a ductilidade em flexão, acumulando deformação das mesmas na zona junto à fundação (figura 5.15) e causando algum esmagamento do betão da base (figura 5.16) no ciclo de *drift* máximo.

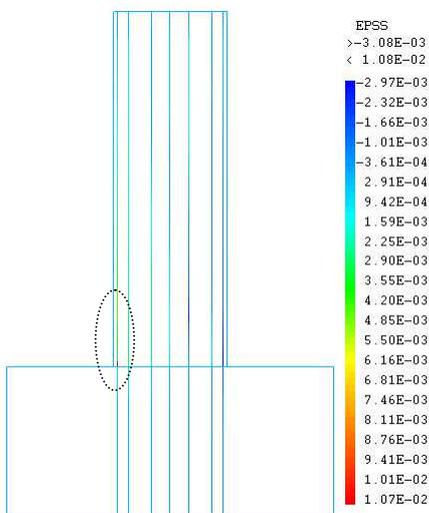


Figura 5.15 – Deformações na armadura longitudinal - ciclo de 22mm

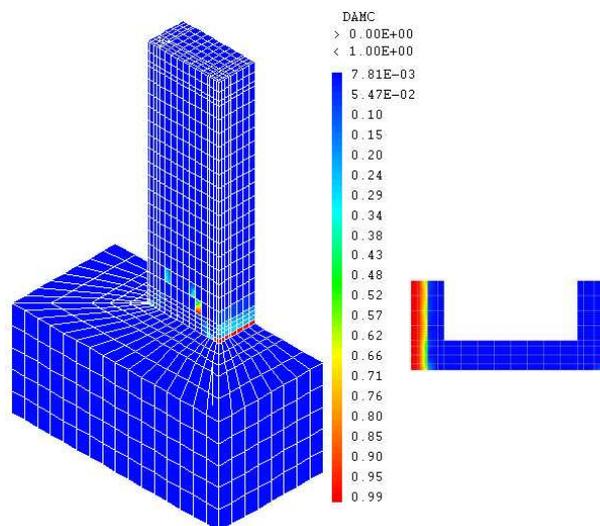


Figura 5.16 – Mapa de dano em compressão (e corte na base) - ciclo de 27mm

Esta particularidade merece algum destaque, uma vez que à semelhança do sucedido no PO1 - N4 - E1 o ensaio experimental deste pilar também não exibiu danos que sugerissem esmagamento do betão por compressão. A justificação da mesma prende-se com uma das premissas seguidas na construção dos modelos, nomeadamente a consideração de comportamento elástico na fundação. Com efeito, apesar

de o módulo de elasticidade das sapatas ter sido calibrado tendo em conta deformabilidade adicional (recorde-se que o valor usado foi de 12 GPa, enquanto que o betão do pilar foi modelado com 20 GPa), essa não é suficiente para dissipar efeitos locais. Na prática, para ocorrer esmagamento do betão da zona junto à fundação, à qual foi atribuído comportamento com características de confinamento, a deformação dos elementos finitos tem de atingir valores da ordem dos 12%. Em regime elástico esse nível de deformação, mesmo para o módulo de elasticidade mais baixo, traduz-se numa tensão muito superior à do betão não-linear, o que faz com que a deformação daquela zona se concentre quase exclusivamente nos elementos finitos de betão do pilar. Efectivamente, na realidade isso não acontece, uma vez que o betão da sapata e do pilar é o mesmo, pelo que a deformação da zona é, localmente, mais distribuída e, conseqüentemente, comparativamente menor no betão do pilar. Para os devidos efeitos, modelos numéricos calculados com um betão de características ainda mais resistentes na base seriam suficientes para controlar este fenómeno.

5.1.3 – PILAR PO1 – N6 – E1

O pilar PO1 – N6 – E1 (cuja configuração de estribos é do tipo EC8, com quantidade dupla de armadura) é o último em estudo da série de pilares quadrados, sendo aquele onde o comportamento se aproximou mais da flexão. Sabendo disso e na sequência da limitação que os modelos numéricos apresentavam relativamente ao esmagamento por compressão na base, a simulação deste pilar foi efectuada com um betão de características ligeiramente melhoradas (tensão máxima de compressão de 43 MPa). Dessa forma, a resposta numérica obtida foi satisfatória, como o comprova a figura 5.17, muito embora para o *drift* máximo tenha, ainda assim, ocorrido uma rotura de esmagamento de betão na base, por compressão.

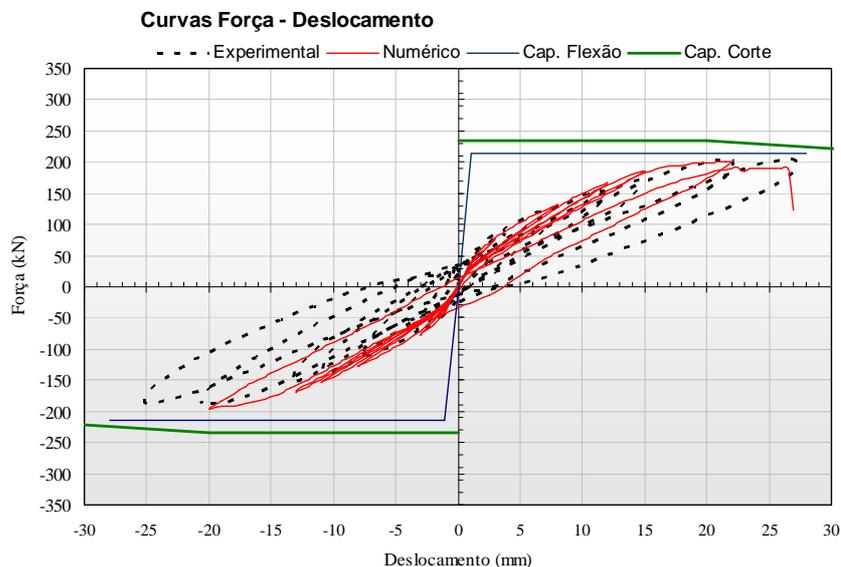


Figura 5.17 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO1-N6-E1

No entanto, o modelo numérico foi capaz de captar as características mais evidentes do tipo de funcionamento deste pilar. Efectivamente, durante grande parte do ensaio o pilar PO1 - N6 - E1 mostrou-se com comportamento de flexão, mantendo boa capacidade de dissipação de energia e conseqüente ductilidade. O nível de danos verificados experimentalmente é prova disso, sendo

possível observar um padrão de fendilhação ainda relativamente controlado (figura 5.18), mesmo para o ciclo onde se regista a força máxima, de 22mm.

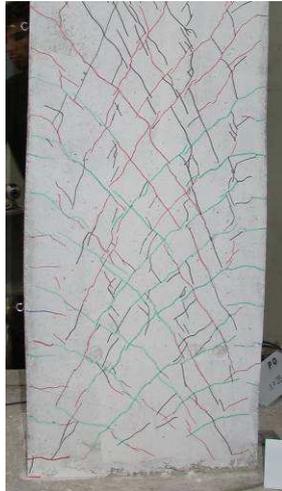


Figura 5.18 – Danos no provete experimental – ciclo de 22mm

Já as deformadas numéricas indicaram um bom controlo das tensões na alma, com uma configuração denotando uma menor distorção na mesma e uma significativa rotação na base, comparativamente aos dois pilares anteriores (figura 5.19).

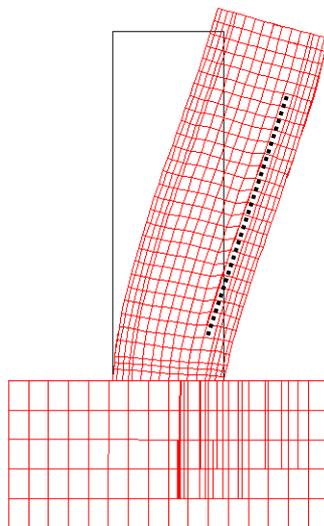


Figura 5.19 – Deformada para deslocamento de 22mm

Essa ideia é reforçada quando analisados os resultados das armaduras (figuras 5.20 e 5.21), que mostram plastificação ($\sigma_{sy}=560$ MPa) avançada dos varões longitudinais (e concentração de deformações na base, zona de curvaturas máximas). Já quanto às armaduras transversais, verificou-se estarem em cedência ($\sigma_{sy}=443$ MPa), muito embora abrangendo uma zona menor da alma, relativamente ao verificado para os pilares PO1 – N4 – E1 e PO1 – N5 – E1.

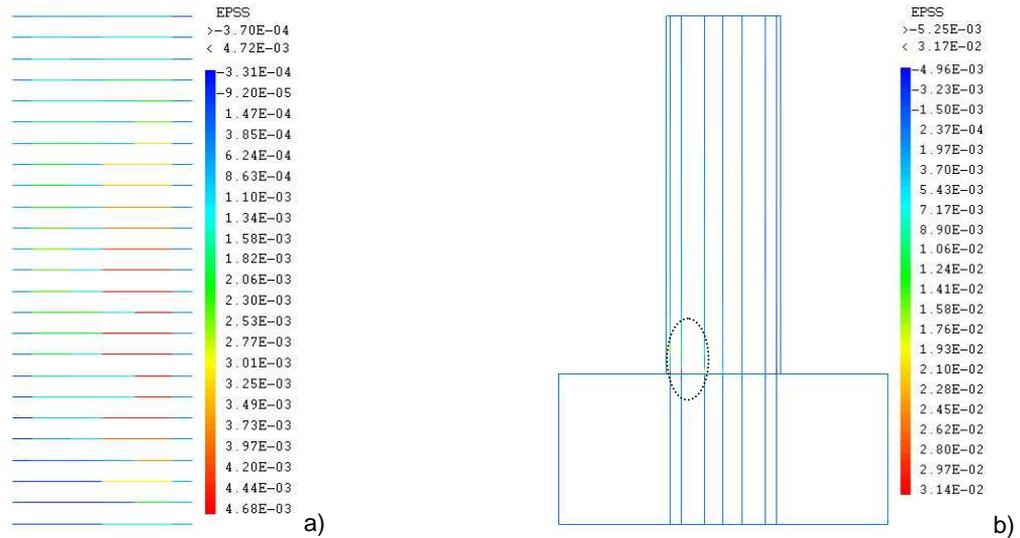


Figura 5.20 – Deformações na armadura transversal (a) e longitudinal (b) - ciclo de 22mm

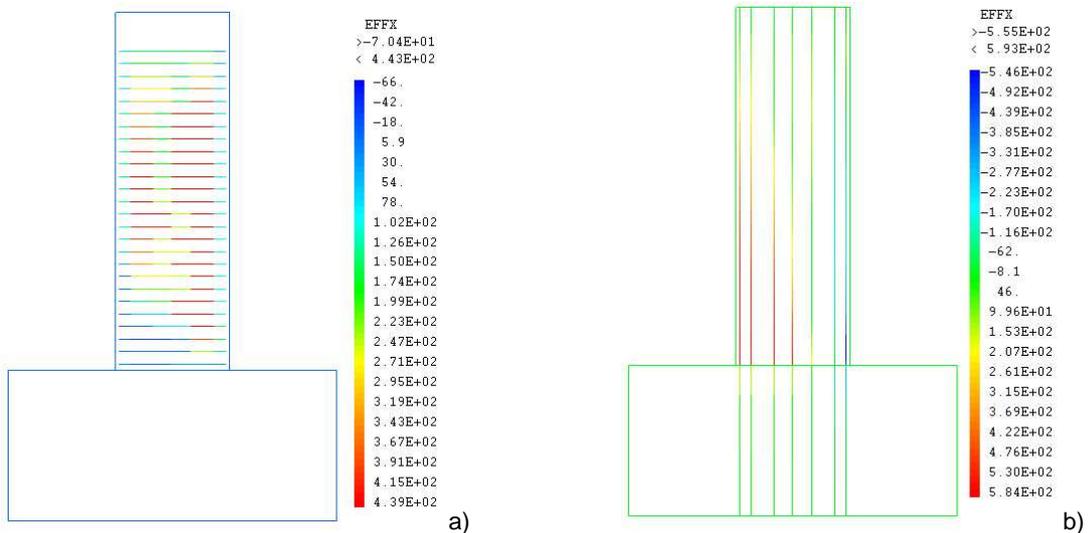


Figura 5.21 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b) - ciclo de 22mm

Tudo isto descreve bastante bem o comportamento típico de flexão. No entanto e, de resto, como já referido anteriormente, a ductilidade evidenciada experimentalmente resultou limitada no cálculo numérico (pelo que não ficou, por esse, muito convincentemente ilustrada). A este respeito refira-se que, muito embora tudo o que foi apresentado até ao momento, relativamente ao pilar PO1 - N6 – E1, saliente uma tendência para um comportamento de flexão, experimentalmente verificou-se uma rotura por corte, que aconteceu para o ciclo de 45 mm (figura 5.22).

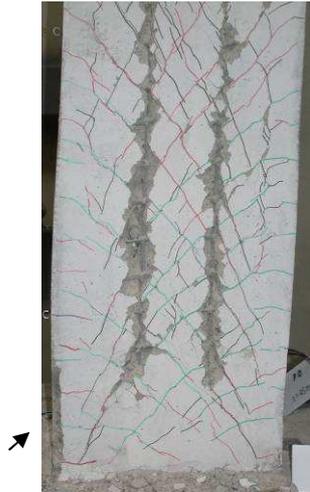


Figura 5.22 – Danos no provete experimental – ciclo de 45mm

Recorde-se que o aço dos estribos já estava em cedência no ciclo de 22mm, embora isso não se verificasse para a globalidade da altura da alma, o que explicaria a rotura tardia por corte que o pilar PO1 - N6 - E1 teve. Por outro lado, o modelo voltou a evidenciar dificuldades em garantir boa resistência na base (figura 5.23 a)) por excesso de compressão (figura 5.23 b)) sendo esses os motivos da rotura por esmagamento na base que o cálculo permitiu observar. Rotura essa que até poderia estar iminente no modelo físico, como mostra o destacamento (ainda que ténue) de betão num canto do pilar, que é possível visualizar na figura 5.22.

Efectivamente, o aumento de resistência do betão junto à base conferido ao modelo numérico só resultou parcialmente, tendo sido atribuído apenas aos elementos finitos da camada de 7,5cm acima da fundação. Um outro cálculo efectuado com 10cm de betão reforçado mostrou que esse problema ficava controlado e que o modelo numérico conseguia, também ele, mostrar alta ductilidade.

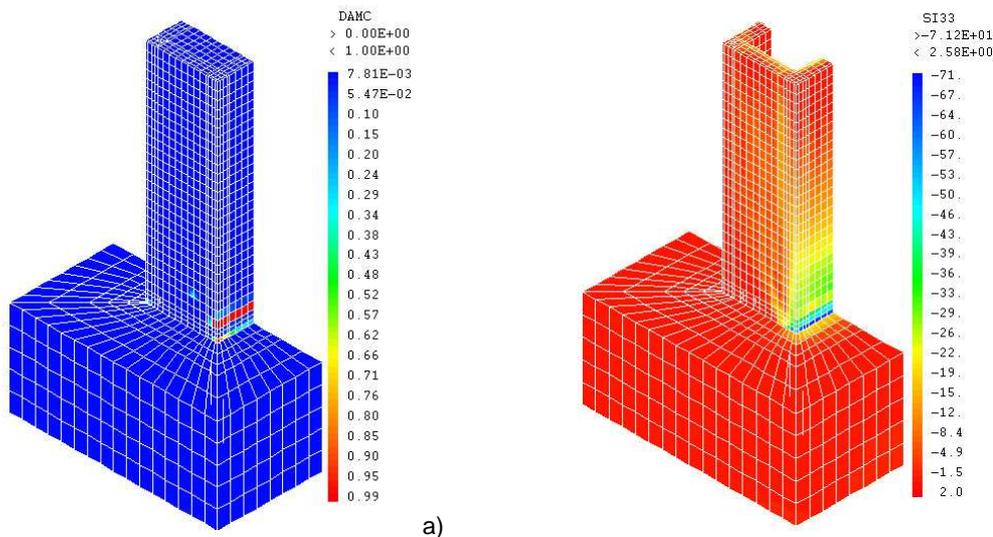


Figura 5.23 – Mapa de dano em compressão - ciclo de 27mm (a) e tensões principais de compressão – ciclo de 22mm (b))

5.1.4 – PILAR PO2 – N4 – E1

O pilar PO2 - N4 - E1 é o primeiro da série dos pilares rectangulares em estudo, que revelaram uma concordância ligeiramente melhor entre os resultados numéricos e os experimentais, do que os quadrados correspondentes (essencialmente pelo problema de esmagamento do betão na base dos mesmos, como explicado). A disposição de armadura transversal é idêntica à do pilar PO1 - N4 - E1 (configuração do tipo simples), não sendo, também por isso, surpreendente que tenha apresentado uma deformada equivalente, muito influenciada pelos mesmos fenómenos associados ao esforço transversal.

O modelo numérico foi capaz de captar a resposta experimental de forma razoável notando-se, no entanto e à semelhança do seu congénere quadrado, dificuldade em atingir a força de pico experimental. A respectiva comparação está ilustrada na figura 5.24.

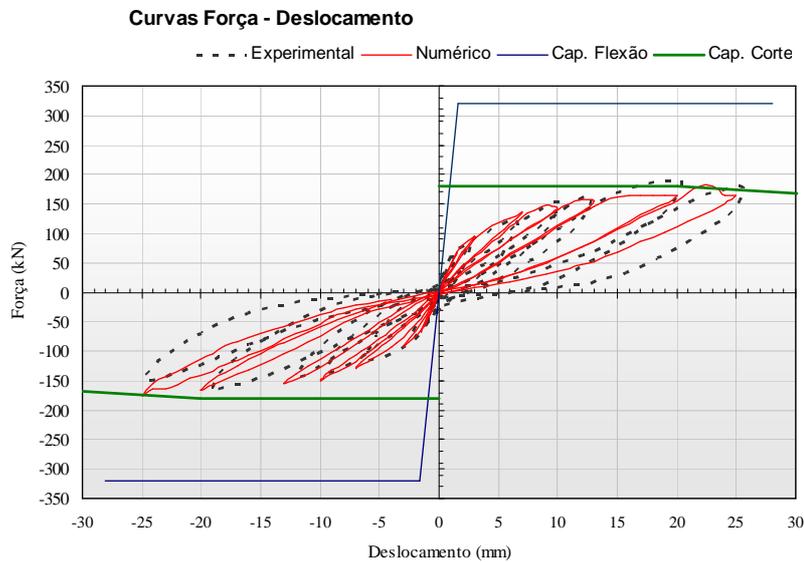


Figura 5.24 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N4-E1

Verificou-se também que este pilar, conforme registado pelo modelo numérico, mostrou a influência dos efeitos do esforço transversal para um *drift* bastante baixo. Efectivamente, foi possível observar uma configuração de deformada típica de corte muito cedo (já se observa uma inflexão muito ligeira do eixo longitudinal do pilar para o ciclo de 7mm, figura 5.25 a)), sendo que no ciclo da força de pico máxima, essa apresenta novamente distorções generalizadas pela alma do pilar (figura 5.25 b)).

