



André Manuel Paulino de Almeida

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Análise não linear de pilares e pórticos de BA reforçados com materiais compósitos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Doutor Carlos Chastre Rodrigues,
Professor Auxiliar, FCT-UNL

Coorientador: Doutor Hugo Emanuel Charrinho da Costa
Biscaia, Investigador UNIDEMI, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Mário Vicente da Silva

Arguente: Prof. Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião

Vogal: Prof. Doutor Carlos Chastre Rodrigues



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Julho, 2018

[Análise não linear de pilares e pórticos de BA reforçados com materiais compósitos]

Copyright © André Manuel Paulino de Almeida, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao meu Orientador, Professor Doutor Carlos Chastre, agradeço por todo o conhecimento transmitido, pelo auxílio na resolução dos problemas que foram surgindo e pela disponibilidade demonstrada ao longo da realização deste trabalho.

Ao meu Coorientador, Professor Doutor Hugo Biscaia, agradeço pelos conhecimentos transmitidos e pela procura de soluções na resolução dos problemas que surgiram.

À instituição Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa quero agradecer pela oportunidade que me concedeu de ter realizado esta fase do meu percurso académico.

Aos amigos que fiz durante o meu percurso, quero deixar um agradecimento pela amizade, pela empatia, pela disponibilidade e pelo interesse contínuos em ajudar na resolução dos problemas encontrados.

Ao Brisid, agradeço pela enorme disponibilidade demonstrada, pela ajuda na modelação numérica e entendimento da programação inerente aos estudos realizados ao longo deste trabalho.

Aos meus pais e ao meu irmão, quero agradecer por todo o apoio que me deram, pela oportunidade que me proporcionaram de realizar e finalizar este capítulo da minha vida e pela compreensão que tiveram na gestão de tempo feita para completar o mesmo.

Resumo

A presente dissertação insere-se no âmbito do estudo de pilares de betão armado de secção transversal circular reforçados por encamisamento com polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP). Esta técnica de reforço transmite um grande aumento de ductilidade ao elemento reforçado ao ser sujeito a ações sísmicas e é utilizada em pilares com fraca pormenorização de armadura transversal.

O estudo foi realizado com recurso a modelação numérica recorrendo ao programa de cálculo *OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation)*. Foram considerados casos de estudo de colunas sujeitas a ensaios laboratoriais de compressão uniaxial e pilares sujeitos a ensaios de flexão composta com diferentes dimensões e disposições de armaduras.

Após a calibração dos modelos dos pilares foi realizada a modelação numérica de um pórtico de betão armado de uma ponte a duas escalas distintas, 1:4 e 1:1. O pórtico à escala 1:4 corresponde a um ensaio laboratorial realizado no âmbito do estudo de uma ponte existente sobre o rio Torto em Itália. De seguida foram aplicadas soluções de reforço por encamisamento com polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) em ambos os casos. Esta modelação teve como objetivo comparar o desempenho da solução de reforço em ambas as situações. A avaliação do desempenho dos pórticos foi realizada com recurso a parâmetros de desempenho propostos na literatura e aos diagramas de *força-deslocamento* alcançados.

Através dos resultados obtidos na modelação numérica com o programa *OpenSEES* observou-se que a modelação numérica foi eficaz em aproximar o comportamento real dos elementos estruturais apresentando, no entanto, desvios na rigidez inicial, na resistência máxima e no *pinching* das curvas *força-deslocamento* em vários casos.

Palavras-chave: Reforço estrutural, Análise numérica não linear, Elementos finitos de barra, Pilares circulares de betão armado reforçados por encamisamento com CFRP

Abstract

This thesis is included in the study of reinforced concrete columns with circular transverse section confined by carbon fiber reinforced polymer (CFRP) jacketing. This technique of strengthening allows a large increment in the ductility of the strengthened element when it's subjected to a seismic action and can be used in columns with weak seismic details of the transverse reinforcements.

The study was accomplished using numerical analysis in the program *OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation)*. Case studies of columns subjected to experimental tests of uniaxial compression and bending with axial force were considered. The studied columns have different dimensions and reinforcement arrangements.

After the calibration of the column models, a numerical model of a reinforced concrete frame system of a bridge was analyzed at two different scales, 1:4 and 1:1. The RC frame of scale 1:4 corresponds to a laboratorial test included in the study of a bridge build over Torto river in Italy. Next, strengthening with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) jackets is applied to both cases. This modelling had as goal the comparison of the performance of the strengthening solution in both. The evaluation of the performance of the frame structures was made using performance parameters proposed in literature and using the *force-displacement* diagrams obtained.

In the numerical modelling with *OpenSEES*, it was observed that the numerical analysis was effective in simulating the real behavior of the structural elements showing however, differences in the initial stiffness, maximum resistance and in the pinching of *force-displacement* curves in many cases.

Keywords: Structural strengthening, Nonlinear analysis, Discrete finite elements, Reinforced concrete circular columns confined by CFRP jacketing

Índice

Agradecimentos	v
Resumo	vii
Abstract	ix
Índice de figuras	xv
Índice de tabelas	xxi
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xxv
1. Introdução	1
1.1. Reforço de pilares de betão armado com materiais compósitos	1
1.2. Objetivo	5
1.3. Organização	5
2. Análise numérica não linear	7
2.1. Teoria da não linearidade concentrada	8
2.2. Teoria da não linearidade distribuída	9
2.3. Modelo de fibras	14
2.4. Relações uniaxiais dos materiais	15
2.4.1. Betão	15
2.4.2. Encamisamento com CFRP	18
2.4.3. Aço	20
2.4.4. Efeito de escorregamento de armaduras	22
2.5. Análise	26
2.6. Modelo analítico de <i>Chastre e Silva</i>	28
2.7. Modelo de avaliação de desempenho dos pilares	32
2.7.1. Índice de deformação residual	35

2.7.2. Taxa de amortecimento viscoso equivalente.....	35
2.7.3. Rigidez efetiva normalizada.....	36
2.7.4. Índice de dano <i>PA</i>	37
3. Colunas reforçadas com colete de CFRP solicitadas a compressão axial.....	39
3.1. Objetivo da análise numérica.....	39
3.2. Ensaio experimental – <i>Chastre</i> (2005)	39
3.2.1. Geometria dos provetes.....	39
3.2.2. Características dos materiais.....	40
3.2.3. Características do encamisamento.....	40
3.2.4. Procedimento de ensaio e resultados.....	41
3.3. Ensaio experimental – <i>Matthys</i> (2000)	42
3.3.1. Geometria dos provetes.....	42
3.3.2. Características dos materiais.....	43
3.3.3. Características do encamisamento.....	43
3.3.4. Procedimento de ensaio e resultados.....	43
3.4. Modelação numérica.....	44
3.4.1. Elementos	44
3.4.2. Discretização da secção	45
3.4.3. Materiais.....	45
3.4.4. Carregamento aplicado.....	47
3.5. Resultados	47
3.5.1. Estudo – <i>Chastre</i> (2005).....	47
3.5.2. Estudo – <i>Matthys</i> (2000).....	50
4. Pilares reforçados com CFRP solicitados a flexão composta sob ações cíclicas	53
4.1. Objetivo da análise numérica.....	53
4.2. Ensaio experimental – <i>Chastre</i> (2005)	53
4.2.1. Geometria dos provetes.....	53
4.2.2. Características dos materiais.....	54
4.2.3. Características do encamisamento.....	55
4.2.4. Procedimento do ensaio e resultados.....	56

4.3. Ensaio experimental – <i>Gallardo-Zafra e Kawashima (2009)</i>	58
4.3.1. Geometria dos provetes.....	58
4.3.2. Características dos materiais.....	59
4.3.3. Características do encamisamento.....	59
4.3.4. Procedimento do ensaio e resultados.....	60
4.4. Modelação numérica	60
4.4.1. Elementos	60
4.4.2. Discretização da secção	61
4.4.3. Materiais.....	62
4.4.4. Efeito de escorregamento das armaduras.....	63
4.4.5. Carregamento aplicado.....	64
4.5. Resultados	64
4.5.1. Estudo – <i>Chastre (2005)</i>	65
4.5.2. Estudo – <i>Gallardo-Zafra e Kawashima (2009)</i>	80
5. Pórtico reforçado por encamisamento com CFRP e efeito de escala	85
5.1. Caso de estudo	85
5.1.1. Geometria do pórtico	86
5.1.2. Características dos materiais.....	87
5.1.3. Carregamentos existentes	87
5.2. Campanha experimental	88
5.2.1. Geometria dos modelos ensaiados	88
5.2.2. Características dos materiais.....	89
5.2.3. Procedimento de ensaio e resultados.....	90
5.3. Modelação numérica – Simulação do ensaio experimental	92
5.3.1. Elementos	92
5.3.2. Discretização das secções	93
5.3.3. Materiais.....	94
5.3.4. Modelação do comportamento não linear de corte da viga central	95
5.3.5. Carregamento aplicado e procedimento de análise	97
5.3.6. Resultados	98

5.3.7. Rigidez da ligação pilar-fundação.....	99
5.4. Modelação numérica – Pórticos à escala 1:4 e à escala 1:1.....	100
5.4.1. Soluções de encamisamento com coletes de CFRP.....	100
5.4.2. Solução de reforço da viga central	102
5.4.3. Materiais.....	103
5.4.4. Rigidez da ligação pilar-fundação.....	105
5.4.5. Carregamento aplicado.....	105
5.5. Análise dos resultados	106
5.6. Análise comparativa	115
6. Conclusão e trabalhos futuros	129
6.1. Conclusões.....	129
6.2. Desenvolvimentos futuros	131
Referências bibliográficas.....	133
Apêndice A – Parâmetros utilizados no material <i>ConfinedConcrete01</i>	139
Anexo I – Resultados dos ensaios experimentais.....	143

Índice de figuras

Figura 1.1 – Falha de pilares verificada na autoestrada de Santa Monica durante o sismo de Northridge em 1994.....	2
Figura 1.2 – Tecido de fibras de carbono	3
Figura 1.3 – Aspeto de pilares reforçados por aplicação de encamisamento com coletes de CFRP.....	3
Figura 1.4 – Diagrama <i>tensão-extensão</i> típico de CFRP(vermelho) e de aço(azul) [10]	4
Figura 2.1 – Aproximação da curvatura através de elementos de formulação baseada em deslocamentos (adaptado de <i>Terzic</i> [63]).....	10
Figura 2.2 – Aproximação da curvatura através de elementos de formulação baseada em forças (adaptado de <i>Terzic</i> [63])	11
Figura 2.3 – Diagramas <i>Momento-Curvatura</i> para um elemento de comportamento elástico-perfeitamente plástico (adaptado de <i>Coleman e Spacone</i> [15]).....	11
Figura 2.4 – Diagrama <i>tensão-extensão</i> do betão e correspondente energia de fratura G_{fc} [15]	12
Figura 2.5 – Esquema de integração: a) Gauss Radau e b) <i>Gauss Radau Modificado</i> (adaptado de <i>Scott e Fenves</i> [56])	14
Figura 2.6 – Definição dos materiais e discretização das secções transversais no programa <i>OpenSEES</i>	15
Figura 2.7 – Curva <i>tensão-extensão</i> de definição do material <i>Concrete01</i> (adaptado de [39]) .	16
Figura 2.8 – Incremento de tensão entre betão confinado e não confinado [5]	19
Figura 2.9 – Modelo de <i>Giuffrè, Menegotto e Pinto</i> [9]	21
Figura 2.10 – Escorregamento de armaduras por propagação de extensões na zona de amarração (Adaptado de <i>Bahrani et al.</i> [2])	23
Figura 2.11 – Curva <i>tensão-escorregamento</i> das armaduras longitudinais [65]	24
Figura 2.12 – Modelo histerético de <i>tensão-escorregamento</i> das armaduras longitudinais [65]	25

Figura 2.13 – Adição do elemento de comprimento nulo (<i>ZeroLength Section</i>) ao elemento de barra (adaptado de <i>Mazzoni et al.</i> [39])	26
Figura 2.14 – Modelo proposto para ações monotónicas [12].....	30
Figura 2.15 – Curvas de identificação do modo de comportamento dos pilares de <i>Hose</i> e <i>Seible</i> (adaptado por <i>Chastre</i> [9])	34
Figura 2.16 – Energias dissipadas $Wd1$ e $Wd2$ de um ciclo de <i>força-deslocamento</i> genérico ..	35
Figura 2.17 – Rigidez inicial $K0$ e rigidez efetiva K_{eff} de ciclos histeréticos [9].....	36
Figura 3.1 – Pormenorização longitudinal e transversal das colunas (adaptado de <i>Chastre</i> [9])	40
Figura 3.2 – Pormenorização longitudinal e treansversal das colunas (adaptado de <i>Matthys</i> [37])	42
Figura 3.3 – Esquema ilustrativo dos elementos e pontos de integração utilizados	44
Figura 3.4 – Diagrama <i>esforço axial-extensão</i> e comparação com resultados experimentais de <i>Chastre</i> [9].....	48
Figura 3.5 – Diagrama <i>tensão axial-deslocamento</i> para o material <i>ConfinedConcrete01</i> e comparação com modelo de <i>Chastre e Silva</i> [12]	49
Figura 3.6 – Diagrama <i>tensão-extensão</i> e comparação com resultados experimentais de <i>Matthys</i> [37].....	50
Figura 4.1 – Características geométricas e pormenorização das armaduras dos pilares (adaptado de <i>Chastre</i> [9])	54
Figura 4.2 – Valor médio da resistência à compressão do betão utilizado em cada pilar [9].....	55
Figura 4.3 – Esquema representativo dos pilares considerados [9]	56
Figura 4.4 – Histórias de deslocamentos aplicadas no ensaio experimental (adaptado de <i>Chastre</i> [9]).....	57
Figura 4.5 – Características geométricas e pormenorização das armaduras dos pilares (adaptado de <i>Gallardo-Zafra e Kawashima</i> [26])	59
Figura 4.6 – Esquema ilustrativo dos elementos e pontos de integração utilizados	61
Figura 4.7 – Diagramas <i>força-deslocamento</i> e comparação com os resultados experimentais de <i>Chastre</i> [9].....	66

Figura 4.8 – Diagramas <i>força-deslocamento</i> do pilar P7 com alteração de R e modelo de definição do comportamento do aço, à esquerda e direita respetivamente	67
Figura 4.9 – Diagramas <i>força-deslocamento</i> do pilar P7 com extensão máxima 0,03 e 0,035, à esquerda e direita respetivamente	68
Figura 4.10 – Diagramas de energia dissipada acumulada, W_{acum} , de 3 em 3 ciclos da modelação e comparação com os resultados experimentais de <i>Chastre</i> [9]	71
Figura 4.11 – Diagramas de energia dissipada, W_d , de 3 em 3 ciclos, da modelação e comparação com os resultados experimentais de <i>Chastre</i> [9]	72
Figura 4.12 – Diagramas de Índice de deformação residual, RDI , de 3 em 3 ciclos da modelação e comparação com os resultados experimentais de <i>Chastre</i> [9]	74
Figura 4.13 – Diagramas de taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , de 3 em 3 ciclos da modelação e comparação com os resultados experimentais de <i>Chastre</i> [9]	75
Figura 4.14 – Diagramas de rigidez efetiva normalizada, nk , de 3 em 3 ciclos da modelação e comparação com os resultados experimentais de <i>Chastre</i> [9]	77
Figura 4.15 – Diagramas de <i>Índice de dano PA-Nº de ciclos</i>	78
Figura 4.16 – Diagramas de <i>força-deslocamento</i> da modelação e comparação com os resultados experimentais de <i>Gallardo-Zafra e Kawashima</i> [26]	81
Figura 4.17 – Curvas envolventes <i>força-deslocamento</i> dos pilares com igual espessura de encamisamento com CFRP e diferente espaçamento entre cintas	82
Figura 4.18 – Curvas envolventes <i>força-deslocamento</i> das colunas com igual espaçamento entre estribos e diferente espessura de encamisamento com CFRP	83
Figura 5.1 – Perfil longitudinal da ponte sobre o Rio Torto [42, 44]	86
Figura 5.2 – Geometria e pormenorização das armaduras do pórtico 12 (adaptado de <i>Paolacci et al.</i> [42])	87
Figura 5.3 – Geometria e pormenorização das armaduras dos provetes experimentais (adaptado de <i>Paolacci e Giannini</i> [43])	89
Figura 5.4 – Diagrama <i>tensão-extensão</i> do aço (adaptado de <i>Paolacci et al.</i> [42])	90
Figura 5.5 – Esquema geral do ensaio experimental (Adaptado de <i>Paolacci e Giannini</i> [43]) ..	91
Figura 5.6 – História de carga vertical N ao longo do ensaio experimental (adaptado de <i>Paolacci e Giannini</i> [43])	91

Figura 5.7 – História de deslocamentos laterais aplicada à estrutura no ensaio experimental (adaptado de <i>Paolacci e Giannini</i> [43])	92
Figura 5.8 – Distribuição de nós e elementos do modelo do pórtico à escala 1:4	93
Figura 5.9 – Discretização considerada para os elementos da estrutura	93
Figura 5.10 – Diagrama <i>coeficiente k-fator de ductilidade $\mu\Delta$</i> (adaptado de <i>Priestley et al.</i> [51])	96
Figura 5.11 – Diagrama <i>força-extensão</i> do material que define o comportamento ao esforço transverso da viga central	96
Figura 5.12 – Aproximação da história de deslocamento lateral e carregamento axial, à esquerda e direita respetivamente, para comparação com os resultados experimentais de <i>Paolacci e Giannini</i> [43].....	98
Figura 5.13 – Diagramas <i>força-deslocamento</i> e comparação com o resultado experimental de <i>Paolacci e Giannini</i> [43].....	98
Figura 5.14 – Diagramas <i>força de corte da viga central-extensão de corte</i>	99
Figura 5.15 – Diagramas <i>força-deslocamento</i> com ligação rígida e com molas helicoidais na base da estrutura à esquerda e direita, respetivamente.....	100
Figura 5.16 – Secções transversais da viga central com reforço por encamisamento de betão e armaduras para o pórtico à escala 1:4 e 1:1	102
Figura 5.17 – Esquema representativo dos diferentes esquemas de reforço adotados para as escalas 1:4 e 1:1	103
Figura 5.18 – Distribuição de nós e elementos dos modelos do pórtico à escala 1:4 e 1:1	106
Figura 5.19 – Medição <i>tensão-extensão</i> nas fibras de aço e betão de extremidade da secção	107
Figura 5.20 – Diagramas <i>força-deslocamento</i> dos pórticos de BA e de 2 e 4CFRP à escala 1:4 e à escala 1:1	108
Figura 5.21 – Diagramas <i>força-deslocamento</i> dos casos reforçados por encamisamento com coletes de 8 e 16CFRP da escala 1:1.....	109
Figura 5.22 – Diagramas <i>força de corte da viga central-deslocamento lateral do pórtico</i> para os casos BA, 2 e 4 CFRP da escala 1:4 e 1:1	111

Figura 5.23 – Diagramas <i>força de corte da viga central-deslocamento lateral do pórtico</i> dos casos 8 e 16CFRP da escala 1:1	112
Figura 5.24 – Medição <i>tensão-extensão</i> nas fibras de aço e betão de extremidade da secção no pórtico à escala 1:4	113
Figura 5.25 – Medição <i>tensão-extensão</i> as fibras de aço e betão de extremidade da secção nos casos BA, 2 e 4CFRP do pórtico à escala 1:1	114
Figura 5.26 – Medição <i>tensão-extensão</i> as fibras de aço e betão de extremidade da secção nos casos 8 e 16CFRP à escala 1:1	115
Figura 5.27 – Diagramas <i>tensão-extensão</i> das fibras de betão da escala 1:4 e 1:1 para os casos 2CFRP e 4CFRP, à esquerda e direita respetivamente.....	116
Figura 5.28 – Diagramas <i>tensão-extensão</i> das fibras de betão dos casos 2CFRP e 8CFRP à esquerda e dos casos 4CFRP e 16CFRP à direita.....	116
Figura 5.29 – Diagramas <i>tensão-extensão</i> das fibras de betão: a) 2CFRP(escala 1:4) e 8CFRP(escala 1:1); b) 4CFRP(escala 1:4) e 16CFRP(escala 1:1)	117
Figura 5.30 – Diagramas de energia dissipada por ciclo, W_d , em função do N ^o de ciclos, deslocamento horizontal e <i>drift</i>	118
Figura 5.31 – Diagramas de energia dissipada, W_{acum} , em função do N ^o de ciclos, deslocamento horizontal e <i>drift</i>	119
Figura 5.32 – Diagramas do índice de deformação residual, RDI , em função do N ^o de ciclos, deslocamento horizontal e <i>drift</i>	121
Figura 5.33 – Diagramas de taxa de amortecimento viscoso, ξ_{eq} , em função do N ^o de ciclos, deslocamento horizontal e <i>drift</i>	122
Figura 5.34 – Diagramas de rigidez efetiva normalizada, nk , em função do N ^o de ciclos, deslocamento horizontal e <i>drift</i>	123
Figura 5.35 – Diagramas de índice de dano PA em função do N ^o de ciclos, deslocamento horizontal e <i>drift</i>	125
Figura I.i – Diagrama <i>esforço axial N-deslocamento</i> dos ensaios experimentais de <i>Chastre</i> [9]	144
Figura I.ii – Diagrama <i>tensão axial-extensão</i> dos ensaios experimentais de <i>Matthys</i> [37]	144
Figura I.iii – Diagramas <i>força-deslocamento</i> dos ensaios experimentais de <i>Chastre</i> [9]	145

Figura I.iv – Diagramas <i>força-deslocamento</i> dos ensaios experimentais de <i>Gallardo-Zafra e Kawashima</i> [26]	146
Figura I.v – Diagrama <i>força-deslocamento</i> obtido no ensaio experimental de <i>Paolacci e Giannini</i> [43]	147

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Localização, x_i , e peso, w_i , atribuídos a cada secção de integração definido pelo método de <i>Gauss-Lobatto</i> para elementos com 3, 4 e 5 pontos de integração	12
Tabela 2.2 – Parâmetros de cálculo de desempenho dos pilares	32
Tabela 2.3 – Avaliação dos danos em pilares de betão armado [9]	33
Tabela 2.4 – Avaliação do desempenho de pilares de betão armado [9]	33
Tabela 2.5 – Relação do índice de dano PA com grau de dano [64]	38
Tabela 3.1 – Propriedades do sistema de CFRP	41
Tabela 3.2 – Características do colete de CFRP	41
Tabela 3.3 – Extensões de rutura e resistências máximas verificadas experimentalmente	41
Tabela 3.4 – Propriedades do sistema de CFRP	43
Tabela 3.5 – Nº de camadas e espessura dos coletes de CFRP utilizados	43
Tabela 3.6 – Extensões de rutura e resistências máximas verificadas no ensaio experimental	44
Tabela 3.7 – Parâmetros utilizados para o material betão	45
Tabela 3.8 – Parâmetros utilizados para o material aço	46
Tabela 3.9 – Extensão de rotura e respetivo encurtamento das colunas	47
Tabela 3.10 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais de <i>Chastre</i> [9]	49
Tabela 3.11 – Comparação de resultados entre a modelação numérica e o modelo analítico <i>Chastre e Silva</i> [12]	50
Tabela 3.12 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais de <i>Matthys</i> [37]	51
Tabela 4.1 - Carga vertical aplicada aos pilares [9]	57
Tabela 4.2 – Esforços máximos e respetivos deslocamentos obtidos experimentalmente [9] ..	58
Tabela 4.3 – Espaçamento da armadura transversal, número e espessura total das camadas de CFRP	60

Tabela 4.4 – Parâmetros utilizados no material betão.....	62
Tabela 4.5 – Parâmetros utilizados no material aço.....	63
Tabela 4.6 – Parâmetros utilizados para o escorregamento das armaduras.....	64
Tabela 4.7 – Comparação entre os resultados obtidos na análise numérica e os ensaios experimentais para a força F e momento M máximos.....	68
Tabela 4.8 – Parâmetros de avaliação de desempenho de <i>Hose</i> e <i>Seible</i> [30].....	69
Tabela 4.9 – Comparação entre W_{acum} dos resultados experimentais e numéricos.....	69
Tabela 4.10 – Comparação entre o deslocamento de cedência, Δy , dos resultados experimentais e numéricos.....	73
Tabela 4.11 – Comparação entre a rigidez inicial K_0 dos resultados experimentais e numéricos.....	76
Tabela 4.12 – Graus de dano verificados nos ensaios experimentais [9].....	79
Tabela 4.13 – Níveis de dano verificados nas análises numéricas.....	79
Tabela 4.14 – Força máxima dos pilares e correspondente momento e <i>drift</i>	83
Tabela 5.1 – Material betão para o pórtico à escala 1:4.....	94
Tabela 5.2 – Material aço utilizado para as armaduras longitudinais.....	94
Tabela 5.3 – Propriedades do sistema de CFRP.....	100
Tabela 5.4 – Soluções de reforço consideradas.....	101
Tabela 5.5 – Esforço transversal resistente da viga central dos pórticos de escalas 1:4 e 1:1.....	102
Tabela 5.6 – Material betão para o caso do pórtico de escala 1:4.....	104
Tabela 5.7 – Material betão para o caso do pórtico de escala 1:1.....	104
Tabela 5.8 – Força e deslocamento de cedência, força e <i>drift</i> máximos, ductilidade e tipo de rotura.....	109
Tabela 5.9 – Incrementos de F_y , F_{max} , Δu , <i>drift</i> e $\mu\Delta$ em relação aos casos BA de referência.....	110
Tabela 5.10 – Percentagem de resistência global no ponto de rotura.....	110
Tabela 5.11 – Esforços de corte atuantes e resistentes da viga central.....	112
Tabela 5.12 – Parâmetros de avaliação de desempenho do pórtico de acordo com <i>Hose</i> e <i>Seible</i> [30].....	117
Tabela 5.13 – Rigidez inicial K_0 das oito análises realizadas.....	124

Tabela 5.14 – Correspondência entre o comportamento dos pórticos e as curvas de dano de <i>Hose e Seible</i> [30]	125
Tabela 5.15 – Comparação dos níveis de dano para ambas as escalas	126
Tabela A.1 – Material <i>ConfinedConcrete01</i> para as colunas estudadas à solicitação por compressão axial.....	140
Tabela A.2 – Material <i>ConfinedConcrete01</i> para os pilares estudados à solicitação por flexão composta sob ações cíclicas.....	141
Tabela A.3 – Material <i>ConfinedConcrete01</i> para os casos do pórtico à escala 1:4 e 1:1	142

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Siglas

<i>CFRP</i>	- Polímero Reforçado com Fibras de Carbono
<i>FCT</i>	- Faculdade de Ciências e Tecnologia
<i>OpenSEES</i>	- <i>Open System for Earthquake Engineering Simulation</i>
<i>RDI</i>	- Índice de Deformação Residual
<i>UNL</i>	- Universidade Nova de Lisboa
<i>PA</i>	- Índice de dano <i>Park e Ang</i>

Notações escalares latinas

A_c	- área de betão da secção transversal
A_e	- área confinada pelo casaco de CFRP
A_g	- área bruta da secção
A_i	- área do núcleo de betão confinado pelas cintas
A_s	- área da armadura longitudinal
A_{sp}	- área da secção transversal da cinta
A_{sw}	- área da armadura transversal
E_1	- declive do ramo inicial da curva de <i>tensão-extensão axial</i>
E_{1l}	- declive do ramo inicial da curva de <i>tensão-extensão lateral</i>
E_2	- declive após cedência da curva de <i>tensão-extensão axial</i>
E_{2l}	- declive após cedência da curva de <i>tensão-extensão lateral</i>
E_c	- módulo de elasticidade do betão
E_m	- módulo de elasticidade do material de encamisamento
E_s	- módulo de elasticidade do aço
E_{sh}	- módulo de elasticidade da fase de plastificação do aço
E_{sec}	- módulo de elasticidade do betão no momento de tensão f'_{cc}

F_y	- força de cedência
K_0	- rigidez inicial
K_{eff}	- rigidez efetiva
N_{cc}	- carga axial máxima
R_c	- raio do núcleo da secção contida na cinta
W_{accum}	- energia dissipada acumulada
W_d	- energia dissipada por ciclo
W_i	- energia dissipada de cada elemento
W_k	- energia dissipada da estrutura global
W_s	- energia dissipada elástica armazenada por ciclo
b_c	- comprimento da secção transversal retangular
b_m	- altura do encamisamento de CFRP
d_c	- largura da secção transversal retangular
d_s	- diâmetro da secção transversal correspondente à linha média da cinta
f'_{c0}	- tensão característica do betão não confinado
f'_{cc}	- tensão máxima do betão confinado
f'_l	- tensão de confinamento lateral
f_D	- tensão de compressão no betão
f_c	- tensão do betão
f_{cu}	- tensão de rotura do betão
f_{ju}	- tensão de rotura do colete de FRP
f_{lu}	- tensão lateral de rotura
f_{re}	- tensão de confinamento transmitido pelo colete de CFRP
f_{ri}	- tensão de confinamento transmitido pelas cintas
f_s	- tensão de compressão do aço
f_{shu}	- tensão de rotura das armaduras transversais
f_{sw}	- tensão de tração das cintas
f_u	- tensão de rotura das armaduras longitudinais
f_y	- tensão de cedência das armaduras longitudinais
f_{yh}	- tensão de cedência das armaduras transversais

k_e	- coeficiente de efetividade de confinamento
k_{sl}	- coeficiente de redução
l_p	- comprimento da zona de rótula plástica
\tilde{s}	- escorregamento normalizado das armaduras longitudinais
s_m	- espaçamento entre dois encamisamentos
s_u	- escorregamento correspondente a σ_u
s_y	- escorregamento correspondente a σ_y
w'_i	- distância entre dois varões longitudinais consecutivos
D	- diâmetro da secção transversal circular
F	- força máxima no ciclo de <i>força-deslocamento lateral</i>
K	- declive inicial da curva <i>tensão-escorregamento</i>
L	- comprimento do elemento
Z	- inclinação do segmento que une o ponto $(f_{cc}, \varepsilon_{cc})$ até ao ponto $(f_{cu}, \varepsilon_{cu})$
b	- fator de redução da rigidez
r	- rácio entre E_c e $(E_c - E_{sec})$
s	- espaçamento vertical entre o centro de duas cintas consecutivas
s'	- espaçamento vertical livre entre duas cintas consecutivas
t	- espessura do colete de FRP
x	- rácio entre as deformações ε_c e ε_{cc}
n_k	- rigidez equivalente normalizada

Notações escalares gregas

Δ_y	- deslocamento correspondente à cedência da secção
δ_c	- deslocamento máximo
δ_r	- deslocamento residual
δ_u	- deslocamento na rotura
δ_y	- deslocamento no início da cedência
ε_c	- extensão do betão
ε_{c0}	- extensão do betão correspondente a f'_{c0}
ε_{cc}	- extensão correspondente a f'_{cc}
ε_{cu}	- extensão do betão na rotura

ε_{lu}	- extensão lateral do betão na rutura
ε_y	- extensão no aço correspondente a f_y
ε_z	- extensão do betão para a tensão σ_z
ξ_{eq}	- taxa de amortecimento viscoso
ρ_{cc}	- rácio entre a área das armaduras transversais e a área de betão confinado
ρ_s	- percentagem de armadura longitudinal
ρ_{sw}	- rácio entre o volume das cintas e o volume do núcleo de betão confinado
$\tilde{\sigma}$	- tensão normalizada das armaduras longitudinais
ϕ_s	- diâmetro das armaduras longitudinais
ϕ_{sw}	- diâmetro das armaduras transversais
$\Delta\sigma_z$	- incremento de tensão para o estado triaxial de tensão
μ	- coeficiente de ductilidade
ν	- coeficiente de <i>Poisson</i>
ν_n	- esforço normal reduzido

Capítulo 1

1. Introdução

1.1. Reforço de pilares de betão armado com materiais compósitos

A área de reforço estrutural demonstra-se essencial no panorama atual de Engenharia Civil sendo frequentemente verificadas deficiências e formas incorretas de construção nos edifícios correntes. A durabilidade prevista dos materiais constituintes da estrutura é também um fator crítico na avaliação da capacidade estrutural dos mesmos. A conceção de novos métodos de reforço com utilização de materiais inovadores que possibilitem menor perturbação na estrutura e capacitem a mesma com os incrementos necessários para o seu correto funcionamento, em particular, quando esta é solicitada por uma ação de grande intensidade, é cada vez mais uma preocupação.

Uma das ações com mais impacto nas estruturas é a provocada pela ação sísmica a qual se caracteriza por solicitações horizontais, por vezes também verticais, de acelerações variadas num curto espaço de tempo. Para este tipo de ação é necessário ter especial atenção ao dimensionamento e pormenorização dos elementos solicitados pela mesma. Aquando da solicitação da estrutura às ações sísmicas são frequentemente verificadas falhas resultantes de deficiências nas fases de projeto e de construção dos elementos estruturais.

A rotura da estrutura ao sismo dá-se muitas vezes pelo colapso dos pilares. De entre as deficiências mais usuais encontradas estão: a falta de cintagem particularmente nas zonas críticas de formação de rótula plástica; a quantidade insuficiente de armaduras longitudinais; os empalmes das armaduras longitudinais demasiado curtos ou nas zonas críticas dos pilares. Na Figura 1.1 podem ser observados dois pilares de um viaduto pertencente à autoestrada de Santa Monica que colapsaram durante o sismo Northridge de 1994 devido à falta de armaduras transversais ou à má pormenorização das mesmas.



Figura 1.1 – Colapso de pilares verificada na autoestrada de Santa Monica durante o sismo de Northridge em 1994

Várias técnicas de reforço têm sido desenvolvidas como forma de enfrentar as deficiências existentes ou aumentar a capacidade resistente dos pilares, de entre estas destacam-se o encamisamento por coletes de aço ou de polímeros reforçados com fibras (FRP) e o aumento de secção do pilar por adição de betão e armaduras.

Esta dissertação enquadra-se no âmbito do estudo de reforço de pilares de secção transversal circular por encamisamento com mantas de compósitos de fibras de carbono (CFRP). Este estudo resulta da necessidade de dotar estes elementos estruturais da capacidade resistente adequada aos esforços atuantes e em particular à ação sísmica. Concretamente este reforço visa o aumento da ductilidade e resistência às ações horizontais que podem afetar a estrutura no seu período de vida útil. A melhoria provocada por este tipo de reforço torna-se particularmente importante tendo em conta a imprevisibilidade associada à ocorrência de sismos e aos consequentes danos que muitas vezes incluem perdas de vida por deficiências da construção.

Os polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) são materiais compósitos constituídos por uma matriz polimérica reforçado com fibras de carbono, Figura 1.1. Este material possui uma grande resistência à tração transmitida pelas fibras de carbono. A matriz polimérica consiste numa resina termoendurecível, como é o caso da resina epoxídica, e tem como função proteger as fibras dos fatores de degradação ambientais e impedir o deslocamento das fibras na direção do seu alinhamento e transversalmente ao mesmo [9].