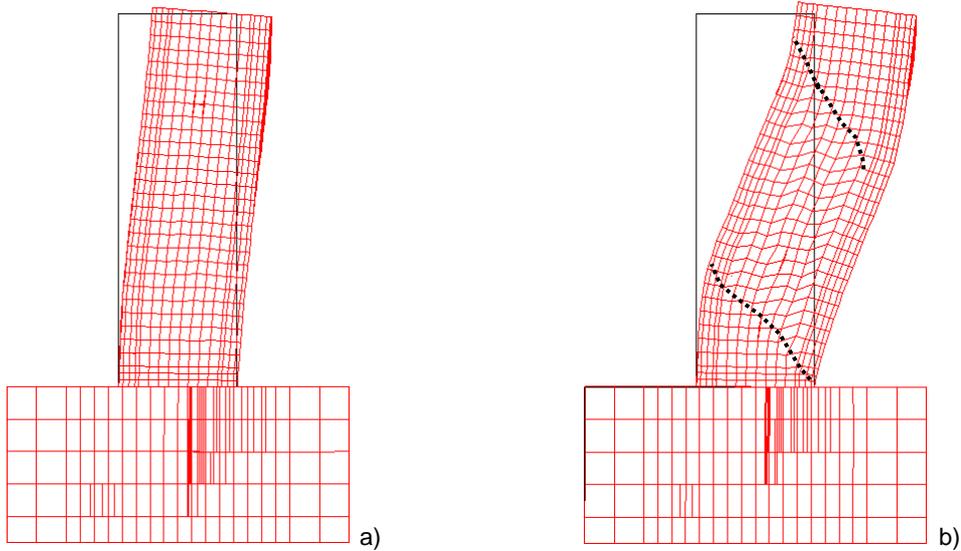


Figura 5.25 – Deformada para deslocamento de 7mm (a) e 20mm (b)

Outra perspectiva do mesmo fenómeno pode, novamente, ser observada nos resultados de tensões de corte τ_{xz} da figura 5.26, onde as zonas da alma mais deformadas, como visível na figura 5.25 (b)), são também as que parecem estar delimitadas pelos maiores valores da tensão de corte referida.

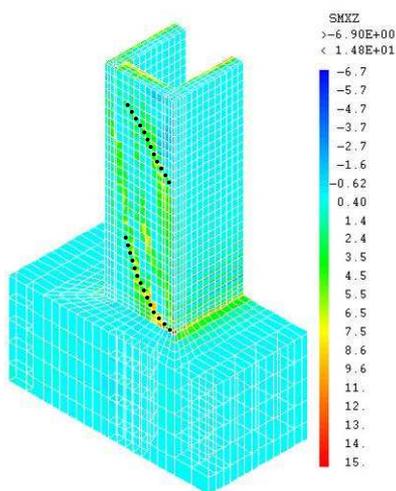


Figura 5.26 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 20mm

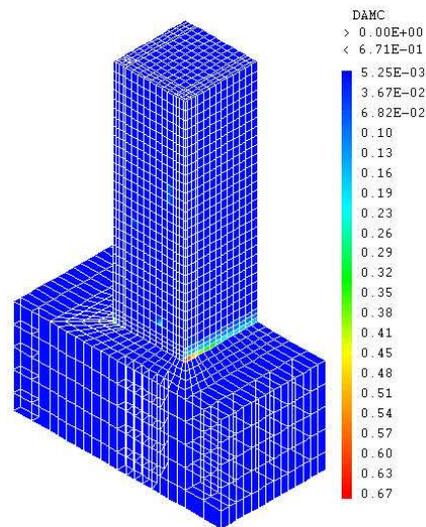


Figura 5.27 – Mapa de dano em compressão - ciclo de 20mm

A influência da componente de flexão é, como captado pelo modelo, reduzida, em relação à influência do esforço transversal. A análise do mapa da variável de dano em compressão (figura 5.27) mostra que, mesmo na base do pilar a não-linearidade se concentrou essencialmente nos elementos finitos exteriores de betão armado, devido ao efeito de compressão multiaxial provocado pela proximidade da fundação e com valores ainda relativamente longe da rotura por esmagamento. Por outro lado, pode-se concluir que não houve lugar à formação de rótula plástica (e que a dissipação histerética do modelo numérico foi obtida essencialmente pela deformabilidade do betão e armaduras da alma) quando, adicionalmente a essa informação, são analisados os resultados de ambos os tipos de armaduras das figuras 5.28 e 5.29, onde é possível observar que os estribos atingiram a tensão de cedência ($\sigma_{sy}=443$ MPa) em praticamente toda a altura da alma, enquanto que o mesmo não se verifica nos varões

longitudinais ($\sigma_{sy}=560$ MPa), que ainda apresentavam deformações bastante distribuídas ao longo do seu eixo.

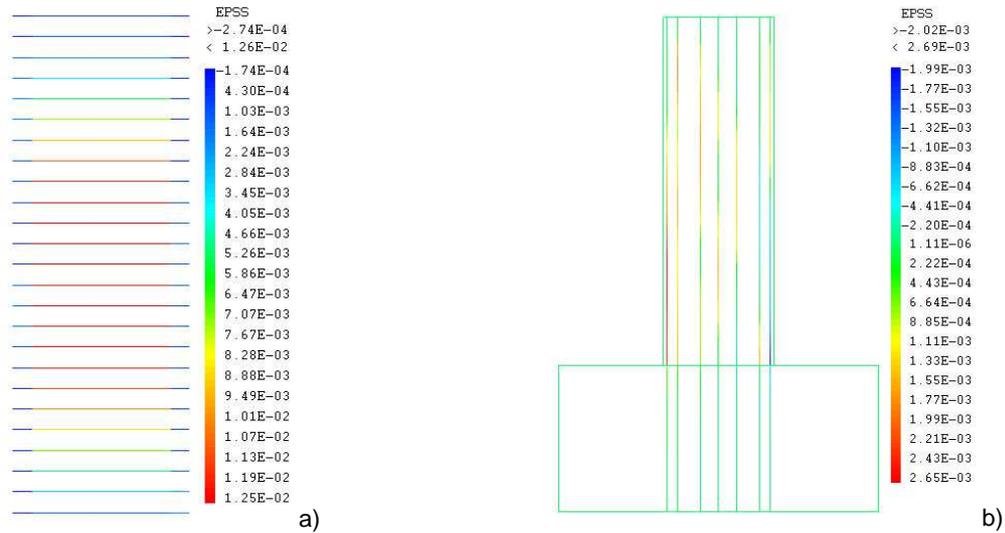


Figura 5.28 – Deformações na armadura transversal (a) e longitudinal (b) - ciclo de 20mm

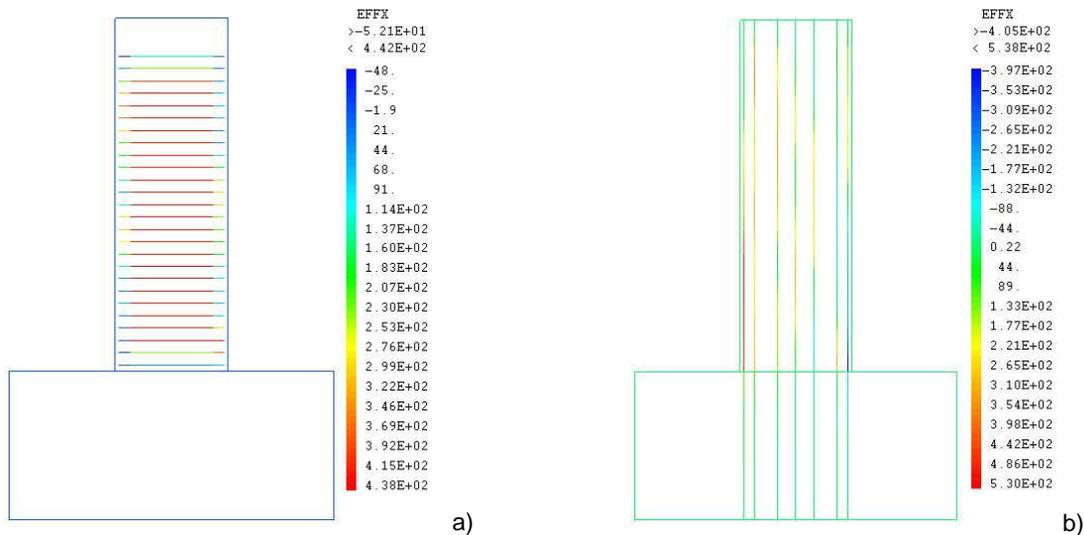


Figura 5.29 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b) - ciclo de 20mm

Como esperado, face ao que se verificou quer a nível numérico, nos primeiros ciclos de cálculo, quer a nível experimental (fissuras com aberturas grandes, de cerca de 1,2mm para *drift* de 0.93%) observa-se que a ilustração do caminho das tensões principais de compressão mostrou a formação clara de três escoras de compressão perto da rotura, visíveis também no mapa de tensões principais σ_{33} , sendo que a primeira se manifestou, ainda que suavemente, para o ciclo de 7mm. Novamente, é possível observar que o modelo numérico capta, de forma satisfatória, o mecanismo de escoras e tirantes associado ao corte.

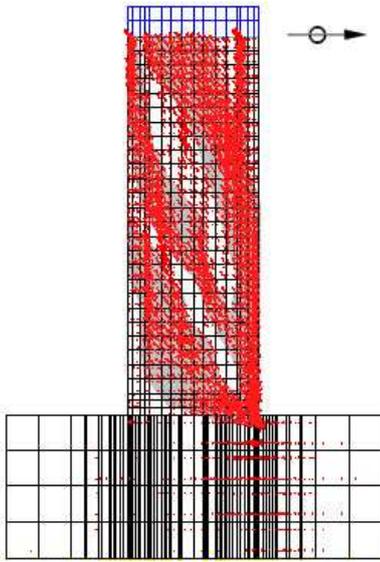


Figura 5.30 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 20mm

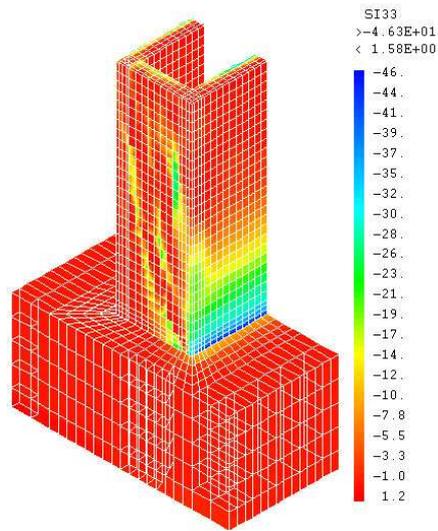


Figura 5.31 – Mapa de tensões σ_{33} - ciclo de 20mm

Por outro lado, tentando estabelecer uma comparação entre os danos verificados experimentalmente e os que o modelo numérico foi capaz de captar, é de salientar que o padrão de fendilhação se apresentou de forma leve e distribuída nos banzos do pilar, mas forte e algo concentrado nas zonas de armadura longitudinal das almas. Como é possível observar na figura 5.33 (a)), formam-se três grandes fissuras no alinhamento das armaduras longitudinais, que o modelo numérico consegue, embora subtilmente, captar, ao considerar extensões claramente mais altas nas zonas da malha correspondentes. Essa situação é passível de ser interpretada como fissuração, na medida em que o modelo de dano, como referido no capítulo 3, incorpora os princípios da mecânica de fenda distribuída, pelo que a abertura de fissuras provoca efeitos de localização das deformações nos elementos finitos inerentes.

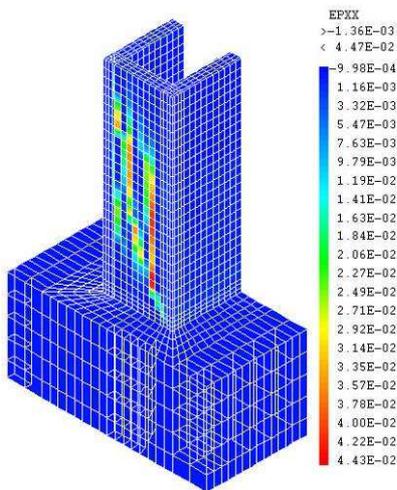


Figura 5.32 – Mapa de extensões na direcção do deslocamento imposto - ciclo de 20mm

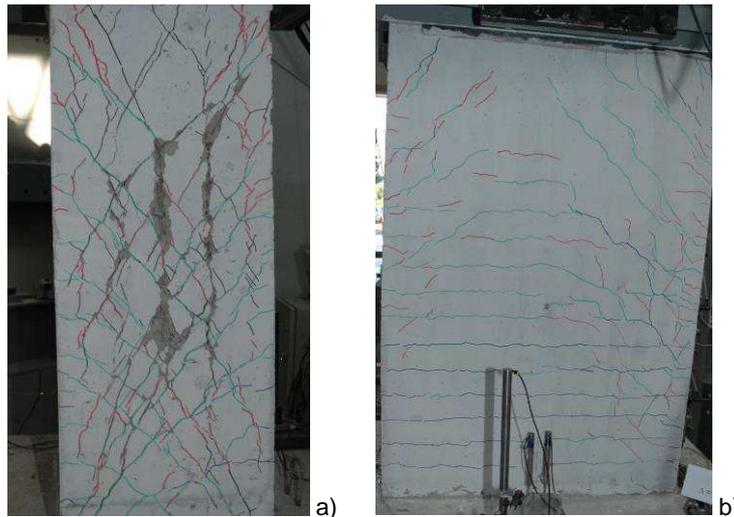


Figura 5.33 – Danos em alma (a) e banzo (b) do pilar PO2-N4-E1

5.1.5 – PILAR PO2 – N5 – E1

O cálculo do pilar PO2 - N5 - E1 (cuja armadura transversal tem a configuração do tipo EC8) registou uma relação com o PO2 - N4 - E1 idêntica à que se tinha verificado nos seus congéneres quadrados. A força máxima atingida foi, neste caso, ligeiramente maior e mais próxima da registada experimentalmente, muito embora o comportamento do pilar tenha também sido claramente influenciado pelo esforço transversal. A curva Força – Deslocamento associada está retratada na figura 5.34.

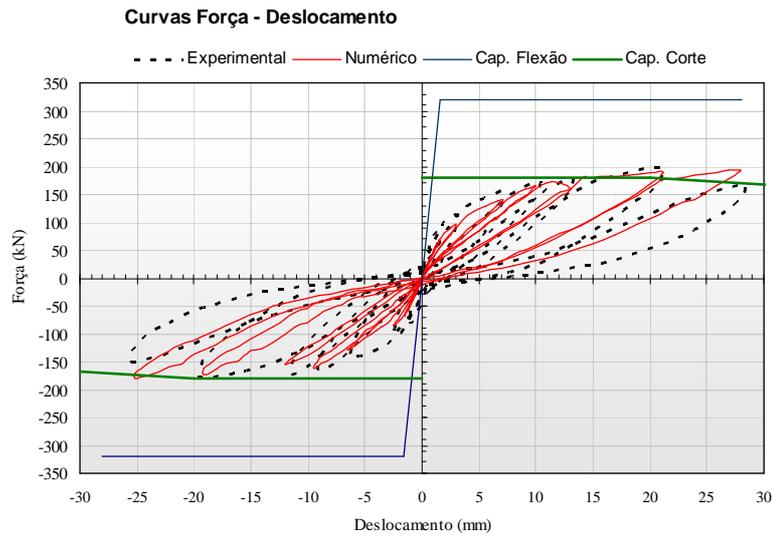


Figura 5.34 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N5-E1

É de salientar, na resposta numérica do pilar PO2 - N5 - E1, o facto de se ter atingido, de forma muito satisfatória, o nível de força máxima registado no ensaio experimental. Por outro lado, essa resposta cai consideravelmente no ciclo de 27mm, enquanto que a numérica conserva a força sensivelmente ao mesmo nível, apresentando maior ductilidade. Essa particularidade é, provavelmente, explicada pelo facto de apenas se ter submetido os modelos numéricos a um ciclo por nível de *drift*, enquanto que os provetes experimentais sofreram três vezes o mesmo esforço, como salientado no capítulo 4. Para o ciclo de 21mm, em que o pilar já está claramente em regime não-linear, a deformação acumulada nos ciclos sucessivos pode ser importante e justificadora da perda de capacidade resistente verificada quando se passa ao nível de *drift* seguinte.

Observando a deformada numérica, ao longo dos vários ciclos, vê-se que a evolução do comportamento do pilar ficou, novamente, bastante associada ao esforço transversal. Regista-se a inflexão na deformada, a partir de uma zona próxima do meio do pilar, bem como distorções nos elementos finitos da alma do mesmo, tão mais evidentes quanto mais próximo da rotura, que têm a devida correspondência com o mapa de tensões de corte τ_{xz} . Refira-se, também, que neste pilar a armadura transversal da alma foi modelada de forma ligeiramente diferente, desprezando a contribuição do estribo central, o que explica a distribuição das distorções pela alma de uma forma mais uniforme.