1.1. Reforço de pilares de betão armado com materiais compósitos



Figura 1.2 – Tecido de fibras de carbono

A maleabilidade do material, facilidade de aplicação e excelente relação peso/resistência máxima são características que levam ao interesse crescente de utilização deste material [10]. A aplicação deste material no elemento de betão armado, no contexto de reforço do elemento, é realizada retirando o revestimento do elemento, procedendo de seguida à preparação da superfície de forma a torná-la rugosa e homogénea para ter uma boa aderência à resina aplicada. A aplicação do material é semelhante para todos os fabricantes e realizada aplicando uma camada de primário de resina, de seguida uma segunda camada que fica em contacto com o tecido de fibras de carbono e após a colocação do tecido de fibras de carbono é aplicada ainda uma última camada de resina de forma a impregnar todas as fibras de carbono. Se forem utilizadas várias camadas do reforço o processo de colocação segue a metodologia descrita sendo sempre intercaladas pela aplicação da resina entre elas.



Figura 1.3 – Aspeto de pilares reforçados por aplicação de encamisamento com coletes de CFRP

Em comparação com o betão e o aço, o carbono apresenta características bastante distintas destes na medida em que tem uma tensão de rutura à tração e, por vezes, um módulo de elasticidade superiores pelo que é um material muito resistente, com comportamento elástico até à rotura. Na Figura 1.4 é apresentado o diagrama *tensão-extensão* típico para o material CFRP e para o aço, sendo possível constatar as diferenças de comportamento entre ambos. O CFRP alcança maior resistência com comportamento elástico linear enquanto o aço tem uma fase de comportamento plástico em que a resistência se mantém a um patamar constante com um grande aumento da extensão no material.

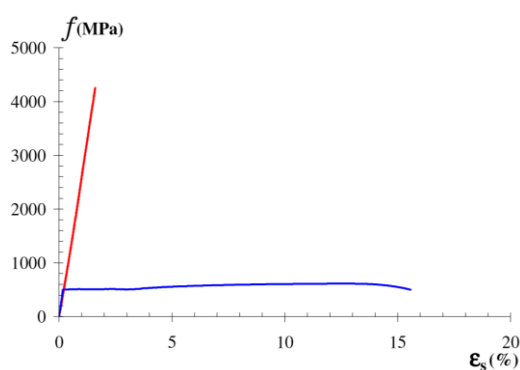


Figura 1.4 – Diagrama *tensão-extensão* típico de CFRP (vermelho) e de aço (azul) [10]

Relativamente ao impacto ambiental da utilização do carbono em forma de fibras, estima-se que a produção deste material consome cerca de catorze vezes a energia necessária para a produção de aço industrial [17]. Por outro lado, este material não sofre corrosão, não se degrada nem oxida pelo que tem um ciclo de vida muito superior ao do aço. Processos de reciclagem destas fibras são estudados correntemente e têm já resultados positivos, como é o caso do processo de reciclagem por pirólise em que as fibras são levadas a altas temperaturas num ambiente privado de oxigénio, fazendo com que os restantes materiais presentes derretam permanecendo apenas as fibras de carbono capazes de serem reutilizadas.

Na Universidade Nova de Lisboa tem sido dado particular relevo ao estudo do comportamento de colunas reforçadas com materiais compósitos de secção transversal circular [57, 58] e retangular [20] sujeitos a esforços axiais. Para o efeito foram realizados ensaios experimentais [11, 21], realizada a modelação do seu comportamento e propostos modelos empíricos que permitem o dimensionamento das mesmas [12, 22]. Foram também realizados testes em pilares de secção transversal circular [9, 13] e retangular [23] sujeitos a esforço normal e a ações cíclicas horizontais e avaliado o seu desempenho estrutural.

1.2. Objetivo

Esta dissertação vem na sequência do trabalho desenvolvido na FCT-UNL e tem como objetivo realizar a modelação numérica no programa de cálculo *OpenSEES* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) de elementos estruturais de betão armado de secção transversal circular reforçados por encamisamento com polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) e fazer uma avaliação de desempenho dos mesmos através dos resultados obtidos pela análise numérica comparativamente aos resultados obtidos experimentalmente.

1.3. Organização

Este documento encontra-se dividido em seis capítulos distintos. De seguida são apresentadas as temáticas abordadas em cada um:

Capítulo 1 – Introdução. Neste capítulo é realizada a apresentação do tema em estudo, particularizando a partir do contexto geral, focando a importância do tema na área da engenharia civil. Adicionalmente são expostas as motivações por trás do estudo realizado e o objetivo que se pretende atingir neste trabalho.

Capítulo 2 – Análise numérica não linear. Aqui são apresentados e descritos os pressupostos da análise numérica não linear levada a cabo no programa *OpenSEES*. Apresentam-se os modelos uniaxiais dos materiais utilizados neste estudo e os parâmetros de avaliação de desempenho utilizados na análise aos resultados.

Capítulo 3 – Colunas reforçadas com colete de CFRP solicitadas a compressão axial. No presente capítulo é realizada a modelação numérica do total de oito colunas de betão armado sujeitas a um carregamento monotónico axial de compressão, sendo cinco pertencentes à campanha experimental realizada por *Chastre* [9] uma delas sem reforço e as restantes quatro com diferentes espessuras de encamisamento de CFRP, adicionalmente à comparação efetuada aos resultados experimentais foi efetuada a comparação com o modelo analítico de *Chastre* e *Silva* [12]. As outras três colunas modeladas pertencem ao estudo experimental de *Matthys* [37], uma delas é de betão armado e as duas seguintes de betão armado reforçadas com duas soluções distintas de encamisamento com CFRP.

Capítulo 4 – Pilares reforçados com colete de CFRP solicitados a flexão composta sob ações cíclicas. Neste capítulo é realizada a modelação de pilares de dois estudos distintos ensaiados em laboratório por solicitação de flexão composta sob ações cíclicas. O primeiro estudo foi realizado por *Chastre* [9] e vem na sequência dos ensaios de compressão efetuados no Capítulo 3 uma vez que as colunas têm secção transversal idêntica. Para este estudo, adicionalmente à comparação da modelação numérica com os resultados experimentais, foram calculados e analisados os parâmetros de desempenho dos pilares. No segundo estudo foi realizada a modelação numérica de ensaios experimentais realizados por *Gallardo-Zafra* e *Kawashima* [26] tendo sido

Capítulo 1. Introdução

modelados seis pilares em que quatro são reforçadas por encamisamento com CFRP. No total foram modelados doze pilares com dimensões, disposição de reforço e carregamentos distintos.

Capítulo 5 – Pórtico reforçado por encamisamento com CFRP e avaliação do efeito de escala. No quinto capítulo é feita a modelação de um pórtico, de uma ponte em Itália. Em primeira instância é realizada a modelação do pórtico de betão armado à escala 1:4 ensaiado em laboratório e são comparados os resultados da análise numérica com os resultados experimentais obtidos por *Paolacci e Giannini* [43]. Na segunda fase é realizada a modelação do mesmo pórtico à escala 1:1 partindo da modelação realizada para a escala 1:4. Na última fase são acrescentadas várias soluções de reforço por encamisamento com CFRP aos pilares dos pórticos de ambas as escalas e são avaliados os incrementos obtidos devido ao reforço aplicado.

Capítulo 6 – No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões retiradas através da análise dos resultados obtidos pela modelação numérica no programa *OpenSEES* para elementos reforçados por encamisamento com CFRP. Neste capítulo são ainda apresentadas sugestões de trabalhos futuros para aprofundamento do tema estudado.

2. Análise numérica não linear

Quando uma estrutura é sujeita a uma ação sísmica, por vezes esta não consegue ter uma resposta elástica à ação imposta, passando o limite elástico dos materiais ocorrem efeitos não lineares com a deformação e a degradação associadas. O dimensionamento e avaliação de estruturas em zonas de elevado risco sísmico deve ter em consideração a fase não linear de comportamento que a estrutura pode atingir durante o seu período de vida útil. No dimensionamento das estruturas em zonas sísmicas o EC8 [66] apresenta diferentes análises, sendo a análise modal por espectro de resposta com utilização de um modelo elástico linear da estrutura o modelo de referência para o cálculo dos efeitos sísmicos. No entanto, o dimensionamento tendo por base o método de forças estáticas equivalentes não é eficaz na prevenção das consequências danosas das ações sísmicas [48]. Como alternativa e com o avanço do poder computacional e tecnológico surgiram métodos de análise mais sofisticados, onde são consideradas as não linearidades geométricas e as propriedades não lineares dos materiais associadas à resposta dos mesmos quando submetidos a ações de elevada intensidade. Existem dois tipos de análise não linear, tendo por base a ação imposta à estrutura, com diferentes níveis de complexidade e esforço computacional: a análise estática não linear (*pushover*) e a análise dinâmica não linear (*time history*) [66]. Neste trabalho são realizadas análises do tipo estático não linear (*pushover*) com carregamento horizontal cíclico, esta análise é caracterizada pela aplicação de forças gravíticas constantes e cargas horizontais cíclicas.

A classificação dos tipos de análise não linear existentes, tendo por base a formulação dos elementos estruturais, pode ser realizada com base na avaliação estrutural que se pretende e é dividida em três categorias [60]:

Modelos globais – A resposta não linear dos elementos estruturais é representada em graus de liberdade seletivos e apenas consegue alcançar uma aproximação da resposta global da estrutura. Este tipo de modelos é útil na fase preliminar de dimensionamento de forma a estimar o nível de *drift* em cada piso e a ductilidade necessária da estrutura.

Modelos de elementos finitos de barra – A estrutura é definida através de elementos ligados entre si que permitem a representação do comportamento histerético dos elementos de betão armado. Existem dois tipos de formulação para a definição dos elementos: elementos com não linearidade concentrada e elementos com não linearidade distribuída.

Modelos de elementos finitos microscópicos – Os elementos estruturais e ligações entre os mesmos são discretizadas num número elevado de elementos finitos interligados entre si ao nível de pontos nodais e a solução do problema é obtida neste domínio.

Neste trabalho, para a modelação numérica dos elementos de betão armado, é utilizado o modelo de elementos finitos de barra. O principal motivo de utilização deste tipo de elementos traduz-se na redução substancial do esforço computacional comparativamente ao modelo de elementos finitos microscópicos, em que a sua utilização em estruturas com múltiplos elementos é incomportável [41].

A modelação numérica é realizada com recurso ao programa de cálculo automático *OpenSEES* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) [39], este programa “open source” permite ao utilizador criar estruturas de elementos finitos e avaliar a resposta estrutural e geotécnica das mesmas com a aplicação de ações danosas (ex.: ação sísmica).

O presente capítulo tem como objetivo descrever os pressupostos da análise não linear do programa de cálculo *OpenSEES* com a utilização de elementos finitos de barra e discretização por fibras utilizados nos estudos dos Capítulos 3, 4 e 5. Adicionalmente são descritos os modelos de definição para os materiais utilizados na modelação e os parâmetros de desempenho utilizados para a caracterização do comportamento dos elementos estruturais.

2.1. Teoria da não linearidade concentrada

A análise através de elementos de barra foi inicialmente considerada com os efeitos de não linearidade concentrados nas zonas extremas dos elementos. Este tipo de modelação foi criado partindo do princípio de que os elementos estruturais sujeitos a uma ação sísmica concentram na maioria das vezes os maiores esforços, e conseqüentemente o comportamento não linear, nas zonas extremas do elemento. Resultando em que nas restantes zonas do elemento se possa considerar um comportamento elástico linear.

O primeiro modelo proposto deste tipo de elemento foi concebido por *Clough et al.* [14]. Neste modelo, os comportamentos linear e não linear são acoplados por duas componentes que atuam em paralelo. Um dos elementos tem um comportamento linear elástico e o segundo um comportamento elástico-perfeitamente plástico de forma a serem contempladas as fases antes e após a plastificação dos materiais. Mais tarde, *Giberson* [28] modificou o modelo original acoplando duas molas rotacionais nas extremidades do elemento onde são atribuídas leis histeréticas que assim incluem os fenómenos não lineares do elemento. Partindo desta modificação, vários autores propuseram melhorias incrementando às molas rotacionais leis que contemplam a degradação subsequente à flexão e ao corte, *Takeda et al.* [61] ou efeito de *pinching* com a reversão de carga *Banon et al.* [3], *Ibarra et al.* [31].

A principal vantagem da linearidade concentrada é o facto de requerer um baixo esforço computacional e capacidade de memória. No entanto, existem limitações para a utilização deste método. Este modelo realiza a simplificação de restringir a zona do elemento onde os efeitos não

lineares ocorrem, não havendo assim a propagação destes efeitos ao longo do elemento. E por outro lado, a implementação das propriedades das molas rotacionais introduzidas necessitam de calibração prévia uma vez que a interação *momento-rotação* das mesmas está separada do comportamento global do elemento [25].

2.2. Teoria da não linearidade distribuída

De forma a obter-se uma resposta estrutural mais realista foi concebida a formulação de elementos com plasticidade distribuída [60]. Ao contrário dos elementos de plasticidade concentrada estes elementos permitem que exista propagação dos efeitos não lineares ao longo de todo o elemento. Este tipo de modelo permite que a rótula plástica ocorra em qualquer localização e é um aspeto particularmente importante para elementos que estejam sujeitos a carregamentos distribuídos. Os elementos viga-pilar são divididos num número discreto de secções ao longo do elemento, sendo estas por sua vez caracterizadas por fibras contendo as propriedades uniaxiais dos materiais. O número total e a localização das secções são estabelecidos através de regras de integração (ex: regra Gaussiana) usadas para integração da relação *força-extensão* do elemento [56]. A formulação dos elementos de barra com plasticidade distribuída baseia-se na hipótese de geometria linear, em que uma secção plana se mantém plana e normal ao eixo longitudinal do elemento durante as deformações sofridas pelo mesmo. Para elementos de betão armado este pressuposto é válido quando o elemento é sujeito apenas a deformações reduzidas, no entanto quando este sofre grandes deformações o modelo não tem em consideração efeitos como a fendilhação do betão [60].

Elementos finitos de barra com formulação baseada em deslocamentos (*Displacement based*)

Os modelos de plasticidade distribuída utilizam uma definição de elementos que pode ser dividida em dois grupos: elementos com formulação em equilíbrio de forças (*force-based elements*) e elementos com formulação em deslocamentos ou rigidez (*displacement-based elements*). O modelo criado por *Soleimani* [59] foi o primeiro a contemplar a distribuição da não linearidade ao longo do elemento. Este modelo é formulado através do método dos deslocamentos (*displacement-based*), para elementos segundo esta formulação a análise é realizada segundo a sua rigidez e segue o procedimento comum do Método dos Elementos Finitos em que o campo de deslocamentos é definido através dos deslocamentos nodais do elemento. É realizada uma interpolação das deformações da secção a partir deste mesmo campo e de seguida são calculadas as forças do elemento através de considerações energéticas [8]. Uma vez que a resposta do elemento é obtida através da aproximação do campo de deslocamentos para uma representação precisa das deformações do mesmo é necessário realizar-se uma discretização da malha de elementos de cálculo como é representado na Figura 2.1. Uma vez que as maiores deformações do elemento estrutural tendem a concentrar-se numa zona específica (zona de rótula plástica),

a aproximação ao comportamento real do mesmo é dependente do comprimento do elemento de cálculo na zona de concentração das deformações, sendo este comprimento determinante na qualidade da solução numérica.

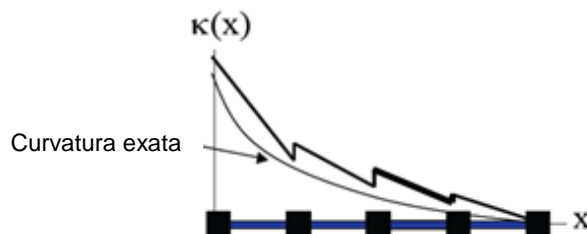


Figura 2.1 – Aproximação da curvatura através de elementos de formulação baseada em deslocamentos (adaptado de Terzic [63])

Elementos finitos de barra com formulação baseada em forças (*Force based*)

Mais recentemente, foi desenvolvido outro método de não linearidade distribuída, o chamado método *force-based* ou *flexibility-based* [60]. Este modelo satisfaz estritamente o equilíbrio de forças internas ao longo do elemento de cálculo, sem existirem restrições no desenvolvimento das deformações no mesmo.

A abordagem por elementos de formulação baseada em forças é fundamentada na flexibilidade dos elementos e é dependente da disponibilidade de uma solução de equilíbrio exata no domínio de cada elemento [8]. Nesta formulação, o equilíbrio de forças é realizado a partir das funções de interpolação de força (forças nodais) ao invés do campo de deslocamentos sendo a compatibilidade assegurada por integração nas secções de cálculo ao longo do elemento. Como esta formulação não restringe o campo de deslocamentos em nenhuma forma pode considerar-se que, a partir do momento em que a convergência da solução é obtida, esta é exata [60]. Esta formulação permite, portanto, que cada elemento estrutural seja representado por apenas um elemento de cálculo, ou seja, teoricamente nenhum refinamento de malha de nós no interior de cada elemento é necessário. Deste modo, mantém-se os graus de liberdade da estrutura no número mínimo. Na Figura 2.2 apresenta-se de forma esquemática a aproximação da curvatura do elemento pela utilização deste método.

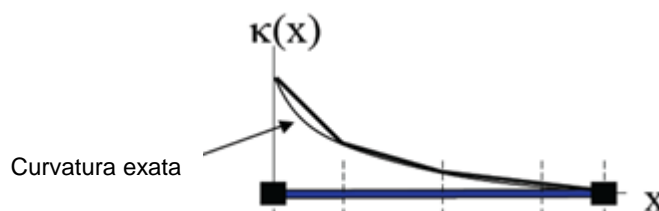


Figura 2.2 – Aproximação da curvatura através de elementos de formulação baseada em forças (adaptado de Terzic [63])

Ao contrário do método de formulação *displacement-based*, neste método as deformações dos elementos são concentradas apenas numa secção de integração, quando é criada uma rótula plástica, ao invés do comprimento do elemento de cálculo. Esta propriedade faz com que o comprimento característico de cálculo seja igual ao peso atribuído a cada secção de integração, ao invés do que se passa no método anterior. Neste caso, a perda de objetividade do método surge através da alteração da resposta em função do número de secções de integração em cada elemento.

No estudo realizado por *Coleman e Spacone* [15], relativo aos problemas de concentração da curvatura numa única secção de integração em elementos *force-based*, quando ocorre formação de rótula plástica, os autores concluem que com o aumento do número de secções de integração no elemento o comprimento característico de rótula plástica diminui e a curvatura inerente a esta secção aumenta, Figura 2.3.

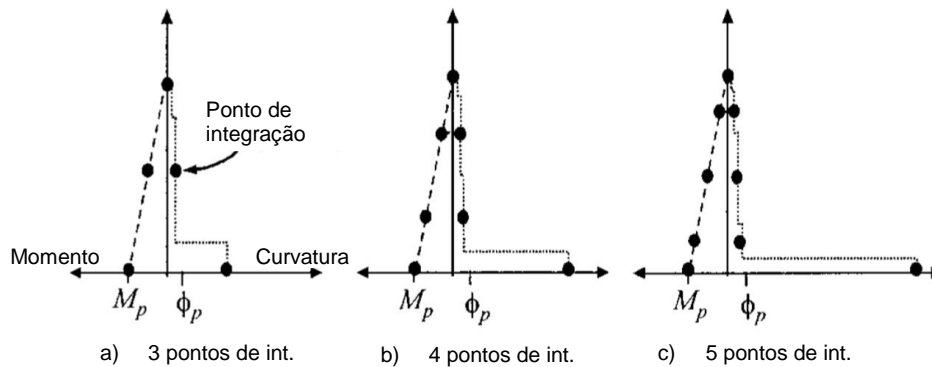


Figura 2.3 – Diagramas *Momento-Curvatura* para um elemento de comportamento elástico-perfeitamente plástico (adaptado de *Coleman e Spacone* [15])

De forma a combater a perda de objetividade os autores propõem como método de regularização a introdução do parâmetro de energia de fratura, G_f^c , no material betão correspondente à fase pós-pico do diagrama *tensão-extensão* do material e apresentada na Figura 2.4.

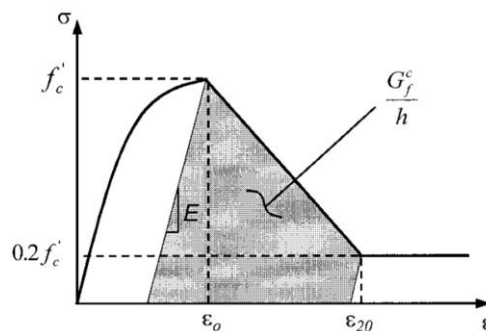


Figura 2.4 – Diagrama *tensão-extensão* do betão e correspondente energia de fratura, G_f^c [15]

Através desta metodologia o diagrama de *tensão-extensão* do betão é alterado em função do número de pontos de integração, quanto maior for o número de pontos de integração utilizado maior extensão tem de ser suportada pelo betão. Este pressuposto é equivalente a considerar que a resposta *tensão-deslocamento* do betão se mantém constante ao invés da relação *tensão-deformação*. Uma vez que este método foi formulado para o modelo de betão de *Kent et al.* [54] (*Concrete01* e *Concrete02* no programa *OpenSEES* [39]) e na maioria dos casos estudados neste trabalho foi utilizado o material *ConfinedConcrete01* decidiu-se não utilizar este processo de regularização.

Existem várias opções de integração dos elementos *force-based* no programa *OpenSEES* [55]. Neste trabalho foi utilizado o método de integração de *Gauss-Lobatto*, sendo este o mais habitualmente utilizado por situar secções de integração nas extremidades do elemento onde se encontram os esforços atuantes mais elevados. Neste método são considerados pontos x_i ao longo do elemento cada um com um dado peso atribuído de w_i , sendo $i=1, \dots, n$. Com n como o número de pontos de integração, obtém-se a seguinte expressão:

$$\int_{-1}^1 f(x) dx \approx \sum_{i=1}^n w_i \cdot f(x_i) \quad (2.1)$$

Este método de integração tem como ordem de aproximação $(2 \cdot n - 3)$, sendo o peso dos pontos de integração dependentes do número total considerado. Na Tabela 2.1 apresentam-se a localização x_i e os pesos w_i considerados para um total de 3, 4 e 5 pontos de integração ao longo do elemento [1].

Tabela 2.1 – Localização, x_i , e peso, w_i , atribuídos a cada secção de integração definido pelo método de *Gauss-Lobatto* para elementos com 3, 4 e 5 pontos de integração

Número de pontos De integração	x_i	w_i
3	-1	0,333
	0	1,333
	1	0,333
4	-1	0,167
	-0,447	0,833
	0,447	0,833
	1	0,167
5	-1	0,1
	-0,655	0,544
	0	0,711
	0,655	0,544
	1	0,1

Elementos finitos de barra de plasticidade semi-concentrada (*BeamWithHinges*)

O programa *OpenSEES* [39] dispõe ainda do elemento *BeamWithHinges* [56], sendo este classificado como elemento de plasticidade semi-concentrada [36], em que os efeitos não lineares do elemento são limitados a zonas pré-definidas nas extremidades do elemento. Para a definição deste elemento é necessário estabelecer um comprimento de rótula plástica e o restante comprimento do elemento é considerado como tendo comportamento elástico linear. Este comprimento pode ser definido através de expressões empíricas ou, por exemplo no caso de comparações com ensaios laboratoriais, através do comprimento real onde ocorreram as deformações mais substanciais no elemento.

Para a definição da localização dos pontos de integração estão disponíveis quatro opções [56]: *HingeMidPoint*, *HingeEndPoint*, *GaussRadau* e *GaussRadauTwo*, em que as duas primeiras utilizam apenas um ponto de integração em cada zona de rótula plástica. Já o método de integração *GaussRadauTwo* foi concebido como melhoria relativamente aos dois métodos anteriores, neste método dois pontos de integração são estabelecidos em cada zona de rótula plástica, sendo um colocado na extremidade do elemento e o seguinte colocado a uma distância $2/3 \cdot L_p$, com pesos correspondentes $1/4 \cdot L_p$ e $3/4 \cdot L_p$ como pode ser observado na Figura 2.5. O método de integração *GaussRadau* representa uma modificação do método de integração de *GaussRadauTwo*, este é considerado de forma a garantir a integração das deformações localizadas ao longo da totalidade do comprimento de rótula plástica L_p . Desta forma um ponto de integração é colocado em cada extremidade do elemento com peso de integração L_p e os outros dois pontos a uma distância $4 \cdot L_p$ das extremidades com peso de integração $3 \cdot L_p$, estes dois pontos encontram-se fora da zona de rótula plástica sendo a resposta destas secções assumida como linear elástica. Na Figura 2.5 são apresentados ambos os esquemas de integração, *Gauss Radau* (*GaussRadauTwo*) e *Gauss Radau Modificado* (*GaussRadau*).

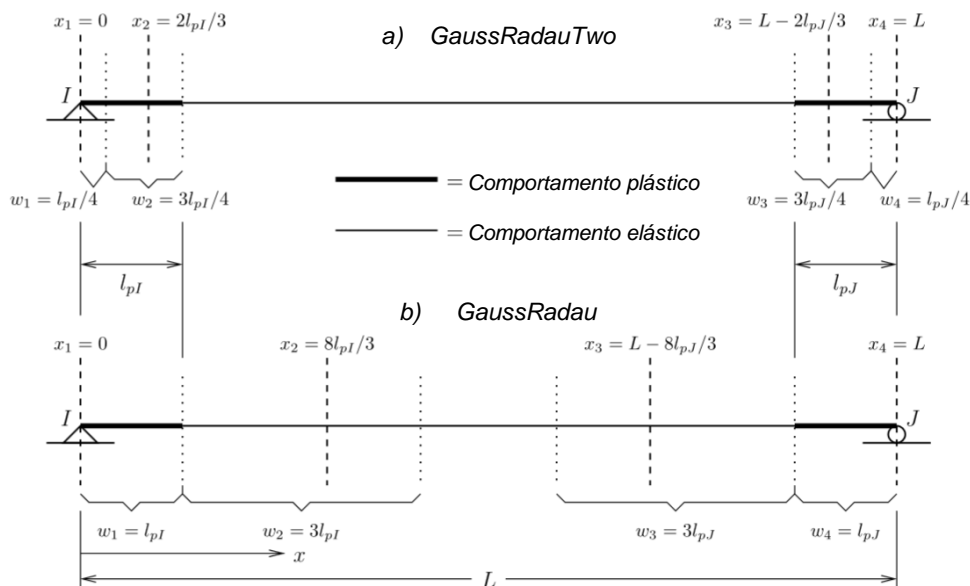


Figura 2.5 – Esquema de integração: a) Gauss Radau e b) Gauss Radau Modificado (adaptado de Scott e Fenves [56])

Neste trabalho, os elementos estruturais são definidos através de elementos *ForceBeamColumn* disponíveis na base de dados do programa *OpenSEES* [39] que seguem a metodologia dos elementos *force-based*, estes foram escolhidos pela redução do esforço computacional inerente à representação de cada elemento estrutural por apenas um elemento de cálculo. No Capítulo 5 adicionalmente à utilização dos elementos *force-based* é ainda realizada a modelação com elementos de plasticidade semi-concentrada (*BeamWithHinges*) e feita a comparação entre os resultados de ambos.

2.3. Modelo de fibras

No programa *OpenSEES* [39], os materiais constituintes de uma secção de betão armado distinguem-se em betão confinado, betão não confinado e armaduras longitudinais. As armaduras transversais não são representadas de forma direta, o confinamento lateral rege sim, as características inerentes ao betão confinado, ou seja, do núcleo da secção. Para a secção reforçada por encamisamento com colete de CFRP, as características do betão, quer do núcleo quer das zonas periféricas, são consideradas como estando dependentes deste confinamento.

O programa utiliza a metodologia de discretização da secção em fibras, nesta metodologia a secção é dividida em várias fibras de pequena dimensão em que cada uma segue o comportamento uniaxial e não linear do material a que corresponde a sua posição na secção. O número de fibras deve ser suficiente para descrever corretamente a resposta da secção e simultaneamente não ser demasiado elevado para que o esforço computacional não seja excessivo. É recomendado por *Berry e Eberhar* [4], para secções circulares de betão armado, a utilização de

200 fibras para o núcleo da secção e 20 fibras para a zona de recobrimento. Assim, neste trabalho, considera-se para o betão confinado 20 divisões circunferenciais e 10 radiais, perfazendo um total de 200 fibras e para o betão da zona de recobrimento, 20 divisões circunferenciais e 1 radial. Para as armaduras longitudinais são consideradas fibras individuais para cada varão longitudinal. Na Figura 2.6 é apresentada a representação esquemática da discretização adotada. Nos modelos dos pórticos do Capítulo 5 são consideradas, pelo menos, 200 fibras em cada elemento estrutural sendo a sua pormenorização detalhada no capítulo referido.

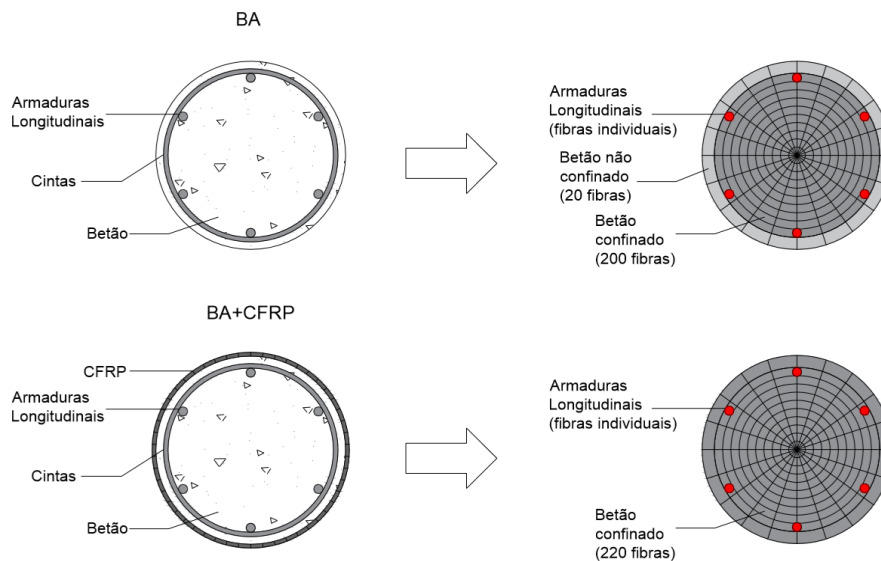


Figura 2.6 – Definição dos materiais e discretização das secções transversais no programa *OpenSEES*

2.4. Relações uniaxiais dos materiais

Para a definição dos elementos de betão armado na modelação numérica são estabelecidas as relações uniaxiais dos materiais que os constituem. Estas relações foram definidas através de modelos implementados na base de dados do *OpenSEES* e são descritos de seguida.

2.4.1. Betão

Na base de dados do programa *OpenSEES* [39] existem vários modelos implementados para a definição das características do betão, no presente trabalho foi utilizado o material *Concrete01*, que segue o modelo uniaxial de *Kent et al.* [54] com degradação linear da rigidez nas fases de descarga e recarga, de acordo com o modelo proposto por *Karsan e Jirsa* [32], e não considera resistência do betão à tração. Este modelo considera que o betão quando atinge a extensão de rotura mantém uma resistência residual. O diagrama *tensão-extensão* do mesmo é apresentado na Figura 2.7.

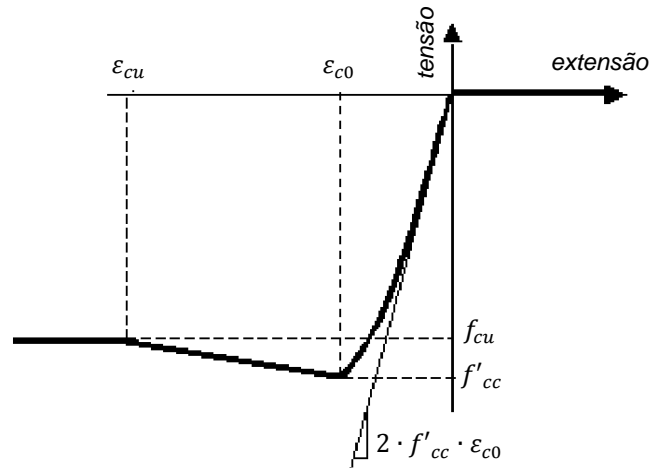


Figura 2.7 – Curva *tensão-extensão* de definição do material *Concrete01* (adaptado de [39])

O modelo analítico proposto por *Kent et al.* [54] para obtenção das propriedades do betão confinado no núcleo da secção é apropriado apenas para secções confinadas por cintas retangulares, uma vez que neste trabalho são estudados elementos de betão armado de secção circular as propriedades inerentes ao betão confinado foram estabelecidas a partir do modelo proposto por *Mander, et al.* [35]. Este modelo destaca-se pela adaptabilidade a diferentes geometrias e dimensões da secção transversal do elemento estrutural. Neste modelo o valor da tensão máxima de compressão, f'_{cc} , tendo em conta a contribuição das cintas é obtido através da equação (2.2).

$$f'_{cc} = f'_c \cdot \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f'_l}{f'_c}} - 2 \cdot \frac{f'_l}{f'_c} \right) \quad (2.2)$$

Em que f'_c é a tensão média de compressão do betão não confinado e f'_l a tensão de confinamento lateral calculada pela equação (2.3).

$$f'_l = \frac{1}{2} \cdot k_e \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \quad (2.3)$$

Em que f_{yh} é a tensão de cedência das cintas e ρ_s o rácio volumétrico entre as cintas e o núcleo de betão confinado e dado por (2.4).

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \cdot \pi \cdot d_s}{\frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot s} \quad (2.4)$$

Sendo A_{sp} como a área da secção transversal da cinta, d_s o diâmetro da secção correspondente à linha média da cinta e s o espaçamento na vertical entre o centro de duas cintas consecutivas. O coeficiente de efetividade do confinamento, k_e , para cintas circulares é dado pela equação (2.5) em que s' é o espaçamento vertical livre entre duas cintas consecutivas e ρ_{cc} é o rácio entre a área das armaduras transversais para a área do núcleo de betão confinado.

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.5)$$

Para a disposição de cintas circulares em espiral o coeficiente de efetividade do confinamento é dado por (2.6).

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.6)$$

O desenvolvimento da curva *tensão-extensão* é dado pela equação (2.7). Em que f'_{cc} é a tensão máxima do betão confinado, x é o rácio entre a extensão ε_c e a extensão ε_{cc} correspondente a f'_{cc} e r é dado por (2.8). Em que E_c é o módulo de elasticidade do betão e E_{sec} a divisão de f'_{cc} por ε_{cc} .

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (2.7)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.8)$$

Para o caso de elementos com secção transversal retangular o coeficiente de efetividade do confinamento, k_e , para as armaduras transversais é dado pela equação (2.9). Com w'_i definido pela distância entre dois varões consecutivos; s é o espaçamento na vertical entre o centro de duas cintas consecutivas; s' é o espaçamento vertical livre entre duas cintas consecutivas; b_c é o comprimento da secção; d_c é a largura da secção; e ρ_{cc} é o rácio entre a área das armaduras transversais para a área do núcleo de betão confinado.