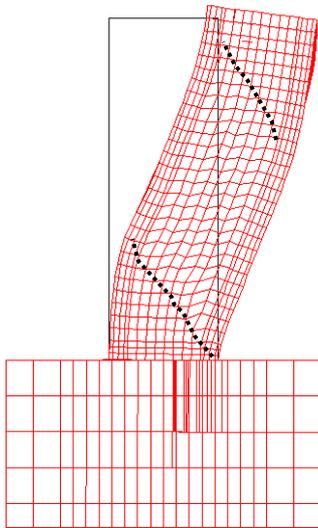


Figura 5.35 – Deformada para deslocamento de 21mm

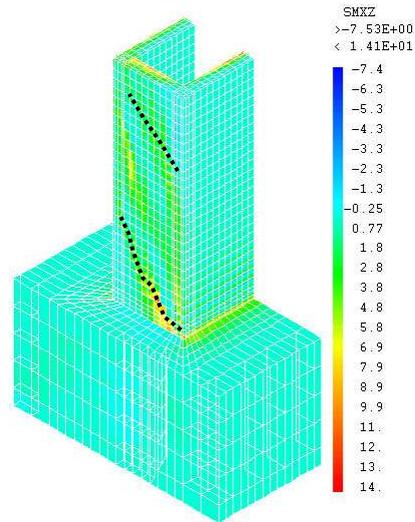


Figura 5.36 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 21mm

Adicionalmente, o dano em compressão (figuras 5.37) mostra que o modelo numérico do pilar PO2 - N5 - E1 procurou mobilizar a resistência na base, eventualmente para formação de rótula plástica, mostrando o betão da zona com avançado estado de degradação, embora ainda sem esmagamento.

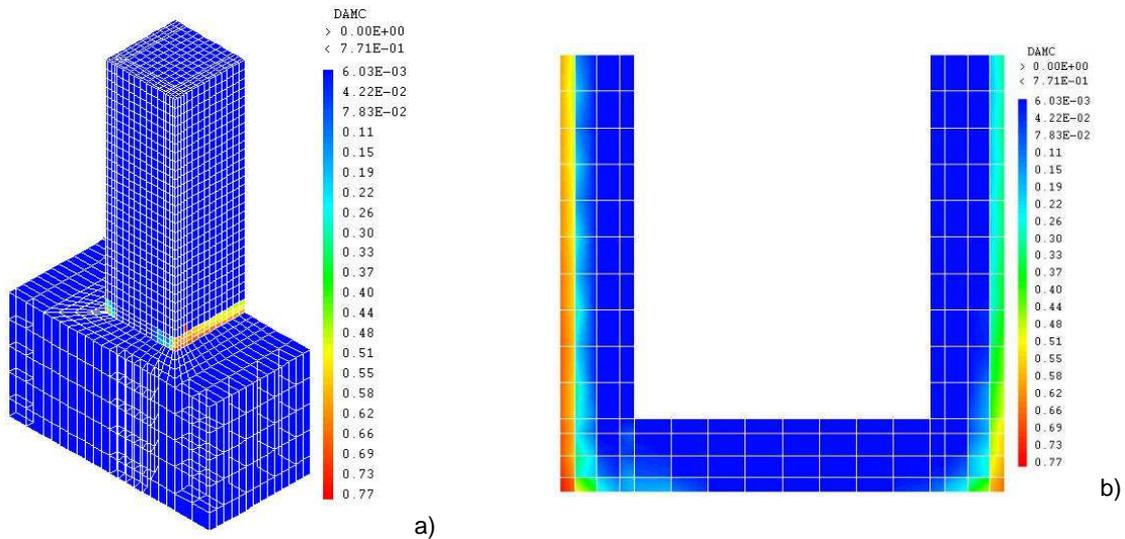


Figura 5.37 – Mapa de dano em compressão (a) e corte na base (b) - ciclo de 21mm

Esta ideia é reforçada quando observados os resultados das armaduras (figuras 5.38 e 5.39), onde se verifica que para o ciclo da força de pico (21mm) as armaduras longitudinais já estavam em início de cedência ($\sigma_{sy}=560$ MPa), com deformações ainda muito distribuídas ao longo do seu eixo, sendo que a progressão dos mecanismos de flexão e formação de rótula plástica na base não se chegaram a concretizar porque as armaduras transversais também entraram em cedência ($\sigma_{sy}=443$ MPa).

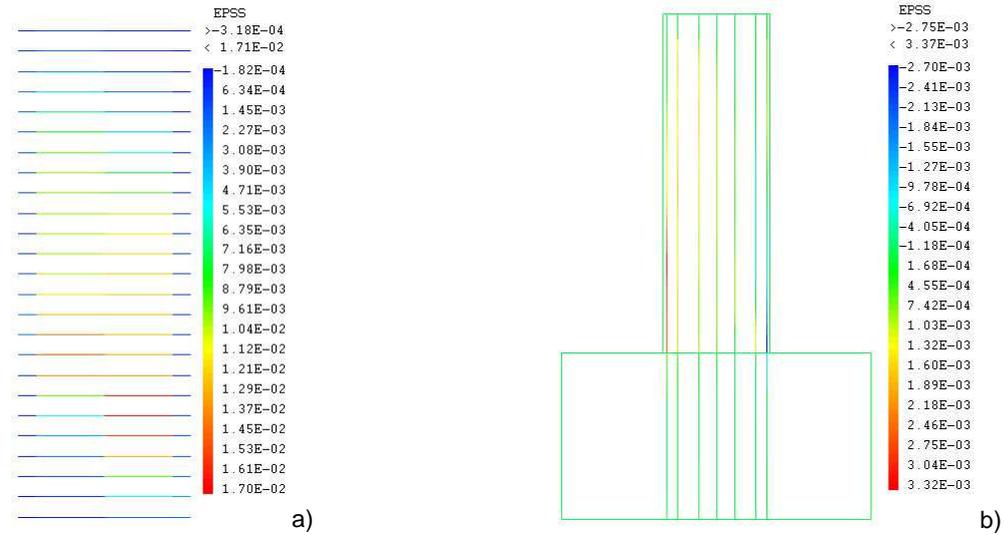


Figura 5.38 – Deformações na armadura transversal (a) e longitudinal (b) - ciclo de 21mm

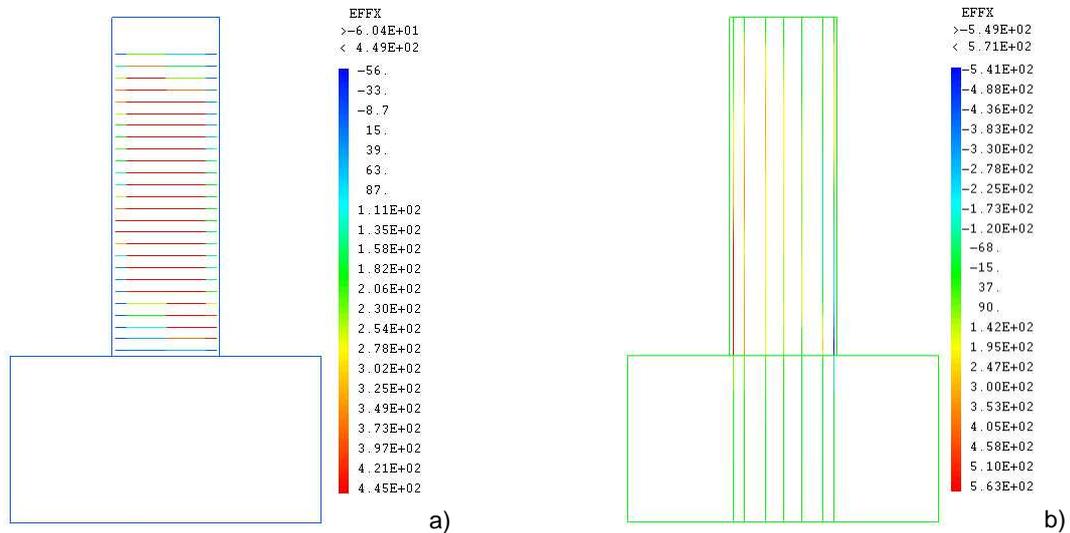


Figura 5.39 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b) - ciclo de 21mm

O início da formação das escoras de compressão e, conseqüentemente, do mecanismo análogo às escoras e tirantes anteriormente descrito, deu-se depois do ciclo de 10mm (figura 5.40 a)), sendo que no ciclo de força de pico máxima já se nota uma escora claramente distinta, enquanto que as outras duas se confundem um pouco (figura 5.40 b)).

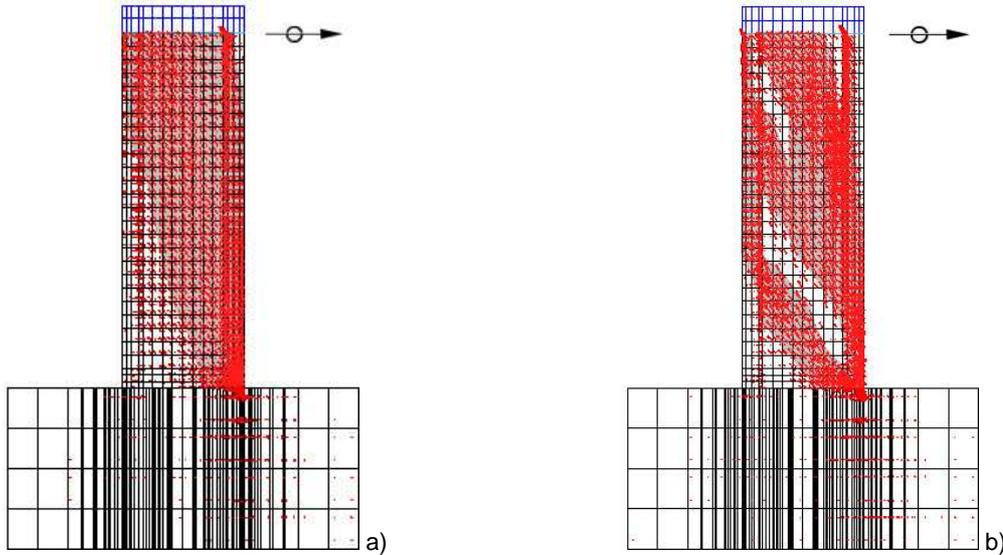


Figura 5.40 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 10mm (a) e 21mm (b)

Relativamente às deformações da alma, o cálculo deste pilar mostrou-as distribuídas de forma relativamente regular pela alma, captando novamente o efeito de localização junto às armaduras longitudinais, de resto, de forma correspondente às grandes fissuras registadas no ensaio experimental. As figuras 5.41 e 5.42 retratam o descrito.

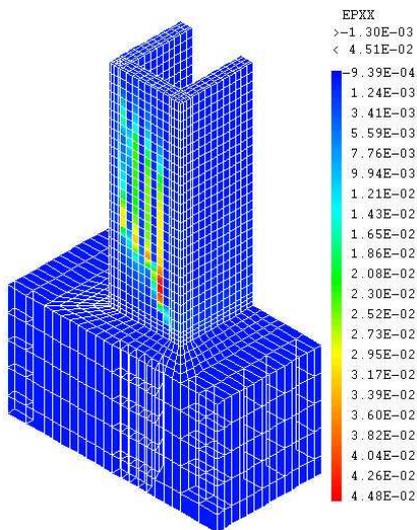


Figura 5.41 – Mapa de extensões na direcção do deslocamento imposto - ciclo de 20mm



Figura 5.42 – Danos em alma (a) e banzo (b) do pilar PO2-N5-E1

5.1.6 – PILAR PO2 – N6 – E1

O pilar PO2 - N6 - E1 teve, à semelhança do seu congénere quadrado, o comportamento mais próximo de flexão, resultado da sua armadura transversal com configuração do tipo EC8 e quantidade dupla de

aço. Com efeito, a força de pico máxima atingida experimentalmente foi a maior de todas, exibindo também uma resposta associada a grande dissipação de energia. O modelo numérico construído para este caso captou bastante bem os resultados em causa, quer a nível de forças máximas, quer de rigidez e mesmo de ductilidade, mantendo o último nível de *drift* para uma força sensivelmente igual. A comparação das respostas está ilustrada na figura 5.43.

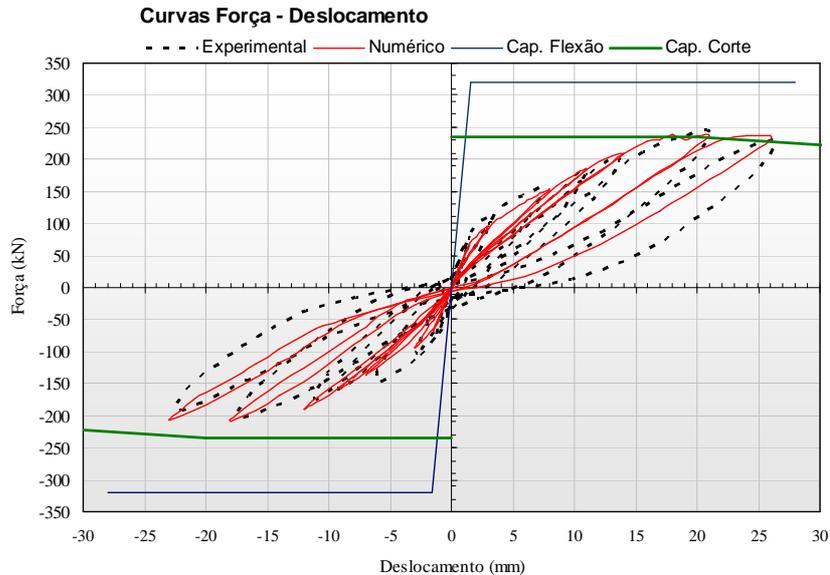


Figura 5.43 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N6-E1

As deformadas numéricas mostram concordância com o registo experimental. Com efeito, até ao nível de *drift* para o qual foram calculados resultados, o pilar PO2 - N6 - E1 apresentava um aspecto com fissuras inclinadas por toda a alma (e fissuras essencialmente horizontais nos banzos) mas sem o nível de dano que sugere rotura iminente por corte (que eventualmente se veio a verificar, para ciclos de *drift* bem acima do nível máximo apresentado na figura 5.43). As deformadas numéricas retratam um comportamento de flexão, acumulando curvatura na base, durante os três primeiros ciclos, sendo no de força de pico máxima, de 21mm, que é possível observar de forma clara a inflexão do eixo longitudinal do pilar, bem como o aparecimento de distorções notórias nos elementos finitos da alma, ambas associadas aos mecanismos de corte.

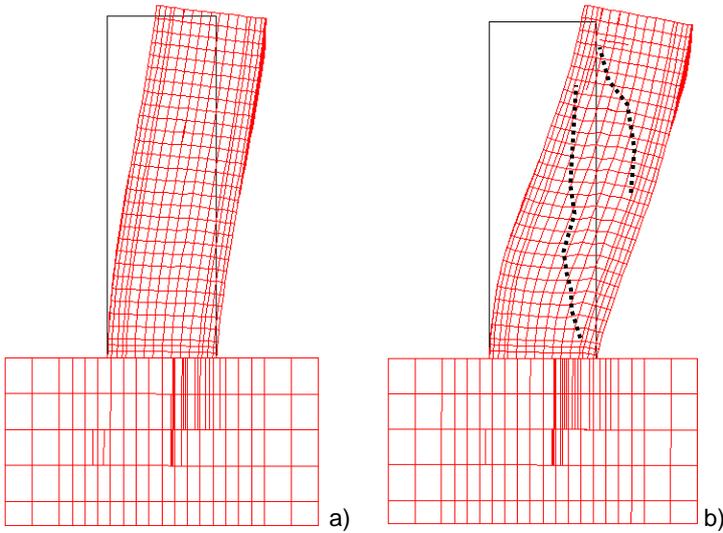


Figura 5.44 – Deformada para deslocamento de 11mm (a)) e 21mm (b))

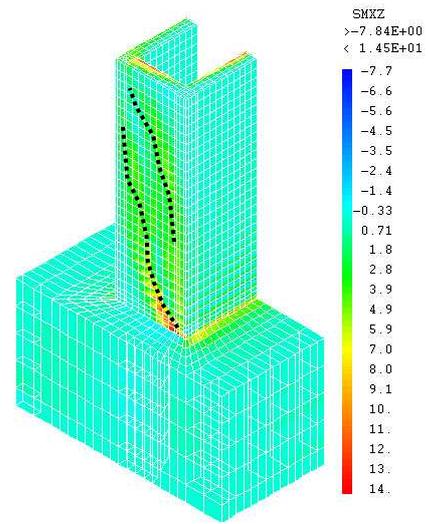


Figura 5.45 – Mapa de tensões τ_{xz} - ciclo de 21mm

Por outro lado, a ilustração da direcção das tensões principais de compressão (figura 5.46) mostra que a formação das escoras de compressão não foi tão clara, sendo que mesmo para o ciclo de *drift* máximo não é visível uma única escora completamente distinta do resto das tensões de compressão. Isso indica que o modelo numérico transferiu as tensões de compressão do topo para a fundação de forma mais homogénea, sem necessidade de recorrer de forma tão evidente ao mecanismo de escora e tirante, dando lugar, ainda assim, à acumulação de tensões no banzo de compressão, ilustrada na figura 5.47.

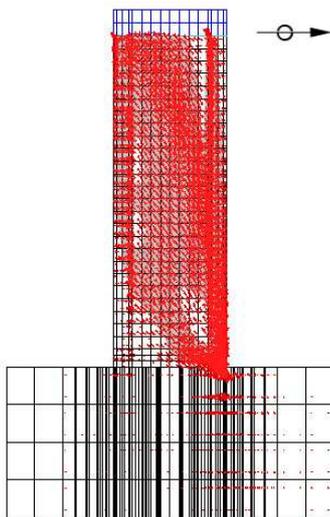


Figura 5.46 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 26mm

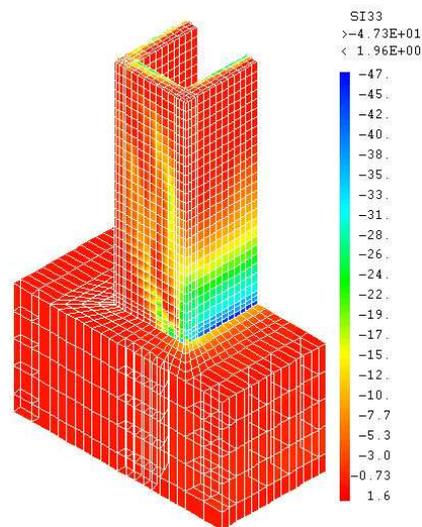


Figura 5.47 – Mapa de tensões σ_{33} - ciclo de 26mm

Adicionalmente, o mapa de dano em compressão mostra que o modelo numérico procurou a ductilidade em flexão associada à formação da rótula plástica, uma vez que é observável a degradação do betão junto à base (muito embora essencialmente nos elementos finitos da camada de recobrimento), bem como a concentração das deformações da armadura longitudinal na zona da base, associadas à cedência das mesmas com acumulação de rotação (figura 5.49 b)).