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6 \cdot b_c \cdot d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.9)$$

A pressão lateral de confinamento fornecida pelas armaduras transversais nas direções x e y é obtida pelas equações (2.10) e (2.11).

$$f_{lx} = \rho_x \cdot f_{yh} \quad (2.10)$$

$$f_{ly} = \rho_y \cdot f_{yh} \quad (2.11)$$

Sendo f_{yh} a tensão de cedência de aço das cintas e ρ_x e ρ_y as percentagens de armadura longitudinal nas direções x e y respetivamente, definidas por (2.12) e (2.13). Onde A_{sx} e A_{sy} são as áreas de armadura longitudinal presentes nas direções x e y .

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c} \quad (2.12)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot b_c} \quad (2.13)$$

Para a definição do material *Concrete01* é necessário também atribuir o ponto de extensão de rotura esperado do betão. Para o betão da zona de recobrimento é considerado o valor de ε_{cu} igual a 0,0035 e f_{cu} correspondente com valor $0,2 \cdot f'_c$. Para a definição de ε_{cu} da zona do núcleo de betão confinada pelos estribos é utilizada a equação proposta por *Priestley et al* [49] apresentada na equação (2.14).

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 1,4 \cdot \frac{\rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.14)$$

Sendo 0,004 correspondente à capacidade de extensão máxima do betão não confinado e a segunda parcela correspondente ao aumento de extensão inerente ao confinamento introduzido pelas armaduras transversais. Em que ρ_s é o rácio volumétrico as armaduras transversais e o betão da zona confinada, f_{yh} é a tensão de cedência das armaduras transversais, ε_{su} é a extensão de rotura do aço dos estribos e f'_{cc} é a tensão máxima do betão da zona do núcleo da secção.

2.4.2. Encamisamento com CFRP

O modelo criado por *Braga et al.* [5], *ConfinedConcrete01*, existente na base de dados do programa *OpenSEES* [39] foi escolhido para definir o comportamento do betão confinado pelas armaduras transversais e colete de FRP. Este modelo parte do princípio que um elemento ao ser sujeito a compressão longitudinal expande lateralmente. Os reforços transversais, como é o caso de cintas e coletores de FRP transmitem à secção uma tensão que contraria a expansão do betão, e causa no elemento um estado de tensão triaxial. A característica principal presente no modelo é a de considerar que o confinamento exercido transversalmente se encontra em condições de estado plano de deformação. A curva *tensão-extensão* que caracteriza o comportamento do betão é apresentada na Figura 2.8.

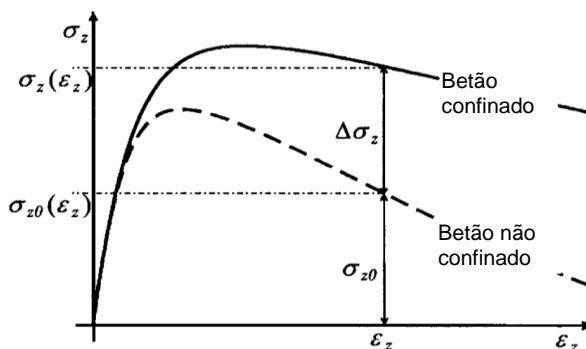


Figura 2.8 – Incremento de tensão entre betão confinado e não confinado [5]

A relação entre as curvas do betão não confinado e confinado é considerada como sendo (2.15).

$$\sigma_z(\varepsilon_z) = \sigma_{z0}(\varepsilon_z) + \Delta\sigma_z(\varepsilon_z) \quad (2.15)$$

Em que ε_z é a extensão que se verifica na secção de betão para as tensões σ_z e σ_{z0} do betão confinado e não confinado respetivamente. $\Delta\sigma_z$ representa o aumento de tensão e é proporcional às pressões laterais de confinamento provocadas pelos reforços transversais, às dimensões dos elementos estruturais e às características dos materiais. As tensões radial e tangencial são dadas pela tensão efetiva, f_r , aplicada ao betão definida pela soma da tensão radial transmitida pelas cintas, f_{ri} , e pelo coleite de CFRP, f_{re} , definida por (2.16).

$$f_r = \frac{A_i}{A_e} \cdot f_{ri} + f_{re} \quad (2.16)$$

A tensão de confinamento transmitida pelas cintas, f_{ri} , é afetada pelo coeficiente definido como a divisão da área de betão no interior do estribo, A_i , pela área de betão compreendida no interior do encamisamento de CFRP, A_e . As tensões f_{ri} e f_{re} são definidas pelas equações (2.17) e (2.18), respetivamente.

$$f_{ri} = k_{sl} \cdot \frac{E_c \cdot E_s \cdot A_{sp} \cdot \nu \cdot s}{R_c \cdot E_c \cdot s + A_s \cdot E_s \cdot (1 - \nu) \cdot (\nu \cdot \varepsilon_z + 1)} \cdot \varepsilon_z \quad (2.17)$$

$$f_{re} = \frac{E_c \cdot E_m \cdot t \cdot (b_m/s_m) \cdot \nu}{R_{CE} \cdot E_c \cdot s + E_m \cdot t \cdot (b_m/s_m) \cdot (1 - \nu) \cdot (\nu \cdot \varepsilon_z + 1)} \cdot \varepsilon_z \quad (2.18)$$

Nas equações (2.17) e (2.18) E_c , E_s e E_m são os módulos de elasticidade de betão, do aço das cintas e do material de encamisamento; A_{sp} é a área da secção transversal da cinta; s o espaçamento entre cintas; ν é o coeficiente de Poisson do betão; R_c é o raio do núcleo da secção contido entre cintas; ε_z é a extensão segundo o eixo do esforço axial de compressão; t é a espessura do encamisamento; b_m é a altura do encamisamento; s_m é o espaçamento entre dois coletes consecutivos; e R_{CE} é o raio da secção de betão. Para o caso de encamisamento contínuo deve-se considerar $b_m/s_m=1$.

O coeficiente de redução, k_{sl} , na equação (2.17) é utilizado de forma a serem considerados dois efeitos que ocorrem na secção de betão armado em que há presença de armaduras transversais e longitudinais, sendo estes:

- Efeito de arco – Este efeito desenvolve-se entre duas cintas consecutivas, reduzindo assim o volume real de betão confinado;
- Transferência das forças aplicadas pelas cintas à face exterior do núcleo de betão - Este efeito é devido à rigidez de flexão inerente às armaduras longitudinais antes de surgirem os efeitos de encurvadura.

A relação (2.19) é estabelecida para o cálculo de k_{sl} em que ξ_l é o rácio entre o diâmetro das armaduras longitudinais ϕ_s e o espaçamento entre cintas s , β é o rácio entre o diâmetro das cintas ϕ_{sw} e o diâmetro das armaduras longitudinais ϕ_s e ξ_{st} é o rácio entre o diâmetro das cintas e o comprimento total do pilar. Estes são definidos por (2.20).

$$k_{sl} = \frac{45 \cdot \xi_l^3}{45 \cdot \xi_l^3 + \beta \cdot \xi_{st}} \quad (2.19)$$

$$\xi_l = \frac{\phi_s}{s}; \beta = \frac{\phi_{sw}}{\phi_s}; \xi_{st} = \frac{\phi_{sw}}{l} \quad (2.20)$$

Quando a rigidez de flexão das armaduras longitudinais se torna desprezável, apenas o efeito de arco entre duas cintas distribui as pressões de confinamento ao longo do pilar.

Na parte inicial da curva *tensão-extensão* as equações de equilíbrio e compatibilidade entre o núcleo de betão e as armaduras transversais são baseadas na elasticidade linear, referindo-se à parte linear de comportamento do aço. Quando o aço entra em cedência, a pressão transversal atinge o seu valor máximo e mantém-se constante até à rotura. A segunda parte da curva de *tensão-extensão* corresponde à curva de betão sujeito a um valor constante de pressão lateral correspondente ao valor atingido na cedência.

Este modelo é composto por três parâmetros principais utilizados para representar o comportamento do betão confinado (curva *tensão-extensão*): tensão máxima e extensão do betão confinado (f_{cc}, ε_{cc}) e a sua ductilidade. A ductilidade é assumida como sendo igual à inclinação Z do segmento unindo o ponto máximo (f_{cc}, ε_{cc}) até ao ponto de rotura (f_{cu}, ε_{cu}), em que essencialmente corresponde à linearização do ramo descendente. Z é dado pela equação (2.21):

$$Z = \frac{f_{cc} - f_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}} \cdot \frac{1}{f'_c} \quad (2.21)$$

Em que f'_c é a tensão máxima do betão não confinado correspondente a um provete cilíndrico; e f_{cu} é a tensão máxima correspondente à extensão de rotura, ε_{cu} .

2.4.3. Aço

Para o modelo de comportamento cíclico das armaduras longitudinais foi considerado o modelo de *Giuffrè-Menegotto-Pinto* [40] e implementado no programa *OpenSEES* [39] (*Steel02*). A definição do modelo de comportamento é realizada com o recurso a uma envolvente de duas retas paralelas com inclinação E_s e duas assíntotas com inclinação E_{s1} , correspondentes aos troços elásticos e com endurecimento, respetivamente, como pode ser observado através da Figura 2.9.

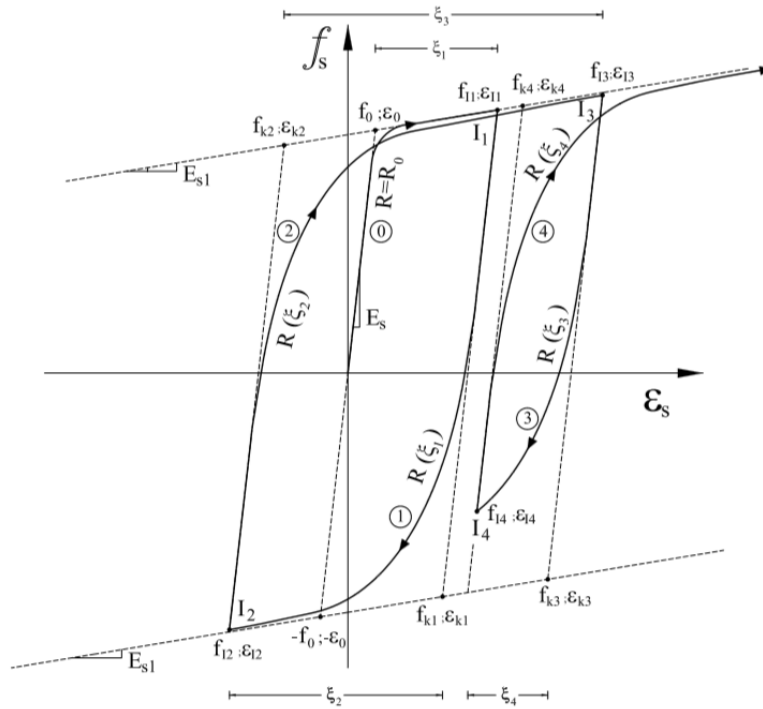


Figura 2.9 – Modelo de *Giuffrè, Menegotto e Pinto* [9]

O comportamento do aço é representado através de uma curva no interior da envolvente referida e é definido através da expressão (2.22) em termos de tensão e extensão normalizadas, f^* e ε^* , respetivamente:

$$f^* = (1 - \beta) \frac{\varepsilon^*}{[1 + (\varepsilon^*)^R]^{\frac{1}{R}}} + \beta \varepsilon^* \quad (2.22)$$

Sendo ε^* , f^* definidos por (2.23) e (2.24) para a curva correspondente ao carregamento inicial imposto:

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} \quad (2.23)$$

$$f^* = \frac{f_s}{f_y} \quad (2.24)$$

Para as curvas correspondentes aos carregamentos posteriores ε^* e f^* tornam-se definidos por (2.25) e (2.26).

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{1n}}{\varepsilon_{kn} - \varepsilon_{1n}} \quad (2.25)$$

$$f^* = \frac{f_s - f_{1n}}{f_{kn} - f_{1n}} \quad (2.26)$$

O parâmetro β representa a relação entre a rigidez inicial do material E_s e a rigidez após plastificação do mesmo E_{s1} e é então dado por (2.27).

$$\beta = \frac{E_{s1}}{E_s} \quad (2.27)$$

O parâmetro R representa o efeito de *Bauschinger* e varia a cada inversão de carga percorrida, sendo o mesmo definido por (2.28):

$$R(\xi_n) = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi_n}{a_2 + \xi_n} \quad (2.28)$$

Com ξ_n como a extensão plástica do ciclo prévio e R_0 , a_1 e a_2 parâmetros que caracterizam o comportamento do material e obtidos através de comparação com resultados obtidos experimentalmente.

Foi desenvolvida por *Filippou et al.* [24] uma translação da envolvente correspondente à parte de inclinação E_{s1} de forma a poder ser contemplado o endurecimento isotrópico cíclico e melhorar a aproximação do modelo aos resultados experimentais. A translação da mesma é dada por (2.29). Sendo ε_{max} o valor absoluto da máxima extensão atingida até à inversão de carga e a_3 e a_4 parâmetros característicos do aço obtidos experimentalmente.

$$f_{trans} = a_3 \cdot f_y \cdot \left[\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} - a_4 \right] \quad (2.29)$$

2.4.4. Efeito de escorregamento de armaduras

Quando um elemento estrutural de betão armado é solicitado por um esforço de flexão e ocorre fendilhação do betão, as armaduras longitudinais passam a ser a componente que mais contribui para a resistência da secção. Nesta fase dá-se um fenómeno de escorregamento das armaduras relativamente ao betão em seu redor. Existem vários estudos que revelam a importância deste efeito no comportamento de elementos de betão armado, como por exemplo os de *Braga et al.* [6] e *Hakuto et al.* [29], este efeito acontece nas zonas onde se verificam maiores deformações, ligação viga-pilar e ligação pilar-fundação. O mesmo é criado devido à existência de propagação das extensões nas armaduras longitudinais provocadas pelos esforços de flexão e de não existir resistência suficiente na ligação ao betão para contrariar o esforço provocado, Figura 2.10. Quanto mais preponderante for este fenómeno menor serão a rigidez e resistência efetiva do elemento.

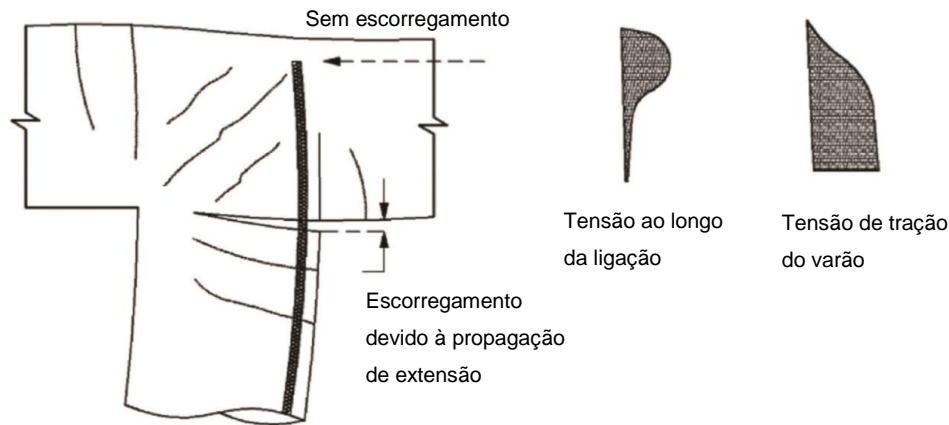


Figura 2.10 – Escorregamento de armaduras por propagação de extensões na zona de amarração (Adaptado de *Bahrani et al.* [2])

A não consideração deste fenómeno na análise numérica resulta na diminuição das deformações do elemento e o aumento da rigidez, resistência, curvatura da secção e capacidade de dissipação de energia comparativamente com o comportamento real. A ocorrência deste fenómeno é mais pronunciada em estruturas de betão armado com armadura reduzida nas zonas de ligação entre elementos, como é típico em estruturas de betão mais antigas. Quando a estrutura é sujeita a cargas laterais a resistência da ligação diminui gradualmente e o escorregamento é agravado com o aumento da amplitude da carga.

No programa *OpenSEES* [39] existe, para a consideração do efeito de escorregamento de armaduras por propagação de extensão nas zonas de amarração, o material *BondSP01* que implementa o modelo analítico definido por *Zhao e Sritharan* [65]. Neste modelo os autores sugerem a utilização da relação *tensão do varão* σ -*escorregamento da armadura* s para definição do comportamento do aço. O modelo corresponde a uma curva monotónica dividida em duas zonas distintas. A primeira corresponde à zona de regime elástico e é definida por uma reta com inclinação K . A segunda zona é correspondente à fase de regime plástico do material e é definida por (2.30), como pode ser observado na Figura 2.11. O ponto que separa as duas zonas é o ponto correspondente às condições de cedência do material (s_y, σ_y) .

$$\tilde{\sigma} = \frac{\frac{\tilde{s}}{\mu - \tilde{s}}}{\left[\left(\frac{1}{\mu \cdot b} \right)^{R_e} + \left(\frac{\tilde{s}}{\mu - \tilde{s}} \right)^{R_e} \right]^{\frac{1}{R_e}}} \quad (2.30)$$

Em que $\tilde{\sigma} = (\sigma - \sigma_y)/(\sigma_u - \sigma_y)$ é a tensão normalizada dos varões de aço; $\tilde{s} = (s - s_y)/s_y$ é o escorregamento normalizado dos varões; $\mu = (s_u - s_y)/s_y$ representa o coeficiente de ductilidade; b é o fator de redução da rigidez e representa o rácio entre o declive inicial da zona após cedência com o declive da zona de regime elástico K ; σ_y e σ_u são, respetivamente, as tensões de cedência e de rotura do aço das armaduras; e por fim s_y e s_u são o escorregamento para quando são atingidas as tensões de cedência σ_y e rotura σ_u , respetivamente. Na Figura 2.11

está representada a curva monotónica definida na parte inicial pela reta com declive K e a zona com desenvolvimento curvilíneo a partir do ponto de tensão de cedência σ_y .

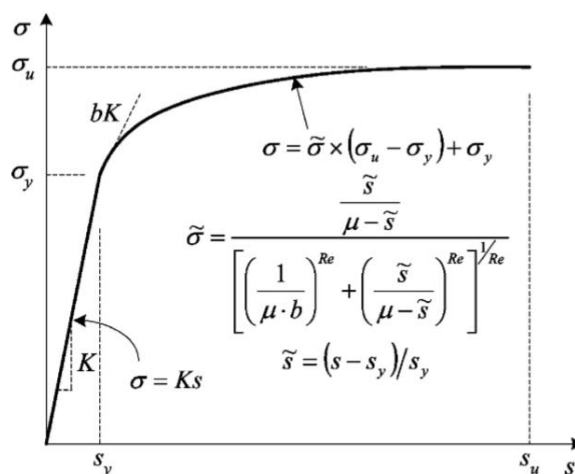


Figura 2.11 – Curva *tensão-escorregamento* das armaduras longitudinais [65]

Para a definição do material no programa *OpenSEES* [39] é necessária a introdução de quatro parâmetros: f_y e f_u , tensão de cedência e de rotura do aço respetivamente, s_y e s_u , escorregamento das armaduras correspondentes à tensão de cedência e rotura, respetivamente. Como parâmetros de ajuste da curva *tensão-escorregamento* são ainda definidos os parâmetros: fator de redução de rigidez b , com valores recomendados entre 0,3 e 0,5 e o parâmetro R que define a forma da curva de recarga, com a introdução do efeito de *pinching* e tem valores recomendados entre 0,5 e 1,0. Sendo que com 0,5 a curva apresenta efeito de *pinching* significativo e 1,0 não introduz *pinching* ao desenvolvimento da curva. A fórmula utilizada para calcular s_y é representada em (2.31). Esta foi aproximada através de vários ensaios experimentais de *pull-out* efetuados [65].

$$s_y(mm) = 2,54 \cdot \left(\frac{d_b(mm)}{8437} \cdot \frac{f_y(MPa)}{\sqrt{f'_c(MPa)}} (2 \cdot \alpha + 1) \right)^{\frac{1}{\alpha}} + 0,34 \quad (2.31)$$

Em que d_b corresponde ao diâmetro dos varões longitudinais, f_y à tensão de cedência do aço, f'_c ao valor de tensão máxima do betão e α um fator usado na relação local para o escorregamento com valor 0,4. O valor de escorregamento na tensão de rotura s_u é definido como estando entre $(30 \text{ a } 40) \cdot s_y$. Na Figura 2.12 é apresentada a curva de *tensão-escorregamento* de definição do comportamento do aço para um elemento sujeito a um esforço de flexão cíclica.

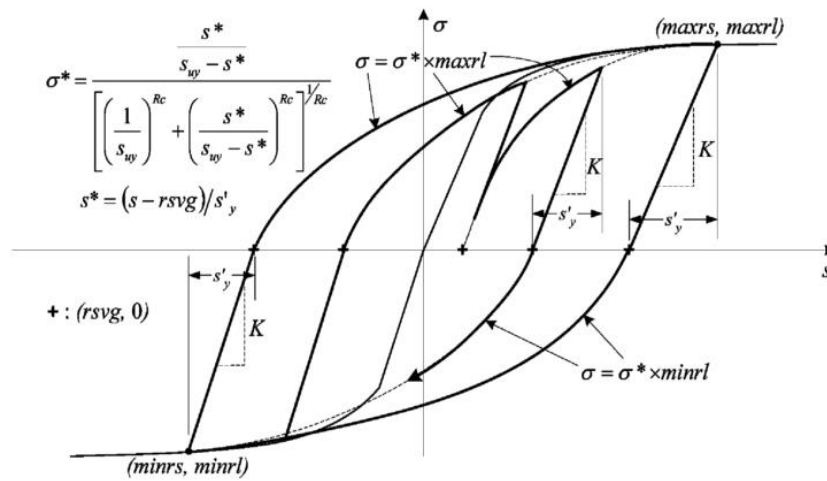


Figura 2.12 – Modelo histerético de tensão-escorregamento das armaduras longitudinais [65]

Secção de comprimento nulo (*ZeroLength Section*)

Na modelação dos pilares sujeitos a esforços de flexão composta foi considerado o efeito de escorregamento das armaduras através do material *BondSP01* que segue o modelo criado por *Zhao e Sritharan* [65] já descrito. Este modelo é aplicado às armaduras longitudinais nas zonas onde estes fenómenos são esperados com recurso ao elemento *ZeroLength Section* existente no programa *OpenSEES* [39]. Este elemento é caracterizado como sendo de comprimento nulo com a mesma discretização por fibras da secção transversal do elemento de barra a que está ligado, Figura 2.13.

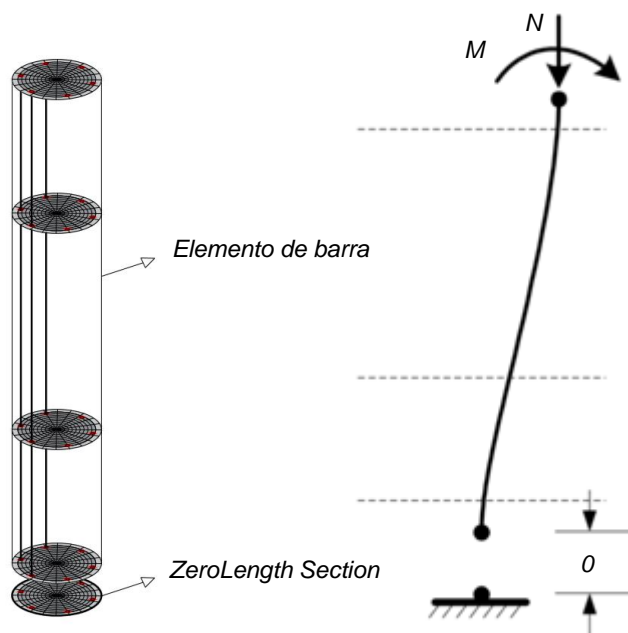


Figura 2.13 – Adição do elemento de comprimento nulo (*ZeroLength Section*) ao elemento de barra (adaptado de *Mazzoni et al.* [39])

Este elemento é, de forma geral, utilizado para fazer uma análise da resposta *momento-curvatura* da secção, as extensões das fibras do betão e do aço são calculadas para uma dada curvatura considerando que a secção se mantém plana na deformação. As forças presentes nas diferentes fibras obtidas usando as respetivas relações *tensão-extensão* de cada uma, são integradas ao longo da secção para se obter o respetivo momento. Para utilizar este tipo de elemento é necessário considerar um nó “duplicado”, isto significa considerar dois nós com uma distância nula entre si, a ligar o elemento. Adicionalmente o grau de liberdade de translação tem de ser restringido para evitar o escorregamento do elemento relativamente ao nó sobrejacente, uma vez que o elemento de comprimento nulo não contempla resistência de corte. O elemento de secção com comprimento nulo ligado ao elemento de barra consegue assim incorporar a rotação no nó de ligação fixo do elemento causada pelo efeito de escorregamento das armaduras.

2.5. Análise

Adicionalmente à definição dos elementos de cálculo e materiais constituintes dos mesmos no programa *OpenSEES* [39] é também necessário estabelecer a aplicação do carregamento e tipo de análise a realizar. Na modelação realizada neste documento são utilizadas análises do tipo compressão uniaxial e análise estática *push-over* com ações cíclicas. A primeira caracteriza-se pela aplicação de uma carga de compressão uniaxial ao elemento, a segunda define-se pela aplicação de uma carga de compressão axial que se mantém constante ao longo da análise e numa segunda fase pela aplicação dos ciclos de deslocamentos horizontais no topo do elemento.

De forma a serem contabilizados os efeitos de segunda ordem nas análises *push-over* foi considerada a transformação geométrica *P-Delta*, este comando faz a contabilização dos efeitos de segunda ordem (forças, deslocamentos e rotações) entre os referenciais local do elemento e global da estrutura. De seguida apresentam-se todos os parâmetros definidos nas análises *push-over* realizadas sendo que na análise de compressão axial foram utilizadas considerações idênticas.

Carregamento axial

Constraints – Plain: Define a forma como as equações das restrições nodais são definidas na análise. A opção *Plain* é utilizada para restrições homogêneas. Para as restrições na base dos elementos foi utilizado o comando *fix*. Para as restrições de definição dos elementos *ZeroLength Section* e *trussElement*, de definição do escorregamento de armaduras e ligação pilar-viga respetivamente, foi utilizado o comando *equalDOF*.

Numberer – Plain: Enumeração arbitrária dos graus de liberdade presentes no modelo numérico. Esta opção é recomendada para problemas com número reduzido de elementos.

System – BandGeneral: A matriz de rigidez é definida através de elementos nulos com exceção de uma banda correspondente à diagonal principal da matriz.

Test – NormDisplIncr: Obtenção da convergência da solução de forma iterativa através de incrementos de deslocamentos. Para o erro de cálculo foi considerada uma tolerância de $1,0 \times 10^{-8}$ e limitou-se o número de iterações a 900.

Algorithm – Newton: O algoritmo utilizado para obtenção da solução é o algoritmo de *Newton-Raphson*.

Integrator – Load Control: Integração numérica por controlo de carga. Aplicação de incrementos de carga constantes, em dez passos, até ser atingida a carga total aplicada.

Analysis – Static: Definição do tipo de análise. Para os modelos considerados a análise é do tipo estático.

LoadConst: Este comando foi utilizado de forma a que a carga axial aplicada nos modelos sujeitos a flexão composta se mantenha constante ao longo da análise numérica.

Carregamento horizontal (História de deslocamentos)

Constraints – Plain

Numberer – Plain

System – BandGeneral

Test – NormDisplIncr, Tol. $1,0 \times 10^{-8}$, Ite. 900

Algorithm – Newton: O algoritmo principal utilizado na análise foi o algoritmo de *Newton-Raphson*, adicionalmente se a convergência não for obtida foram utilizados os algoritmos *ModifiedNewton*, *NewtonLineSearch* e *KrylovNewton*. Estes algoritmos apresentam simplificações de cálculo relativamente ao primeiro de forma a obter a convergência para a solução de cálculo.

Integrator – Displacement Control: Integração numérica por controlo de deslocamentos. O passo de deslocamento foi definido como divisões do menor pico de deslocamento aplicado em cada modelo, este intervalo foi ajustado aumentando a divisão considerada para o seu dobro sempre que a convergência não foi alcançada na análise. O número de divisões estabelecido tem como objetivo garantir pontos de cálculo suficientes para a obtenção de uma resposta similar à resposta real.

Analysis – Static

2.6. Modelo analítico de *Chastre e Silva*

No Capítulo 3, o modelo analítico de *Chastre e Silva* [12] foi utilizado para comparação com os resultados obtidos na modelação numérica das colunas reforçadas por encamisamento com CFRP sujeitas a ação de compressão uniaxial. Os autores definem inicialmente equações de previsão da força máxima de compressão do betão confinado f_{cc} , valor da carga axial máxima na coluna N_{cc} , a respetiva extensão axial ε_{cc} e extensão lateral de rutura ε_{lu} . Em seguida é proposto um modelo para definição das curvas de *carga axial-extensão longitudinal* e *carga axial-extensão transversal* de colunas de betão armado reforçado através de encamisamento com CFRP.

Equações de previsão de características

A tensão máxima de compressão f_{cc} é obtida pela equação (2.32) tendo em consideração a tensão de compressão do betão f_D e a pressão lateral de confinamento f_{lu} .

$$f_{cc} = f_D + k_1 \cdot f_{lu} \quad (2.32)$$

A equação (2.32) tem em conta o confinamento transmitido pelas armaduras transversais e pelo colete de FRP e considera sobreposição de ambos na rotura. O valor k_1 foi calibrado para CFRP através de ensaios experimentais realizados [12, 37, 38, 47], tendo sido obtido o valor de 5,29.

A resistência máxima do betão sujeito a compressão é obtida através da equação (2.33). Em que f_{c0} é a resistência do betão não confinado em cilindro e α é um fator que contabiliza os efeitos de escala entre a resistência efetiva das colunas à compressão e a resistência à compressão f_{c0} em provetes cilíndricos e é dado pela equação (2.34), sendo D , o diâmetro e L , a altura da coluna.

$$f_D = \alpha \cdot f_{c0} \quad (2.33)$$

$$\alpha = \left(\frac{1,5 + \frac{D}{L}}{2} \right) \quad (2.34)$$

A pressão lateral de confinamento, f_{lu} , assumindo a sobreposição de efeitos na rotura do colete de FRP, f_{ju} , e das armaduras transversais, f_{shu} , é definida por (2.35) e f_{ju} e f_{shu} são definidos por (2.36) e (2.37) de forma respetiva.

$$f_{lu} = f_{ju} + f_{shu} \quad (2.35)$$

$$f_{ju} = \frac{2 \cdot t}{D} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{lu} \quad (2.36)$$

$$f_{shu} = \frac{2 \cdot A_{sw}}{\phi_{sw} \cdot s} \cdot f_{sw} \quad (2.37)$$

Em que t é a espessura do colete de FRP; E_f o seu módulo de elasticidade e ε_{lu} a extensão lateral de rotura do mesmo. A_{sw} e ϕ_{sw} representam respetivamente a área e o diâmetro do varão transversal, s o espaçamento entre as armaduras transversais. A tensão de tração das cintas f_{sw} depende da extensão lateral da coluna ε_{lu} e do módulo de elasticidade do aço e é definido por (2.38).

$$f_{sw} = \begin{cases} E_s \cdot \frac{d_w}{D} \cdot \varepsilon_{lu}, & \text{se } \varepsilon_{lu} < \frac{D}{d_w} \varepsilon_y \\ f_y, & \text{se } \varepsilon_{lu} \geq \frac{D}{d_w} \varepsilon_y \end{cases} \quad (2.38)$$

A extensão lateral de rotura ε_{lu} do colete de CFRP é inferior à extensão de rotura do CFRP verificada em ensaios de tração ε_{fu} [34, 37, 53]. Em *Matthys et al.* [38] é proposto um fator de redução $\beta=0,6$, para definir a extensão lateral de rotura ε_{lu} . O mesmo fator é adotado neste modelo. A extensão lateral de rotura do CFRP é definida então por (2.39).

$$\varepsilon_{lu} = \beta \cdot \varepsilon_{fu} = 0.6 \cdot \varepsilon_{fu} \quad (2.39)$$

A extensão de rotura axial ε_{cc} é dada por (2.40) obtida através de regressão de dados experimentais obtidos de colunas com diâmetro variável entre 150 e 400 mm confinadas com CFRP. Em que k_2 toma o valor de 17,65 e ε_{c0} é obtido do EC2 [67] através da expressão (2.41).

$$\varepsilon_{cc} = k_2 \cdot \varepsilon_{c0} \cdot \left(\frac{f_{lu}}{f_D} \right)^{0.7} \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_{c0} = \frac{0,7}{1000} \cdot (f_{c0})^{0,31} \quad (2.41)$$

A força máxima aplicada axialmente à coluna é estimada através da expressão (2.42).

$$N_{cc} = A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot f_s \quad (2.42)$$

Sendo A_c e A_s as áreas de betão e de armaduras longitudinais, respetivamente, da secção transversal da coluna. A resistência máxima de compressão f_{cc} é dada pela equação (2.32) e a tensão de compressão do aço é dada pela equação (2.43).

$$f_s = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{cc}, & \text{se } \varepsilon_{cc} < \varepsilon_y \\ f_y, & \text{se } \varepsilon_{cc} \geq \varepsilon_y \end{cases} \quad (2.43)$$

Sendo ε_{cc} a extensão axial de rutura da coluna obtida pela equação (2.40), E_s representa o módulo de elasticidade do aço, f_y a tensão de cedência do aço e ε_y a correspondente extensão das armaduras longitudinais.

Modelo de tensão-extensão

O modelo proposto por *Chastre e Silva* [12] para definição das curvas de *tensão- extensão axial* e *tensão- extensão lateral* é baseado na lei *tensão- extensão* apresentada na Figura 2.14.

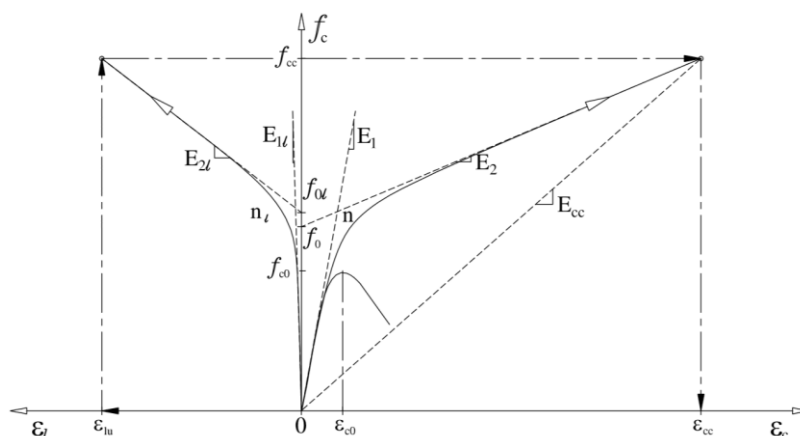


Figura 2.14 – Modelo proposto para ações monotónicas [12]

A relação de *tensão-extensão axial* é do tipo bilinear e definida na expressão (2.44) proposta por *Richard e Abbott* [52]. Esta equação depende de quatro parâmetros (E_1 , E_2 , f_0 , n). Sendo os parâmetros E_1 , E_2 e f_0 calibrados pelas expressões presentes em (2.45).

$$f_c = \frac{(E_1 - E_2) \cdot \varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2) \cdot \varepsilon_c}{f_0} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}} + E_2 \cdot \varepsilon_c \leq f_{cc} \quad (2.44)$$

$$\begin{cases} E_1 = 3950 \cdot \sqrt{f_D} & (a) \\ E_2 = 0.8 \cdot E_{cc} \cdot \sqrt{\frac{f_{lu}}{f_D}} & (b) \\ f_0 = f_D + 1.28 \cdot f_{lu} & (c) \end{cases} \quad (2.45)$$

O parâmetro E_{cc} representado na Figura 2.14 é calculado pela equação (2.46) com a tensão máxima f_{cc} e correspondente extensão ε_{cc} calculadas pelas equações (2.32) e (2.40) respetivamente. A curva de *tensão axial-extensão lateral* é também bilinear e dada pela equação (2.47).

$$E_{cc} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.46)$$

$$f_c = \frac{(E_{1l} - E_{2l}) \cdot \varepsilon_l}{\left[1 + \left(\frac{(E_{1l} - E_{2l}) \cdot \varepsilon_l}{f_{0l}} \right)^{nl} \right]^{\frac{1}{nl}}} + E_{2l} \cdot \varepsilon_l \leq f_{cc} \quad (2.47)$$

Com f_{0l} e os módulos de elasticidade inicial E_{1l} e após cedência E_{2l} calculados por (2.48).

$$\begin{cases} E_{1l} = \frac{E_{1l}}{\nu} & (a) \\ E_{2l} = 510 \cdot (f_{lu})^{1.16} \cdot (f_D)^{-0.16} & (b) \\ f_{0l} = 1.25 \cdot f_D + 0.5 \cdot f_{lu} & (c) \end{cases} \quad (2.48)$$

Os declives dos primeiros ramos E_1 e E_{1l} , calculados pelas expressões (2.45 a)) e (2.48 a)), são considerados idênticos aos das curvas de uma coluna de betão armado uma vez que o colete de FRP tem um comportamento passivo e só é ativado quando as deformações laterais forem de nível equivalente à máxima tensão do betão não-confinado.

Os declives dos segundos ramos E_2 e E_{2l} das funções são definidos pelas expressões de (2.45 b)) e (2.48 b)) calibradas experimentalmente em função dos resultados obtidos com colunas de diâmetro variável entre 150 e 400 mm. O parâmetro ν representa o coeficiente de *Poisson* e toma o valor de 0.2. Para n e nl é considerado valor igual a 2, obtido também por correlação com os provetes experimentais.

N_c é a carga axial definida pela expressão (2.49) e visa simular o comportamento da coluna de betão armado reforçada por encamisamento com CFRP sujeita a uma ação axial de compressão.

$$N_c = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_s \quad (2.49)$$

A_c e A_s são respetivamente as áreas totais da coluna e das armaduras longitudinais respetivamente. A tensão f_c , do betão, é dada pela equação (2.44) e a tensão f_s , do aço, dada por (2.50).

$$f_s = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_c, & \text{se } \varepsilon_c < \varepsilon_y \\ f_y, & \text{se } \varepsilon_c \geq \varepsilon_y \end{cases} \quad (2.50)$$

Sendo ε_c a extensão axial da coluna. E_s , f_y e ε_y são o módulo de elasticidade, a tensão e a extensão de cedência das armaduras longitudinais.

2.7. Modelo de avaliação de desempenho dos pilares

A avaliação do desempenho das estruturas com base nos danos sofridos quando sujeitas a ações, tais como sismos, tem como objetivo caracterizar o comportamento do elemento ou da estrutura fundamentada numa abordagem baseada em diferentes níveis de dano. A análise da estrutura utilizando critérios de desempenho pretende apoiar a decisão se a estrutura deve ser reparada, substituída, reforçada, ou mantida no seu estado original.

A avaliação do grau de dano das estruturas em estudo foi realizada com recurso a duas classificações: a classificação de *Hose e Seible* [30] e a classificação de *Park et al.* [46] com os limites definidos por *Varum* [64]. No presente trabalho foram utilizados, nos Capítulos 4 e 5, os parâmetros de desempenho (Tabela 2.2) propostos por *Hose e Seible* [30] bem como os parâmetros de energia dissipada por ciclo, acumulada e o índice de dano *PA* proposto por *Park e Ang* [45].

Tabela 2.2 – Parâmetros de cálculo de desempenho dos pilares

Parâmetro	Definição
RDI	Índice de deformação residual
ξ_{eq}	Taxa de amortecimento viscoso
n_k	Rigidez efetiva normalizada

O modelo de avaliação de pilares proposto por *Hose e Seible* [30] e adaptado por *Chastre* [9] é apresentado na Tabela 2.3 onde se indicam os cinco níveis de caracterização dos danos dos pilares e as ações de reparação respetivas. Na Tabela 2.4 encontram-se os correspondentes cinco níveis de dano da estrutura e a sua descrição qualitativa e quantitativa.

Tabela 2.3 – Avaliação dos danos em pilares de betão armado [9]

NÍVEL	CLASSIFICAÇÃO DOS DANOS	DESCRIÇÃO		
		DANOS	REPARAÇÃO	SÓCIO-ECONÓMICA
I	SEM DANOS	Fendilhação pouco visível	SEM NECESSIDADE	TOTALMENTE OPERACIONAL
II	POUCO SIGNIFICATIVOS	Fendilhação	POSSÍVEL	OPERACIONAL
III	MODERADOS	Abertura de fendas, início destaque	MÍNIMA	SALVAGUARDAR VIDAS
IV	ELEVADOS	Fendas muito largas. Descasque generalizado	NECESSÁRIA	PERTO DO COLAPSO
V	ROTURA LOCAL/COLAPSO	Deformação Permanente visível, encurvadura/rotura de varões	SUBSTITUIÇÃO	COLAPSO

Tabela 2.4 – Avaliação do desempenho de pilares de betão armado [9]

NÍVEL	NÍVEL DO DESEMPENHO	DESCRIÇÃO DO DESEMPENHO	
		QUALITATIVO	QUANTITATIVO
I	FENDILHAÇÃO	Aparecimento de microfissuras.	Fissuras pouco visíveis.
II	CEDÊNCIA	Primeira cedência das Armaduras longitudinais.	Largura de fendas < 1mm.
III	INICIAÇÃO DO MECANISMO LOCAL	Início das deformações não lineares. Aparecimento do descasque do betão.	Largura de fendas: 1 a 2mm. Zona de descasque > 1/10 da espessura da secção.
IV	DESENVOLVIMENTO COMPLETO DO MECANISMO LOCAL	Espessuras largas das fendas/fim do descasque. Desenvolvimento completo do mecanismo local.	Largura de fendas > 2mm. Fendas na diagonal em 2/3 da espessura da secção. Zona de descasque > 1/2 da espessura da secção.
V	DEGRADAÇÃO DE RESISTÊNCIA	Encurvadura das armaduras principais. Rotura das cintas. Esmagamento do núcleo de betão.	Largura de fendas > 2mm no núcleo cintado de betão. Distância medida > 5% da dimensão original do elemento.

Os parâmetros de desempenho considerados dependem do tipo de resposta *força-deslocamento* do elemento estrutural em análise, estes podem ter comportamento frágil, comportamento de degradação de resistência ou comportamento dúctil. De acordo com *Chastre* [9] as curvas correspondentes aos três tipos de comportamento são apresentadas na Figura 2.15 com a classificação de dano e nível de desempenho dos pilares a ser correspondente aos apresentados nas Tabelas 2.3 e 2.4.

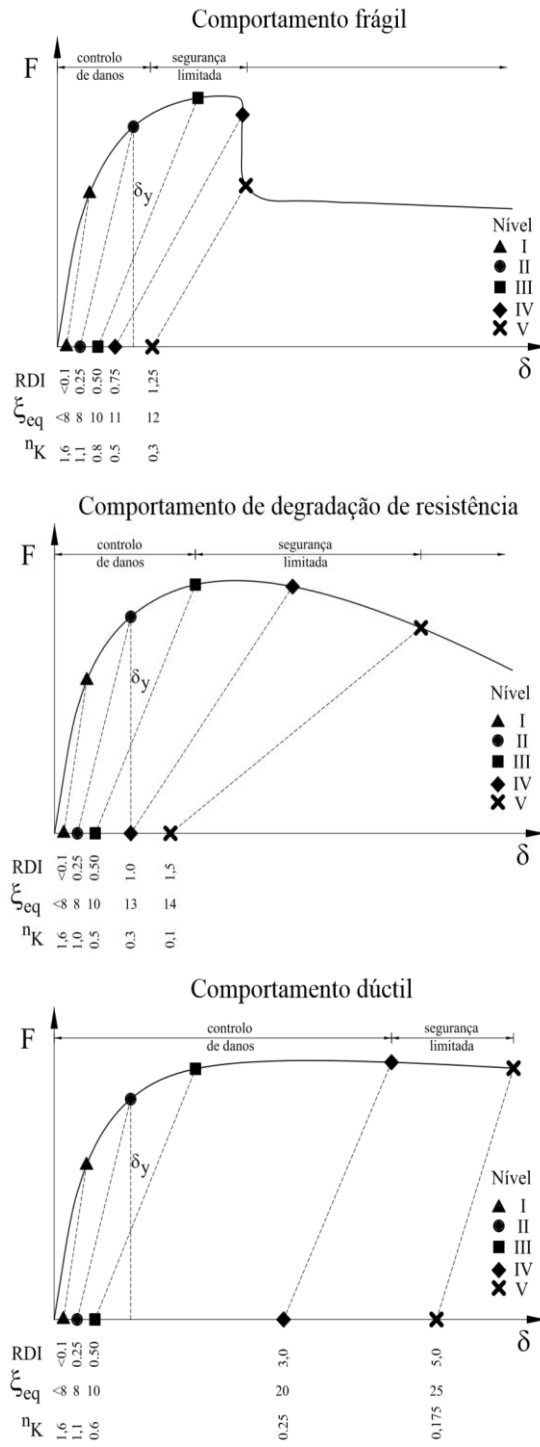


Figura 2.15 – Curvas de identificação do modo de comportamento dos pilares de *Hose* e *Seible* (adaptado por *Chastre* [9])

2.7.1. Índice de deformação residual

O índice de deformação residual, RDI , é estabelecido em função do comportamento não linear da estrutura e é utilizado como índice de dano da estrutura após a ocorrência de um sismo. A sua definição é feita através do princípio de que uma estrutura com comportamento não linear após ser carregada ciclicamente fica com deformações residuais permanentes após a remoção do carregamento. Este índice é definido através da expressão (2.51), em que δ_{r1} e δ_{r2} são as deformações residuais permanentes das fases positivas e negativas ao longo dos ciclos e Δ_y o deslocamento de cedência.

$$RDI = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\delta_{r1}}{\Delta_y} + \frac{\delta_{r2}}{\Delta_y} \right) \quad (2.51)$$

2.7.2. Taxa de amortecimento viscoso equivalente

A taxa de amortecimento viscoso, ξ_{eq} , é outro dos parâmetros calculados em cada um dos ciclos de deslocamento. Para tal é utilizada a energia dissipada em cada ciclo, W_{d1} e W_{d2} (Figura 2.16). Segundo *Priestley et al.* [51] a energia dissipada em cada ciclo pode através da expressão (2.52) ser transformada numa taxa de amortecimento viscoso equivalente. Sendo F e δ os valores médios da força de pico no ciclo e deslocamento respetivo e W_s a energia de deformação elástica armazenada no sistema linear elástico equivalente representada na Figura 2.17.

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_{eq1} + \xi_{eq2}}{2} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{W_{d1}}{F_1 \cdot \delta_1} + \frac{W_{d2}}{F_2 \cdot \delta_2} \right) = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left(\frac{W_{d1}}{W_{s1}} + \frac{W_{d2}}{W_{s2}} \right) \quad (2.52)$$

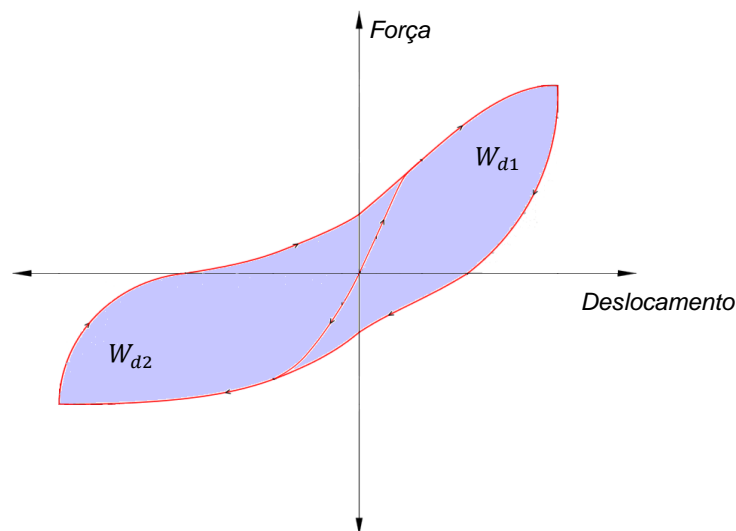


Figura 2.16 – Energias dissipadas W_{d1} e W_{d2} de um ciclo de *força-deslocamento* genérico

2.7.3. Rigidez efetiva normalizada

A rigidez efetiva normalizada, n_k , relaciona a rigidez inicial, K_0 , do elemento definida pela equação (2.54) com a rigidez efetiva em cada ciclo de deslocamento percorrido, K_{eff} , obtida pela equação (2.55) e obtém-se pela expressão (2.53).

$$n_k = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{K_{eff1}}{K_{01}} + \frac{K_{eff2}}{K_{02}} \right) \quad (2.53)$$

$$K_0 = \frac{F_y}{\Delta_y} \quad (2.54)$$

F_y é a força correspondente ao deslocamento no início da cedência, δ_y , representada na Figura 2.17. Δ_y é o deslocamento de cedência e F e δ representam a força média e o deslocamento de pico respectivamente e são representados na Figura 2.17.

$$K_{eff} = \frac{F}{\delta} \quad (2.55)$$

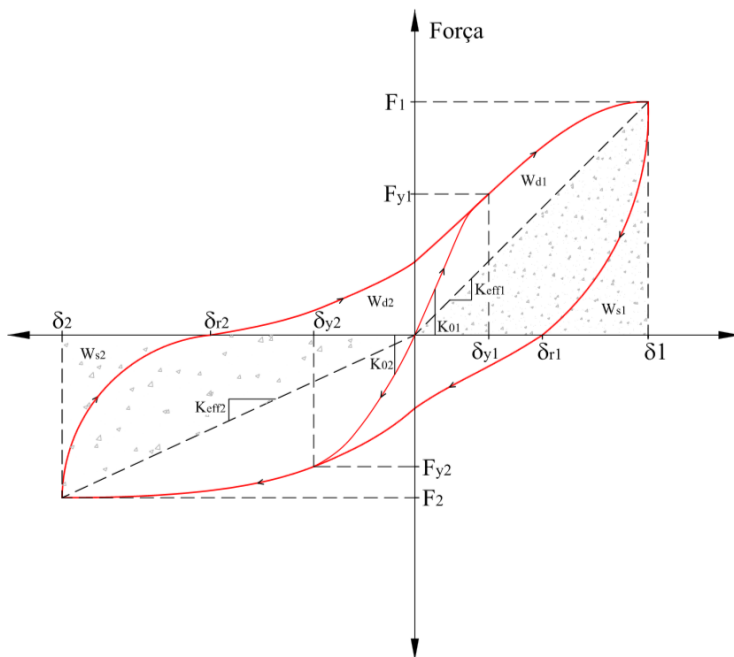


Figura 2.17 – Rigidez inicial K_0 e rigidez efetiva K_{eff} de ciclos histeréticos [9]

2.7.4. Índice de dano PA

A classificação de *Park et al.* [46] utiliza o índice de dano PA [45] em que se calcula o desempenho do pilar em função da ductilidade, com os limites de cada nível definidos por *Varum* [64] esta classificação é também dividida em cinco níveis que são qualitativamente idênticos aos de *Hose* e *Seible* [30].

O índice de dano de *Park e Ang* [45] contempla a contribuição da deformação e da energia dissipada de cada elemento e é definido pela expressão (2.56) em que δ_c representa o deslocamento máximo em cada ciclo; δ_u é o deslocamento em que a rotura ocorre; β é o parâmetro de deterioração de força; F_y é a força de cedência e $\int dW$ é a energia dissipada para a resposta histerética.

$$PA = \frac{\delta_c}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \cdot \delta_u} \cdot \int dW \quad (2.56)$$

β tem uma influência muito grande na parcela da energia dissipada da equação (2.56). *Kunnath et al.* [33] sugere para β o valor médio de 0,05 e para o cálculo do mesmo sugere a expressão (2.57).

$$\beta = 0,9^{\rho_{sw}} \cdot \left(0,37 \cdot \frac{N}{A_g \cdot f_c} + 0,36 \cdot \left(\frac{\rho_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} - 0,2 \right)^2 \right) \quad (2.57)$$

Em que A_g é a área bruta da secção; f_c é a resistência máxima à compressão do betão; f_y é a tensão de cedência das armaduras longitudinais; N é o esforço axial; ρ_s é a percentagem de armadura longitudinal; e ρ_{sw} é a percentagem de armadura transversal.

A aplicação deste índice de dano pode ser implementada em elementos estruturais separadamente ou à estrutura global analisada. Para se obter o índice de dano global de uma estrutura são estabelecidas as relações expressas em (2.58) e (2.59) recorrendo-se para o efeito à energia dissipada de cada elemento, W_i , em função da energia dissipada da estrutura global, W_k .

$$PA_G = \sum_i \alpha_i \cdot PA_i \quad (2.58)$$

$$\alpha_i = W_i / \sum_k W_k \quad (2.59)$$

O índice de dano PA é definido tendo em consideração o dano gerado com as deformações impostas e a repetição das cargas cíclicas aplicadas. Inicialmente na fase de resposta elástica tem-se um valor de PA nulo. O parâmetro atinge o estado de maior dano para valores superiores a 1. O dano calculado segundo o modelo proposto por *Park et al.* [46] foi calibrado com base no dano observado de nove edifícios danificados devido ao sismo de San Fernando em 1971 e ao sismo Miyagiken-Oki no Japão em 1978. Com base nesta calibração, o critério de dano foi esta-

belecido para definir o estado tolerável de dano bem como o estado de dano extremo correspondente ao colapso. Assim, surgem cinco categorias de dano com base na aparência física do elemento estrutural ou do edifício após a ocorrência de um sismo. Sendo estas: leves, menores, moderados, severos e colapso.

Tendo em conta os resultados obtidos, foi concluído por *Varum* [64] que para um índice de dano $PA \leq 0,4$ os danos são considerados reparáveis, para $PA > 0,4$ os danos encontram-se para além de reparo e um nível $PA > 1$ representa o colapso total. Na Tabela 2.5 são apresentados os limites do índice de dano propostos por *Varum* [64] com base na investigação realizada por *Park et al.* [46].

Tabela 2.5 – Relação do índice de dano PA com grau de dano [64]

Grau de danos	Aparência	Índice de dano PA
Colapso	Colapso total ou parcial do edifício	>1,0
Severo	Esmagamento extensivo do betão. Exposição de armaduras encurvadas	0,50-1,0
Moderado	Fendas largas pronunciadas. Descalce do betão nos elementos menos resistentes.	0,30-0,50
Menor	Fendas menores ao longo do edifício. Esmagamento parcial dos pilares.	0,10-0,30
Leve	Aparecimento de fendas esporádicas.	0,0-0,10

3. Colunas reforçadas com colete de CFRP solicitadas a compressão axial

3.1. Objetivo da análise numérica

No presente capítulo apresenta-se a simulação numérica, realizada no programa *OpenSEES* [39], do ensaio à compressão axial de oito colunas de betão armado com secção transversal circular e diferentes soluções de reforço por encamisamento com coletes de CFRP. Para o efeito foram consideradas cinco colunas ensaiadas experimentalmente por *Chastre* [9] e três ensaiadas experimentalmente por *Matthys* [37].

As colunas ensaiadas experimentalmente por *Chastre* [9] e por *Matthys* [37] tinham por objetivo observar o comportamento e quantificar o efeito do confinamento transmitido pelo colete de CFRP à coluna de betão armado sujeita a um esforço axial de compressão. A modelação das colunas utilizando o programa *OpenSEES* [39] tem como objetivo analisar o comportamento das mesmas à compressão axial e avaliar o desempenho do *software* utilizado face ao tipo de reforço utilizado.

3.2. Ensaio experimental – *Chastre* (2005)

Na campanha experimental realizada por *Chastre* [9] foram ensaiadas colunas de betão armado sujeitas a um esforço de compressão uniaxial. As colunas de betão armado foram instrumentadas e colocadas numa prensa servo-controlada onde foram levadas até à rotura através de um carregamento monotónico ou cíclico. A força de rotura foi considerada como sendo a força máxima de resistência obtida no ensaio.

3.2.1. Geometria dos provetes

As colunas têm 750 mm de altura e um diâmetro entre 150 mm e 250 mm. A modelação concentra-se apenas nas colunas de 250 mm de diâmetro, uma vez que têm o mesmo diâmetro dos pilares ensaiados experimentalmente à flexão composta por *Chastre* [9] e que foram modelados

também neste trabalho (no Capítulo 4). De entre as 16 colunas de 250 mm de diâmetro ensaiadas foram seleccionadas cinco considerando as diferentes soluções de encamisamento utilizadas, tendo as mesmas a designação C30, C34, C41, C43 e C44.

As colunas têm como armaduras longitudinais 6 varões de 12 mm de diâmetro, a que corresponde uma percentagem de armaduras de 1,4%, cintas de 6 mm de diâmetro afastados 150 mm entre si e recobrimento de 10 mm. Na Figura 3.1 pode-se observar as características geométricas, as secções transversais com a respetiva armadura e encamisamento e a designação (C30; C34; C41; C43; C44) das colunas consideradas.

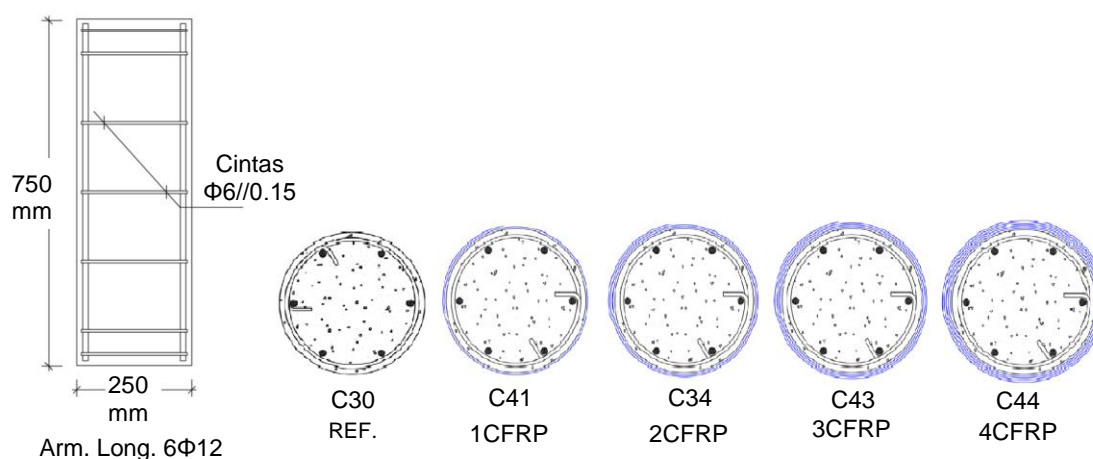


Figura 3.1 – Pormenorização longitudinal e transversal das colunas (adaptado de Chastre [9])

3.2.2. Características dos materiais

A resistência média à compressão do betão é $f_{cm}=32,2$ MPa e valor de extensão correspondente $\varepsilon_c=0,0022$. A tensão de cedência do aço utilizado nas armaduras transversais é de $f_y=391$ MPa, a tensão de rotura $f_u=590$ MPa e não tem patamar de cedência entre a fase elástica e plástica da curva de *tensão-extensão*. A extensão de rotura, ε_{su} , é de 7,5%. Para as armaduras longitudinais o aço utilizado tem um valor de tensão de cedência $f_y=458$ MPa, tensão de rotura $f_u=553$ MPa, as extensões de início de plastificação, ε_{sh} , e de rotura, ε_{su} , têm o valor 0,03 e 0,123, respetivamente. Para ambos os aços foi considerado módulo de elasticidade de $E_s=200$ GPa.

3.2.3. Características do encamisamento

As colunas foram encamisadas na totalidade do seu comprimento. O sistema de encamisamento de CFRP utilizado era constituído por tecidos de fibra de carbono – MBrace C1-30 impregnados com a resina MBrace Saturante, para a determinação das propriedades do sistema foram realizados ensaios de tração a dez provetes.

Na Tabela 3.1 apresentam-se as características dos coletes de CFRP: espessura, t_f , tensão de rotura, f_f , módulo de elasticidade, E_f e extensão na rotura, ε_f , obtidos nos ensaios de tração realizados são apresentados na Tabela 3.1. Na Tabela 3.2 são apresentadas as várias soluções de encamisamento de CFRP utilizados.

Tabela 3.1 – Propriedades do sistema de CFRP

Designação	t (mm)	f_f (MPa)	E_f (MPa)	ε_f (%)
MBrace C1-30	0,176	3 937	241 000	1,54

Tabela 3.2 – Características do colete de CFRP

Encamisamento Mbrace C1-30		
Designação colunas	nº de camadas	Esp. t Total (mm)
C30	-	-
C41	1	0,176
C34	2	0,352
C43	3	0,528
C44	4	0,704

3.2.4. Procedimento de ensaio e resultados

No ensaio experimental, o carregamento foi aplicado utilizando uma prensa servocontrolada com controlo da velocidade de aplicação de carga, 10 $\mu\text{m/s}$. Nos provetes ensaiados, a força de rotura foi considerada como sendo a carga máxima atingida. Na Tabela 3.3 são apresentadas as extensões de rotura e as resistências máximas verificadas nos ensaios experimentais e no Anexo I mostram-se as curvas de *tensão axial-extensão* obtidas na campanha experimental.

Tabela 3.3 – Extensões de rotura e resistências máximas verificadas experimentalmente

Coluna	$\varepsilon(f_{cc})$ (%)	f_{cc} (MPa)
C30	0,27	39,10
C41	0,91	56,40
C34	1,55	76,20
C43	1,66	80,80
C44	2,25	98,45

3.3. Ensaio experimental – *Matthys* (2000)

Matthys [37] realizou uma série de ensaios experimentais em colunas de betão armado com secção transversal circular sujeitas a um esforço de compressão uniaxial. A estas colunas foram aplicados vários tipos de reforços por encamisamento. O objetivo do estudo de *Matthys* [37] foi verificar a eficácia do confinamento através do encamisamento com FRP de colunas à escala real sujeitas a uma força de compressão axial. As variáveis consideradas na campanha experimental foram: tipo de FRP, forma da secção da coluna, encamisamento parcial ou total da coluna, orientação das fibras e raio dos cantos arredondados (nas colunas retangulares).

3.3.1. Geometria dos provetes

Neste estudo, no total, foram estudados quinze cilindros e onze colunas de maior escala. Os provetes escolhidos para análise numérica são três colunas de maior escala com a designação K1, K2 e K3. A coluna K1 foi selecionada como referência uma vez que não tem reforço por encamisamento. As colunas K2 e K3 são as selecionadas de entre as restantes colunas, uma vez que são reforçadas com recurso a coletes de CFRP. Estas têm uma altura de 2 m e um diâmetro de 400 mm na secção transversal. As colunas têm 10 varões de 12 mm como armadura longitudinal, o que corresponde a uma percentagem de armadura de 0,9%. Relativamente às armaduras transversais foram utilizadas cintas de 8 mm de diâmetro, espaçadas em 140 mm na zona central e em ambas extremidades foi considerada uma zona de 400 mm com espaçamento de 50 mm. Na Figura 3.2 é apresentada a secção transversal e alçado das colunas.

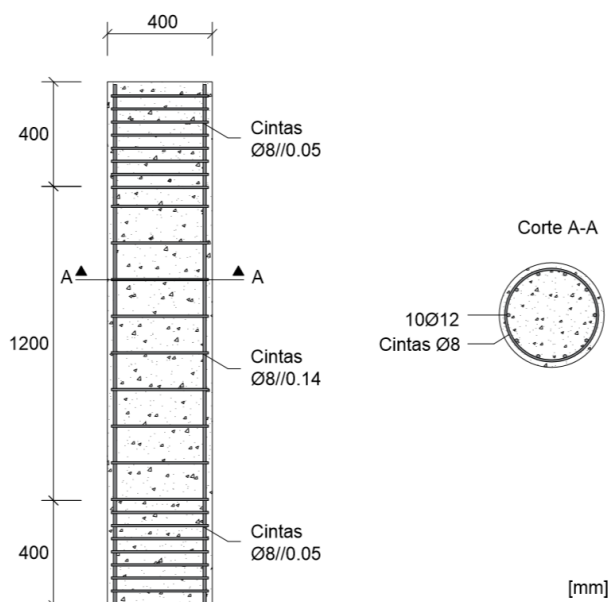


Figura 3.2 – Pormenorização longitudinal e transversal das colunas (adaptado de *Matthys* [37])

3.3.2. Características dos materiais

O valor médio da tensão de rotura no betão da coluna K1 é de $f_c=34,3$ MPa com módulo de elasticidade E_c de 34 GPa. Para as colunas K2 e K3 o betão tem tensão média de rotura $f_c=34,3$ MPa com módulo de elasticidade 31,9 GPa.

O aço utilizado para as cintas tem tensão de cedência $f_y=560$ MPa e tensão de rotura $f_u=610$ MPa com extensão correspondente 0,028. Para as armaduras longitudinais o aço tem tensão de cedência $f_y=620$ MPa e tensão de rotura $f_u=720$ MPa com extensão 0,087. Para ambos foi considerado módulo de elasticidade $E_s=200$ GPa.

3.3.3. Características do encamisamento

As colunas K2 e K3 foram reforçadas com coletes de CFRP, para estas duas colunas foram utilizados coletes com características distintas. A coluna K2 que foi reforçada com cinco camadas de fibras de carbono C240 com resina epoxídica Multipox T. A coluna K3 foi reforçada com quatro camadas de fibras de carbono C640. Na Tabela 3.4 são apresentadas as características dos dois sistemas de CFRP utilizados. E na Tabela 3.5 apresenta-se a espessura total de encamisamento para as duas colunas.

Tabela 3.4 – Propriedades do sistema de CFRP

Designação	t (mm)	f_f (MPa)	E_f (MPa)	ε_f (%)
C240 - Multipox T	0,117	2 600	198 000	1,19
C640 - Multipox T	0,235	1 100	471 000	0,22

Tabela 3.5 – Nº de camadas e espessura dos coletes de CFRP utilizados

Encamisamento - C240 - Multipox T		
Designação coluna	nº de camadas	Esp. t total (mm)
K2	5	0,585
Encamisamento - C640 - Multipox T		
Designação coluna	nº de camadas	Esp. t total (mm)
K3	4	0,94

3.3.4. Procedimento de ensaio e resultados

As colunas foram testadas à compressão axial numa prensa servo-controlada por controlo de incrementos de carga. Na coluna de betão armado, a carga foi incrementada em intervalos de 100 kN e nas colunas reforçadas com FRP foram utilizados incrementos de carga de 400 kN. As extensões de rutura (ε_{cu}) e resistências máximas obtidas (f_{cc}) nos ensaios experimentais são apresentadas na Tabela 3.6 e as curvas de *tensão axial-extensão* das respetivas colunas são apresentadas no Anexo I.

Tabela 3.6 – Extensões de rutura e resistências máximas verificadas no ensaio experimental

Designação	ε_{cu} (%)	f_{cc} (MPa)
K1	0,31	37,3
K2	1,20	59,4
K3	0,43	59,6

3.4. Modelação numérica

3.4.1. Elementos

Na simulação numérica das colunas ensaiadas por *Chastre* [9], estas foram representadas por um único elemento *force-based*, através da utilização do elemento *ForceBeamColumn* com cinco pontos de integração de *Gauss-Lobatto*. Na simulação numérica das colunas ensaiadas por *Matthys* [37] foram utilizados três elementos *ForceBeamColumn* devido à diferenciação de armaduras transversais entre a zona central e extremidades do elemento, nestes foram considerados 3 pontos de integração por elemento. Na Figura 3.3 é apresentada a disposição esquemática dos elementos e pontos de integração utilizados, bem como o ponto de aplicação de carga. De forma a reproduzir as restrições do ensaio experimental foram bloqueados os deslocamentos no nó na base e bloqueado o deslocamento horizontal no nó no topo das colunas.

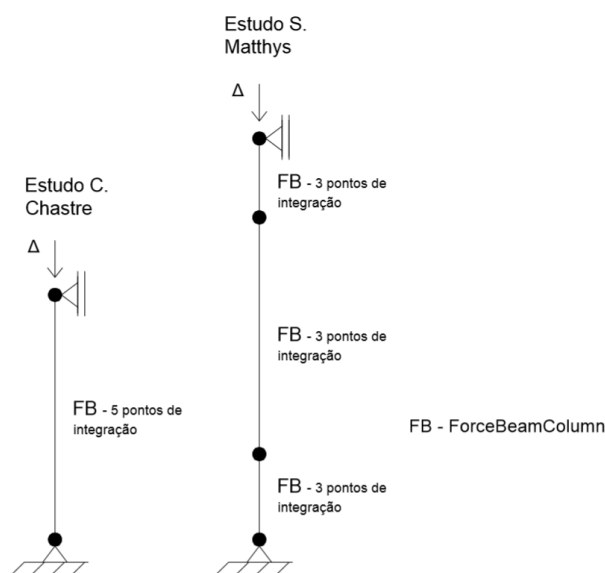


Figura 3.3 – Esquema ilustrativo dos elementos e pontos de integração utilizados

3.4.2. Discretização da secção

A secção transversal foi discretizada através de fibras, conforme apresentado no Capítulo 2, desta forma para o betão foram consideradas 11 divisões na direcção radial, sendo que 10 estão situadas no núcleo e 1 na zona de recobrimento, e 20 divisões na direcção circunferencial. Desta forma obtiveram-se 200 fibras para o núcleo e 20 fibras para o recobrimento. Para as armaduras longitudinais foi considerada a definição de uma única fibra para cada varão de aço.

3.4.3. Materiais

Para a modelação dos materiais foram utilizados os modelos de materiais descritos no Capítulo 2, *Concrete01*, *Steel02* e *ConfinedConcrete01* para o betão, armaduras longitudinais e betão confinado por encamisamento de CFRP, respetivamente. De seguida são apresentados todos os parâmetros estabelecidos.

Betão, *Concrete01*

Para as colunas de betão armado sem reforço de CFRP, o betão foi modelado usando o material *Concrete01*, presente na base de dados do programa *OpenSEES* [39]. A definição do material é realizada por quatro parâmetros: tensão máxima de compressão, f_c , extensão correspondente à tensão máxima, ε_c , tensão de rotura, f_{cu} e extensão de rotura, ε_{cu} .