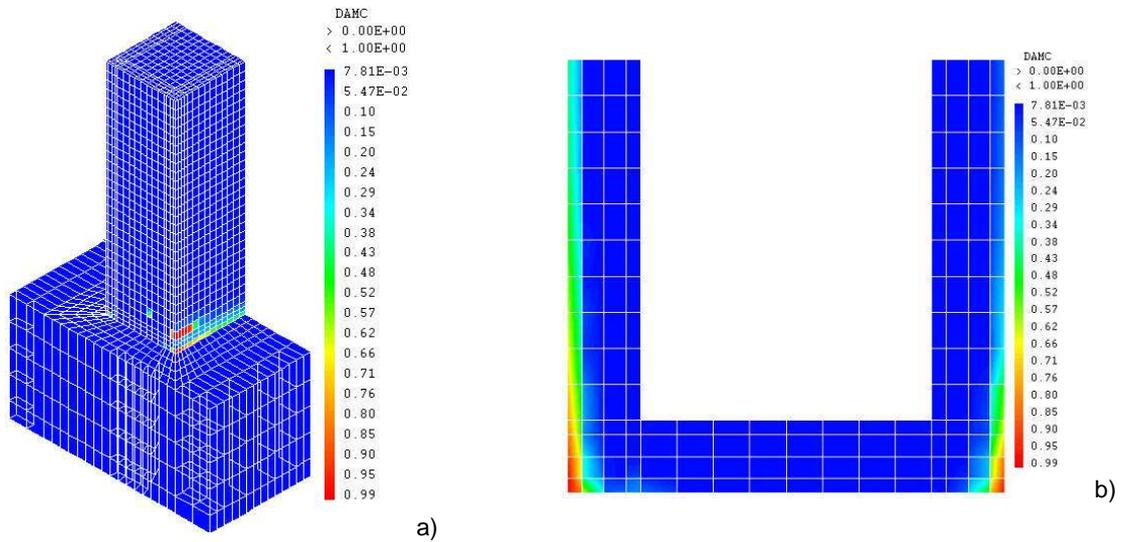


Figura 5.48 – Mapa de dano em compressão (a) e corte na base (b) - ciclo de 26mm

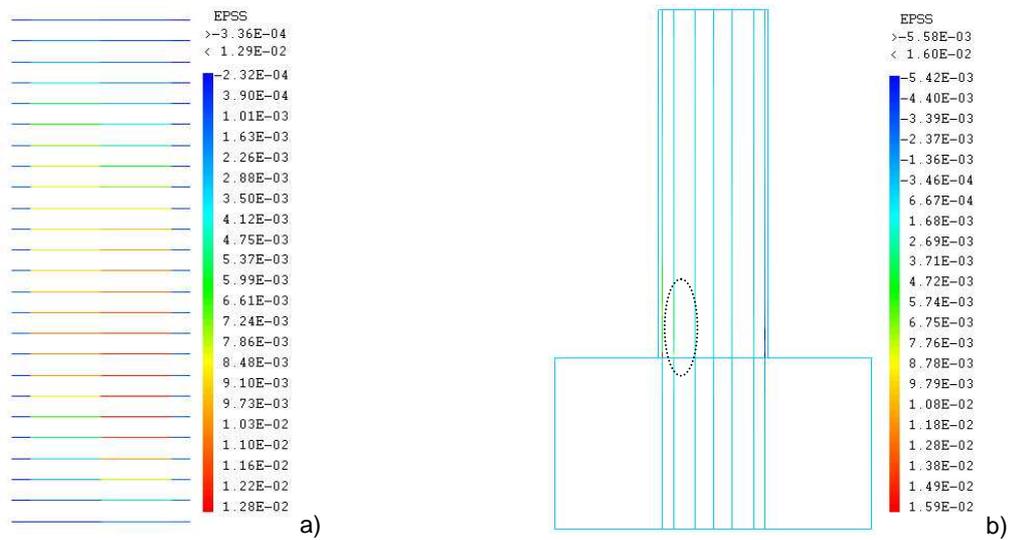


Figura 5.49 – Deformações na armadura transversal (a) e longitudinal (b) - ciclo de 26mm

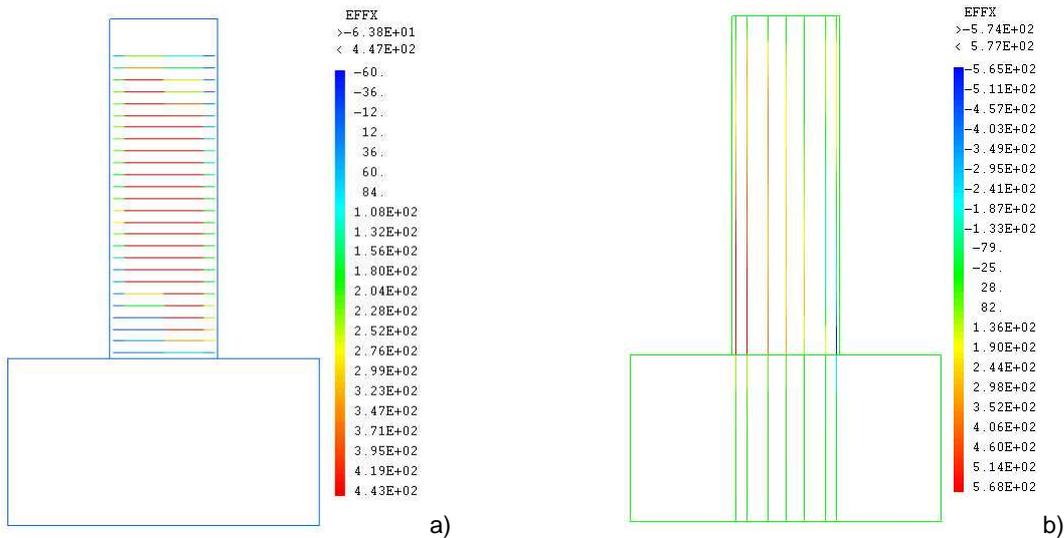


Figura 5.50 – Tensões na armadura transversal (a) e longitudinal (b) - ciclo de 26mm

Por outro lado, é visível que a armadura transversal entrou também em cedência, o que parece ser a razão da rotura por corte que os pilares tiveram (figura 5.51 b)) apesar do comportamento bastante controlado até ao nível de *drift* máximo correspondente a esta tese (figura 5.51 a)). Com efeito, a ductilidade exibida pela dissipação histerética associada à formação de rótula plástica pode não se mobilizar na totalidade se a capacidade resistente ao corte também estiver no limite, uma vez que a ductilidade inerente aos mecanismos de fendilhação das almas dos pilares ocos por corte é claramente menor do que a primeira.

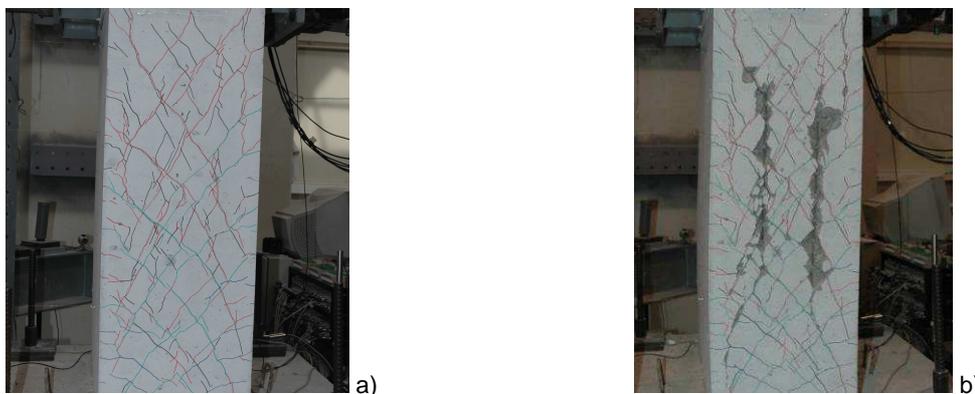


Figura 5.51 – Danos em alma do pilar PO2-N6-E1 – Deslocamento do topo de 25mm (a) e 45mm (b))

Como comentário final refira-se que todos os modelos numéricos construídos com o modelo de dano revelaram alguma incapacidade de captação do comportamento dos pilares nas descargas. Com efeito, as respostas numéricas apresentaram, em geral, descargas pouco rígidas, que rapidamente se distanciavam do comportamento experimental (sobretudo em descargas para valores elevados de *drift*). Admitiu-se que tal situação seja devida à dificuldade de calibração do comportamento em tracção do betão, tão sujeito à influência das armaduras existentes, e também ao facto de o modelo de dano usado, tal como referido em 3.1.1, apenas considerar plasticidade em compressão. Dessa forma, dado que o comportamento dos pilares ocos é influenciado de forma importante pelos fenómenos de corte e, conseqüentemente, depende directamente da capacidade resistente à tracção do betão, admite-se que a consideração da plasticidade em tracção possa dar mais rigidez às descargas (uma vez que acumula deformação residual, ao invés de descarregar para a origem) e assim aproximar a resposta numérica à experimental.

5.2 – MODELO DE FIBRAS – VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

A validação experimental relativa às simulações feitas com o modelo de fibras não é tão directa. Na verdade, poderá dizer-se que depois de já confirmada a grande influência do esforço transversal na resposta não-linear dos pilares ocos, não seria expectável que a referida validação experimental desse resultados muito próximos. Recorde-se que os modelos foram construídos sem não-linearidade em corte pelo que, após fissuração, a rigidez apenas degrada por flexão, associada a fendas essencialmente horizontais nos banzos e altas compressões com esmagamento do betão na base, que podem levar à formação de rótula plástica e, posteriormente, encurvadura dos varões longitudinais. Adicionalmente, devido, novamente, à elevada influência do esforço transversal no comportamento dos pilares ocos, essa degradação dos mesmos ocorre com uma rigidez maior do que quando afectados pelo corte, que limita a resposta dos pilares (nos casos em questão e em condições normais) antes de se materializarem os mecanismos de dissipação por flexão. É neste contexto que são entendidas as respostas numéricas dadas pelo modelo de fibras. Verifica-se que, como visível nas figuras 5.52 (a) e 5.53 (a)), a curva força – deslocamento dada através da simulação com fibras atinge forças de pico bem maiores (em patamar associado à formação de rótula plástica – figuras 5.52 e 5.53 b)). É também possível observar que em fase elástica a resposta com fibras se comporta adequadamente sendo, expectavelmente, quando se inicia o comportamento não-linear do pilar que as diferenças entre os resultados numéricos e experimentais se evidenciam.

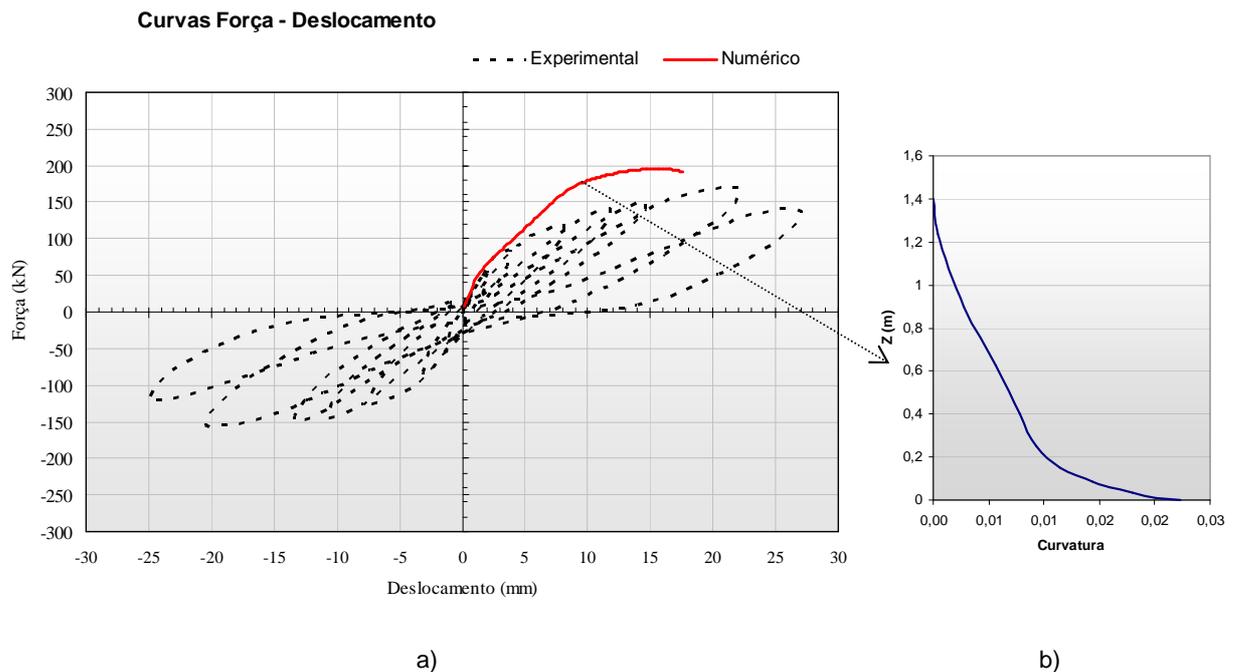


Figura 5.52 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO1-N4-E1 (a) e diagrama de curvaturas ao longo do eixo longitudinal (b)

apresentou mais influenciada pela flexão, a rotura, ainda que para níveis bastante altos de *drift*, se deu por corte) essa situação não surpreende. Eventualmente, poder-se-ia esperar um aumento na força máxima ainda maior, reflexo da quantidade dupla de armadura transversal que os pilares N6 têm em relação aos N5. Uma diferença tão grande só se verificaria, contudo, numa situação teórica de corte puro, em que o comportamento e rotura dos pilares só fossem influenciados pela capacidade resistente ao esforço transversal e ductilidade associada, que não corresponde à realidade dos pilares estudados. Nos pilares em causa existem ambas as componentes de corte e flexão, tendo-se observado, inclusive, cedência das armaduras longitudinais, em alguns casos.

Por outro lado, quando a análise se estende aos pilares N4, com pormenorização de armadura transversal simples, apesar de a resposta experimental ter mostrado que ambos os tipos de pormenorização resultavam em força de pico sensivelmente igual, bem como ductilidade semelhante, as respostas numéricas ficavam sempre ligeiramente abaixo da respectiva curva registada no ensaio (figuras 5.1 e 5.24). Sendo algo inesperado, sobretudo quando se comparava essa situação com o que acontecia nos pilares N5 (figuras 5.11 e 5.34) verificou-se que essa particularidade está relacionada com a forma como foram modeladas as armaduras transversais. Recorde-se o contexto da figura 4.8, em que foi dito que se optou por amarrar as barras transversais apenas nos nós dos elementos finitos do núcleo de betão armado envolvido pelos estribos de alma e banzo. Sendo as armaduras lisas, não é de esperar que consigam captar grandes forças transmitidas pelo betão da alma, mas numericamente a consideração de um único elemento ligando os dois banzos significa que, quando esse entra em cedência, a alma em toda essa largura fica praticamente desprovida de resistência à tracção e, conseqüentemente, com uma deformabilidade bastante maior do que acontece na situação real que, por sua vez, faz com que o modelo numérico não consiga aumentar a força mobilizada no topo. Já nos pilares N5, a alma está mais coesa, amarrada em vários pontos por elementos resistentes. Quando o esforço transversal cresce de tal forma que motiva o início da cedência das armaduras transversais, isso não acontece imediatamente para a mesma largura do caso anterior. Em vez disso, o pilar consegue ir aumentando a força mobilizada no topo, até a mesma largura da alma ter todos os estribos plastificados.

5.3.2 – TIPO DE SECÇÃO TRANSVERSAL

A principal diferença entre os pilares quadrados e rectangulares ressalta à vista de forma óbvia. Todos os pilares rectangulares registaram uma força de pico máxima maior do que os congêneres quadrados. Isso é facilmente explicável pelo facto de a configuração rectangular implicar banzos maiores do que a quadrada. Com efeito, para a maior secção transversal que os segundos têm o momento na sua base é, correspondentemente, mais alto. Como consequência, a força horizontal mobilizada no topo desses pilares é, também, maior, pelo que a solicitação dos mesmos ao esforço transversal é mais vincada. Dado que a armadura transversal é a mesma em ambos os tipos de pilares, para configurações de estribos correspondentes, é natural que os rectangulares se mostrem mais limitados ao corte.

Por outro lado, observou-se que os pilares quadrados se comportaram com uma maior componente de flexão, a tal ponto que os modelos numéricos revelaram alguma limitação de resistência, como anteriormente exposto. Os resultados obtidos com o modelo de fibras sugerem isso mesmo ao mostrar uma resposta monotónica muito mais próxima da envolvente experimental no caso dos pilares

quadrados do que nos rectangulares. Dado o pendor de flexão que o modelo de fibras (pelos motivos já referidos) confere aos cálculos desenvolvidos, nesse contexto isso não é inesperado.

Quanto à limitação de resistência que os modelos numéricos dos pilares quadrados exibiram, o motivo pelo qual essa não se fez notar em todos os cálculos, dado que estava inerente à estratégia global de modelação adoptada, foi precisamente porque os pilares rectangulares dispunham de uma resistência à flexão intrinsecamente maior, fazendo com que a dissipação histerética se tenha processado pelos mecanismos associados ao corte, que em última análise, provocaram a sua rotura. Já os pilares quadrados foram modelados mais próximos do limiar da resistência à flexão necessária para o *drift* inerente aos ciclos de deslocamento imposto o que diminuiu severamente a ductilidade numérica exibida pelos mesmos.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como principal conclusão a retirar deste trabalho refira-se a adequabilidade do modelo de dano para traduzir a resposta cíclica dos pilares ocos de betão armado. Com efeito, as respostas obtidas com este modelo não só se fixaram sempre muito próximas das evoluções registadas experimentalmente (tanto ao nível da força máxima mobilizada no topo dos pilares, como da ductilidade exibida pelos mesmos), como também permitiram análises bastante detalhadas sob as mais variadas perspectivas, dada a formulação em que o modelo se baseia. Ainda assim sobressai, no entanto, a discordância verificada entre as descargas das respostas numéricas e as experimentais. Tendo sido objecto de pouca exposição ao longo desta tese, essa questão é, no entanto, evidente e recorrente. Como avançado anteriormente, o motivo de tal situação prende-se, provavelmente, com a não consideração de plasticidade no comportamento em tracção do betão. Futuras investidas na mesma área poderão, eventualmente, tentar focar esse problema.