Para o betão não confinado (zona de recobrimento) foi considerado que na rotura o betão tem um valor de tensão residual $0,2 \cdot f_c$ e uma extensão associada 0,0035. As características do betão confinado foram estabelecidas a partir do modelo de *Mander et al.* [35]. Na Tabela 3.7 apresentam-se os valores obtidos e utilizados para a definição do betão das colunas de betão armado sem presença de reforço por encamisamento com colete de CFRP.

Tabela 3.7 – Parâmetros utilizados para o material betão

<i>Concrete01</i>					
Designação	Zona	$f_c^{(1)}$ (MPa)	$\varepsilon_{c0}^{(2)}$	$f_{cu}^{(3)}$ (MPa)	$\varepsilon_{cu}^{(4)}$
C30	recobrimento	-32,2	-0,0022	-6,4	-0,0035
	núcleo	-34,3	-0,0029	-20,7	-0,0081
K1	recobrimento	-34,6	-0,002	6,9	-0,0035
	núcleo (esp. cint. 140 mm)	-39,6	-0,0034	-27,6	-0,014
	núcleo (esp. cint. 50 mm)	-51,1	-0,0068	-42,7	-0,0235

(1)(2)(3) Valores estabelecidos a partir de *Mander et al.* [35]

(4) Valor estabelecido a partir de *Priestley et al.* [49]

Aço, Steel02

Em todas as colunas, para as armaduras longitudinais foi utilizado o material *Steel02* presente na base de dados do *OpenSEES* [39]. Este modelo de material segue o modelo criado por *Giuffrè-Menegotto-Pinto* [40] e é definido pelos parâmetros: tensão de cedência, f_y , módulo de elasticidade E_0 , rácio entre a tangente após cedência e tangente elástica inicial b e três parâmetros de controlo da transição da fase elástica para a plástica R_0 , R_1 e R_2 tendo cada um os valores recomendados de 10 a 20 para o primeiro, 0,925 e 0,15 para o segundo e terceiro parâmetros respetivamente. Para as colunas do estudo de *Chastre* [9] foi considerado $R_0=18$ por compatibilidade com a modelação realizada no Capítulo 4 e para as colunas do estudo de *Matthys* [37] considerou-se $R_0=15$.

O parâmetro b é correspondente ao rácio entre E_{sh} e E_s . Com os parâmetros de tensão de cedência f_y , tensão de rotura f_u e extensões de início de plastificação ε_y e de rotura ε_u foi calculado o módulo de elasticidade da fase de plastificação, definido através da expressão (3.1). Na Tabela 3.8 são apresentados todos os parâmetros utilizados na definição do material nos dois estudos.

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad (3.1)$$

Tabela 3.8 – Parâmetros utilizados para o material aço

Steel02						
Designação	f_y (MPa)	E (GPa)	b	R_0	R_1	R_2
<i>Matthys</i> [37]	620	200	0,006	15	0,925	0,15
<i>Chastre</i> [9]	458	200	0,004	18	0,925	0,15

Confinamento por CFRP, *ConfinedConcrete01*

O material *ConfinedConcrete01* traduz a relação constitutiva do material de acordo com o trabalho de *Braga et al.* [5], para a definição do material é necessário dar como parâmetros: tipo de secção (*secType*); tensão média de compressão do betão não confinado (f_c); módulo de elasticidade (E_c); extensão máxima de compressão (*eps_{cu}*); coeficiente de *Poisson* (*varub*); diâmetro da secção no interior das cintas (L_1); diâmetro das cintas (*phis*); espaçamento entre cintas (s); tensão de cedência da cinta (f_{yh}); módulo de elasticidade da cinta (E_{s0}); rácio de endurecimento do aço das cintas (*haRatio*); fator de ductilidade do aço das cintas (*mu*); diâmetro das armaduras longitudinais (*phiLon*). E no caso de a secção ter reforço de encamisamento: recobrimento (*cover*); área total do colete de CFRP (A_m) dada por (*espessura · altura*); espaçamento entre dois coletores de CFRP (S_w), força de rotura do CFRP (*ful*); módulo de elasticidade do CFRP (E_{s0w}).

A extensão máxima de compressão do material (*eps_{cu}*) foi tomada como sendo a extensão máxima verificada nos estudos experimentais das colunas. Para os valores dos parâmetros rácio

de endurecimento do aço dos estribos ($haRatio$) e fator de ductilidade dos estribos (mu) foram considerados os valores de 0 e 1000, respetivamente, por terem sido utilizados previamente em outras modelações com o material [7, 16]. Para o coeficiente de *Poisson*, de entre as possibilidades existentes no modelo para o definir foi escolhida a “*varub*” que define o coeficiente de *Poisson* em função da extensão axial do material de acordo com a função proposta por *Braga et al.* [5] e com um limite superior de 0,5. Os valores utilizados na definição do material para todas as colunas são apresentados na Tabela A.1 do Apêndice A.

3.4.4. Carregamento aplicado

Para se considerar a aplicação da carga de compressão uniaxial nas colunas foi aplicado um deslocamento de compressão no topo do elemento, sendo este limitado ao deslocamento de rotura correspondente ao ensaio experimental de cada coluna. Na Tabela 3.9 são apresentadas as extensões e deslocamentos na rotura das colunas estudadas.

Tabela 3.9 – Extensão de rotura e respetivo encurtamento das colunas

Designação da coluna	Extensão de rotura ε_u (%)	Deslocamento máximo δ_u (mm)
C30	0,80	6,0
C41	0,91	6,8
C34	1,55	11,6
C43	1,66	12,5
C44	2,25	16,9
K1	0,31	6,2
K2	1,20	24,0
K3	0,43	8,6

3.5. Resultados

Na análise numérica foram obtidas as curvas *força axial-deslocamento* e foi realizada a comparação com os resultados experimentais.

3.5.1. Estudo – *Chastre* (2005)

Aplicando o carregamento considerado para cada coluna (Tabela 3.9) foi realizada a análise numérica no programa *OpenSEES* [39]. Na Figura 3.4 apresenta-se os resultados numéricos das colunas do estudo de *Chastre* [9] e a comparação com os resultados experimentais das mesmas.

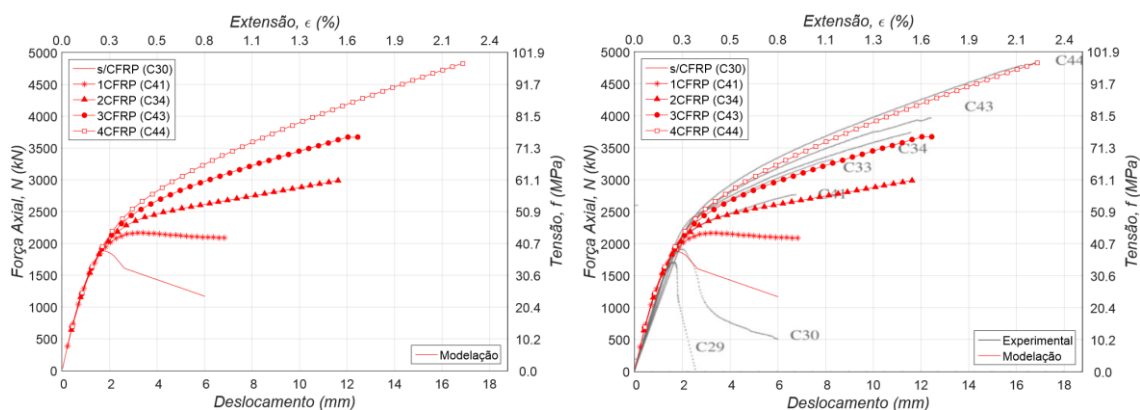


Figura 3.4 – Diagrama *esforço axial-extensão* e comparação com resultados experimentais de Chastre [9]

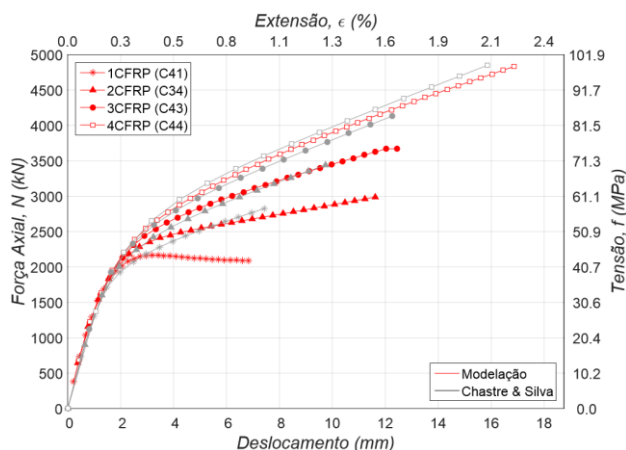
Da análise das curvas *esforço normal-extensão* presentes na Figura 3.4, constata-se na fase inicial um comportamento elástico das colunas a que corresponde uma extensão de cerca de 0,25%, verificando-se um desenvolvimento idêntico ao dos resultados experimentais para todas as colunas. Quando a análise entra na fase de comportamento não linear nota-se algum desfazamento entre os resultados experimentais e os obtidos na modelação, o qual diminui progressivamente com o aumento do número de camadas de confinamento. Após ser atingida a resistência máxima a coluna de betão armado (C30) apresentou um decréscimo de resistência menor do que na resposta experimental. Para os níveis de confinamento mais baixos, de 1 e 2 camadas de CFRP, existe um desfazamento considerável na zona de comportamento não linear. Contudo para 3 e 4 camadas de CFRP já existe uma boa aproximação aos resultados experimentais em todo o diagrama *força-extensão*. Na Tabela 3.10 é apresentada a comparação entre os valores de esforço axial máximo e a respetiva extensão obtidos na modelação numérica e na análise experimental. No desvio calculado observa-se que nos casos em que foi utilizado o encamisamento de 1 e 2 camadas existe um erro elevado, de 22% e 20% respetivamente. Contudo, os erros obtidos para 3 e 4 camadas de encamisamento, 7% e 0% respetivamente, já se podem considerar bastante razoáveis. Para a coluna de betão armado o esforço axial máximo teve uma boa aproximação, com erro de apenas 2%.

Pode-se concluir, baseado na modelação efetuada que o modelo *ConfinedConcrete01* apresentou resultados bem aproximados para as maiores espessuras de encamisamento utilizadas. Nas menores espessuras verificou-se que a resistência produzida pelo material foi inferior à resistência mobilizada no ensaio experimental.

Tabela 3.10 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais de *Chastre* [9]

Encam.	Modelação		Experimental		Desvio
	F_{max} (kN)	$\varepsilon(F_{max})$ (%)	F_{max} (kN)	$\varepsilon(F_{max})$ (%)	
C30(s/CFRP)	1 880,8	0,23	1 919,3	0,27	2,0
C41(1CFRP)	2 165,4	0,91	2 768,5	0,91	21,8
C34(2CFRP)	2 989,5	1,55	3 740,5	1,55	20,1
C43(3CFRP)	3 672,3	1,66	3 966,3	1,66	7,4
C44(4CFRP)	4 832,9	2,25	4 832,7	2,25	0,0

Na Figura 3.5 são apresentadas as curvas de *esforço axial-deslocamento* resultantes da análise numérica realizada, bem como as curvas obtidas utilizando o modelo analítico de *Chastre e Silva* [12], constatando-se que este modelo analítico demonstra uma boa aproximação aos resultados verificados na campanha experimental.

Figura 3.5 – Diagrama *tensão axial-deslocamento* para o material *ConfinedConcrete01* e comparação com modelo de *Chastre e Silva* [12]

Observando as curvas de *esforço axial-deslocamento* apresentados na Figura 3.5 conclui-se que, a zona inicial, onde é observado um comportamento elástico, as curvas são idênticas e na zona posterior, onde os efeitos não lineares são mais relevantes, ocorre um aumento do desvio entre as curvas. Este desvio diminui com o aumento da espessura das camadas do colete de CFRP tal como foi verificado em comparação com os resultados experimentais. A comparação entre os resultados obtidos no *OpenSEES* e no modelo de *Chastre e Silva* [12] para o esforço axial máximo e para o deslocamento máximo na rotura são apresentados Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Comparação de resultados entre a modelação numérica e o modelo analítico *Chastre e Silva* [12]

Encam.	Modelação		<i>Chastre & Silva</i>		Desvio	
	F_{max} (kN)	$\varepsilon(F_{max})$ (%)	F_{max} (kN)	$\varepsilon(F_{max})$ (%)	F_{max} (%)	$\varepsilon(F_{max})$ (%)
C41 (1CFRP)	2 165,4	0,91	2 826,5	0,99	23,4	8,1
C34 (2CFRP)	2 989,5	1,55	3 441,0	1,30	13,1	19,2
C43 (3CFRP)	3 670,3	1,66	4 130,7	1,63	11,1	1,8
C44 (4CFRP)	4 832,9	2,25	4 849,8	2,11	0,3	6,6

Fazendo uma análise entre os valores obtidos pela modelação no *OpenSEES* e através do modelo de *Chastre e Silva* [12] constata-se em termos de esforço axial, no provete com 1 camada de CFRP um desvio muito semelhante ao obtido na Tabela 3.10. Para o provete com 2 camadas de CFRP, verifica-se uma diminuição do desvio para 13% e para o provete com 3 camadas de CFRP um aumento do desvio para 11%. O provete de 4 camadas de CFRP mantém-se com valores muito aproximados, apresentando um desvio de 0,3%.

3.5.2. Estudo – *Matthys* (2000)

Na Figura 3.6 são apresentados os resultados da análise numérica para as colunas K1, K2 e K3 do estudo de *Matthys* [37]. Nos resultados experimentais das colunas K2 e K3 verificou-se que após a fase elástica existiram irregularidades nas curvas *tensão-extensão*. Este facto deve-se à aplicação do carregamento no ensaio experimental ter sido efetuado de forma incremental.

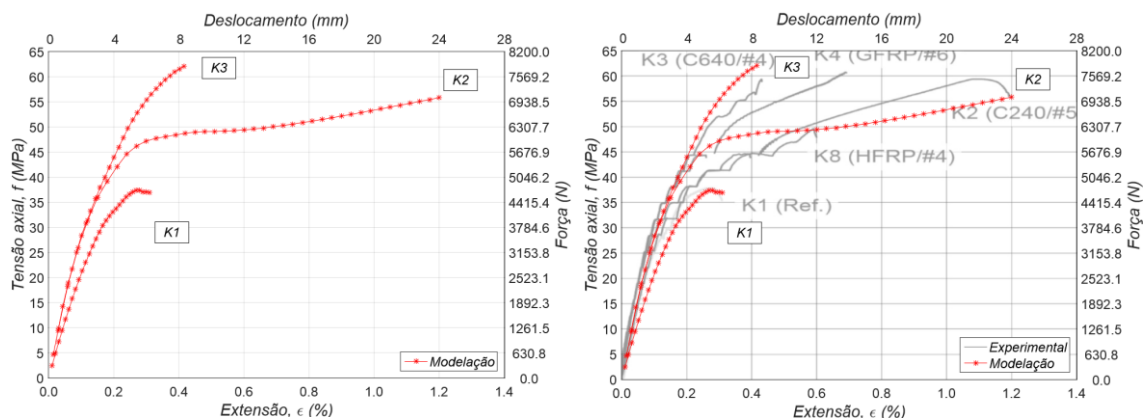


Figura 3.6 – Diagrama *tensão-extensão* e comparação com resultados experimentais de *Matthys* [37]

Observando o diagrama *tensão-extensão* das colunas estudadas conclui-se que, para a fase elástica do ensaio, os resultados numéricos aproximam-se razoavelmente aos resultados experimentais. Para a fase não linear, nota-se desfaseamento entre os resultados, podendo esta diferença ser justificada pelas diferenças no método de aplicação de carga. Apesar deste desfaseamento observa-se que a energia total dissipada da análise numérica para ambos os casos está

muito próxima do ensaio experimental. Na Tabela 3.12 apresenta-se a comparação de esforço axial máximo e correspondente extensão entre os modelos numéricos e provetes experimentais.

Tabela 3.12 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais de *Matthys* [37]

Encam.	Modelação		Experimental		Desvio
	F_{max} (kN)	$\varepsilon(F_{max})$ (%)	F_{max} (kN)	$\varepsilon(F_{max})$ (%)	F_{max} (%)
K1(s/CFRP)	4 721,3	0,28	4 687,3	0,28	0,7
K2(5CFRP)	7 045,1	1,2	7 464,4	1,2	5,6
K3(4CFRP)	7 840,6	0,42	7 489,6	0,42	4,7

Analisando os resultados obtidos constata-se que a coluna K1 apresentou um comportamento muito semelhante ao experimental, obtendo-se valores idênticos para o esforço axial máximo e correspondente extensão aos verificados experimentalmente. As colunas K2 e K3 apresentaram para a força máxima um erro de 6% e 5%, respetivamente.

Análise global de resultados

Fazendo em primeiro lugar uma análise aos resultados obtidos para as colunas de betão armado de referência, de ambos os estudos, verificou-se que o seu comportamento foi bem reproduzido através da simulação realizada, com aproximações muito boas, tanto para a força máxima como para a extensão em que esta ocorre. Nestas colunas apenas existiu desfaseamento com os resultados experimentais na fase após ser atingida a força máxima do provete C30, com este a ter perda de resistência menos acentuada comparativamente ao ensaio laboratorial.

Para os estudos numéricos das colunas reforçadas por encamisamento com CFRP constatou-se que a aproximação aos resultados experimentais foi melhorando com o aumento da espessura do colete de CFRP. Os casos de reforço com uma e duas camadas de CFRP foram os casos onde se obteve pior aproximação, com desvios de força máxima na ordem dos 20% sendo este um desvio bastante elevado. Nas colunas encamisadas com três, quatro e cinco camadas de CFRP o comportamento foi bastante mais próximo do experimental, com desvios de força máxima entre 0% e 7%, para as colunas C44 (4CFRP) e C43 (3CFRP), respetivamente

Pelos dois estudos analisados verificou-se que a análise numérica permitiu um comportamento razoavelmente aproximado dos ensaios experimentais. No entanto, com alguns desvios na força máxima e na fase após a mesma ser atingida. A encurvadura das armaduras longitudinais não ter sido contemplada, com o conseqüente destaque do betão de recobrimento, ou o próprio modelo constitutivo do material *ConfinedConcrete01* podem ser os fatores principais para as diferenças obtidas.

4. Pilares reforçados com CFRP solicitados a flexão composta sob ações cíclicas

4.1. Objetivo da análise numérica

Neste capítulo são estudados pilares de secção circular de betão armado solicitados a esforço axial constante em conjunto com uma história de deslocamentos horizontais cíclicos. Os pilares são de geometrias distintas e com diferentes soluções de reforço por encamisamento com CFRP.

4.2. Ensaio experimental – *Chastre (2005)*

Na campanha experimental levada a cabo na FCT-UNL por *C. Chastre* [9] ensaiaram-se experimentalmente dez pilares de secção transversal circular em laboratório, solicitados a uma força axial constante de compressão e posteriormente aplicaram-se ciclos de deslocamentos horizontais até ser atingida a rotura ou a perda significativa da capacidade resistente dos mesmos. Na campanha experimental foram ensaiados pilares com diferentes reforços por encamisamento com coletes de CFRP, encamisamento com colete de GFRP e utilização de betão polimérico na zona do recobrimento. De entre os 10 pilares estudados foram escolhidos 6 que se enquadram no estudo do reforço com CFRP e abrangiram vários tipos de soluções e carregamentos aplicados.

4.2.1. Geometria dos provetes

Os pilares estudados têm a altura de 1500 mm e o diâmetro de 250 mm, tendo-se mantido a designação original P1, P3R, P5, P6, P7 e P10 utilizada na campanha experimental [9]. O pilar P1 é um pilar de referência realizado com o objetivo de permitir a comparação com os restantes pilares reforçados por encamisamento. Tal como nas colunas sujeitas a esforço de compressão axial de *Chastre* [9] estudadas no Capítulo 3, os pilares têm como armaduras longitudinais 6 varões de 12 mm de diâmetro, cintas de 6 mm de diâmetro afastadas 150 mm entre si e recobrimento de 10 mm. Na Figura 4.3 pode-se observar as características geométricas dos pilares e disposição de armaduras transversais e longitudinais utilizadas.

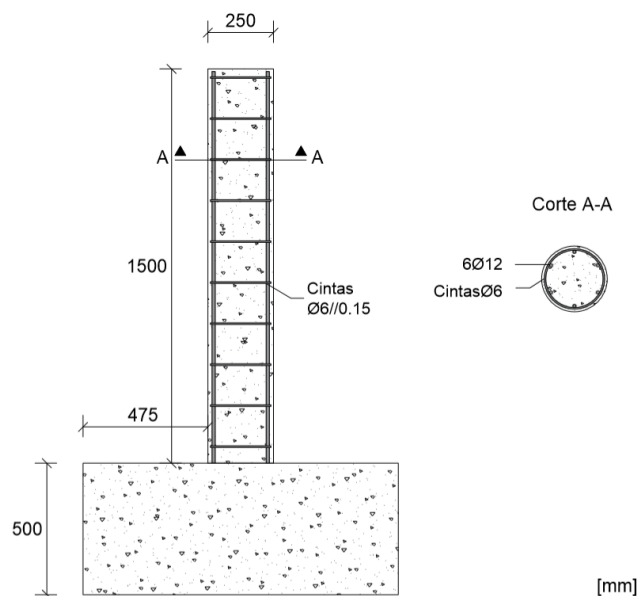


Figura 4.1 – Características geométricas e pormenorização das armaduras dos pilares (adaptado de Chastre [9])

4.2.2. Características dos materiais

As propriedades do betão utilizado variam em cada pilar devido ao facto de estes não terem sido ensaiados todos em simultâneo. Os valores médios de resistência à compressão do betão f_c foram estimados segundo a equação (4.1) calibrada através de ensaios a provetes aos 28, 340, 443 e 701 dias [9]. Sendo t o tempo em dias passados desde a betonagem dos provetes. Na Figura 4.2 pode-se observar a curva de aproximação utilizada para calcular os valores de f_c correspondentes a cada pilar. A extensão correspondente à resistência máxima foi considerada como sendo 0,0022.

$$f_c(t) = 20,86 \cdot t^{0,0803} \quad (4.1)$$

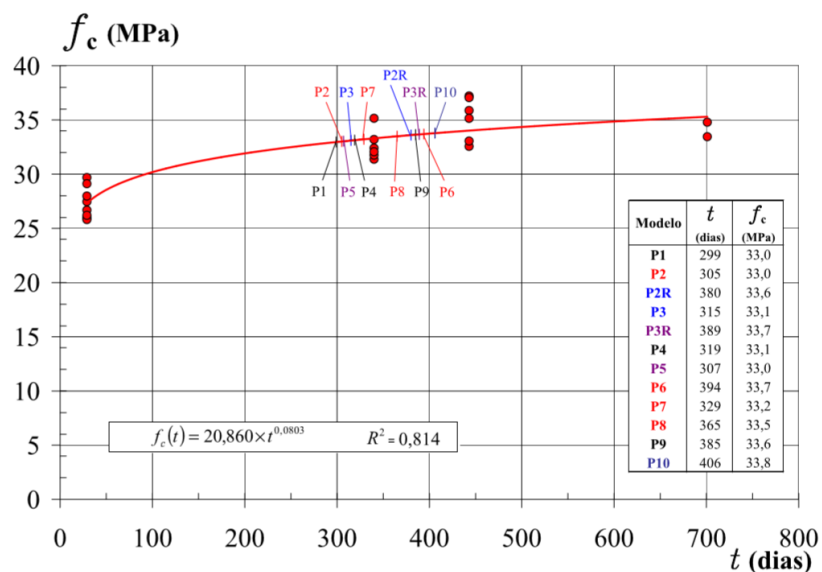


Figura 4.2 – Valor médio da resistência à compressão do betão utilizado em cada pilar [9]

As armaduras de aço utilizadas têm propriedades idênticas às colunas do estudo realizado pelo mesmo autor apresentados no Capítulo 3. Assim, as armaduras transversais não apresentam patamar de cedência, têm tensão a 0,2% de $f_{0,2}=391$ MPa, uma tensão de rotura $f_u=590$ MPa e uma extensão de rotura ε_{su} de 0,075. As armaduras longitudinais de aço apresentam uma tensão de cedência $f_y=458$ MPa e tensão de rotura $f_u=553$ MPa, sendo as extensões 0,03 de início de plastificação ε_{sh} e 0,123 de rotura ε_{su} conforme indicadas anteriormente. O módulo de elasticidade de ambos os aços foi assumido igual a $E_s=200$ GPa.

4.2.3. Características do encamisamento

O reforço por encamisamento dos pilares foi realizado através de um colete de CFRP *MBrace* C1-30 idêntico ao utilizado nas colunas sujeitas a esforços de compressão uniaxial do Capítulo 3. O colete de CFRP tem uma espessura $t=0,176$ mm por camada, tensão à tração máxima $f_f=3937$ MPa, módulo de elasticidade de $E_f=241$ GPa e uma extensão de rotura de $\varepsilon_f=0,0154$. As camadas de encamisamento de CFRP dos pilares estudados variam, entre 1 e 4 camadas, sendo a sua distribuição apresentada na Figura 4.3. Nos pilares P3R, P5, P6 e P10 foi utilizado o dobro de encamisamento na zona junto ao encastramento na base até à altura de $1,5 \cdot D$, sendo D o diâmetro do pilar.

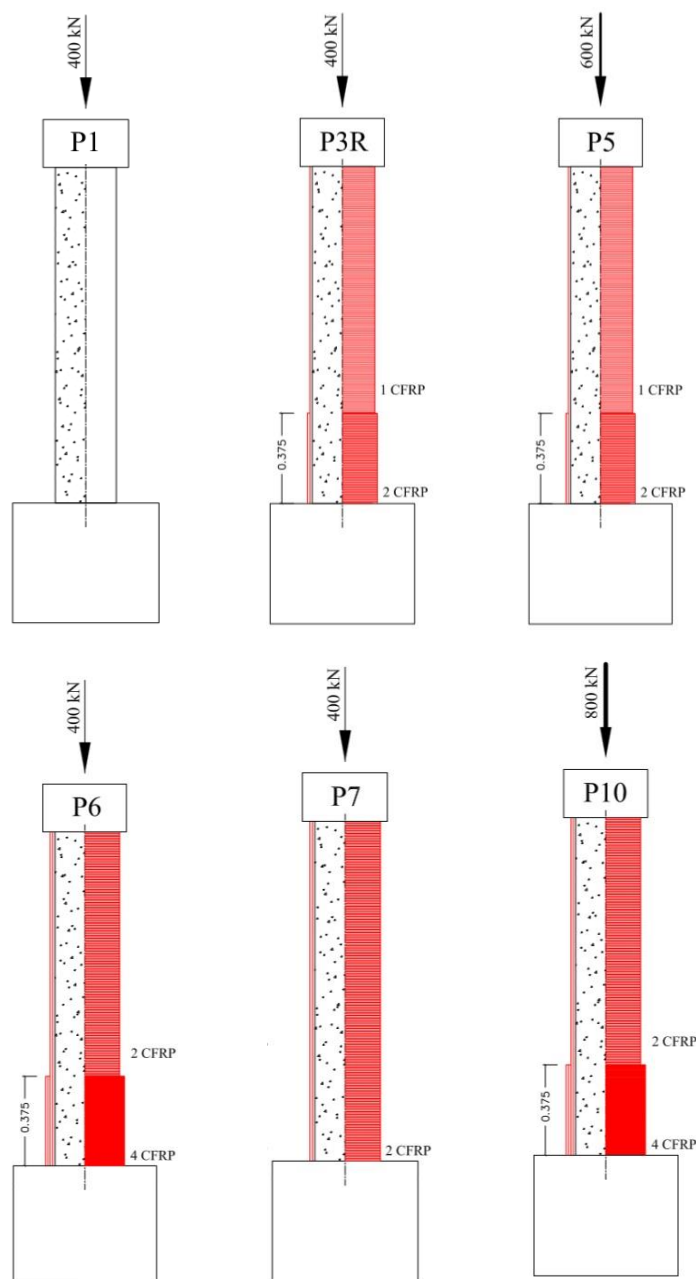


Figura 4.3 – Esquema representativo dos pilares considerados [9]

4.2.4. Procedimento do ensaio e resultados

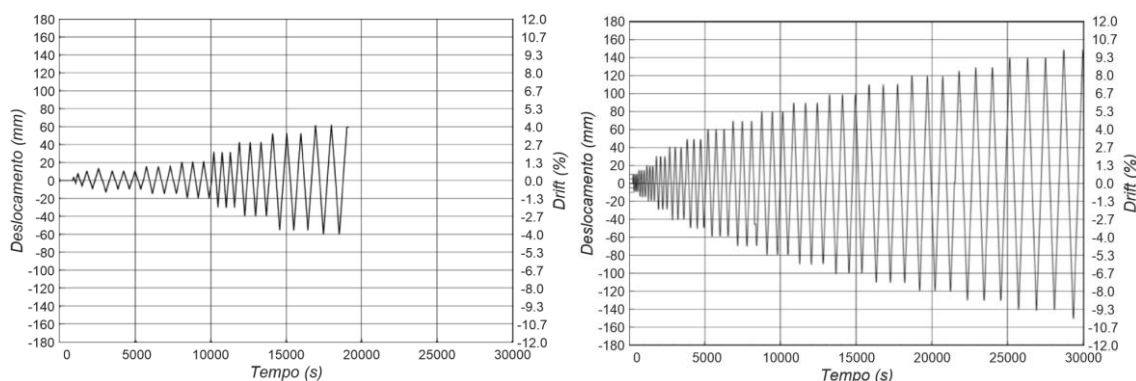
Experimentalmente aos pilares foram aplicadas cargas uniaxiais de compressão que se mantêm constantes ao longo do ensaio laboratorial. As cargas aplicadas são correspondentes a um esforço normal reduzido, ν_n , de 0,5, 0,75 e 1,0. Este é obtido pela divisão do esforço normal aplicado N pela área da secção de betão A_c multiplicada por f_{cd} , equação (4.2). Obtendo-se assim os valores de 400 kN, 600 kN e 800 kN. Os valores da carga aplicada em cada caso são representados na Tabela 4.1.

$$v_n = \frac{N}{A_c \times f_{cd}} \quad (4.2)$$

Tabela 4.1 - Carga vertical aplicada aos pilares [9]

Designação	Carregamento axial N (kN)
P1	400
P3R	400
P5	600
P6	400
P7	400
P10	800

Adicionalmente foi aplicada uma história de deslocamentos horizontais semelhante para todos os pilares. A história de carga iniciou-se pela aplicação da carga vertical constante e de seguida foram aplicadas séries de três ciclos de deslocamentos múltiplos do deslocamento de referência (d_0) até ao final do ensaio. Este deslocamento de referência foi calculado como sendo $d_0=0,5 \cdot \Delta_y$, sendo (Δ_y) o deslocamento de cedência do pilar não reforçado P1. Na Figura 4.4 é apresentada a história de deslocamentos horizontais aplicada experimentalmente por Chastre [9].



a) Pilar BA

b) Pilar com CFRP

Figura 4.4 – Histórias de deslocamentos aplicadas no ensaio experimental (adaptado de Chastre [9])

Os critérios de rotura de cada pilar foram estabelecidos a partir do ponto em que os pilares atingiram um dos seguintes parâmetros [9]: diminuição da força horizontal para 85% da força máxima atingida; é verificada a rotura de um varão em tração; é verificada a rotura por esmagamento do betão no núcleo. Na Tabela 4.2 apresentam-se os valores de força, momento e deslocamento obtidos no ensaio experimental no instante em que a força máxima foi atingida e quando ocorreu a rotura de cada provete. No Anexo I são apresentados os diagramas *força-deslocamento* dos ensaios experimentais dos pilares considerados.

Tabela 4.2 – Esforços máximos e respectivos deslocamentos obtidos experimentalmente [9]

Designação	Força máxima (kN)	Mom. máximo (kN)	Desl. para a força máxima (mm)	Força na rotura (kN)	Momento na rotura (kNm)	Desl. na rotura (mm)
P1	32,2	48,0	27,0	27,6	41,4	41,2
P3R	37,3	55,9	63,2	30,8	46,2	114,8
P5	41,7	62,5	45,5	35,7	53,6	121,0
P6	39,2	58,8	44,6	-39,5	-59,3	-139,5
P7	39,8	59,7	60,0	-36,6	-55,0	-120,0
P10	46,2	69,3	58,0	-42,3	-63,5	-98,6

4.3. Ensaio experimental – *Gallardo-Zafra e Kawashima (2009)*

O estudo experimental realizado por *Gallardo-Zafra e Kawashima* [26] foi levado a cabo com o objetivo de se estudar pilares de betão armado encamisados com CFRP quando estes se encontram sob um carregamento horizontal cíclico. Ao todo foram ensaiados seis pilares, nestes variaram-se os seguintes parâmetros: espaçamento entre cintas e a espessura dos coletes de CFRP.

4.3.1. Geometria dos provetes

Neste estudo experimental os pilares têm 400 mm de diâmetro e 1350 mm de altura livre desde a base até ao ponto de aplicação dos deslocamentos horizontais. As armaduras longitudinais de 12 varões de 16 mm de diâmetro são uma característica comum a todos os pilares do estudo, assim como o valor de 35 mm de recobrimento. As armaduras transversais de 6 mm de diâmetro, têm espaçamento variável entre 150 mm e 300 mm dependendo do pilar. As características geométricas dos pilares são apresentadas na Figura 4.5. Dos seis pilares ensaiados, em três deles foi utilizado um espaçamento entre cintas de 150 mm e nos restantes três um espaçamento de 300 mm.

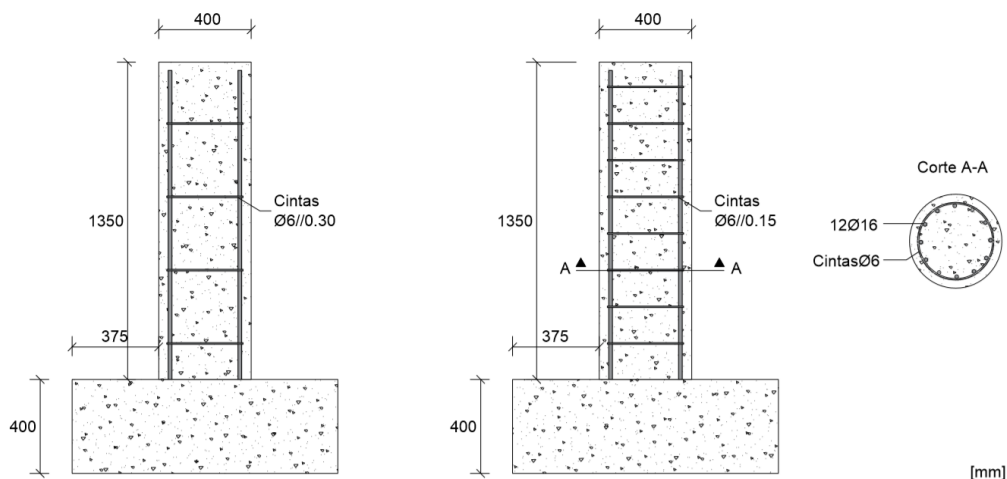


Figura 4.5 – Características geométricas e pormenorização das armaduras dos pilares (adaptado de Gallardo-Zafra e Kawashima [26])

4.3.2. Características dos materiais

O valor médio de resistência da compressão do betão utilizado nos pilares varia de 27,5 MPa, para A3 e B3, onde foram utilizadas duas camadas de CFRP, e 30,0 MPa, para os pilares A1, A2, B1 e B2 em que A1 e B1 são os pilares de betão armado e A2 e B2 os pilares com uma camada de reforço. O módulo de elasticidade para o betão de todos os pilares é de 27,7 GPa. As armaduras longitudinais têm como tensão de cedência $f_y=374,0$ MPa. Os varões utilizados nas armaduras transversais são de 6 mm de diâmetro e têm uma tensão de cedência $f_y=363$ MPa. Para ambas as armaduras de aço foi considerado um valor de módulo de elasticidade de $E_s=200$ GPa.