Relativamente à estratégia de modelação adoptada, foram apontadas algumas fragilidades já durante a análise de resultados. Efectivamente, a questão do esmagamento prematuro do betão da base por compressão nos pilares quadrados é de fácil resolução, sendo que poderia ser apresentado novo estudo focado somente nos anteriores e que considerasse um melhoramento mais adequado desse betão. Outra hipótese seria a reformulação das malhas de elementos finitos e das características definidas para as mesmas, onde fosse atribuído comportamento não-linear à sapata, ou pelo menos a parte dessa. Isso exigiria uma recalibração das características da sapata e, por outro lado, seria uma solução que não favoreceria o cálculo de modelos, já assim, bastante pesados. Refira-se que os resultados do modelo de dano apresentados nesta tese demoravam vários dias a calcular. Isso é um dos motivos pelos quais a opção de usar modelos menos complexos, como o de fibras, se torna bastante válida, ainda que a informação que se possa obter dos mesmos não seja tão detalhada. Na verdade, existiria algum interesse em tentar aproveitar as funcionalidades já implementadas em CAST3M que permitem a consideração de não-linearidade em corte em conjunto com o modelo de fibras. Adicionalmente, os modelos baseados em leis fenomenológicas também têm demonstrado bons resultados na simulação de carregamento cíclico. Põe-se, no entanto, o problema da existência de leis histeréticas que representem com precisão os fenómenos não-lineares de corte tão evidentes nos pilares ocos aqui retratados.

Ainda no contexto da estratégia de modelação adoptada, refira-se também a dificuldade de calibração de alguns parâmetros, como a energia de fractura do betão, pela incerteza sempre associada ao

fenómeno da fissuração. Considera-se que uma iniciativa necessária para dissipar alguma dúvida inerente à linha de orientação de construção dos modelos numéricos passaria por um estudo experimental de determinação da referida energia de fractura em painéis de betão armado idênticos aos das paredes dos pilares ocos. Efectivamente, verificou-se que a capacidade de resistência à tracção das almas era determinante na resposta dos pilares ocos. O mecanismo de escoras e tirantes idealizado com base na direcção das tensões principais da alma evidencia a solicitação forte à tracção que é sentida nas almas. Uma parte do problema é controlada pelo betão, sendo importante que o decaimento após fissuração que a lei constitutiva do modelo de dano considera tenha em conta não só as características materiais do betão, como o efeito provocado pelas armaduras que atravessam as fissuras. Adicionalmente, uma outra questão que ficou, de certa forma, clara foi a influência que a forma de modelação dessas mesmas armaduras tem na resposta dos pilares ocos. Recorde-se o caso dos pilares N4, onde o resultado da modelação dos estribos representados por um único elemento axial na largura total da alma deixou evidente que estas não podem ficar tão desprovidas de amarração e que, se possível, vários elementos devem ser considerados ao longo das mesmas de modo a prevenir uma plastificação tão abrangente. Neste contexto, a consideração de leis de aderência betão – armaduras, devidamente calibradas e associadas a uma amarração dos varões mais distribuída pode ser uma forma de contornar o problema. Com efeito, a consideração de escorregamento nas armaduras poderá retardar a cedência das mesmas, permitindo uma simulação numérica mais realista.

Não sendo esta tese um trabalho de cariz isolado, uma vez que foi desenvolvida ao abrigo do projecto de investigação PTDC/ECM/72596/2006 - "Avaliação da Segurança Sísmica e Reforço de Pontes" e mediante as várias considerações aqui descritas, pode-se concluir que os objectivos a que se reportava foram atingidos.

BIBLIOGRAFIA

A

Ârede, A. (1997) *Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures with a new Flexibility Based Element*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

B

Bažant, Z., Oh, B. (1983). *Crack Band Theory for Fracture of Concrete*. *Matériaux et Constructions*, Vol. 16 (93), pp. 675-705.

Bažant, Z. (1986). *Mechanics of distributed cracking*. Book No. ARM007, Reprint of *Applied Mechanics Rev.*, Vol. 39 (5), pp. 155-176, ASME.

Bažant, Z. (1987). *Determination of fracture energy from size effect and brittleness number*. *Mater. Journal*, Vol. 84, pp. 463-480, ACI.

C

Calvi, G. *et al.* (2005). *Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of RC Hollow Bridge Piers*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. 267-297 (DOI 10.1007/s10518-005-2240-0).

CEA (1990). *CASTEM 2000, Guide d'utilisation*. CEA, Saclay, France.

Costa, A. G., Costa, A. C. (1987). *Modelo Histerético das Relações Forças-Deslocamentos adequado à Análise Sísmica de Estruturas*. Departamento de Estruturas, Núcleo de Dinâmica Aplicada, Relatório integrado no domínio do Plano de Investimentos e Despesas de Desenvolvimento da Administração Central (PIDDAC), Lisboa.

Costa, C., *et al.* (2005). *Implementation of the Damage model in Tension and Compression with Plasticity in Cast3m*. Report EUR, ISPC, CEC, JRC-ISPRA (VA), Italy.

Comité Européen de Normalisation, (1991). *Eurocode 2 – Concrete Structures – Design – Part 1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruxelas.

Comité Européen de Normalisation, (1994). *Eurocode 8 - Structures in Seismic Regions – Design – Part 2: Bridges*. Bruxelas.

D

Delgado P. (2009) *Avaliação da Segurança Estrutural em Pontes*. Dissertação de Doutoramento, FEUP (submetida).

Delgado, R., *et al.* (2008). *Shear effects on hollow section piers under seismic actions: experimental and numerical analysis*, *Bulletin of Earthquake Engineering*, (DOI: 10.1007/s10518-008-9098-x).

E

EERI, Earthquake Engineering Research Institute (1995a). *Northridge earthquake reconnaissance report, Earthquake Spectra*. Special Suppl. to Vol. 11, pp. 523.

EERI, Earthquake Engineering Research Institute (1995b). *The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake, January 17, 1995*. Preliminary Reconnaissance Report, pp. 116.

Eligehausen, R., *et al.* (1983). *Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations*. Report No. UCB/EERC-83/23, Earthquake Engineering Research Center.

F

Faria R., Oliver, J. (1993) *A rate dependent plastic-damage constitutive model for large scale computations in concrete structures*. CIMNE Monograph 17, Barcelona.

Faria, R. (1994). *Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão Através de um Modelo de Dano Contínuo*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

G

Guedes, J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete bridges. Modelling, numerical analysis and experimental assessment*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

Guedes, J. *et al.* (1994). *A Fibre/Timoshenko Beam Element in CASTEM 2000*. Special Publication Nr.I.94.31, Applied Mechanics Unit, Safety Technology Institute, CEC, JRC-ISPRA Establishment, Ispra, Italy.

H

Hillerborg, A. (1985). *The Theoretical Basis of Method to Determine the Fracture Energy G_f of concrete*. Materials and Structures, Vol. 18 (106), pp. 291-296.

Hognestad, E. (1951). *A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete*, Bulletin Series 339, Univ. of Illinois Exp. Sta., Illinois, USA.

J

Jenq, Y., Shah, S. (1985) *A two parameter fracture model for concrete*. Journal of Eng. Mech., Vol. 111 (4), pp. 1227-1241.

K

Kent, D., Park, R. (1971). *Flexural Members with Confined Concrete*. Journal of Struct. Div., Vol. 97 (7), pp. 1969-1990, ASCE.

Kunnath, S. *et al.* (1992). *Analytical Modelling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures*. Journal of Struct. Eng., Vol. 116 (4), ASCE.

Kowalsky, M., Priestley, M. (2000). *Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions*. Structural Journal, Vol. 97 (3), pp. 388-396, ACI.

Kwan, A. (1996). *Shear Lag in Shear/Core Walls*. Journal of Struct. Eng., Vol. 122 (9), pp. 1097-1104, ASCE.

L

Lin C., Shai J. (2008). *Reconnaissance on the China Wenchuan Earthquake May 12, 2008*. National Center for Research on Earthquake Engineering Newsletter, Vol. 3 (3), NCREE.

M

Mander, J., et al. (1983). *Behavior of ductile hollow reinforced concrete columns*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 16 (4), pp. 273-290.

Mazars, J., Pijaudier-Cabot, G. (1989). *Continuum Damage Theory – Application to Concrete*. Journal of Eng. Mech., Vol. 115 (2) pp. 345-365, ASCE.

Menegotto, M., 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, Lisbon.

Moehle, J., Eberhard, M. (2000). *Earthquake Damage to Bridges*, In *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press, Boca Raton.

Mitchell, D. et al. (1995). *Performance of bridges in the 1994 Northridge Earthquake*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 22, pp. 415-427, Canada.

O

Oliveira, C., et al. (1995). *O Sismo de Northridge, Los Angeles, de 17 Janeiro de 1994 Ensinamentos para Portugal* IST, FEUP, Portugal.

P

Park, R., et al. (1982) – *Ductility of Square-Confined Concrete Columns*. Journal of Struct. Div., Vol 108 (4), pp. 929-950, ASCE.

Pasquet, P. (2003). *Manuel d'utilisation de Cast3m*. Commissariat à l'Énergie Atomique, www.cast3m.cea.fr.

Priestley, M., et al. (1987). *Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading*. ACI Structural Journal, Vol. 84 (1), pp. 61-76, ACI.

Priestley, M., et al. (1994). *The Northridge earthquake of January 17, 1994 – damage of selected freeway bridges*. Report No. SSRP-94/06, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego.

Priestley, M., et al. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York.

Procter, A. (1977). *Hollow Rectangular Reinforced Concrete Columns*. Civil Engineering, pp. 45-49, London.

T

Tassios, T. (1979). *Properties of Bond Between Concrete and Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions*. Boletim D'Information CEB, No. 131, pp.67-122, CEB.

Takahashi, Y., Iemura, H. (2000). *Inelastic Seismic Performance of RC Tall Piers with Hollow Section*. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (2000), Auckland, New Zealand.

Takeda, T., *et al.* (1970) *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*. Journal of Struct. Div., Vol. 36 (12), ASCE.

Taylor, A. *et al.* (1995). *Behavior of Thin-Walled Concrete Box Piers*. ACI Structural Journal, Vol. 92 (3), pp. 319-333, ACI.

V

Varum, H. (1995). *Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Vila Pouca, N. (2001). *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares em Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

Y

Yeh, Y. *et al.* (2002). *Full-scale tests on rectangular hollow bridge piers*. Materials and Structures, Vol. 35, pp. 117-125.

<http://www.viaducdemillau.com/>. 14-01-2009 (última visita).

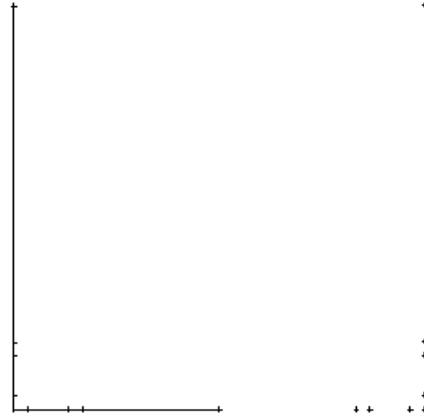
ANEXOS

- A. CONSTRUÇÃO DE MODELO EM CAST3M**
- B. CALIBRAÇÃO DE CURVAS DE BETÃO COM O MODELO DE DANO CONTÍNUO**

Linhas de geração da superfície da base:

```
L11 = droi 10 P10 P16;
L12 = droi 1 P16 P17;
L13 = droi 2 P17 P18;
L14 = droi 1 P18 P44;
L15 = droi 1 P44 P43;
L16 = droi 2 P43 P42;
L17 = droi 1 P42 P41;
L18 = droi 4 P41 P40;
```

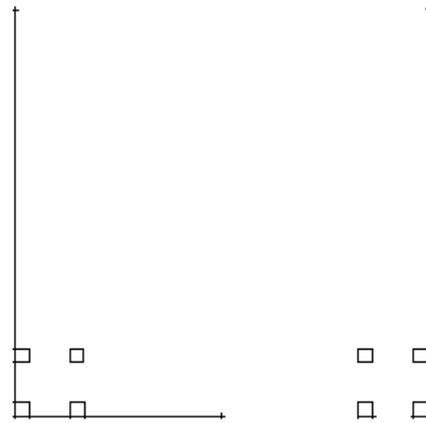
(Apenas se mostra a metade da secção que se vai, efectivamente, modelar)



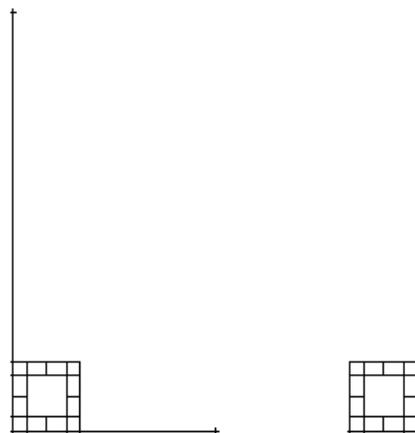
Geração de superfícies na base por translacção:

```
vs1 = -0.015 0. 0.;
vs2 = -0.045 0. 0.;
vs3 = -0.150 0. 0.;
```

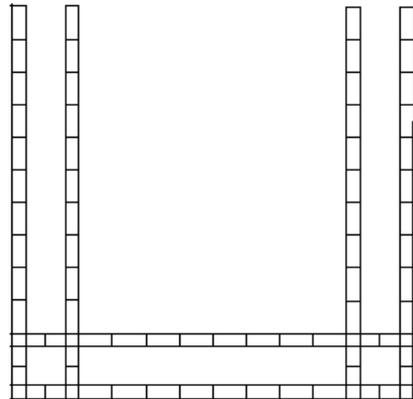
```
*Superfície auxiliar SA (elementos 1)
***
LA1 = L12 et L14;
SA1= tran LA1 1 vs1;
LA2 = LA1 plus vs1 plus vs2;
SA2= tran LA2 1 vs1;
SA3= (SA1 et SA2) syme droi P20 P40;
SA = SA1 et SA2 et SA3;
```



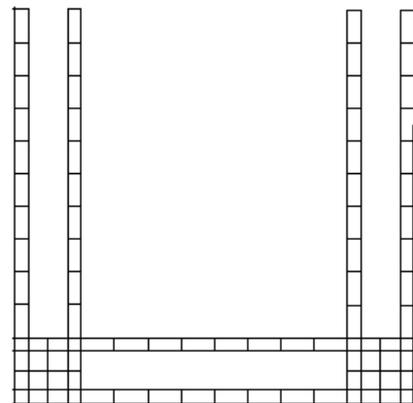
```
*Superfície auxiliar SB (elementos 2)
***
LB1= L13;
SB1= tran LB1 1 vs1;
LB2= LB1 plus vs1 plus vs2;
SB2= tran LB2 1 vs1;
LB3= (L12 et L14) plus vs1;
SB3= tran LB3 2 vs2;
SB4= (SB1 et SB2 et SB3) syme droi
P20 P40;
SB= SB1 et SB2 et SB3 et SB4;
```



```
*Superfície auxiliar SC (elementos 3)
***
LC1= L11;
SC1= tran LC1 1 vs1;
LC2= LC1 plus vs1 plus vs2;
SC2= tran LC2 1 vs1;
LC3= LA2 plus vs1;
SC3= tran LC3 4 vs3;
SC4= (SC1 et SC2 et SC3) syme droi
P20 P40;
SC = SC1 et SC2 et SC3 et SC4;
```

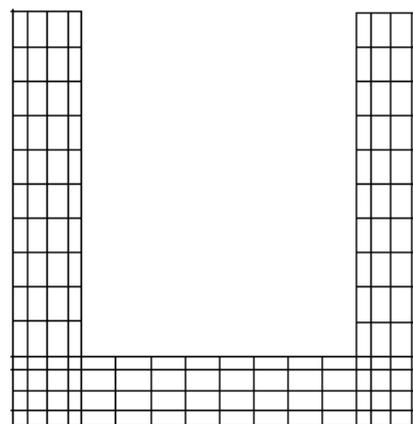


```
*Superfície auxiliar SD (elementos 4)
***
LD1= L13 plus vs1;
SD1= tran LD1 2 vs2;
SD2= SD1 syme droi P20 P40;
SD = SD1 et SD2;
```



```
*Superfície auxiliar SE (elementos 5)
***
LE1= L11 plus vs1;
SE1= tran LE1 2 vs2;
LE2= LB2 plus vs1;
SE2= tran LE2 4 vs3;
SE3= (SE1 et SE2) syme droi P20 P40;
SE = SE1 et SE2 et SE3;

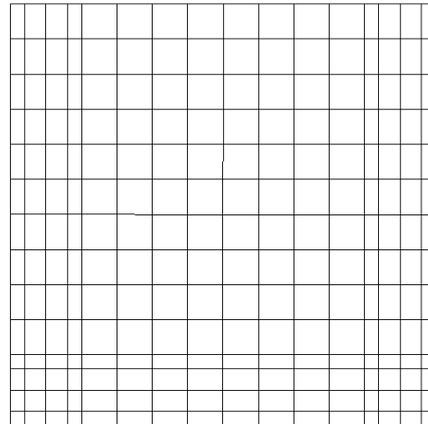
Sbase = SA et SB et SC et SD et SE;
```



Geração de superfícies do maciço do topo e da sapata:

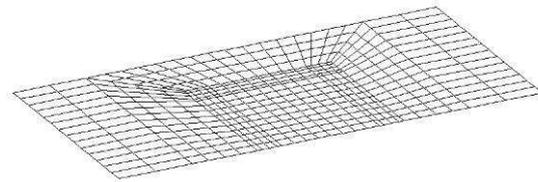
```
* Topo
***
P00 = 0. 0. 1.43;
ST1 = Sbase plus P00;
LT2 = L11 plus (vs1*2) plus vs2;
ST2 = tran LT2 8 (-0.3 0. 0.);
ST4 = ST2 plus P00;
ST = ST1 et ST4;
```