4.3.3. Características do encamisamento

Neste estudo existem dois pilares sem reforço por encamisamento e quatro onde foram consideradas duas disposições de reforços distintas que correspondem a uma e duas camadas de encamisamento em toda a altura dos pilares. O CFRP utilizado neste estudo teve por camada uma espessura de $t_f=0,111$ mm, uma tensão de rotura de $f_t=4\ 476$ MPa, um módulo de elasticidade $E_f=266$ GPa e uma extensão na rotura $\varepsilon_f=1,63\%$. Na Tabela 4.3 são apresentadas as características do reforço por encamisamento e a disposição das armaduras transversais para os seis casos.

Tabela 4.3 – Espaçamento da armadura transversal, número e espessura total das camadas de CFRP

Designação	Espaç. arm. transversal (mm)	nº de camadas CFRP	Esp. tot. CFRP (mm)
A1	150	-	-
A2	150	1	0,111
A3	150	2	0,222
B1	300	-	-
B2	300	1	0,111
B3	300	2	0,222

4.3.4. Procedimento do ensaio e resultados

Os pilares foram ensaiados sob uma carga axial constante de 185 kN correspondendo a um esforço normal reduzido de 0,1. Adicionalmente são aplicados ciclos de deslocamentos laterais ao topo das colunas com incrementos de 0,5% de *drift*, sendo aplicados três ciclos completos para cada amplitude de deslocamento. No Anexo I são apresentados os diagramas *força-deslocamento* resultantes dos ensaios experimentais efetuados aos seis pilares deste estudo.

4.4. Modelação numérica

4.4.1. Elementos

Nos modelos deste capítulo foram utilizados elementos *force-based*, com utilização do elemento *ForceBeamColumn*, à semelhança dos elementos utilizados na modelação do Capítulo 3. Nos casos em que a constituição do pilar é regular ao longo do seu comprimento foi utilizado um único elemento de cálculo, enquanto que nos casos em que a constituição dos pilares é diferenciada ao longo do seu comprimento foram utilizados dois elementos de forma a estabelecer corretamente as características de reforço. Para os pilares em que foi utilizado um único elemento o número de pontos de integração, foi estabelecido tendo por base o comprimento da zona de rótula plástica l_p estabelecido por *Priestley et al.* [50], através da equação (4.3). Tendo-se chegado ao valor de 241 mm e 240 mm para o estudo de *Chastre e Gallardo-Zafra* e *Kawashima* respetivamente. Sendo o peso, w , do ponto de integração na extremidade do pilar aproximadamente o comprimento de rótula plástica obtido.

$$l_p = 0,08 \cdot L + 0,022 \cdot f_y \cdot d_b \quad (4.3)$$

Em que L é a altura do elemento, f_y a tensão de cedência do aço e d_b o diâmetro das armaduras longitudinais.

Nos modelos em que foram utilizados dois elementos de cálculo foi considerado um elemento de cálculo em cada zona com configuração de reforço distinta. No elemento menor ($L=375$ mm), que inclui a zona de rótula plástica, foram considerados 3 pontos de integração de *Gauss-Lobatto*

e no segundo elemento foram considerados 4 pontos de integração. Dadas as configurações de reforço dos pilares optou-se pela utilização de mais do que um elemento *force-based*, garantindo assim o estabelecimento correto das características dos pilares.

Adicionalmente à utilização dos elementos de plasticidade distribuída foi utilizado o elemento *ZeroLength Section* junto à base dos pilares de forma a considerar o efeito de escorregamento das armaduras. Na Figura 4.6 apresenta-se de forma esquemática a distribuição de elementos, pontos de integração e localização do ponto de aplicação de carga axial e do deslocamento horizontal cíclico.

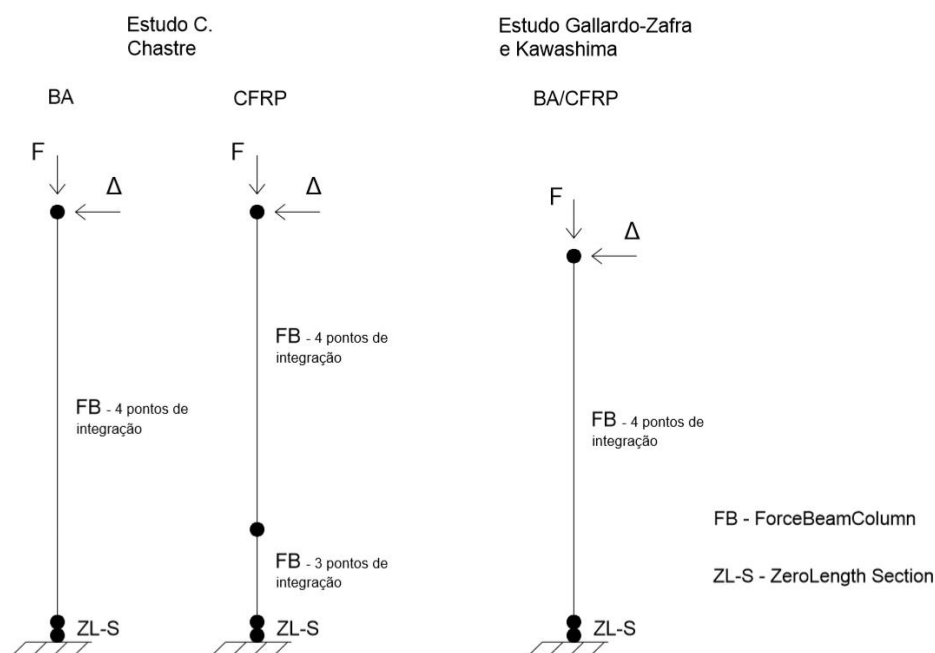


Figura 4.6 – Esquema ilustrativo dos elementos e pontos de integração utilizados

4.4.2. Discretização da secção

Para a definição da secção transversal através da discretização por fibras, foi considerada a mesma discretização utilizada para a modelação dos elementos sujeitos unicamente a força de compressão uniaxial, uma vez que a secção transversal dos pilares de ambos os estudos é circular e, como tal, idêntica aos dos modelos presentes no Capítulo 3. Resultou então uma secção de betão com 200 fibras no núcleo e 20 fibras na zona do recobrimento. Para as armaduras longitudinais foi considerada 1 fibra individual para cada varão de aço.

4.4.3. Materiais

Tal como na modelação realizada no Capítulo 3, os materiais utilizados nas simulações numéricas foram *Concrete01*, *Steel02* e *ConfinedConcrete01* para o betão, aço e betão confinado com encamisamento de CFRP.

Betão, *Concrete01*

Para os pilares de betão armado de referência A1, B1 e P1 o material betão considerado foi o *Concrete01*. Tal como no capítulo anterior, as características do betão do núcleo do pilar de betão armado foram estabelecidas de acordo com o modelo de *Mander et al.* [35]. Na Tabela 4.4 são apresentados os valores utilizados nos três pilares de betão armado.

Tabela 4.4 – Parâmetros utilizados no material betão

<i>Concrete01</i>					
Designação	Zona	$f_c^{(1)}$ (MPa)	$\epsilon_{c0}^{(2)}$	$f_{cu}^{(3)}$ (MPa)	$\epsilon_{cu}^{(4)}$
A1	recobrimento	-30,0	-0,002	-6,0	-0,0035
	núcleo	-31,8	-0,0026	-23,3	-0,0068
B1	recobrimento	-30,0	-0,002	-6,0	-0,0035
	núcleo	-30,5	-0,0022	-20,3	-0,0055
P1	recobrimento	-33,1	-0,0022	-6,6	-0,0035
	núcleo	-35,2	-0,0029	-20,4	-0,0079

(1)(2)(3) Valores estabelecidos a partir de *Mander et al.* [35]

(4) Valor estabelecido a partir de *Priestley et al.* [49]

Aço, *Steel02*

No artigo do estudo de *Gallardo-Zafra e Kawashima* [26] não são explicitadas as propriedades de rotura do aço necessárias para a sua caracterização na análise numérica pelo que estas foram estimadas pelo modelo de *Dhakal e Maekawa* [18] através das equações (4.4) e (4.5) admitindo 0,875 para o valor de α e $\epsilon_{sh} = \epsilon_y$. Desta forma obteve-se uma tensão de rotura $f_u=490,9$ MPa e extensão de rotura $\epsilon_u=7,2\%$.

$$\alpha \leq \frac{f_u}{1,5 \cdot f_y} \quad 0,75 \leq \alpha \leq 1 \quad (4.4)$$

$$\alpha = 0,75 + \frac{\epsilon_u - \epsilon_{sh}}{300 \cdot \epsilon_y} \quad (4.5)$$

Para a modelação das armaduras longitudinais utilizou-se, tal como no capítulo anterior, o material *Steel02* que segue o modelo de *Menegotto e Pinto* [40]. Para o parâmetro R_0 , foram utilizados os valores 18 e 14, para os pilares do estudo de *Chastre* e de *Gallardo-Zafra e Kawashima*, respetivamente. Para os parâmetros R_1 e R_2 foram utilizados os valores 0,925 e 0,15, de forma semelhante ao estabelecido no Capítulo 3. Tal como já foi descrito anteriormente o aço utilizado

tem um valor de módulo de elasticidade $E_s=200$ GPa. Para o parâmetro b , correspondente ao rácio entre E_{sh} e E_s foi utilizada a expressão (3.1) para a definição do módulo de elasticidade após cedência (E_{sh}). Na Tabela 4.5 apresentam-se os parâmetros utilizados em ambos os estudos.

Tabela 4.5 – Parâmetros utilizados no material aço

Steel02						
Designação estudo	f_y (MPa)	E (MPa)	b	R_0	R_1	R_2
Chastre [9]	458	200 000	0,004	18	0,925	0,15
Gallardo-Zafra e Kawashima [26]	374	200 000	0,008	14	0,925	0,15

Confinamento por CFRP, *ConfinedConcrete01*

A modelação do betão confinado através do colete de CFRP foi realizada através do material *ConfinedConcrete01* analisado no Capítulo 3. Como foi referido no Capítulo 3, este material requer que seja definida a extensão máxima de compressão correspondente à rotura do material. Atualmente não existe certeza relativamente à definição deste parâmetro para pilares sujeitos a esforços de flexão composta, como são os casos das modelações realizadas no presente capítulo e no Capítulo 5, sendo referido por *Teng et al.* [62] que estudos realizados sugerem que esta extensão é superior para carregamentos deste tipo comparativamente com carregamentos de compressão axial.

Em modelações realizadas por *Braga et al.* [7] com o material *ConfinedConcrete01* é utilizado o valor de 0,03 para a extensão máxima de compressão, neste trabalho foram testados casos com $\varepsilon_{psc} = 0,03$ e $\varepsilon_{psc} = 0,035$, Figura 4.9, tendo este último demonstrado melhor aproximação aos resultados experimentais, assim nos Capítulo 4 e 5 é utilizado o valor de 0,035 para o valor de extensão máxima de compressão. Os parâmetros utilizados para definir este material seguem as considerações utilizadas no Capítulo 3 e encontram-se indicadas na Tabela A.2 no Apêndice A.

4.4.4. Efeito de escorregamento das armaduras

O escorregamento de armaduras foi implementado com recurso ao elemento *ZeroLength Section* aplicado entre os nós de encastramento e de base do elemento estrutural. Nesta secção para o material de definição das armaduras longitudinais foi utilizado o material *BondSP01* e para as fibras de betão foram utilizados os materiais *Concrete01* e *ConfinedConcrete01* para os casos de pilares BA e pilares reforçados por encamisamento por CFRP, respetivamente.

Para a definição do material *BondSP01* são utilizados os parâmetros: tensão de cedência do aço f_y , escorregamento S_y correspondente, tensão de rotura f_u e escorregamento S_u correspondente, b é o rácio de endurecimento inicial da curva de *tensão-escorregamento* com valor recomendado entre 0,3 e 0,5 e R é o fator de *pinching* para a curva de *tensão do aço-escorregamento cíclico* e tem valores recomendados entre 0,5 e 1,0, assim utilizaram-se os valores de 0,4 e 0,7 para o

parâmetro b e R , respetivamente. Os parâmetros utilizados para a definição do material *BondSP01* estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Parâmetros utilizados para o escorregamento das armaduras

<i>BondSP01</i>						
Designação estudo	f_y (MPa)	S_y (mm)	f_u (MPa)	S_u (mm)	b	R
<i>Chastre</i> [9]	458,0	0,37	553,0	13,02	0,4	0,7
<i>Gallardo-Zafra e Kawashima</i> [26]	374,0	0,41	490,9	14,23	0,4	0,7

4.4.5. Carregamento aplicado

Na modelação dos pilares foram aplicados dois carregamentos distintos. Numa primeira fase é aplicada uma carga vertical de compressão axial de valor constante ao longo do ensaio, no nó correspondente ao topo das colunas. Para o estudo de *Gallardo-Zafra e Kawashima* [26] foi utilizada uma carga de 185 kN para todas os pilares, para o estudo de *Chastre* [9] o valor das mesmas é apresentado na Tabela 4.2.

Para a aplicação dos deslocamentos horizontais nos modelos foram utilizados os mesmos picos de deslocamentos utilizados nos procedimentos experimentais. Para os modelos numéricos correspondentes ao estudo de *Chastre*, utilizaram-se os picos de deslocamentos observados na Figura 4.4 e para os modelos do estudo de *Gallardo-Zafra e Kawashima* utilizaram-se amplitudes com incrementos em 0,5% de *drift* até ao deslocamento máximo do ensaio experimental.

4.5. Resultados

Na análise numérica realizada, os resultados foram obtidos em termos de força de corte e deslocamentos horizontais aplicados ao topo dos pilares. Nos diagramas realizados para visualização dos resultados é apresentada a comparação entre os resultados numéricos e experimentais de ambos os estudos, Figuras 4.7 e 4.16. Foi realizada ainda a correspondência entre os deslocamentos aplicados e o *drift*, em percentagem, correspondente dos pilares. O *drift* é definido pela divisão do deslocamento horizontal aplicado, δ , pela altura total do pilar, L , como é descrito na equação (4.6).

$$Drift = \frac{\delta}{L} \quad (4.6)$$

4.5.1. Estudo – *Chastre* (2005)

Nos resultados obtidos são apresentados os diagramas *força-deslocamento*, são calculados os parâmetros de desempenho e é feita a comparação dos resultados numéricos obtidos e experimentais.

Diagramas *força-deslocamento*

Na Figura 4.7 são apresentados os diagramas *força-deslocamento* com os resultados da modelação numérica efetuada dos seis pilares correspondentes ao estudo de *Chastre* [9].

A curva *força-deslocamento* do pilar P1 de referência mostra que, com a análise numérica efetuada se obteve um comportamento semelhante ao experimental. No entanto, verifica-se que a rigidez nos ciclos iniciais da análise é superior à verificada nos ensaios experimentais e que a resistência máxima do mesmo se encontra abaixo da verificada experimentalmente.

Analisando as curvas *força-deslocamento* dos pilares reforçados com CFRP comparativamente com as dos ensaios experimentais observa-se de forma generalizada que os desenvolvimentos das curvas são próximos. No entanto constata-se um comportamento diferente nas curvas de descarga da simulação numérica onde é possível observar um grande efeito de aperto (*pinching*) presente nas curvas junto à zona de deslocamento nulo.

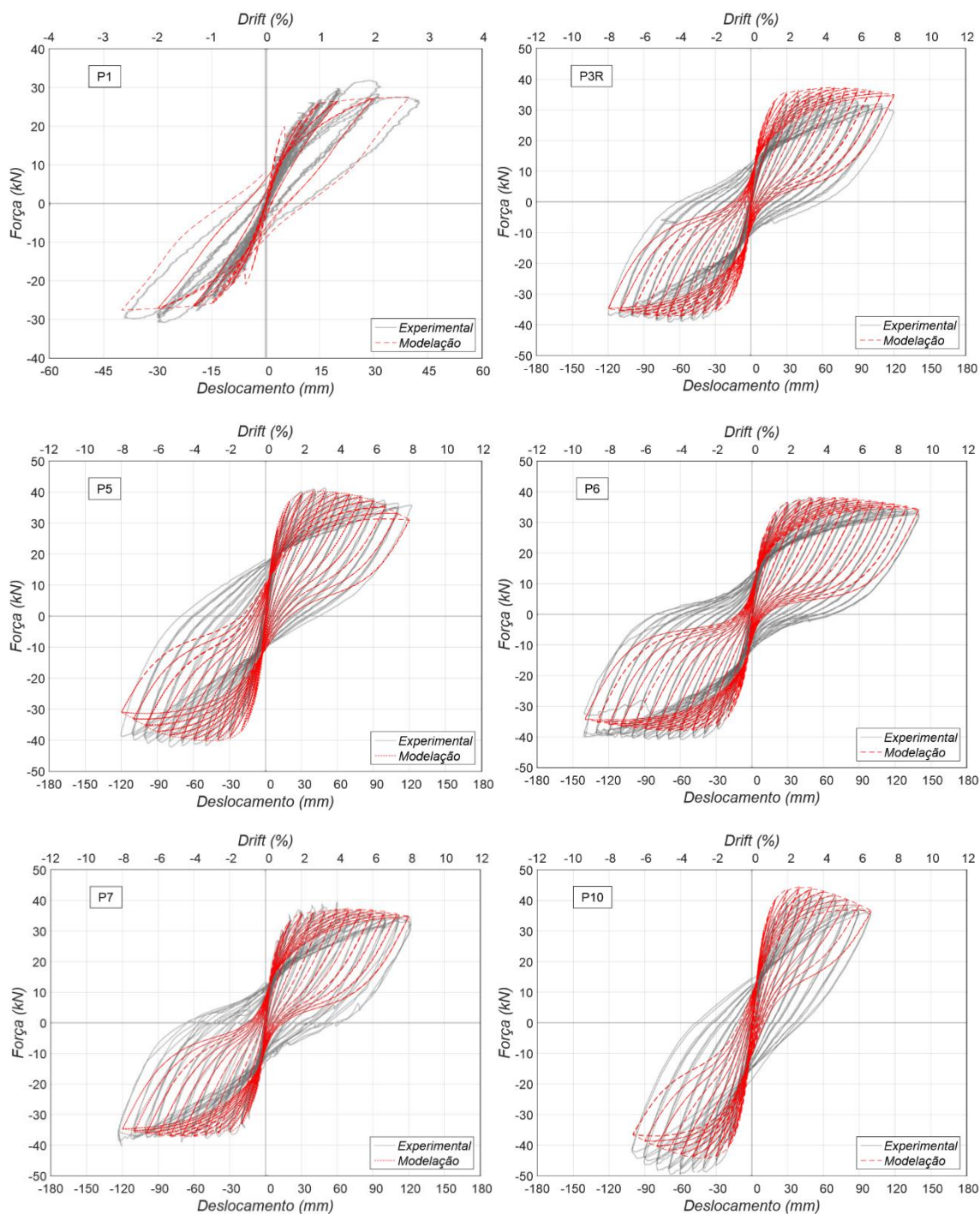


Figura 4.7 – Diagramas força-deslocamento e comparação com os resultados experimentais de Chastre [9]

De forma a corrigir o efeito de *pinching* verificado nas curvas força-deslocamento procedeu-se à alteração de alguns parâmetros que podiam ter influência no mesmo. Os parâmetros da análise que possivelmente controlam este efeito são os parâmetros R presentes nos materiais *Steel02* e *BondSP01*, uma vez que estes controlam o comportamento da curva de *tensão-extensão* das armaduras longitudinais, e em particular a presença de *pinching* no comportamento do aço. O parâmetro R do material *Steel02* deve situar-se entre 10 e 20 de acordo com as recomendações

do manual do *OpenSEES* [39], tendo sido considerado na modelação o valor de 18. O parâmetro R do material *BondSP01* foi assumido como 0,7, de entre 0,5 e 1,0, o que pode ser um valor reduzido, assim testou-se a simulação do pilar P7 com este parâmetro igual a 1,0 em que teoricamente a curva de *tensão-extensão* do material *BondSP01* não tem efeito de *pinching*. Num segundo caso foi também realizada a modelação definindo para o aço das armaduras longitudinais o material *ReinforcingSteel* que segue o modelo analítico de *Dodd-Restrepo* [19]. Na Figura 4.8 são apresentados os diagramas *força-deslocamento* obtidos constatando-se que não existiu uma mudança significativa no comportamento do pilar.

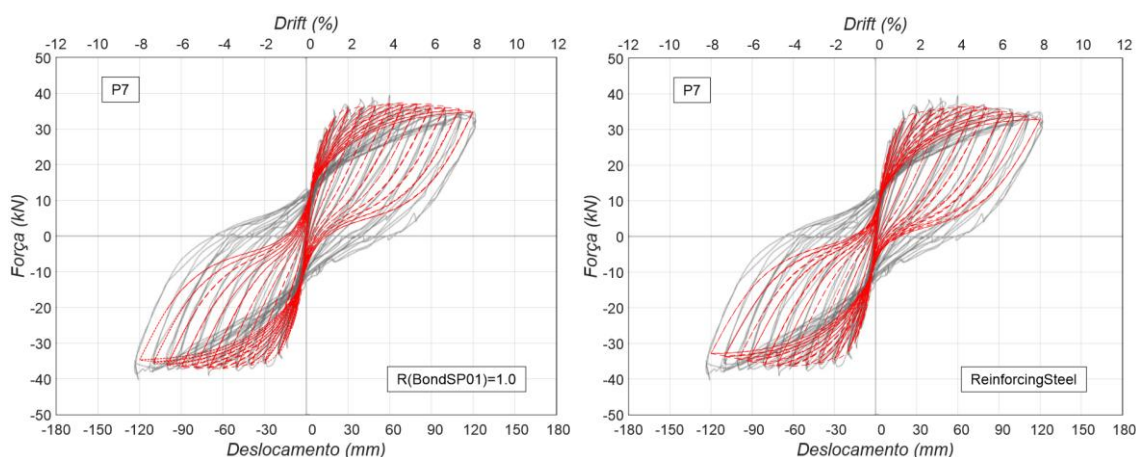


Figura 4.8 – Diagramas *força-deslocamento* do pilar P7 com alteração de R e modelo de definição do comportamento do aço, à esquerda e direita respetivamente

Nos pilares P3R, P6 e P7 observa-se que ao longo da simulação numérica os pilares conseguiram manter a sua resistência a um patamar que pode ser considerado constante. A mesma característica foi constatada experimentalmente. Para os pilares P5 e P10 verifica-se uma diminuição da resistência máxima ao longo da análise mais acentuada que a verificada experimentalmente. É importante constatar que estes dois últimos casos são os que têm maior carga axial aplicada com 600 kN e 800 kN, para P5 e P10 respetivamente. Na Tabela 4.7 são apresentados os resultados dos modelos numéricos relativamente à força máxima, momento e *drift* correspondentes, de todos os pilares e é feita a comparação com os resultados medidos experimentalmente. Através da observação da Tabela 4.7 constata-se que a força máxima dos pilares está muito próxima da verificada no ensaio experimental, sendo o caso mais próximo o do pilar P3R com um desvio de 4% e o menos aproximado o do pilar P1 com um desvio de 14%.

Tendo em conta o momento correspondente à força máxima o pilar P10, com cerca de 18%, é o que apresenta um maior desvio. O deslocamento atingido no ponto de força máxima foi o parâmetro com maiores desvios aos resultados experimentais, entre 10% para a coluna P5 e 50% para a coluna P1, os erros relativos a este parâmetro espelham a diferenciação do comportamento dos pilares entre a análise numérica e experimental.

Tabela 4.7 – Comparação entre os resultados obtidos na análise numérica e os ensaios experimentais para a força F e momento M máximos

Design.	Modelação			Experimental			Desvio		
	F máx. (kN)	M máx. (kNm)	ε (%)	F máx. (kN)	M máx. (kNm)	ε (%)	F máx. (%)	M máx. (%)	ε (%)
P1	27,6	41,4	2,7	32,2	48,0	1,8	14,3	13,8	50,0
P3R	37,5	64,1	4,7	37,3	55,9	4,2	0,1	14,7	11,9
P5	40,4	72,2	3,3	41,7	62,5	3,0	3,1	15,5	10,0
P6	38,3	65,7	4,0	39,2	58,8	3,0	2,3	11,7	33,3
P7	37,4	64,0	4,7	39,8	59,7	4,0	6,0	7,2	17,5
P10	44,5	82,0	2,7	46,2	69,3	3,9	3,7	18,3	30,8

Extensão máxima de compressão em pilares reforçados por encamisamento de CFRP

Na definição do material *ConfinedConcrete01* existia a incerteza do valor a adotar para a extensão máxima de compressão, na Figura 4.10 são apresentados casos modelados do pilar P7 considerando $\varepsilon_{psc} = 0,03$ e $\varepsilon_{psc} = 0,035$, tendo este último um comportamento mais aproximado ao verificado experimentalmente.

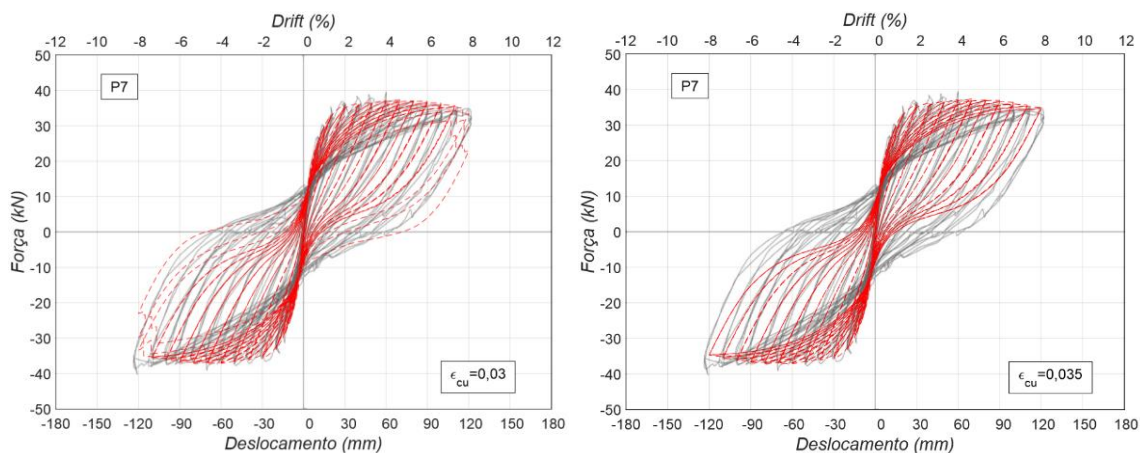


Figura 4.9 – Diagramas força-deslocamento do pilar P7 com extensão máxima 0,03 e 0,035, à esquerda e direita respetivamente

Parâmetros de avaliação de desempenho dos pilares

No estudo experimental de *Chastre* [9] foram utilizados modelos de avaliação de desempenho de pilares para caracterizar o comportamento dos pilares ensaiados na campanha experimental. Estes parâmetros caracterizam o comportamento dos pilares e avaliam o seu estado de degradação no decorrer do ensaio experimental. Neste trabalho, estes parâmetros são úteis na medida em que permitem analisar de forma mais pormenorizada as diferenças existentes entre o comportamento global numérico e experimental dos pilares. Foram considerados os parâmetros de

desempenho propostos por *Hose* e *Seible* [30] apresentados na Tabela 4.8 e foram também considerados os parâmetros de energia dissipada e índice de dano *PA* [45].

Tabela 4.8 – Parâmetros de avaliação de desempenho de *Hose* e *Seible* [30]

Parâmetro	Definição
<i>RDI</i>	Índice de deformação residual
ξ_{eq}	Taxa de amortecimento viscoso
n_k	Rigidez efetiva normalizada

Para a definição dos patamares dos níveis de dano, estabelecidos por *Hose* e *Seible* [30], admitindo-se os parâmetros apresentados na Tabela 4.8, comparou-se o comportamento das colunas representado nos gráficos de *força-deslocamento* da Figura 4.7 com as curvas de desempenho apresentadas por *Chastre* [9], Figura 2.15. Com esta comparação estabeleceu-se que a curva correspondente a um comportamento dúctil se adequa aos pilares P3R, P6 e P7, para os pilares P5 e P10 o comportamento mais próximo é o da curva de comportamento de degradação da resistência e para o pilar P1 é adotada a curva de comportamento frágil. Os níveis de dano para os parâmetros n_k , ξ_{eq} e *RDI* estabelecem-se por este princípio.

a) Energia dissipada

Para todos os pilares foi calculada a energia dissipada em cada ciclo e a energia dissipada acumulada na análise numérica. Na Figura 4.10 são apresentados os diagramas de energia dissipada acumulada, W_{acum} . De forma generalizada a energia dissipada acumulada obtida é inferior à verificada experimentalmente. Este resultado é coerente com a forma dos diagramas *força-deslocamento* dos pilares na análise numérica relativamente à forma das curvas obtidas experimentalmente, particularmente devido ao grande *pinching* verificado. Na Tabela 4.9 é realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos experimentalmente e os resultados numéricos da energia total dissipada.

Tabela 4.9 – Comparação entre W_{acum} dos resultados experimentais e numéricos

Design.	W_{acum} (kNm)		erro (%)
	Numérico	Experimental	
P1	3,5	10,5	66,7
P3R	61,9	66,5	6,9
P5	59,6	72,4	17,7
P6	100,5	114,3	12,1
P7	70,9	91,1	22,2
P10	30,2	55,5	45,6

O pilar de referência P1, não reforçado, foi o que obteve maior desvio, com um erro total de 67%. Este erro deve-se à reduzida energia dissipada nos ciclos de deslocamentos iniciais em que o pilar segue um comportamento elástico e não existe acréscimo de energia, apenas nos ciclos finais se nota um acréscimo significativo. Ao passo que no ensaio experimental o acréscimo de energia é constante com o aumento da amplitude dos deslocamentos.

Nos pilares reforçados com CFRP verifica-se que o pilar P10 é o que apresenta maior erro, 46%, relativamente ao resultado experimental. Este desvio tão elevado é devido à conjugação de vários efeitos: em primeiro lugar, por observação da envolvente do diagrama *força-deslocamento* do pilar, nota-se um decréscimo antecipado da resistência na análise numérica comparativamente com a experimental; em segundo lugar, ainda no resultado obtido numericamente, a curva de descarga apresenta muito poucas deformações residuais o que se reflete na quantidade de energia dissipada do pilar, fator que é amplificado com o aumento da amplitude dos deslocamentos aplicados. Por último, no diagrama *força-deslocamento* do ensaio experimental, a resistência apresentada pelo pilar é diferente com o sentido do deslocamento aplicado e causa uma diferenciação elevada em termos de energia dissipada. É importante ter em consideração que o pilar P10 foi aquele onde foi aplicada a maior carga axial, 800 kN, e o equivalente ao carregamento axial reduzido, v_n , igual a 1,0.

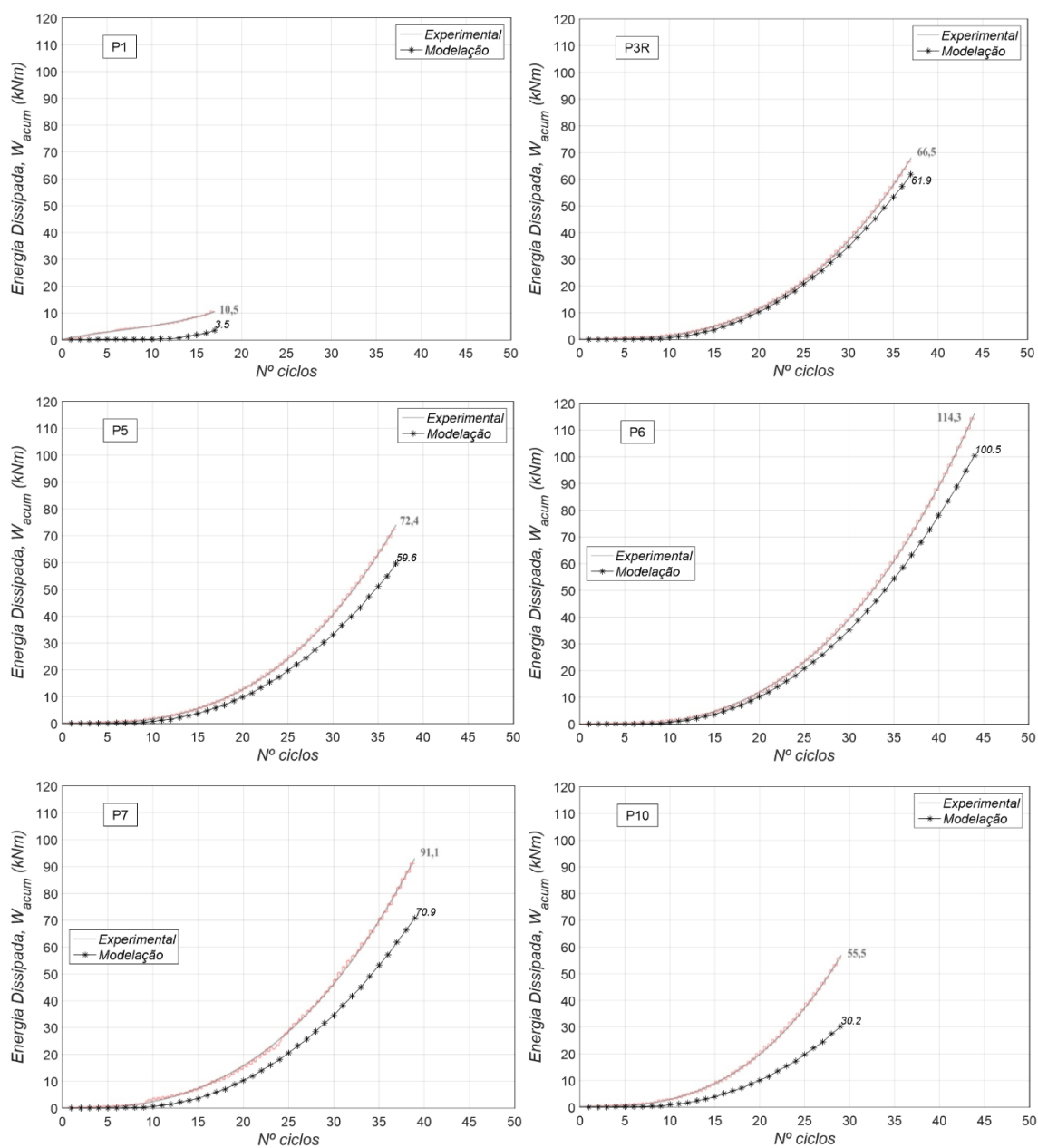


Figura 4.10 – Diagramas de energia dissipada acumulada, W_{acum} , de 3 em 3 ciclos da modelação e comparação com os resultados experimentais de *Chastre* [9]

Os diagramas de energia dissipada por ciclo, W_d , são expostos na Figura 4.11. Tal como nos diagramas de energia dissipada acumulada, W_{acum} , verifica-se que o seguimento da energia dissipada no decorrer dos ciclos é inferior na análise numérica comparativamente com a experimental. Para o pilar P1 constata-se que a maior diferença da energia dissipada se encontra entre os ciclos 3 e 8, onde no ensaio experimental se observou um pico de energia dissipada pelo pilar. Para os pilares reforçados verifica-se que o erro aumenta progressivamente com o decorrer da análise, isto indica que é na fase onde os fenómenos não lineares são mais preponderantes que existe maior diferença no comportamento das colunas, nomeadamente, no efeito de *pinching* já referido.