(ponto P00 corresponde ao topo do pilar e é também usado como coordenadas de translação para a superfície de geração desse volume)



```
* Sapata
***
P50 = 0.65 0. 0.;
P51 = 0.65 -0.65 0.;
P52 = 0.425 -0.65 0.;
P53 = 0.0 -0.65 0.;
P54 = 0.425 0. 0.;
***
LS1 = DROI 14 P50 P51;
LS2 = DROI 2 P51 P52;
LS3 = DROI 14 P54 P52;
LS4 = DROI 2 P54 P50;
LS5 = DROI 8 P53 P52;
LS6 = DROI 4 P40 P53;
LS7 = DROI 4 P44 P52;
LS8 = DROI 4 P10 P54;
LS9 = L11 et L12 et L13 et L14;
LS10= L15 et L16 et L17 et L18;
*
SS1 = DALL PLAN LS1 LS2 LS3 LS4;
SS2 = DALL PLAN LS9 LS8 LS3 LS7;
SS3 = DALL PLAN LS10 LS6 LS5 LS7;
SS4 = SS1 et SS2 et SS3;
SS5 = SS4 SYME DROI P20 P40;
SS6 = ST plus (P00*-1);
Ssapata = SS4 et SS5 et SS6;
```

(Definição dos limites da sapata, construção das linhas de base e finalmente geração de superfícies a partir das anteriores)

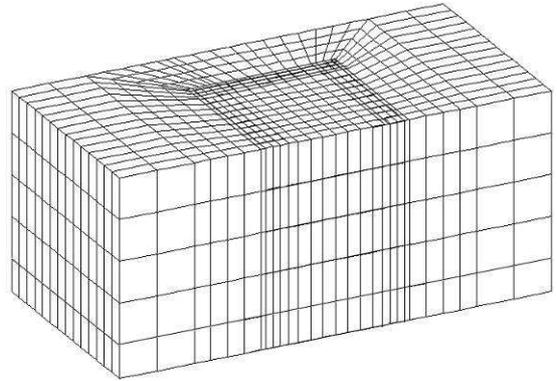


Denote-se, nas instruções apresentadas, o uso recorrente dos operadores ET (concatenação de dados), DROI (construção de linhas), SYME (simetria), PLUS (translação) e TRAN (geração da superfície por translação). Sendo que não há muito a dizer relativamente às coordenadas usadas para os pontos de definição das superfícies (refira-se apenas que inicialmente todas as superfícies são construídas no plano horizontal de cota $Z = 0$). Como observado, a geração das superfícies é feita por translação de linhas segundo determinados vectores. Note-se que o número de elementos finitos gerados vem definido pela conjugação da densidade com que as linhas e translações são efectuadas. Especificamente, o número que aparece imediatamente após o operador DROI define o número de divisões de elementos finitos que será gerada na direcção da linha construída, enquanto que a translação da mesma com o operador TRAN define, através do número que aparece após a variável correspondente à linha em causa, a divisão de elementos finitos na direcção ortogonal.

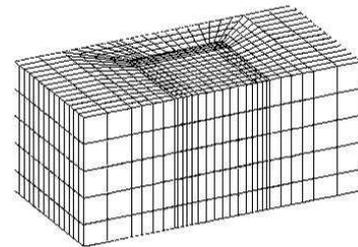
A construção do maciço do topo exigiu que se fizesse uma translação da superfície definida no plano $Z = 0$, para o nível do topo do pilar.

Geração dos volumes a partir das superfícies:

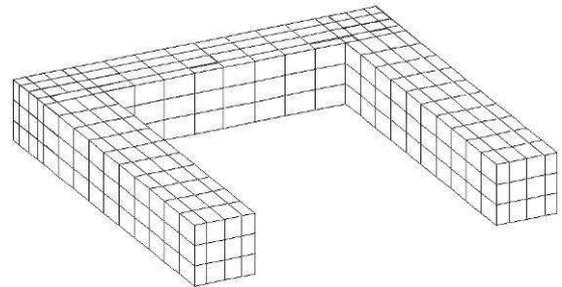
```
v1 = (0. 0. -0.5);  
v2 = (0. 0. 0.075);  
v3 = (0. 0. 1.25);  
v4 = (0. 0. -0.105);  
v5 = (0. 0. -0.10);  
  
* Sapata  
***  
Vsap1 = Ssapata volu 4 'TRAN' v1;  
Ssap = Ssapata plus v1;  
Vsap2 = Ssap volu 1 'TRAN' v5;
```



```
* Maciço do Topo  
***  
Vtopo = ST volu 2 'TRAN' v4;
```

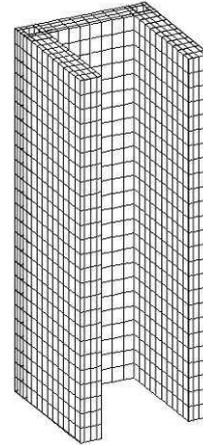


```
* Volume reforçado da base  
***  
Vconfr1 = SA volu 3 'TRAN' v2;  
Vconfr2 = SB volu 3 'TRAN' v2;  
Vconfr3 = SC volu 3 'TRAN' v2;  
Vconfr4 = SD volu 3 'TRAN' v2;  
Vconfr5 = SE volu 3 'TRAN' v2;  
Vconfr = Vconfr1 et Vconfr2 et  
Vconfr3 et Vconfr4 et Vconfr5;
```



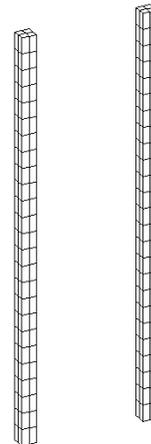
```
* Volume não confinado
***
Snconf1 = SA plus v2;
Snconf2 = SB plus v2;
Snconf3 = SC plus v2;
Snconf5 = SE plus v2;
Vnconf1 = Snconf1 volu 25 'TRAN' v3;
Vnconf2 = Snconf2 volu 25 'TRAN' v3;
Vnconf3 = Snconf3 volu 25 'TRAN' v3;
Vnconf5 = Snconf5 volu 25 'TRAN' v3;
Vnconf = Vnconf1 et Vnconf2 et
Vnconf3 et Vnconf5;
```

(Não sendo perceptível, a figura mostra todo o betão dos banzos e alma exceptuando o núcleo definido pela intersecção das armaduras transversais)



(O único volume confinado do pilar PO2-N4-E1, como apresentado na figura 4.9, é o do núcleo definido pela intersecção das armaduras transversais)

```
* Volume confinado
***
Sconf4 = SD plus v2;
Vconf4 = Sconf4 volu 25 'TRAN' v3;
Vconf = Vconf4;
```



À semelhança do efectuado para construção das superfícies, a geração de volumes também é realizada por translação, desta feita das anteriormente referidas superfícies, através do operador VOLU. Nesse contexto (e pela forma de construção do modelo aqui apresentada), percebe-se que a caracterização da malha de elementos finitos volumétricos é definida de acordo com três parâmetros:

- Densidade das linhas auxiliares de geração de superfícies (direcção OX ou OY);
- Densidade das translações das linhas auxiliares formando as superfícies (direcção OX ou OY);
- Densidade das translações das superfícies formando os volumes (direcção OZ);

As malhas correspondentes ao betão ficam, assim completamente construídas. Passando às armaduras.

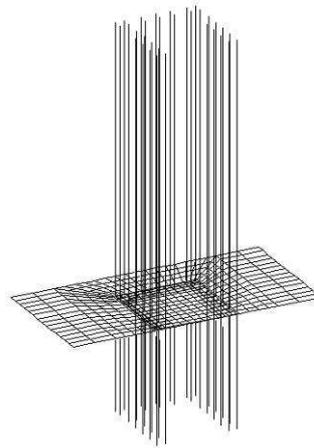

```

* Colocação dos Varões no sítio
***
va = tabl 'varões asl';
pdi= (dime P) - 1;
v = moin P.pdi PA0;
va.pdi = LASL plus v;
Vasl = va.pdi;
*
repe basl (pdi - 1);
v = moin P.&basl PA0;
va.&basl = LASL PLUS v;
Vasl = Vasl et va.&basl;
fin basl;

* Varões com metade da área
***
vax= tabl 'varões aslx';
i=31;
v = moin P.i PA0;
vax.i = LASL plus v;
Vaslx= vax.i;
*
repe baslx 3;
i=i+1;
v = moin P.i PA0;
vax.&baslx = LASL PLUS v;
Vaslx= Vaslx et vax.&baslx;
fin baslx;

```

(A atribuição do varão a cada ponto é efectuada através de dois ciclos: um para a maior parte dos varões e o outro para os que se situam na fronteira de simetria. A superfície de geração da sapata pretende apenas dar uma ideia da localização dos mesmos.)



```

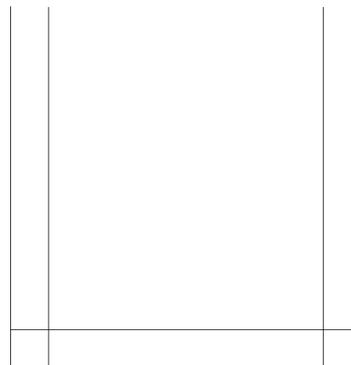
* Armadura Transversal
***
E1 = (droi 1 P.33 P.10) et (droi 1
P.10 P.12) et (droi 1 P.12 P.11) et (droi
1 P.11 P.9) et (droi 1 P.9 P.34);

E2 = E1 syme droi P20 P40;

E3 = (droi 1 P.9 P.10) et (droi 1
P.10 P.12) et (droi 1 P.12 P.11) et (droi
1 P.11 P.23) et (droi 1 P.23 P.24) et
(droi 1 P.24 P.22) et (droi 1 P.22 P.21)
et (droi 1 P.21 P.9);
*
*
SestBas1= E1 et E2;
SestBas2= E3;

```

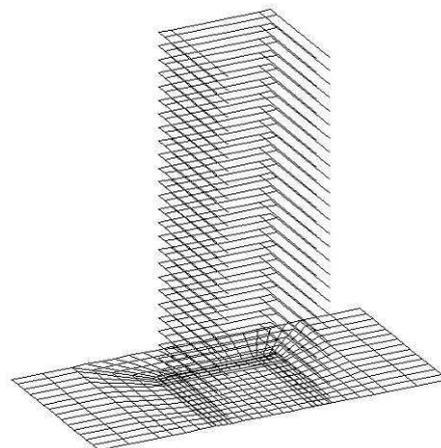
(A definição dos estribos é feita através da união dos pontos anteriormente usados para alocação dos varões longitudinais)



```

SestBas1 = SestBas1 PLUS (0. 0.
0.025);
VESTRIB1 = Sestbas1;
SestBas2 = SestBas2 PLUS (0. 0.
0.025);
VESTRIB2 = Sestbas2;
vest = 0. 0. 0.05;
*
REPETER BLOCEST 25;
I = &BLOCEST;
VESTRIB1 = VESTRIB1 ET (SestBas1 PLUS
(vest*I));
VESTRIB2 = VESTRIB2 ET (SestBas2 PLUS
(vest*I));
FIN BLOCEST;

```



Relativamente às malhas construídas para simulação das armaduras, refira-se a importância que tem a densidade dada às linhas longitudinais (no caso da armadura correspondente), e o espaçamento definido pelo vector `vest` de atribuição de estribos às várias cotas do pilar (no caso da armadura transversal). Com efeito, a compatibilização das várias malhas pressupõe uma correspondência posicional dos vários nós definidos para que os esforços e deformações possam progredir correctamente, com o contributo dos vários materiais. Nesse contexto, refira-se que a construção de malhas de densidades incompatíveis pode, conseqüentemente, implicar a impossibilidade de compatibilização de nós entre armaduras e betão, por exemplo, fazendo com que o fluxo de esforços e deformações se processe de forma anormal.

A construção geométrica do modelo fica completa quando se definem as superfícies de apoio e se efectua a já referida compatibilização de malhas.

Definição de superfícies de apoio:

<pre>Vtot = Vtopo et Vsap1 et Vsap2 et Vconf et Vnconf et Vconfr et Vasl et Vaslx et Vestrib1 et Vestrib2; * * Superfície de Apoio *** P1 = 0.65 0. -0.6; P2 = 0.65 -0.65 -0.6; P3 = -0.65 0. -0.6; P4 = -0.65 -0.65 -0.6; * Sapoio = Vsap2 poin 'PLAN' P1 P2 P3 0.01; * Lxapoio= Vsap2 poin 'DROIT' p3 p4 0.01; Lyapoio= Vsap2 poin 'DROIT' p2 p4 0.01; * Syapoio= Vtot poin 'PLAN' P00 P1 P3 0.01;</pre>	<p>(Concatenação das várias malhas numa única variável por facilidade de tratamento)</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Sapoio = Superfície horizontal inferior da sapata, para bloquear o deslocamento vertical. ▪ Lxapoio= Aresta horizontal da sapata na direcção OY, para bloquear os deslocamentos em OX. ▪ Lyapoio= Aresta horizontal da sapata na direcção OX, para bloquear os deslocamentos em OY. ▪ Syapoio= Superfície vertical dos vários modelos situada no plano de simetria, para bloquear deslocamentos na direcção perpendicular
<pre>ELIM 0.001 (Vtopo et Vsap1 et Vsap2 et Vconf et Vnconf et Vconfr et Vasl et Vaslx et Vestrib1 et Vestrib2);</pre>	<p>(Compatibilização das malhas por eliminação de nós “coincidentes”, a menos uma distância de 0.001m)</p>

ATRIBUIÇÃO DE LEIS CONSTITUTIVAS:

A segunda parte da elaboração de um modelo numérico deste tipo consiste na definição das leis constitutivas associadas a cada tipo de material. Uma estratégia possível para este passo é apresentada no sub-capítulo 4.2.1 da presente tese. Sendo que a discussão dos valores e parâmetros envolvidos já foi abordada no mesmo, este anexo pretende apenas mostrar a forma de proceder em CAST3M.

Características do betão:

* Betão - elástico

Poisson = 0.2;
Rho = 2400.;
ETopo = 12.E9;
EFund = 12.E9;
E_Plw = 12.E9;

MoTopo = MODE Vtopo MECANIQUE
ELASTIQUE CUB8 'CONS' 'topo';
MaTopo = MATE MoTopo 'YOUN' ETopo
'NU' Poisson 'RHO' Rho;

MoFund = MODE Vsap1 MECANIQUE
ELASTIQUE CUB8 'CONS' 'fund';
MaFund = MATE MoFund 'YOUN' EFund
'NU' Poisson 'RHO' Rho;

MoPlw = MODE Vsap2 MECANIQUE
ELASTIQUE CUB8 'CONS' 'fund';
MaPlw = MATE MoPlw 'YOUN' E_Plw 'NU'
Poisson 'RHO' Rho;

(Características do betão de comportamento linear elástico)

A definição dos modelos é feita em dois passos:

- O primeiro consiste na atribuição do tipo de formulação que o cálculo vai considerar (neste caso específico, MECANIQUE ELASTIQUE corresponde ao comportamento linear elástico).
- O segundo consiste na elaboração de um campo de materiais com os valores necessários para realização do cálculo segundo a formulação anteriormente atribuída.

* Modelo de Dano

hlen1 = 0.0224;
hlen2 = 0.0256;
hlen3 = 0.0304;
hlen4 = 0.0294;
hlen5 = 0.0348;
*
hlenr1 = 0.0178;
hlenr2 = 0.0204;
hlenr3 = 0.0241;
hlenr4 = 0.0233;
hlenr5 = 0.0276;

(Este input é necessário para definição dos vários comprimentos efectivos das malhas em uso, de acordo com (3.8))

* Betão não confinado

youn = 20.e9;
rho = 2400.;
nu = 0.2;
Gval = 300.;
ftul = 1.2e6;
redc = 0.;
fc01 = -24.5e6;
rt45 = 1.2;
extu = -0.05; fcul = -28.5e6;
extp = -0.0036; strp = -21.13e6;
ext1 = -0.0015; str1 = -26.5e6;
ext2 = -0.0027; str2 = -27.5e6;
ncri = 1;

Apenas se apresenta a atribuição de lei constitutiva com modelo de Dano para o volume não confinado. Para os restantes casos, as instruções são as mesmas com substituição dos valores apresentados por outros adequados às leis de betão confinado ou reforçado.

```
MoNcf1 = mode Vnconf1 MECANIQUE
ELASTIQUE ISOTROPE ENDOMMAGEMENT DAMAGE_TC
'CONS' 'nconf1';
```

```
MaNcf1 = mate MoNcf1 'YOUN' youn 'NU'
' nu 'RHO' rho 'HLEN' hlen1 'GVAL'
Gval 'FTUL' ftul 'REDC' redc 'FC01'
fc01 'RT45' rt45 'FCU1' fcul 'STRU'
extu 'EXTP' extp 'STRP' strp 'EXT1'
ext1 'STR1' str1 'EXT2' ext2 'STR2'
str2 'NCRI' ncri;
```

Características das armaduras:

```
* Armadura longitudinal
***

syoun = 200e9; snu = 0.30;
sstsy = 560e6; sepsu = 0.35;
sstsu = 670e6; sepsH = 0.0022;
sfald = 4.0; sa6fa = 620.0;
scfac = 0.5; safac = 0.006;
srofa = 20.0; sbfac = 3.72e-3;
salfa = 18.5; sa2fa = 0.15;
salpy = 1.0; salpz = 1.0;
srho = 7850.;
* fi 8
SecAsl = .503e-4;

MoAsl1=mode VAsl MECANIQUE ELASTIQUE
PLASTIQUE ACIER_UNI barr 'CONS' 'asl';

MaAsl1=mate MoAsl1 'YOUN' syoun 'NU'
snu 'STSY' sstsy 'EPSU' sepsu 'STSU' sstsu
'EPSH' sepsH 'FALD' sfald 'A6FA' sa6fa
'CFAC' scfac 'AFAC' safac 'ROFA' srofa
'BFAC' sbfac 'A1FA' salfa 'A2FA' sa2fa
'RHO' srho 'SECT' SecAsl;
```

```
* Betão não-confinado
***

MoNcf= MoNcf1 et MoNcf2 et MoNcf3 et
MoNcf5;
MaNcf= MaNcf1 et MaNcf2 et MaNcf3 et
MaNcf5;

* Betão confinado
***

MoCf= MoCf4;
MaCf= MaCf4;

* Betão confinado
***

MoCfr = MoCfr1 et MoCfr2 et MoCfr3 et
MoCfr4 et MoCfr5;
MaCfr = MaCfr1 et MaCfr2 et MaCfr3 et
MaCfr4 et MaCfr5;

* Armaduras longitudinais
***

MoAsl = MoAsl1 et MoAsl2;
MaAsl = MaAsl1 et MaAsl2;
```

Salienta-se, novamente, que a definição dos modelos é feita por partes (no caso, para invocar a formulação do modelo de dano a instrução a fornecer ao programa corresponde a MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE ENDOMMAGEMENT DAMAGE_TC).