Observa-se que o diagrama da análise numérica do pilar P3R é o mais próximo da análise experimental, enquanto que os resultados da análise numérica do pilar P10 são os mais distantes, o que vai ao encontro dos erros verificados para a energia dissipada acumulada W_{acum} e apresentados na Tabela 4.9.

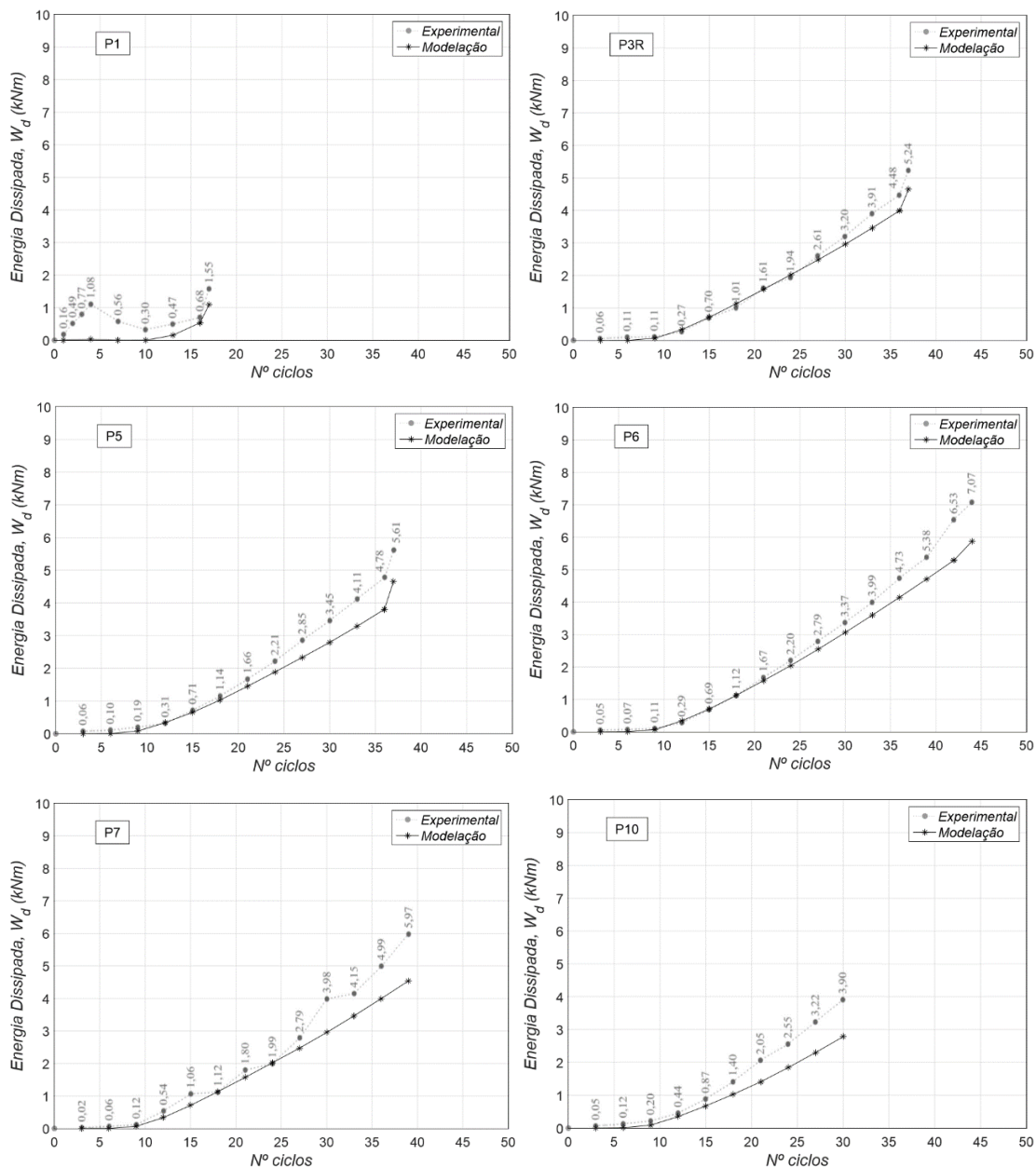


Figura 4.11 – Diagramas de energia dissipada, W_d , de 3 em 3 ciclos, da modelação e comparação com os resultados experimentais de Chastre [9]

b) Índice de deformação residual, *RDI*

O índice de deformação residual (*RDI*) é definido tendo em conta a relação entre o fenómeno de ocorrência de deformações residuais após o descarregamento da estrutura e as deformações verificadas quando se dá a cedência da secção, Δ_y . São estes os parâmetros preponderantes no estabelecimento do dano por recurso a este índice. A definição de Δ_y foi realizada por *Chastre* [9] com recurso à extensão das armaduras longitudinais em que foi verificada a tensão de cedência f_y , com valor de 0,00229. Valor este obtido por (4.7).

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (4.7)$$

No programa *OpenSEES*, a extensão das armaduras longitudinais foi obtida através do *Recorder – element stressStrain* para as fibras de aço da secção na base do elemento. Este comando extrai a tensão e extensão axial para a fibra monitorizada. Na Tabela 4.10, são apresentados os valores obtidos numericamente e experimentalmente, sendo os valores numéricos sempre inferiores aos valores experimentais e a maior diferença verificada nos pilares com carregamento axial superior, P5 e P10. Os gráficos de *índice de deformação residual RDI-Nº ciclos* encontram-se na Figura 4.12 juntamente com a comparação do mesmo parâmetro calculado através dos ensaios experimentais.

Tabela 4.10 – Comparação entre o deslocamento de cedência, Δ_y , dos resultados experimentais e numéricos

Design.	Δ_y numérico	Δ_y experimental
P1	13,6	20,2
P3R	14,7	-
P5	15,6	34,1
P6	14,6	25,0
P7	14,7	18,3
P10	17,3	40,2

No caso deste parâmetro, o pilar P1 teve uma resposta semelhante ao experimental o que indica a proximidade entre os deslocamentos residuais das análises numérica e experimental. Pela observação dos diagramas obtidos nos cinco pilares reforçados verificam-se grandes desvios relativamente aos resultados experimentais. A justificação para este facto é dada pela presença direta do deslocamento residual δ_r , na equação (2.51) e pelos menores valores encontrados na análise numérica para o deslocamento na cedência das armaduras. Como foi constatado nos diagramas *força-deslocamento* dos pilares, o deslocamento residual das curvas foi o parâmetro que obteve maior desvio dos resultados experimentais. O pilar P6 foi o que verificou o maior afastamento com *RDI* no final da análise com valor 0,82 para a modelação numérica e 3,73 para o ensaio experimental. Este pilar foi o que atingiu o deslocamento com maior amplitude entre todos e consequentemente maior número de ciclos, fator que agrava o desvio do parâmetro *RDI*.

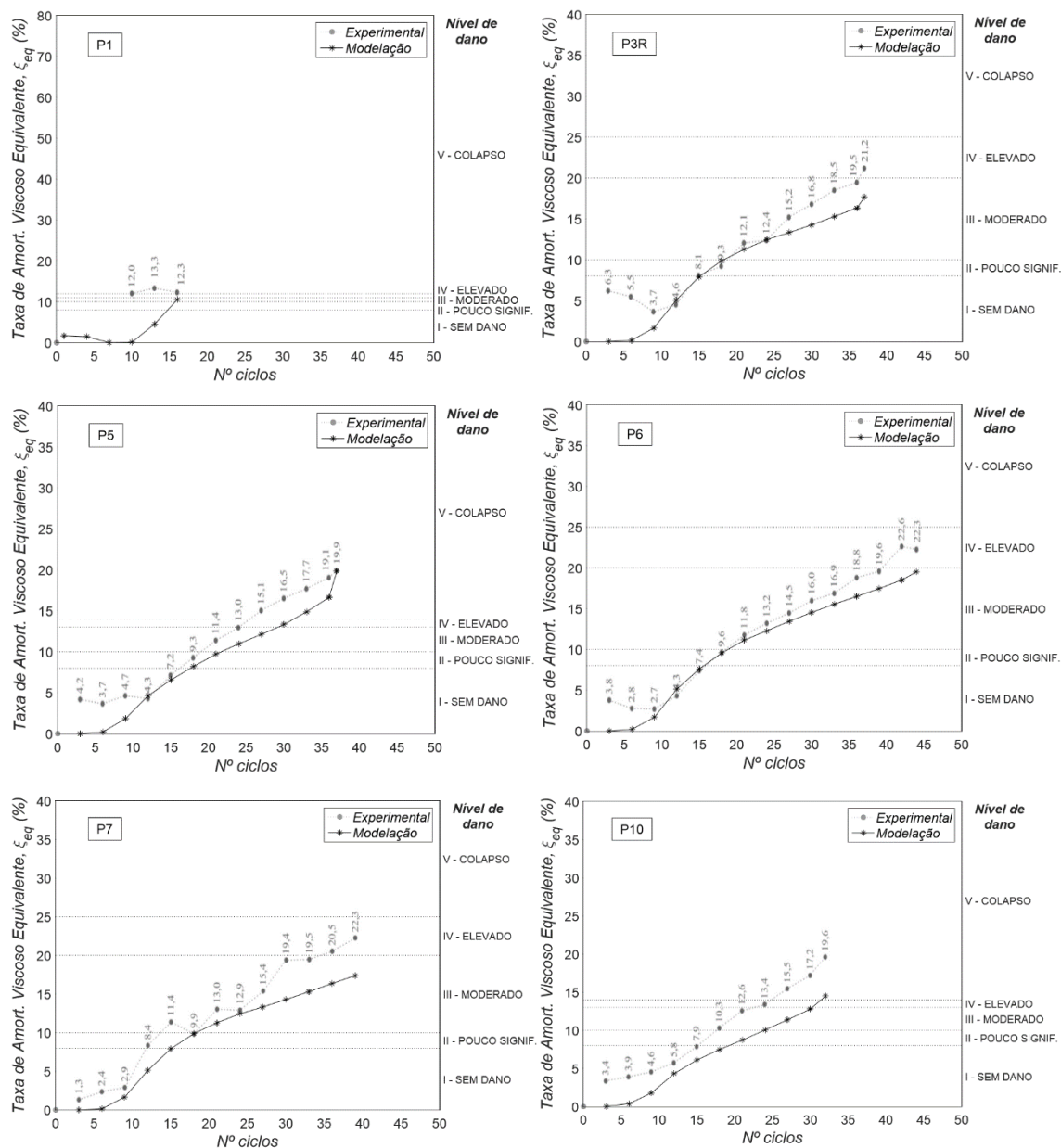


Figura 4.13 – Diagramas de taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , de 3 em 3 ciclos da modelação e comparação com os resultados experimentais de Chastre [9]

Neste parâmetro verificaram-se resultados muito semelhantes aos obtidos na campanha experimental, com maiores desvios nos últimos ciclos percorridos, onde os efeitos não lineares são mais significativos. A explicação para o desvio dos resultados pode prender-se, mais uma vez, no efeito de *pinching* verificado nas curvas *força-deslocamento* que reduz o valor de W_d e que, por sua vez, reduz o valor da taxa de amortecimento viscoso equivalente nos resultados numéricos. O pilar P10 foi o que teve o comportamento mais afastado do experimental, esta diferença é justificada pela discrepância da resistência máxima do modelo numérico e experimental quando são aplicados deslocamentos no sentido negativo, diferença esta presente ao longo de toda a análise.

d) Rigidez efetiva normalizada, n_k

A rigidez efetiva normalizada, n_k , é definida pela relação entre a rigidez do elemento estrutural antes de este entrar na fase plástica, K_0 , e a rigidez após este entrar nesta segunda fase de comportamento, K_{eff} . K_0 é obtido através do deslocamento na cedência e a força correspondente. E K_{eff} é estabelecido para o deslocamento máximo de cada ciclo e força correspondente. Na Tabela 4.11 apresentam-se os resultados obtidos para a força máxima encontrada no deslocamento de cedência, Δ_y , nas análises numérica e experimental. Todos os pilares apresentaram rigidez K_0 superior na simulação numérica, sendo o pilar P1 o que obteve o valor mais aproximado entre os seis.

Tabela 4.11 – Comparação entre a rigidez inicial K_0 dos resultados experimentais e numéricos

Design.	Numérico			Experimental		
	Δ_y (mm)	F_y (kN)	K_0 (N/mm)	Δ_y (mm)	F_y (kN)	K_0 (N/mm)
P1	13,6	25,11	1846,5	20,2	30,40	1505,0
P3R	14,7	29,72	2021,7	-	-	-
P5	15,6	34,51	2212,2	34,1	39,70	1164,2
P6	14,6	29,92	2045,5	25,0	35,10	1404,0
P7	14,7	29,65	2017,1	18,3	29,00	1584,7
P10	17,3	38,88	2247,3	40,2	45,50	1131,8

De seguida são apresentados, na Figura 4.14, os diagramas de *Rigidez efetiva normalizada, n_k - Nº de ciclos* para todos os pilares. Observando os diagramas dos pilares modelados verifica-se que, de forma generalizada, estes apresentam ao longo de toda a análise numérica uma rigidez equivalente normalizada inferior à calculada no ensaio experimental. Isto é devido à discrepância entre a rigidez inicial, K_0 , verificada nos casos experimentais e numéricos, sendo que na modelação foi superior para todos os casos, o que provocou a diminuição generalizada do valor de n_k .

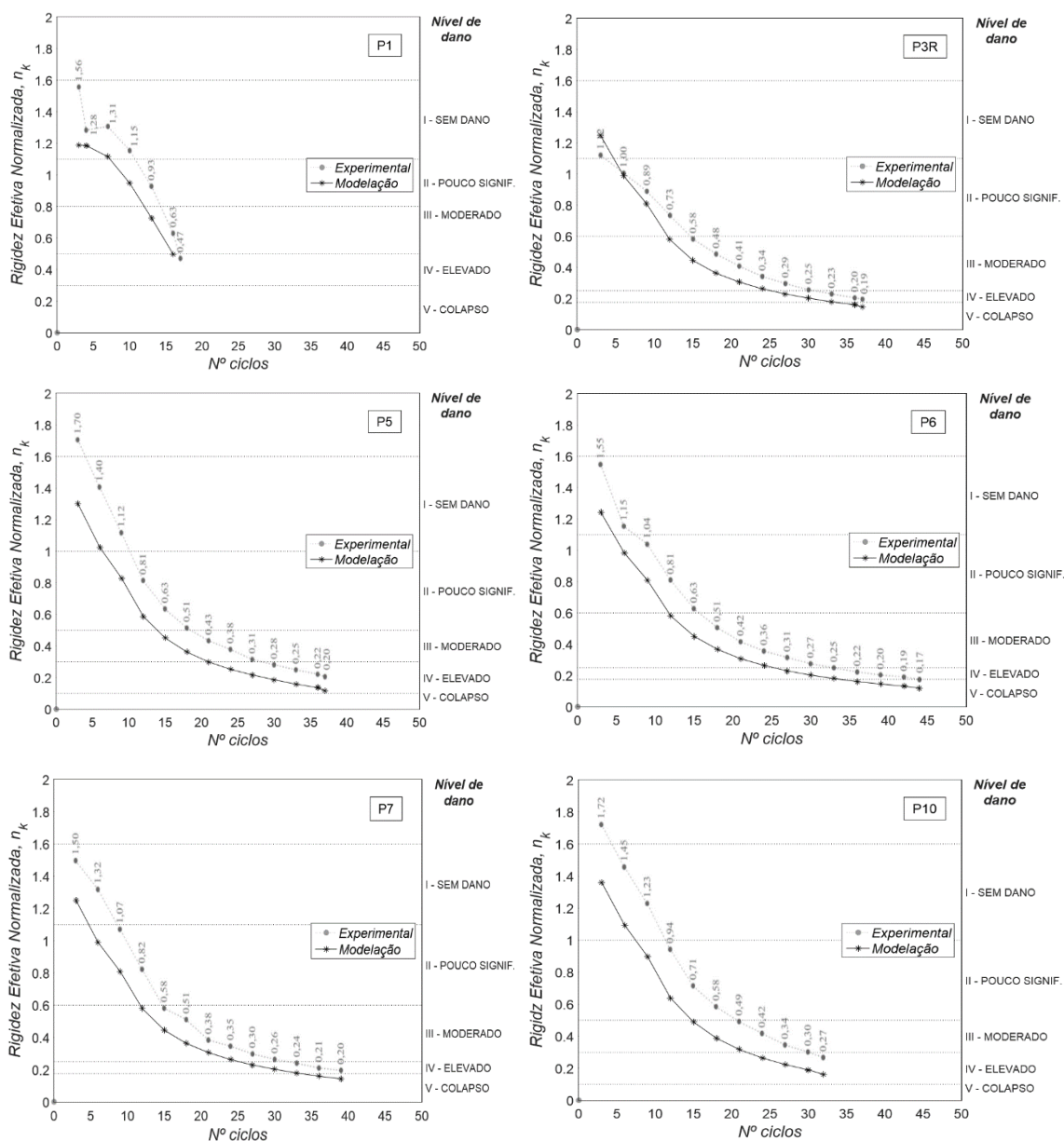


Figura 4.14 – Diagramas de rigidez efetiva normalizada, n_k , de 3 em 3 ciclos da modelação e comparação com os resultados experimentais de *Chastre* [9]

e) Índice de dano PA

Adicionalmente ao dano estimado pelos parâmetros de desempenho propostos por *Hose* e *Seible* [30], é calculado o índice de dano *PA* de maneira a fazer uma avaliação adicional e distinta do desempenho dos pilares com base nos danos sofridos ao longo da análise numérica. Os resultados obtidos para o índice de dano *PA* dos seis pilares são apresentados na Figura 4.15.

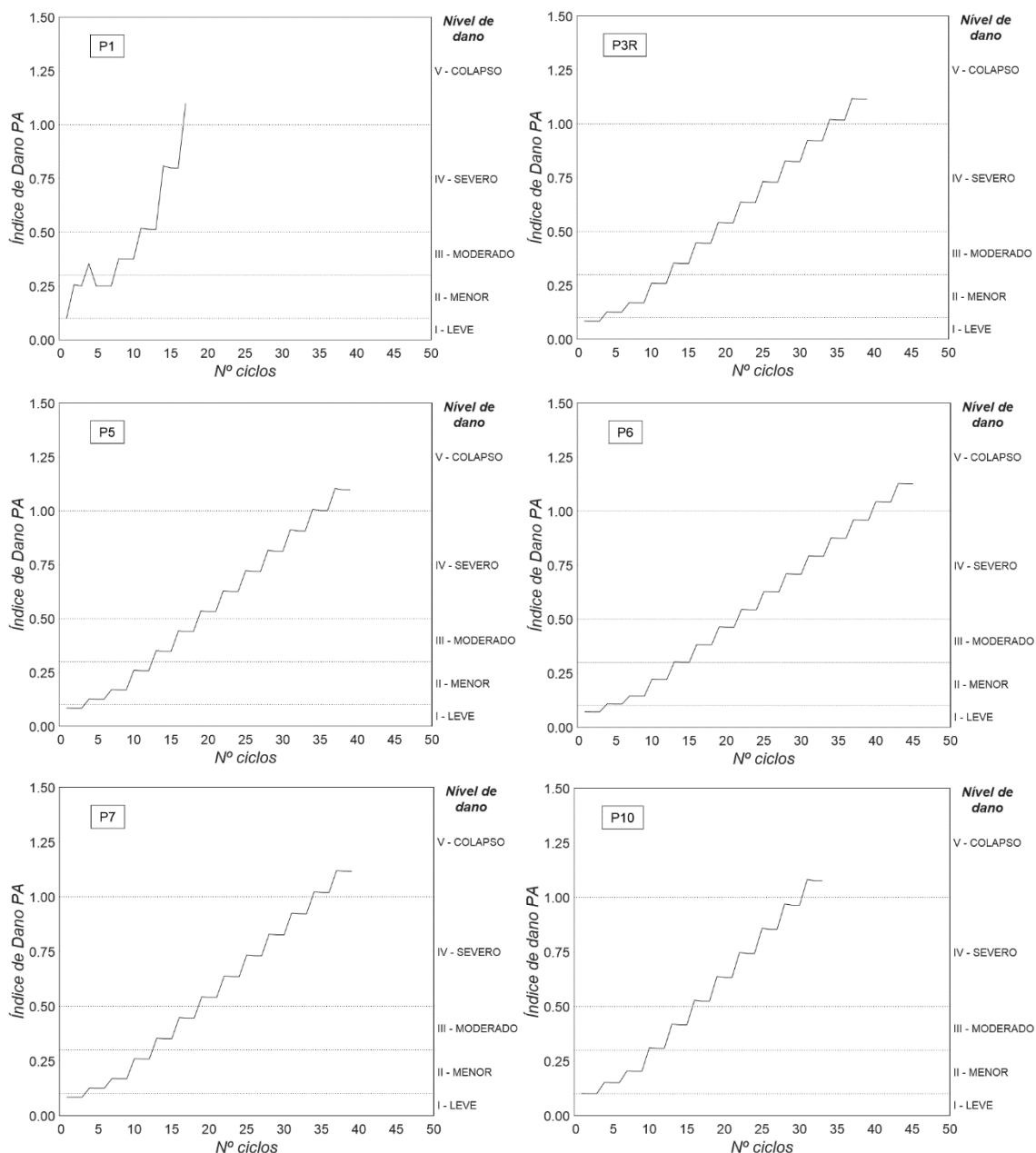


Figura 4.15 – Diagramas de Índice de dano PA-Nº de ciclos

No cálculo deste parâmetro o deslocamento de rotura foi considerado como sendo o deslocamento de rotura verificado no ensaio experimental, correspondendo ao deslocamento máximo da análise numérica. Este índice de dano é relevante na medida em que mostra o desenvolvimento do dano em função do número de ciclos percorridos. No pilar P1 verificou-se uma descida no nível de dano na passagem do ciclo 4 para o ciclo 5 devido ao facto de no ciclo 4 ter sido aplicado um deslocamento lateral de 14 mm e no ciclo 5 o deslocamento ter descido para 10 mm. Para os pilares reforçados com CFRP verificou-se um crescimento constante no nível de dano.

Na análise de resultados realizada para este estudo foram comparados os graus de dano obtidos através da simulação numérica com os graus de dano obtidos no ensaio experimental para todos

os parâmetros de desempenho que compreendem esta característica. Nas Tabelas 4.12 e 4.13 são apresentados os graus de dano para os ensaios experimentais e análises numéricas, respectivamente.

Tabela 4.12 – Graus de dano verificados nos ensaios experimentais [9]

Design.	RDI	ξ_{eq} (%)	n_k	PA
P1	II	V	IV	
P3R	IV	IV	IV	-
P5	V	V	IV	-
P6	IV	IV	V	-
P7	IV	IV	IV	-
P10	V	V	IV	-

Tabela 4.13 – Níveis de dano verificados nas análises numéricas

Design.	RDI	ξ_{eq} (%)	n_k	PA
P1	IV	III	IV	V
P3R	III	III	V	V
P5	IV	V	IV	V
P6	III	III	V	V
P7	III	III	V	V
P10	III	V	IV	V

Verificando globalmente os níveis de dano atingidos conclui-se que nos parâmetros RDI e ξ_{eq} existiu discrepância entre os níveis atingidos no ensaio experimental e na modelação numérica, este facto advém da elevada rigidez inicial dos pilares e dos deslocamentos residuais muito reduzidos comparativamente com a resposta obtida no ensaio experimental. As diferenças de características mais significantes para os desvios verificados são: o *pinching* verificado na curva de descarga em todos os pilares; nos pilares P5 e P10 a degradação da resistência tem uma diferença significativa comparativamente à verificada no ensaio experimental. O parâmetro n_k foi onde se verificou uma aproximação melhor ao dano do resultado experimental. Neste parâmetro obtiveram-se níveis de dano entre IV e V tanto na análise numérica como na experimental apesar da rigidez inicial ter sido superior na análise numérica em todos os casos (Tabela 4.11).

4.5.2. Estudo – *Gallardo-Zafra e Kawashima (2009)*

Para a análise dos resultados obtidos são apresentados os diagramas *força-deslocamento* dos casos modelados, adicionalmente são comparadas as envolventes das curvas numéricas tendo em consideração a distinção no espaçamento entre cintas.

Diagramas *força-deslocamento*

Os resultados obtidos para os seis pilares modelados a partir dos ensaios experimentais realizados por *Gallardo-Zafra e Kawashima* [26] são expostos na Figura 4.16, onde se mostram os diagramas *força-deslocamento*. Na análise comparativa dos diagramas, experimental e numérico, é importante referir que no ensaio experimental existiu uma grande discrepância em termos de resistência dos pilares quando estes são solicitados por deslocamentos positivos e negativos, isto pode dever-se a erros de conceção do elemento ou erros de medição da instrumentação utilizada no ensaio experimental.

Para os pilares A1 e B1 de betão armado, sem reforço por encamisamento, observa-se que a rigidez inicial é semelhante à verificada no ensaio experimental, no entanto, a resistência máxima dos pilares é inferior na simulação numérica. Para os deslocamentos de maior amplitude a resistência do modelo na análise numérica aproximou-se novamente com o resultado experimental.

Nos pilares reforçados por encamisamento com CFRP verifica-se uma discrepância no comportamento dos mesmos na zona de deslocamentos nulos quando é feita a passagem do deslocamento para a direção contrária, sendo que no ensaio experimental se observa maior resistência dos pilares nesta zona. Para os pilares A2 e B2 de betão armado reforçados com uma camada de reforço de CFRP, verifica-se que na modelação numérica se obteve uma resistência máxima menor do que a experimental, este desvio é especialmente verificado no pilar B2 onde o diagrama experimental apresenta uma diferença elevada de resistência para ciclos de deslocamentos positivos e negativos. Os resultados obtidos para os pilares A3 e B3, reforçados com duas camadas de reforço, foram os mais aproximados com a resistência máxima e o seu desenvolvimento idênticos nas análises numérica e experimental.

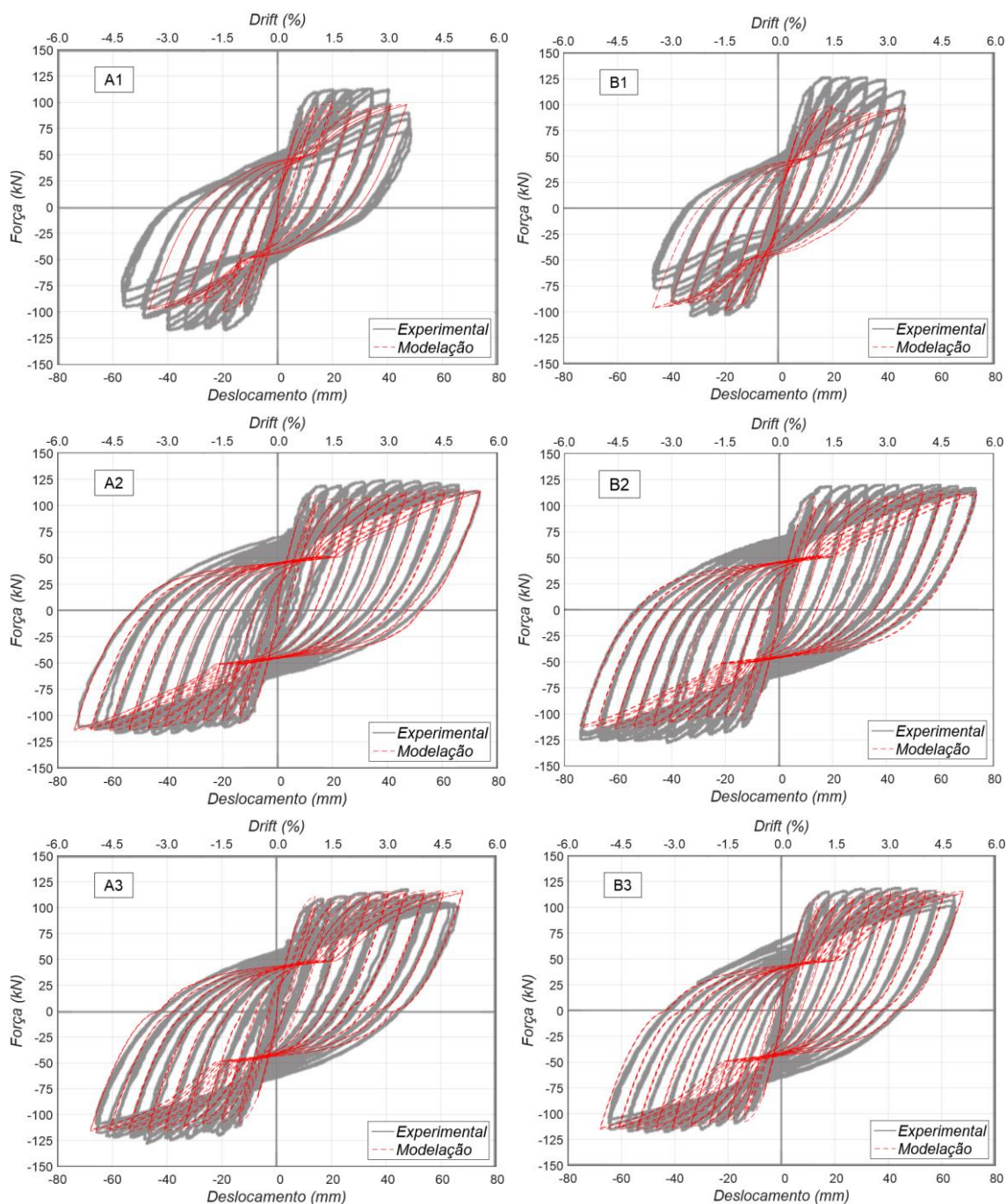


Figura 4.16 – Diagramas de *força-deslocamento* da modelação e comparação com os resultados experimentais de Gallardo-Zafra e Kawashima [26]

Envolventes das curvas *força-deslocamento*

Neste estudo foi realizada uma comparação entre as envolventes das curvas *força-deslocamento* obtidas numericamente para os pilares. Na Figura 4.17 são apresentadas as envolventes das curvas *força-deslocamento* dos pilares que têm a mesma espessura de encamisamento de CFRP e diferente espaçamento entre cintas. Os três casos apresentados são: A1 e B1; A2 e B2; A3 e B3. Em cada par de casos é utilizada a mesma espessura de encamisamento de CFRP:

sem reforço no primeiro, 1 camada no segundo e 2 camadas no terceiro caso, com espaçamento entre cintas distinto, $s=150$ mm e $s=300$ mm.

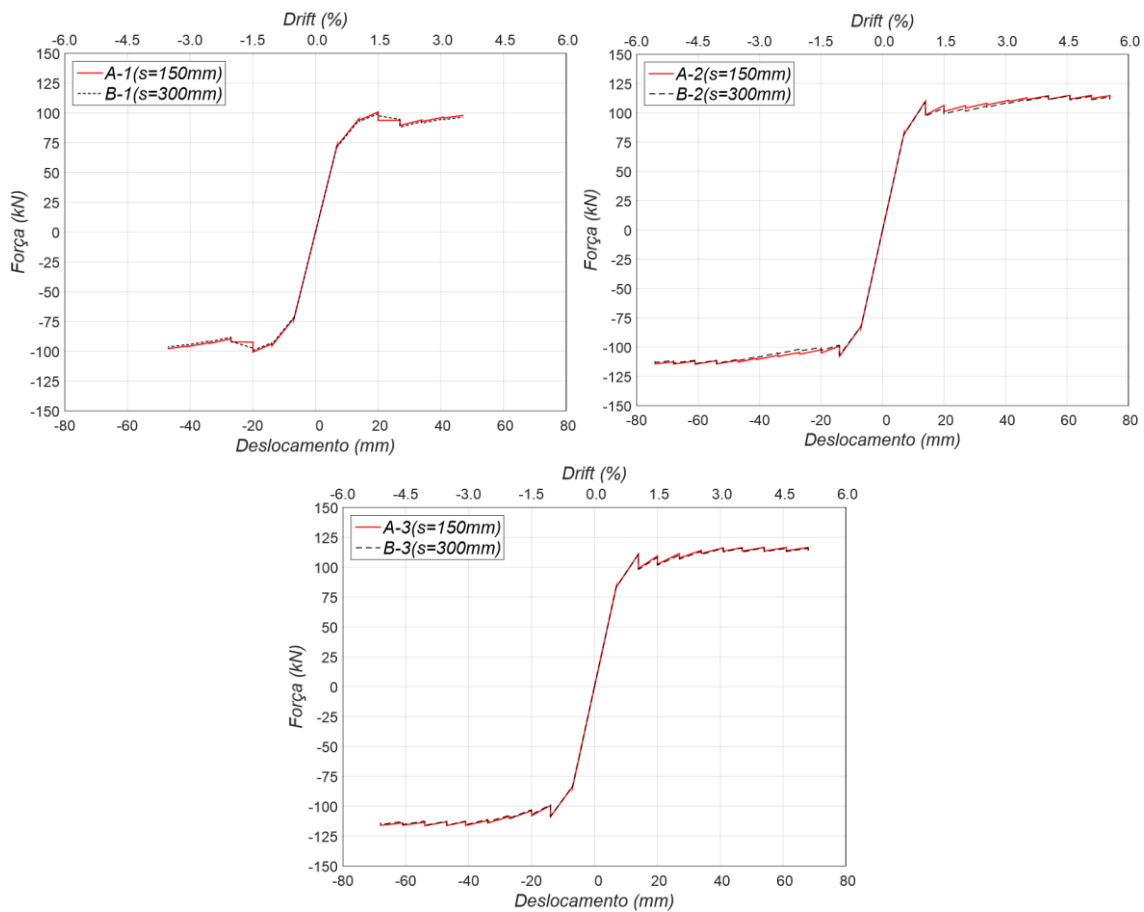


Figura 4.17 – Curvas envolventes *força-deslocamento* dos pilares com igual espessura de encamisamento com CFRP e diferente espaçamento entre cintas

Pela observação dos diagramas, conclui-se não existir diferenciação relevante, na resistência dos elementos, tendo em conta o diferente espaçamento entre cintas utilizado. Na Figura 4.18 são apresentadas as envolventes *força-deslocamento* obtidas na modelação numérica dos pilares, com o mesmo espaçamento das armaduras transversais e com espessuras de encamisamento de CFRP diferentes.