A sub-instrução 'CONS' 'nconf1' atribui uma denominação interna à parte do modelo inerente à malha Vnconf1, de nome nconf1, a qual poderá, posteriormente, ser invocada pela referida nomenclatura.

De forma análoga ao efectuado para o betão, a definição dos modelos de armadura é, também, feita em duas fases (a formulação ACIER_UNI corresponde ao modelo de Menegotto - Pinto descrito no sub-capítulo 3.1.3).

Apenas se apresenta a constituição do modelo correspondente às armaduras longitudinais de área inteira, pelo que as restantes necessitariam de outros valores devidamente calibrados e da atribuição desta formulação às malhas correspondentes.

(Novamente, por facilidade de tratamento, efectua-se a concatenação dos vários modelos e guarda-se numa única variável)

```

* Armaduras trasversais
***
MoAst = MoAst1 et MoAst2;
MaAst = MaAst1 et MaAst2;

* Modelo total
***

ModTot = MoTopo et MoFund et MoNcf et
MoCf et MoCfr et MoAs1 et MoAst1 et MoAst2
et MoPlw;

MatTot = MaTopo et MaFund et MaNcf et
MaCf et MaCfr et MaAs1 et MaAst1 et MaAst2
et MaPlw;

```

Definidas as várias zonas do modelo de cálculo, salienta-se que a particularização do mesmo pode ser tão pormenorizada quanto se queira, bastando para isso que as malhas tenham sido definidas com a mesma pormenorização e guardadas em variáveis de forma concordante. Assim, é possível atribuir leis constitutivas e, até, formulações diferentes a tantas zonas da malha de elementos finitos quanto as divisões constituintes da mesma o permitirem. Na prática, isto significa que a secção de betão de um pilar pode ser definida com apenas uma formulação (associada a uma determinada lei constitutiva), como com quantas formulações eventualmente diferentes (associadas a leis constitutivas também distintas) se pretendesse, caso houvesse interesse em fazê-lo, desde que a secção inicial estivesse dividida no mesmo número de partes.

DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES FRONTEIRA:

Condições fronteira:

```

* Condições de fronteira
***

Pux = VTOPO poin 'PROC' P00;
PAPLIC = BLOQ 'UX' Pux;
BASE = BLOQ 'UZ' Sapoio;
ApSimpX= BLOQ 'UX' lxapoio;
ApSimpY= BLOQ 'UY' lyapoio;
ApSupY = BLOQ 'UY' Syapoio;

```

(Tal como já referido)

DEFINIÇÃO DAS LEIS DE CARREGAMENTO:

Deslocamento no topo:

```

* Deslocamentos em cm
***
dest1=prog 0. 0.15 -0.15 0.3 -0.3 0.7
-0.7 0.;
dest2=extr dest1;
pas2=0.025; xx1=extr dest2 1;
dest1=prog xx1;

repe lab1 (-1+(dime dest2));
xx2=extr dest2 (1+&lab1);
pas1=(sign (xx2-xx1))*pas2;
dest1=dest1 et (prog (xx1+pas1)
'PAS' pas1 xx2);
xx1=xx2;

```

A variável *dest1* guarda uma lista dos valores de deslocamento máximo atingidos no ensaio real, conforme disposto no quadro 5. Estas instruções permitem a atribuição do passo de cálculo (variável *pas2*) e efectuar a divisão da lista anterior para valores com esse espaçamento.

```

fin lab1;
ddl=1.d-2;
dest1=dest1*ddl;
*
dest = dest1;

```

```

xxxx=prog 0 pas 1 (-1+(dime dest));
edest=evol manu xxxx dest;

xxx = prog 0 pas 2 (-1+(dime dest));

```

(Construção da lei de evolução do carregamento tempo – deslocamento, guardada na variável edest. A variável xxx cria-se para permitir a gravação de dados apenas em cada dois steps, para aliviar um pouco o peso dos ficheiros de resultados criados.)

```

* Aplicação de deslocamento no topo
***

fdest=depi PAPLIC 1. ;

cdest=char 'DIMP' edest fdest;

```

A primeira instrução define a condição fronteira PAPLIC anteriormente definida como sendo uma acção de deslocamento imposto e não um bloqueio da direcção OX. A segunda constrói o carregamento do deslocamento no topo com base na lei de evolução atrás descrita.

Esforço Axial:

```

* Aplicação de carga vertical
***

forcz = prog 1 pas .0 npas
(dime(xxxx) - 1);
evfoz = evol manu xxxx forcz;
fforz = forc 'FZ'-125.e3 Pux;
chafz = char meca fforz evfoz;
*

```

A definição do esforço axial constante implica a aplicação de uma carga constante em OZ de valor 125 kN (metade do pilar) no ponto central do maciço do topo. Alternativamente, a carga poderá também ser aplicada de forma distribuída por toda a superfície do topo, substituindo Pux pela superfície do topo e distribuindo o valor -125.e3 na mesma.

RESOLUÇÃO DO PROBLEMA NÃO-LINEAR:

Com as condições de carregamento preparadas, o modelo numérico reúne toda a informação necessária ao cálculo iterativo. Nesse contexto, a resolução do anterior consiste numa integração no domínio do tempo, para a qual é necessário organizar a referida informação numa tabela onde o procedimento de cálculo consiga identificar os elementos que necessita.

Tabela de dados:

```

* Resolução
***

tabl = table ;

repe btabl (dime xxxx);

tabl.'BLOCAGES_MECANIQUES' = PAPLIC
et BASE et ApSimpX et ApSimpY et ApSupY;
tabl.'MODELE' = ModTot;
tabl.'CARACTERISTIQUES' = MatTot;
tabl.'CHARGEMENT' = cdest et chafz;
tabl.'TEMPS_CALCULES' =xxxx;
tabl.'TEMPS_SAUVES' =xxx;
tabl.'MOVA' = 'RIEN';

```

A tabela contém vários índices, correspondentes ao tipo de informação que o procedimento de cálculo requer. Dessa forma:

- 'BLOCAGES_MECANIQUES' – Condições fronteira.
- 'MODELE' – Modelo total.
- 'CARACTERISTIQUES' – Matriz total de características dos materiais e modelos.
- 'CHARGEMENT' – Carregamentos.

```
tabl.'MAXSOUSPAS' = 120;  
tabl.'PRECISION' = 3.0e-4;  
pasapas tabl;
```

- 'TEMPS_CALCULES' – Lista de instantes em que se efectua o cálculo.
- 'TEMPS_SAUVES' – Lista de instantes cujos resultados se grava no ficheiro de resultados.
- 'MAXSOUSPAS' – Número máximo de divisões a efectuar para atingir convergência no cálculo iterativo.
- 'PRECISION' – Tolerância para atingir a convergência no cálculo iterativo.

O procedimento de cálculo `pasapas` demora bastante a acabar, como já anteriormente referido. Não obstante essa particularidade, quando isso acontece a informação resultante é gravada também ela na mesma tabela, cujos índices respectivos podem ser consultados na bibliografia respectiva. A exploração da mesma, para os vários índices e instantes de cálculo guardados, permite retirar informação tão detalhada quanto seja pretendido.

B

CALIBRAÇÃO DE CURVAS DE BETÃO COM O MODELO DE DANO CONTÍNUO EM CAST3M

Tal como exposto nos capítulos três e quatro, a opção de adoptar uma determinada curva constitutiva para o betão em detrimento de outra, passa, muito decisivamente, por um conhecimento prévio e algo intuitivo até, da forma que a mesma deve apresentar no caso em questão. Com efeito, dada a formulação própria inerente ao modelo de dano contínuo usado, baseado no conceito de tensão efectiva e nas variáveis de dano independentes, o controlo que o utilizador tem sobre a forma das referidas curvas está algo limitado pelos parâmetros do mesmo. Por esse motivo e como consequência directa das leis de evolução contempladas na implementação do modelo de dano em CAST3M (as mesmas das expressões (3.6) e (3.9)), a calibração de curvas de betão com o modelo de dano em correspondência com os valores e aspecto que se pretenda (e falando essencialmente do caso do comportamento em compressão) não é clara. Isso acontece porque os parâmetros de definição das mesmas influenciam, cada um, vários aspectos das curvas, de modo que não é fácil controlá-los de forma unívoca, possibilitando uma relação de causa e consequência gerida através do modelo de dano, entre um conjunto de valores objectivo (tensões de pico, extensões últimas, etc...) e os parâmetros que é necessário calibrar para os atingir. Uma possível solução para este problema passaria por um ajuste dos mesmos por optimização, eliminando assim, de forma analítica, a variabilidade de soluções causada pela influência partilhada pelos primeiros na definição das curvas constitutivas. A solução adoptada no contexto deste trabalho passa, no entanto, por um processo iterativo de determinação da curva alvo por ajuste incremental dos vários parâmetros envolvidos e comparação com os referidos valores objectivo. Por outro lado, dado que isso se verifica, como já referido, especificamente para as leis de evolução contempladas na implementação em CAST3M, outra solução seria a adopção (e consequente implementação) de outras leis que eliminassem essa dificuldade (por exemplo ramo linear pós-pico em compressão, como foi efectuado por Vila-Pouca (2001)). No contexto exposto, no entanto, o presente anexo pretende apresentar as linhas gerais com que os parâmetros influenciam a evolução das leis constitutivas já implementadas, de forma a permitir o estabelecimento de uma estratégia adequada de obtenção das curvas alvo em CAST3M, dado que sem esse conhecimento o processo iterativo pode, facilmente, tornar-se bastante moroso.

A estratégia principal para o fim em causa, passa pela construção de um modelo numérico simples, de um único elemento cúbico CUB8 de volume unitário, com deslocamentos bloqueados numa das suas faces e um carregamento de deslocamentos impostos na face oposta. A direcção do carregamento é a mesma do eixo definido pelos centros das duas referidas faces quadradas, enquanto que o sentido do

mesmo é dado pelo sinal das leis de evolução dos deslocamentos (valores positivos significa tracção do elemento enquanto que negativos significa compressão), definindo-se essas de forma equivalente à exposta no anexo A, com passo de integração à escolha e valor máximo da ordem da extensão última que se pretenda avaliar.

A atribuição das características ao betão é feita a partir dos parâmetros já apresentados no capítulo 4 e depende, como já referido, da forma que se pretende que a curva final apresente. Recorde-se, novamente, o quadro 4.4:

Quadro 4.4 – Variáveis de definição do betão no modelo de dano em CAST3M

Parâmetro	Descrição	
'YOUN'	Módulo de Elasticidade	
'NU'	Coeficiente de Poisson	
'RHO'	Densidade do betão	
'HLEN'	Comprimento efectivo dos elementos finitos, l^*	
'GVAL'	Energia de fractura do betão	
'FTUL'	Tensão máxima de tracção	
'FC01'	Tensão limite de elasticidade	
'FCU1'	Tensão máxima de compressão	
'STRU'	Extensão máxima de compressão	
'EXTP'	Extensão de referência para plasticidade	
'STRP'	Tensão de referência para plasticidade	
'EXT1'	Extensão de ponto de calibração 1	
'STR1'	Tensão de ponto de calibração 1	Associados aos parâmetros A' e B', de acordo com (3.9)
'EXT2'	Extensão de ponto de calibração 2	
'STR2'	Tensão de ponto de calibração 2	

Sendo que, para o comportamento em tracção, a incerteza na determinação da mesma se prende, unicamente, com a forma como a energia de fractura permite um decaimento pós-pico mais suave ou mais vincado, no caso da compressão o processo é mais complexo. A figura B.1 procura ilustrar, de uma forma genérica e certamente incompleta, o significado de alguns dos parâmetros necessários à calibração do modelo de dano em correspondência com uma curva também genérica de comportamento do betão em compressão.

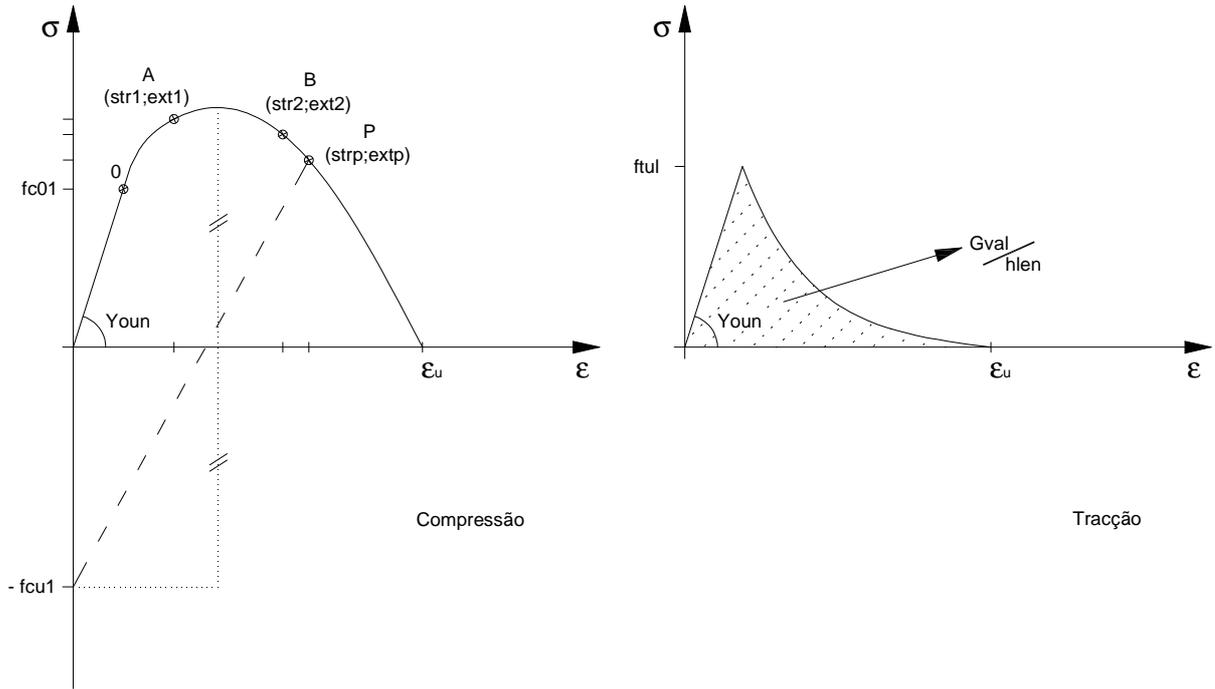


Figura B.1 – Significado genérico dos parâmetros de definição do modelo de dano em CAST3M

Numa análise da figura B.1 sobressai o facto de o comportamento em tracção do betão necessitar de muito menos parâmetros do que o comportamento correspondente, em compressão. Com efeito, a definição da curva de tracção tem uma calibração muito intuitiva. Depende do módulo de elasticidade do betão e da tensão máxima de tracção (ambos os parâmetros determináveis experimentalmente), sendo que o decaimento depende do valor de GVAL (afectado pelo comprimento efectivo da malha de elementos finitos definida de forma concordante).

De acordo com a estratégia descrita, atribuindo ao carregamento do elemento CUB8 uma lei de evolução em tracção (sinal positivo) de valor máximo igual à extensão última que se pretende, a resolução do problema não-linear permite obter a relação entre o nível de tensão registado no elemento finito e os deslocamentos impostos. Por outras palavras, a resposta dada pelo cálculo numérico corresponde exactamente à lei de comportamento pretendida. Admitindo, a título de exemplo, um caso genérico em que as curvas constitutivas do betão tenham características idênticas às do betão dos pilares estudados nesta tese (tensão de tracção máxima de 1,2 MPa e módulo de elasticidade de 20 GPa), as curvas em tracção do betão para energias de fractura do betão de 100, 300 e 500 J/m², as respostas obtidas estão sintetizadas na figura B.2.

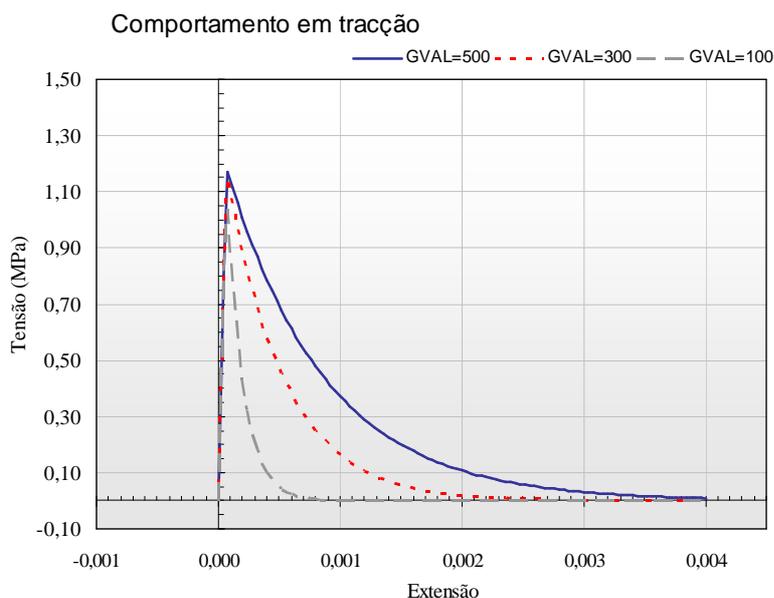


Figura B.2 – Curvas de comportamento em tracção para diferentes energias de fractura.

Como será, provavelmente, perceptível ao analisar a figura B.2, o processo iterativo de calibração da curva de comportamento em tracção fica concluído em poucos passos, uma vez que apenas se faz variar o parâmetro GVAL.

No caso da compressão, contudo, existem vários parâmetros que influenciam o comportamento não-linear, correspondentes aos quatro pontos representados na figura B.1: 0, A, B e P. Desses pontos, apenas o ponto 0 não é definido de forma completamente manual. Esse representa a fronteira entre comportamento linear elástico e não-linear e, dessa forma, é calculado através do conhecimento de FC01 (tensão limite de elasticidade) e de YOUN (módulo de elasticidade). Todos os outros são introduzidos através do par de coordenadas tensão – deformação que os definem. Por outro lado, a forma da curva do betão em compressão depende essencialmente dos pontos 0, A e B (o ponto P é usado para calibrar a plasticidade do betão, controlando as descargas/recargas através de linhas com declive proporcional ao da linha definida por P e (0 ; - fcu1)).

Assim, estabelece-se que a curva comportamental em questão é dada por um ramo recto até ao limite de elasticidade, assumindo essa, posteriormente, a configuração não-linear dada pelo ajuste de uma parábola aos três pontos que a definem, 0, A e B. Isso representa um total de cinco parâmetros que podem influenciar a forma da curva, pelo que é necessário, antes de se iniciar o processo iterativo, ponderar sobre a estratégia mais adequada para atingir a curva pretendida, conhecida a variação provocada por cada um dos parâmetros de configuração do modelo de dano em CAST3M. Considere-se novamente, para análise do referido e a título de exemplo, um caso genérico em que as curvas objectivo (deste ponto em diante representadas pela linha azul) tenham características idênticas às do betão dos pilares estudados nesta tese.

PONTO 0 (PARÂMETRO FC01):

Correspondendo ao ponto inicial da parábola, a influência deste parâmetro nota-se essencialmente quando se quer que o valor de pico da compressão ocorra para deformações próximas da extensão à

qual ocorre o limite de elasticidade. Não tendo, ainda, sido objecto de discussão, refira-se que a implementação do modelo de dano, com as leis de evolução descritas, em CAST3M incorpora uma forma de “truncagem” das curvas para garantir que, independentemente do conjunto de parâmetros inicialmente introduzidos (Figura B.3, curva FC01=-12MPa), esse consegue definir o comportamento material.

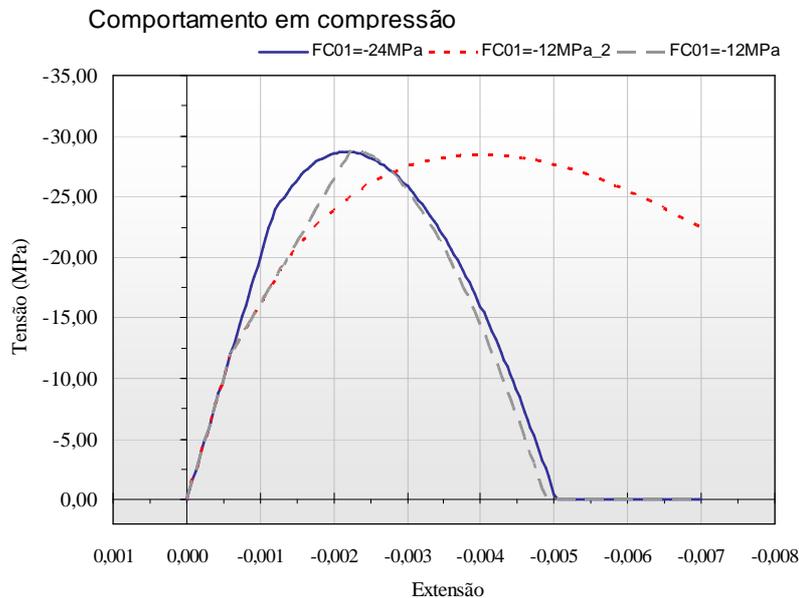


Figura B.3 – Curvas de comportamento em compressão para diferentes FC01.

Como é exposto na figura B.3, há duas formas de contornar este problema. Uma passa pela subida do limite de elasticidade (curva FC01 = -24 MPa), enquanto que a outra corresponde a aumentar o valor de extensão à qual se dá o pico de tensão (curva FC01 = -12 MPa_2) que, naturalmente, pode não ser compatível com os níveis de deformação que se pretende que o betão tenha, uma vez que este aumento na extensão de pico se traduz, necessariamente, num betão mais dúctil.

PONTO A (PARÂMETROS STR1 E EXT1):

Tal como mostra a figura B.1, a escolha do ponto A recai, normalmente, sobre um ponto anterior ao pico da curva. Para o caso da curva de betão não confinado definida no capítulo 4, (correspondente à curva objectivo no âmbito deste anexo B, tal como anteriormente referido) cuja tensão máxima de compressão é de 28,5 MPa, o par de valores que caracteriza o ponto A é:

- STR1 = -26,5 MPa
- EXT1 = -0,0015

Dessa forma, analisando, em primeiro lugar, a influência do valor da tensão do ponto em causa, apresenta-se o gráfico da figura B.4

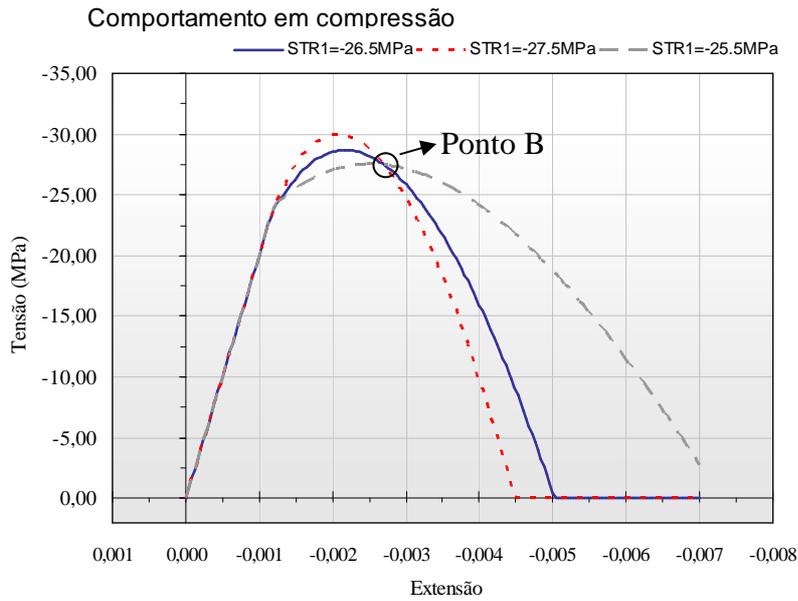


Figura B.4 – Curvas de comportamento em compressão para diferentes STR1.

A figura B.4 esclarece que variando o valor da tensão do ponto A, a forma da curva também varia consideravelmente. Essa provoca um aumento da tensão de pico e diminuição de ductilidade da curva (em termos relativos, para $STR1 > STR2$), e o efeito inverso quando se diminui o mesmo parâmetro.

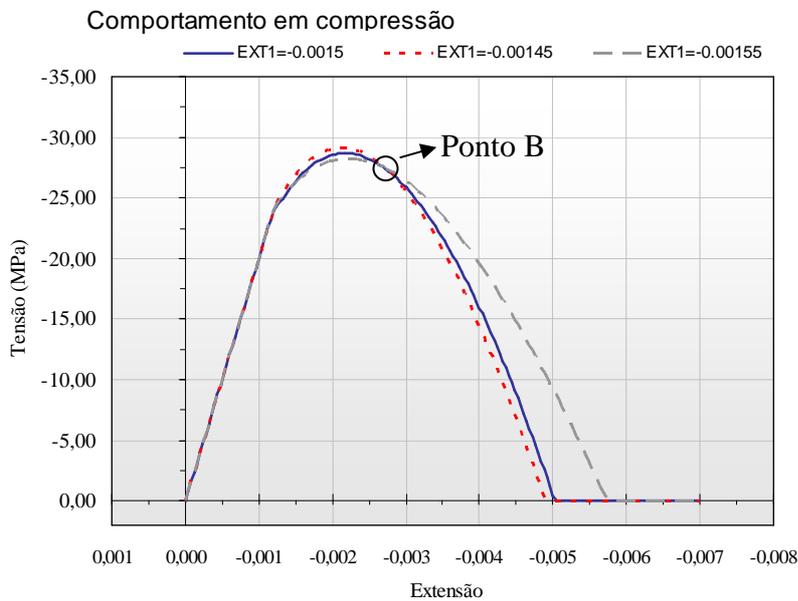


Figura B.5 – Curvas de comportamento em compressão para diferentes EXT1.

Tal como verificado para a variação da tensão do ponto A, a diminuição da extensão correspondente provoca um aumento da tensão máxima atingida e uma diminuição da ductilidade exibida pela curva, registando-se o inverso quando se aumenta a referida extensão.

PONTO B (PARÂMETROS STR2 E EXT2):

Partindo da situação de referência, correspondente à mesma curva de betão não confinado, os valores que caracterizam o ponto B são:

- STR2 = -27,5 MPa
- EXT2 = -0.0027

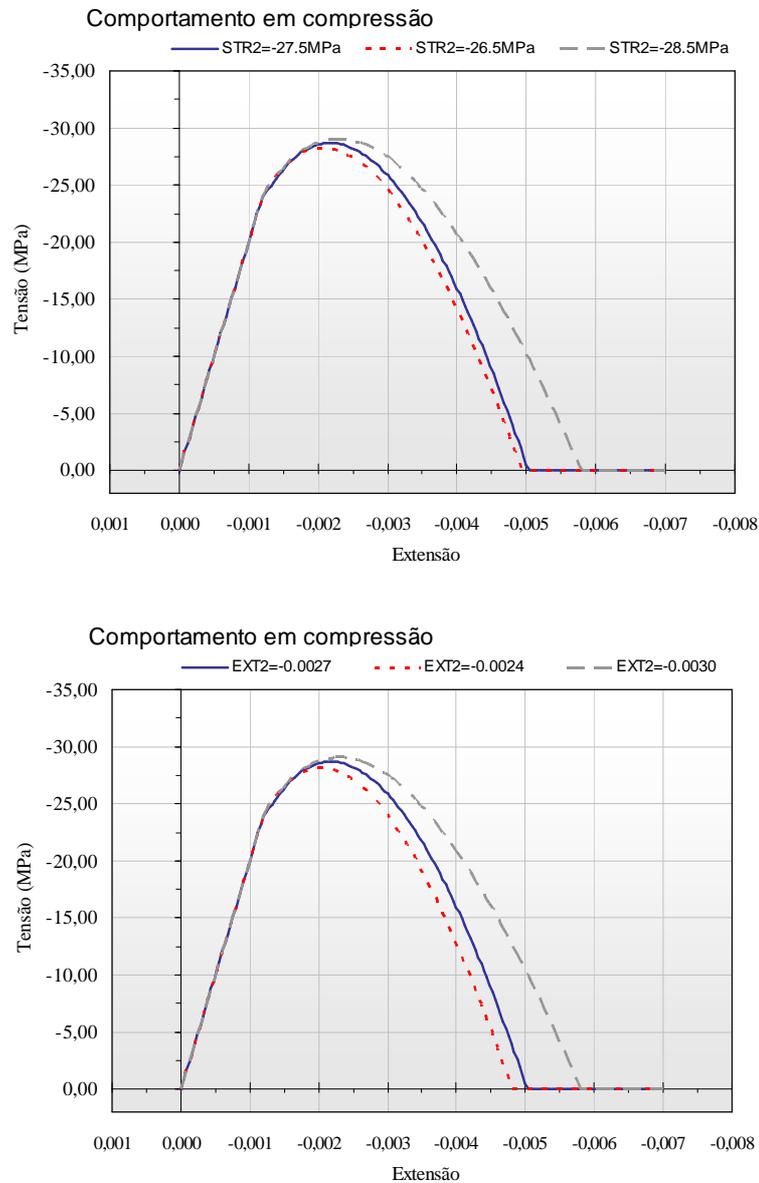


Figura B.6 Curvas de comportamento em compressão para diferentes STR2 (em cima) e EXT2 (em baixo).

Como fica comprovado pelas curvas da figura B.6, a influência do ponto B nas mesmas é muito mais directa. Sendo o último ponto que o modelo usa para definir o comportamento não-linear do betão, as alterações no mesmo são melhor acomodadas pelo ajuste da parábola, verificando-se que um aumento das suas coordenadas corresponde a um aumento da tensão de pico e da ductilidade da curva, verificando-se o inverso quando essas são diminuídas.

PONTO P (PARÂMETROS STRP E EXTP):

O ponto P não é directamente usado para configurar a envolvente monotónica do comportamento à compressão. A sua influência prende-se, essencialmente, com as descargas e recargas a que os elementos são sujeitos, bem como a rigidez com que se processam. Dessa forma, a figura B.7 ilustra a variação das curvas causadas pelas alterações do ponto P.

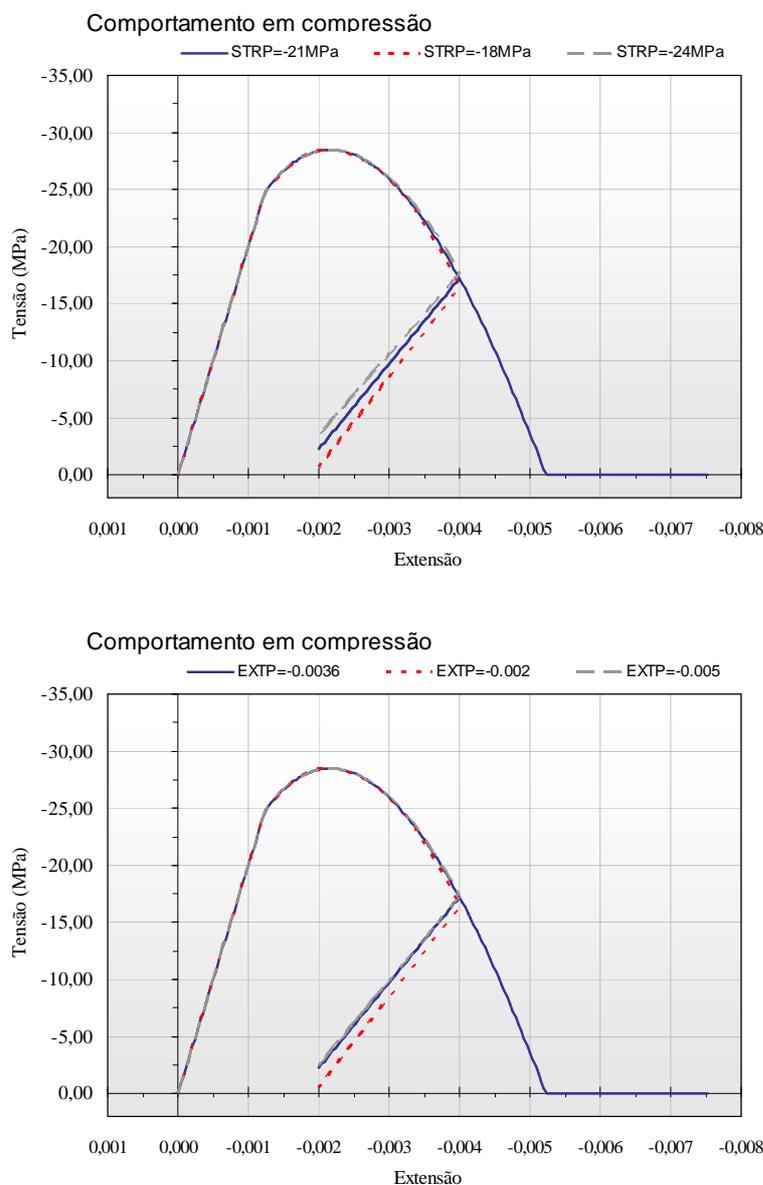


Figura B.7 Curvas de comportamento em compressão para diferentes STRP (em cima) e EXTP (em baixo).

Resta, ainda, salientar que o efeito de “truncagem” descrito a propósito do parâmetro FC01 também é influenciado pelo ponto P escolhido. É possível observar que o declive da linha de compatibilização entre o ramo linear e o não-linear é afectado pelo anterior, pelo que se poderia ponderar a eliminação do referido efeito com uma adequada calibração do ponto P. No entanto, é necessário ter em conta que esse ponto influencia a rigidez de descarga/recarga, pelo que essa estratégia não é aconselhável. Recomenda-se, assim, que a ordenada do ponto P (STRP) tenha valores da ordem de 75% do valor máximo da tensão em compressão, sendo o valor da extensão calibrado de forma a P pertencer à curva definida.

Recapitulando, a estratégia de calibração do comportamento do betão em compressão com o modelo de dano em CAST3M consiste no seguinte processo:

- Definição inicial do ramo linear (módulo de elasticidade e , no caso da compressão, limite de elasticidade, YOUN e FC01, respectivamente).

Comportamento em tracção:

- Conhecido o valor da tensão máxima de tracção (FTUL), submete-se o elemento CUB8 de volume unitário a um carregamento positivo, registando-se os resultados para vários valores de GVAL.
- Adota-se aquele que conferir à curva a configuração em ramo de “softening” mais adequada.

Comportamento em compressão:

- Conhecido o valor da tensão máxima de compressão (FCU1), escolhem-se os três pontos A, B e P, tentando observar a uma configuração hipotética tal como ilustrado na figura B.1.
- Submete-se o elemento CUB8 de volume unitário a um carregamento negativo, registando-se os resultados. Se o resultado não satisfizer, iniciar processo iterativo.
- [Processo iterativo, de ajuste incremental dos parâmetros definidores de A e B, de acordo com as considerações efectuadas anteriormente e registo dos resultados. Repetir até esses serem satisfatórios.]
- Ajuste do ponto P, de forma iterativa, se necessário.

Exposta a sequência recomendada para calibrar as curvas de comportamento do betão, com o modelo de dano em CAST3M, importa, por outro lado, salientar que a configuração da figura B.1 a que a mesma se reporta tem de ser confirmada individualmente para cada conjunto de valores usados nas iterações. Refira-se que isso se aplica, nomeadamente, no caso dos pontos A e B, sendo que o primeiro nem sempre se situa antes do pico, bem como o segundo também nem sempre se localiza após. Dependendo dos parâmetros em causa, podem ocorrer situações em que os dois se encontram no mesmo ramo ascendente ou descendente da curva, uma vez que os valores STR1, EXT1, STR2 e EXT2 não a vinculam à configuração apresentada em B.1. Esta foi apresentada porque se entende que é a forma mais adequada de conseguir garantir uma estratégia lógica na definição da curva de compressão com o modelo de dano em CAST3M, sendo importante referir que o acerto da parábola em CAST3M não está dependente da mesma.