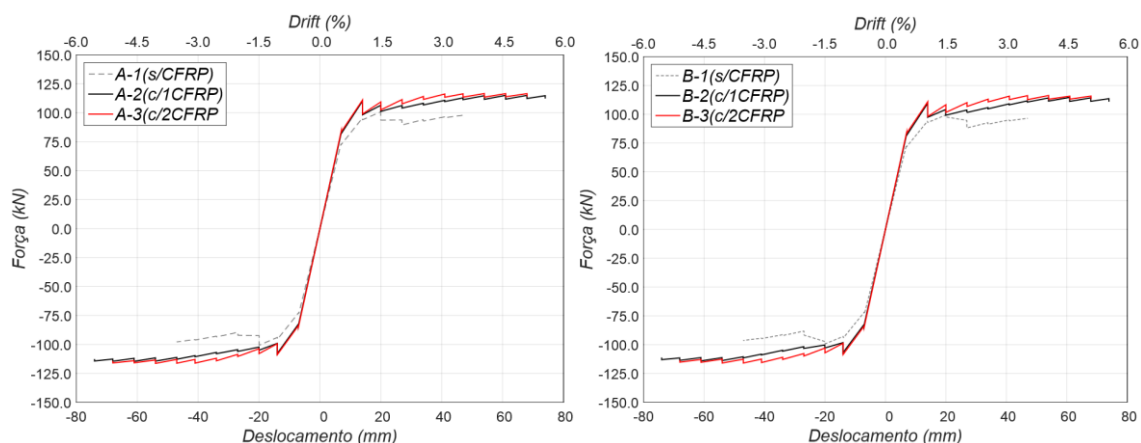


Figura 4.18 – Curvas envolventes *força-deslocamento* das colunas com igual espaçamento entre cintas e diferente espessura de encamisamento com CFRP

Analisando os diagramas da Figura 4.18 verifica-se, tanto para os casos dos pilares do tipo A ($s=150$ mm) como para os pilares do tipo B ($s=300$ mm), que com o aumento da espessura do reforço de CFRP, a resistência máxima dos pilares aumenta. Verifica-se também maior ductilidade com o aumento da amplitude dos deslocamentos aplicados. Na Tabela 4.14 são apresentados os valores de força máxima e os correspondentes valores de momento e *drift* para esta força.

Tabela 4.14 – Força máxima dos pilares e correspondente momento e *drift*

Design.	Modelação		
	F máx (kN)	M (kNm)	<i>Drift</i> (%)
A1	100,8	139,0	1,5
A2	115,1	166,5	4,5
A3	116,5	167,4	4,0
B1	99,3	137,1	1,5
B2	114,6	165,9	4,5
B3	116,2	166,9	4,0

Comparando os pilares do tipo A e B, tendo em conta a resistência máxima e momento verificado, não se notam diferenças consideráveis para o mesmo reforço de encamisamento. Também o *drift* em que a força máxima foi atingida se mostra idêntico para os pilares do tipo A e B.

Também por observação da Tabela 4.14 se verifica que dos pilares não reforçados para os pilares reforçados por encamisamento com CFRP, o acréscimo de força máxima é mais significativo do que quando se passa de uma camada de reforço para duas camadas. A grande proximidade de resultados que existe para os pilares com espaçamento entre cintas distinto, como são os casos da Figura 4.17, pode ser explicada tendo em conta o esforço axial de 185 kN aplicado aos pilares a que corresponde a um esforço normal reduzido de 0,1, valor este que pode ser demasiado reduzido para uma maior diferenciação de comportamento na análise.

Análise global de resultados

Na modelação dos pilares sujeitos a flexão composta, apresentados neste capítulo e estudados experimentalmente por *Chastre* [9], em que foi aplicada carga axial de esforço normal reduzido equivalente a 0,5 e 1,0, obteve-se uma aproximação razoável em termos de resistência máxima dos mesmos. No entanto, verificou-se uma resistência inicial superior na modelação. Nestes pilares, a diferença de comportamento mais significativa, entre os resultados experimentais e numéricos, foi o elevado efeito de *pinching* verificado, influenciando fortemente o cálculo dos parâmetros de desempenho. Prevê-se que este comportamento tenha sido derivado do elevado nível de esforço axial aplicado aos pilares.

Para os pilares de 400 mm de diâmetro estudados em laboratório por *Gallardo-Zafra e Kawas-hima* [26], verificou-se que nos pilares de betão armado e nos pilares com encamisamento com uma camada de CFRP, a resistência máxima foi inferior na análise numérica. Sendo importante referir que os resultados experimentais apresentam irregularidades, inclusive nos pilares com maior espaçamento entre cintas foi verificada maior resistência. Nos pilares reforçados com duas camadas de CFRP obteve-se uma boa aproximação da resistência máxima.

5. Pórtico reforçado por encamisamento com CFRP e efeito de escala

Neste capítulo foi realizada a modelação de um pórtico de betão armado constituído por pilares de secção transversal circular. Procurou-se encontrar um estudo experimental de um pórtico de forma a fazer a simulação numérica, sendo este tipo de pilares bastante mais utilizado em pontes e viadutos do que em edifícios.

5.1. Caso de estudo

No presente caso de estudo foi realizada a modelação numérica e a análise de um pórtico de betão armado pertencente à ponte incluída numa autoestrada, em Itália, que liga Florença a Bolonha situada sobre o Rio Torto [42]. Numa primeira fase foi realizada a modelação à escala 1:4 do pórtico 12 pertencente à referida ponte e foram comparados os resultados numéricos com os resultados obtidos na campanha experimental levada a cabo por *Giannini et al.* [27] e *Paolacci e Giannini* [43]. Na segunda fase foi realizada a modelação do pórtico 12 à escala 1:4 e 1:1 com aplicação de reforço na viga central e foram adicionados vários esquemas de reforço por encamisamento com coletes de CFRP nos pilares.

A ponte é constituída por doze pórticos ao longo do seu desenvolvimento, sob os quais apoia o tabuleiro, cada um composto por dois pilares de secção circular, com diâmetros entre 120 cm e 160 cm, uma viga no topo a ligar os mesmos e uma ou mais vigas transversais de secção retangular, ao longo da altura dos pilares, de contraventamento. Perto dos encontros, os pilares têm uma altura de cerca de 14 m e no centro da ponte de cerca de 41 m. O vão entre pilares varia entre 29 m e 33 m. Na Figura 5.1 é apresentado o perfil longitudinal da estrutura.

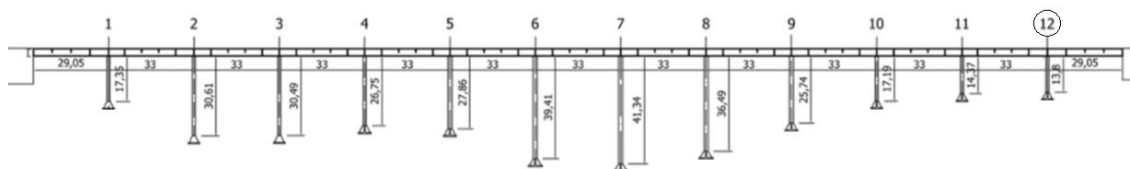


Figura 5.1 – Perfil longitudinal da ponte sobre o Rio Torto [42, 44]

5.1.1. Geometria do pórtico

O pórtico 12 analisado neste capítulo é constituído por dois pilares com secção transversal circular, uma viga central de secção retangular e uma viga superior de secção em *U* invertido a fazer a ligação dos dois pilares. Os pilares têm diâmetro $D=1200$ mm, com 16 varões longitudinais de $\varnothing 20$ mm e armaduras transversais de $\varnothing 6$ mm com espaçamento $s=140$ mm. A viga de contraventamento tem secção retangular com dimensões 400×1300 mm, armaduras longitudinais de 20 varões de $\varnothing 20$ mm junto aos apoios e 12 varões de $\varnothing 20$ mm na zona central. As armaduras transversais são de $\varnothing 8$ mm com espaçamento $s=200$ mm. A viga de ligação no topo dos pilares é uma viga com secção em *U* invertido com 4 varões longitudinais de $\varnothing 24$ mm e 8 varões de $\varnothing 20$ mm nas zonas inferior e superior da secção. Na Figura 5.2 são apresentadas as dimensões do pórtico e as secções transversais dos elementos constituintes do mesmo.

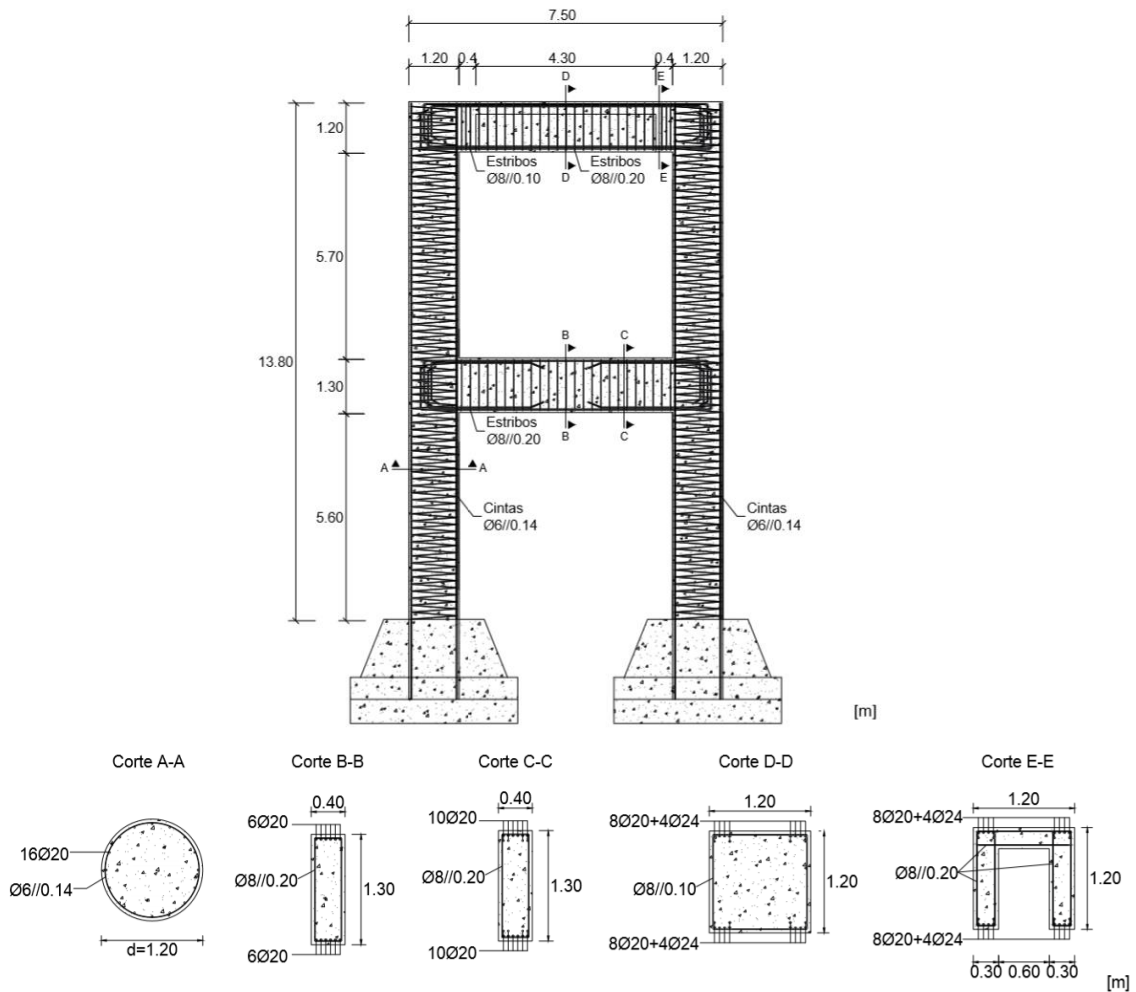


Figura 5.2 – Geometria e pormenorização das armaduras do pórtico 12 (adaptado de *Paolacci et al.* [42])

5.1.2. Características dos materiais

Existe muito pouca informação relativamente aos materiais utilizados na construção da ponte. Tendo em conta o ano de construção da mesma e a sua localização foi estimado por *Paolacci et al.* [42] que a resistência média à compressão do betão corresponde a $f_c=30$ MPa e que o aço utilizado seja de classe *AQ42* correspondendo a uma tensão de cedência $f_y=350$ MPa, tendo sido utilizados varões lisos tanto nas armaduras transversais como nas longitudinais.

5.1.3. Carregamentos existentes

Segundo *Paolacci e Giannini* [43], o peso do tabuleiro foi estimado como sendo 200 kN/m distribuído pela direção longitudinal do tabuleiro. O que resulta em que cada pórtico receba uma carga P entre 5800 kN e 6600 kN, para o pórtico 12 foi estimada a carga de 6600 kN.

5.2. Campanha experimental

Na Universidade de Roma Tre foram realizados ensaios experimentais por *Paolacci e Giannini* [43] e *Giannini et al.* [27] com três provetes à escala de 1:4 do pórtico 12. Os modelos foram submetidos a cargas verticais equivalentes às cargas a que o pórtico está sujeito *in situ* e a uma história de deslocamentos horizontais de forma a simular o dano provocado pela ação sísmica.

5.2.1. Geometria dos modelos ensaiados

Os pórticos apresentam 3,0 m de altura e são compostos por dois pilares de diâmetro $D=300$ mm, uma viga a meia altura do pórtico a uma altura de, $H=1,40$ m, com secção 100x325 mm e uma viga de secção em U invertido que liga o topo de ambos os pilares.

De forma a respeitar o efeito de escala foram considerados, para os pilares, 11 varões de aço longitudinais de 6 mm de diâmetro e armaduras transversais em espiral de 2 mm de diâmetro com espaçamento de 40 mm. Estas armaduras visam representar os 16 varões longitudinais de $\varnothing 20$ mm e as cintas de $\varnothing 8$ mm com espaçamento de 140 mm, presentes no pórtico real. No que respeita o comportamento aos esforços de corte nos pilares, as armaduras transversais utilizadas têm um diâmetro superior ao necessário, $\varnothing 1,64$ mm. A utilização de varões deste diâmetro foi ditada por ser o varão de diâmetro mínimo disponível [43].

Na Figura 5.3 são apresentadas as características dos pórticos ensaiados na campanha experimental e as secções transversais dos vários elementos constituintes do mesmo.

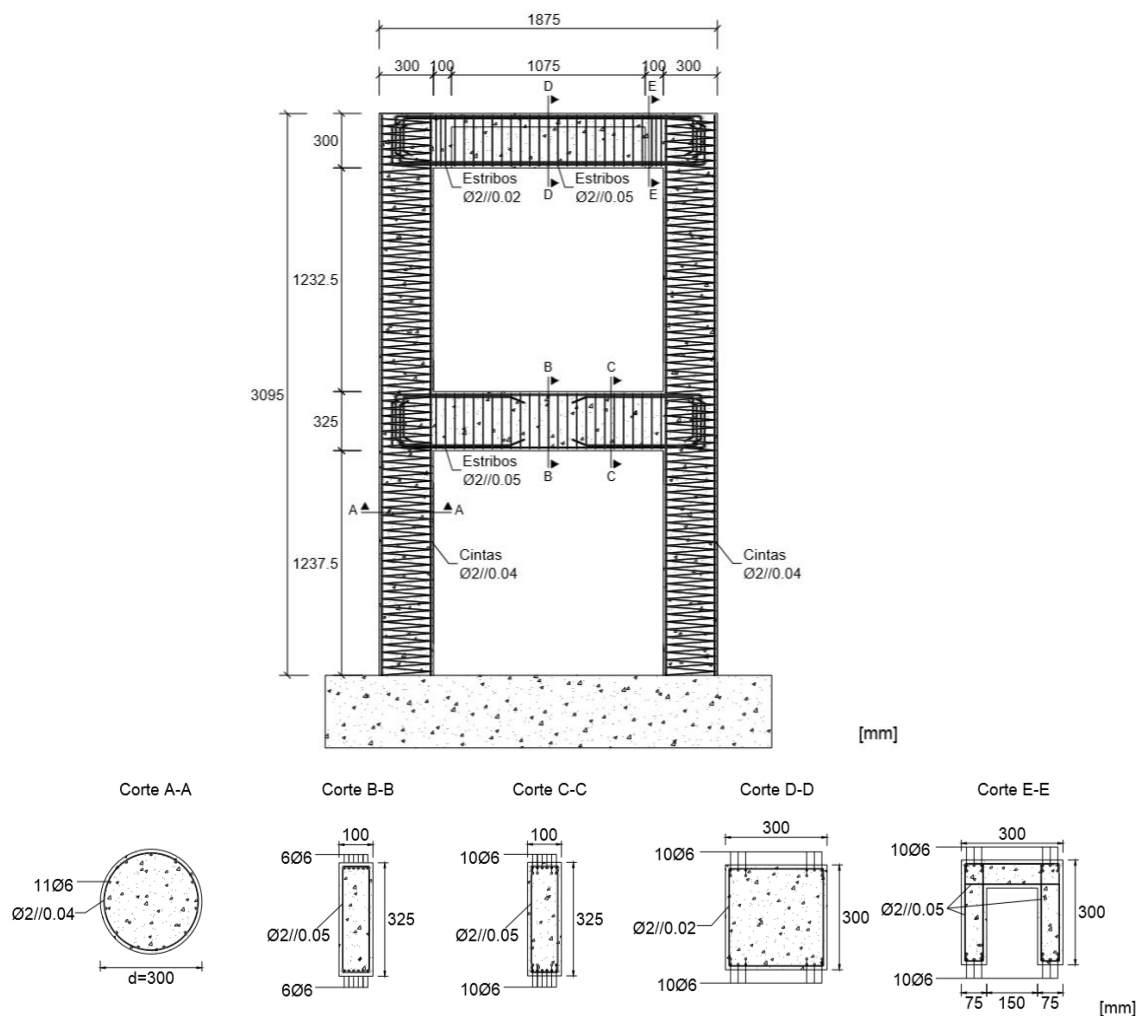


Figura 5.3 – Geometria e pormenorização das armaduras dos provetes experimentais (adaptado de Paolacci e Giannini [43])

5.2.2. Características dos materiais

Para o betão foram admitidas características semelhantes às do betão presente na estrutura real com resistência média à compressão verificada aos 28 dias $f_{cm}=26$ MPa e módulo de elasticidade $E_c=27$ GPa. O aço utilizado para as armaduras tem uma tensão de cedência $f_y=360$ MPa, módulo de elasticidade $E_s=205$ GPa e a particularidade de serem varões lisos, tais como os utilizados na estrutura real. Na Figura 5.4 é apresentado o gráfico de *tensão-extensão* do aço utilizado.

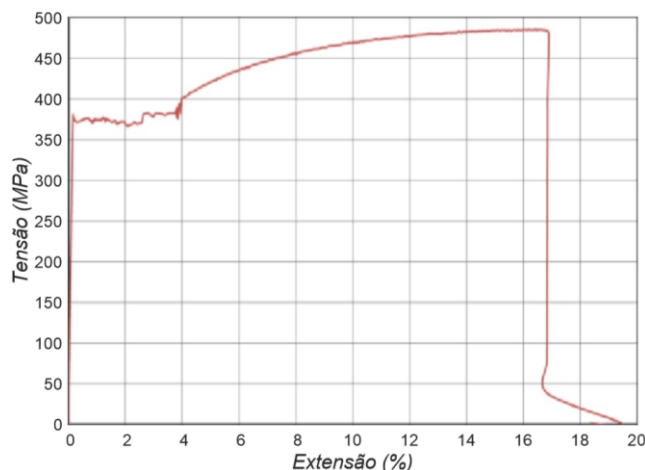


Figura 5.4 – Diagrama *tensão-extensão* do aço (adaptado de Paolacci et al. [42])

5.2.3. Procedimento de ensaio e resultados

Na campanha experimental foi aplicada uma carga vertical aos pilares do pórtico de forma a simular as cargas da estrutura adjacente ao pórtico em utilização. Em simultâneo com a carga vertical foi aplicada uma história de deslocamentos laterais no topo da estrutura.

O pórtico real da estrutura está sujeito a uma carga vertical de 6600 kN, sendo direcionada metade da carga para cada pilar, o que corresponde a um esforço normal reduzido de 0,2. De forma a que o provete à escala 1:4 tenha um valor de esforço normal reduzido da mesma ordem tem-se como carga equivalente 200 kN em cada pilar. Este carregamento foi aplicado utilizando um sistema com varões de aço *Dywidag* tensionados ligados ao topo dos pilares, na Figura 5.5 é ilustrado o esquema geral do ensaio experimental.

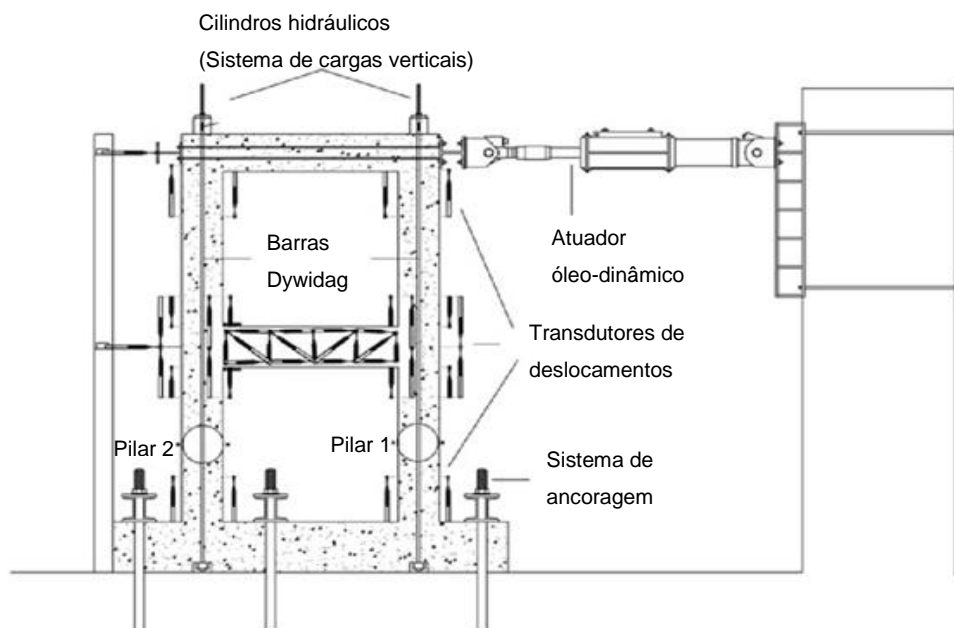


Figura 5.5 – Esquema geral do ensaio experimental (Adaptado de *Paolacci e Giannini* [43])

Atendendo ao sistema de ensaio concebido, não foi possível manter a carga vertical constante nos pilares. Consequentemente, o aumento da amplitude dos deslocamentos horizontais provocou o aumento da força vertical aplicada sobre a estrutura, indiretamente aplicada através dos varões *Dywidag*. Desta forma verificou-se que a carga vertical ao longo do ensaio é definida por ciclos coincidentes com os ciclos de deslocamentos e tem amplitudes entre -190 kN e -290 kN. Na Figura 5.6 são representados os ciclos de cargas verticais registados no ensaio experimental onde o pilar 1 fica à direita e o pilar 2 à esquerda, na Figura 5.5. Os deslocamentos horizontais aplicados variam com amplitudes entre 1 e 60 mm. Na Figura 5.7 encontra-se o ciclo de deslocamentos horizontais aplicados à estrutura ao longo do ensaio.

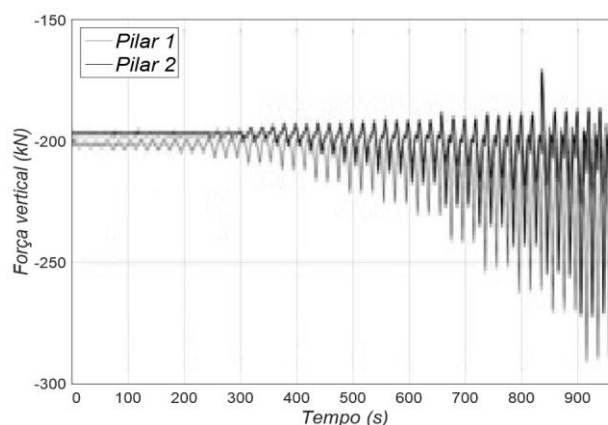


Figura 5.6 – História de carga vertical N ao longo do ensaio experimental (adaptado de *Paolacci e Giannini* [43])

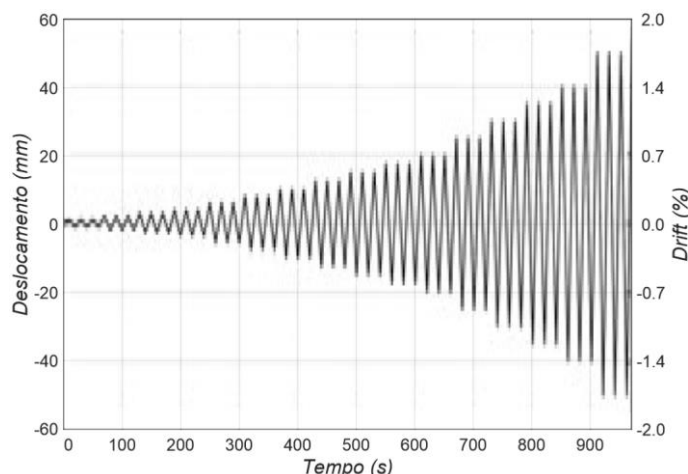


Figura 5.7 – História de deslocamentos laterais aplicada à estrutura no ensaio experimental (adaptado de Paolacci e Giannini [43])

Os resultados experimentais obtidos por Paolacci e Giannini [43] são apresentados no Anexo I. Uma vez que a carga vertical aplicada não se manteve constante como seria expectável e aumenta em função da amplitude dos deslocamentos horizontais verificou-se que a resistência também tem um crescimento contínuo com o aumento da amplitude dos deslocamentos.

5.3. Modelação numérica – Simulação do ensaio experimental

Nesta fase foi realizada a modelação do pórtico 12 à escala 1:4 com o objetivo de simular os resultados experimentais. Para o efeito foram considerados dois casos distintos, o primeiro com utilização de elementos de plasticidade distribuída e o segundo com utilização de elementos de plasticidade semi-concentrada.

5.3.1. Elementos

Na modelação efetuada utilizaram-se elementos de plasticidade distribuída (*ForceBeamColumn*) tal como nos Capítulos 3 e 4 e elementos de plasticidade semi-concentrada (*BeamWithHinges*), para a definição dos elementos de pilar e viga. Nos elementos *BeamWithHinges* foi utilizado o esquema de integração *HingeRadauTwo* (2 pontos de integração na zona de comportamento não linear), para o cálculo do comprimento da rótula plástica foi utilizada a equação (4.3) tendo-se obtido para o efeito um valor de 150 mm. Nos elementos de plasticidade distribuída, à semelhança da consideração realizada no Capítulo 4, o número de pontos de integração foi estabelecido de forma a que o peso w do ponto de integração na extremidade dos pilares seja aproximadamente o comprimento de rótula plástica.

As ligações entre os pilares e as vigas são realizadas recorrendo a elementos rígidos. Estes elementos foram definidos no *OpenSEES* [39] com recurso ao tipo de elemento *trussSection* para a ligação entre a viga central e os pilares e com recurso a elementos com comportamento elástico linear na ligação da viga superior com os pilares, aos quais são atribuídas elevada rigidez

e inércia de forma a terem comportamento rígido, estes elementos foram os seleccionados devido ao método de aplicação dos deslocamentos ser definido com recurso a uma *constraint* no topo dos pilares, o que impossibilita a utilização do elemento *trussSection* nestas ligações. Na Figura 5.8 apresentam-se os elementos utilizados nos casos de plasticidade distribuída e plasticidade semi-concentrada.

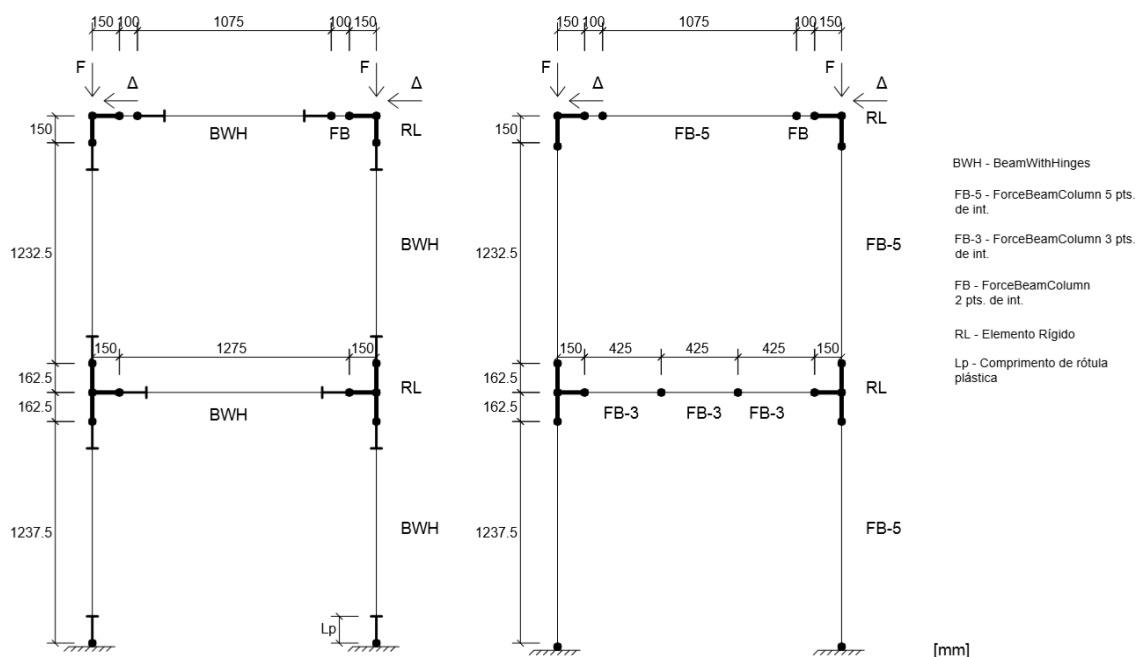


Figura 5.8 – Distribuição de nós e elementos do modelo do pórtico à escala 1:4

5.3.2. Discretização das secções

Para a discretização das secções foram consideradas em todos os elementos pelo menos 200 fibras sendo a discretização da viga superior a mais refinada devido à forma irregular da secção transversal. As armaduras longitudinais foram definidas com recurso a uma única fibra por cada varão na secção. Na Figura 5.9 são representadas as discretizações consideradas para todos os elementos pertencentes à estrutura.



Figura 5.9 – Discretização considerada para os elementos da estrutura

5.3.3. Materiais

A definição dos materiais foi realizada com recurso aos materiais *Concrete01* e *Steel02*, para o betão e aço respetivamente, à semelhança da definição utilizada nos capítulos prévios. As características definidas para ambos são apresentadas de seguida.

Betão, *Concrete01*

O material betão foi definido pelo material *Concrete01*, com resistência média à compressão $f_{cm}=26,0$ MPa e correspondente extensão $\epsilon_c=0,002$. Considerou-se adequada a utilização de um betão sem resistência de tração, à semelhança da modelação numérica realizada por *Paolacci* e *Giannini* [43]. Para o betão confinado, as características foram estabelecidas através do modelo de confinamento de *Mander et al.* [35]. As características do betão para os diferentes elementos são apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Material betão para o pórtico à escala 1:4

<i>Concrete01</i>					
Elemento	Zona	$f_c^{(1)}$ (MPa)	$\epsilon_{c0}^{(2)}$	$f_{cu}^{(3)}$ (MPa)	$\epsilon_{cu}^{(4)}$
Pilares	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,20	-0.0035
	núcleo	-27,3	-0,0025	-21,74	-0.0061
Viga central e superior	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,20	-0.0035
	núcleo	-26,1	-0,0021	-17,50	-0.0056
Viga superior (apoios)	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,20	-0.0035
	núcleo	-27,2	-0,0027	-18,40	-0.0082

(1)(2)(3) Valores estabelecidos a partir de *Mander et al.* [35]

(4) Valor estabelecido a partir de *Priestley et al.* [49]

Aço, *Steel02*

O aço das armaduras longitudinais apresenta uma tensão de cedência $f_y=360$ MPa e módulo de elasticidade $E_s=205$ GPa. A modelação deste material foi realizada, tal como nos Capítulos 3 e 4, através do material *Steel02* que segue o modelo de *Menegotto* e *Pinto* [40]. Na Tabela 5.2 apresentam-se todos os valores considerados, foi considerado para o parâmetro R_0 o valor 11 (por ter sido com este valor que se obteve uma melhor aproximação entre a simulação numérica e os resultados do ensaio experimental).

Tabela 5.2 – Material aço utilizado para as armaduras longitudinais

<i>Steel02</i>					
f_y (MPa)	E (MPa)	b	R_0	R_1	R_2
360	205 000	0,0045	11	0,925	0,15

5.3.4. Modelação do comportamento não linear de corte da viga central

No ensaio experimental verificou-se a rotura por esforço transversal da viga central, tendo sido este o modo de rotura predominante da estrutura. Uma vez que a modelação é realizada pelo método de elementos finitos de barra com discretização por fibras, de forma a calibrar o modelo de comportamento de esforço transversal da viga central é necessário implementar uma lei de comportamento independente na simulação. Para o estabelecimento deste material é utilizado o material *Hysteretic Material* presente no programa *OpenSEES* [39] e à semelhança da modelação realizada por *Paolacci e Giannini* [43]. A sua definição é feita com recurso a três pontos (*força, extensão por corte*), o primeiro ponto definido foi estimado por *Paolacci e Giannini* [43] como sendo o ponto onde ocorreu a primeira fenda no ensaio experimental e tem valores de 32 kN e 0,00035 para a tensão e extensão de corte, respetivamente. O segundo ponto de definição da curva foi avaliado por *Paolacci e Giannini* [43] parcialmente pelo ensaio experimental e confirmado utilizando o método proposto por *Priestley et al.* [51] para a avaliação do esforço transversal resistente do elemento estrutural perto do colapso. Neste método a força resistente de esforço transversal V_n é dada por (5.1).

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.1)$$

Sendo V_c e V_s as parcelas de contribuição do betão e das armaduras transversais, respetivamente e V_p a parcela correspondente ao aumento de resistência ao corte quando o elemento se encontra axialmente comprimido, parcela esta não considerada pelos autores [43]. A parcela V_c é definida por (5.2).

$$V_c = k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_e \quad (5.2)$$

Com $A_e = 0,8 \cdot A_{total}$ e k como coeficiente dependente do fator de ductilidade μ_ϕ do elemento. Neste trabalho para μ_ϕ é utilizado o valor $\mu_\phi = 1$ estabelecido também por *Paolacci e Giannini* [43] através da observação do comportamento da estrutura no ensaio experimental. O coeficiente k obtém-se pelo diagrama apresentado na Figura 5.10. Sendo ρ_t a percentagem de armaduras longitudinais da secção.

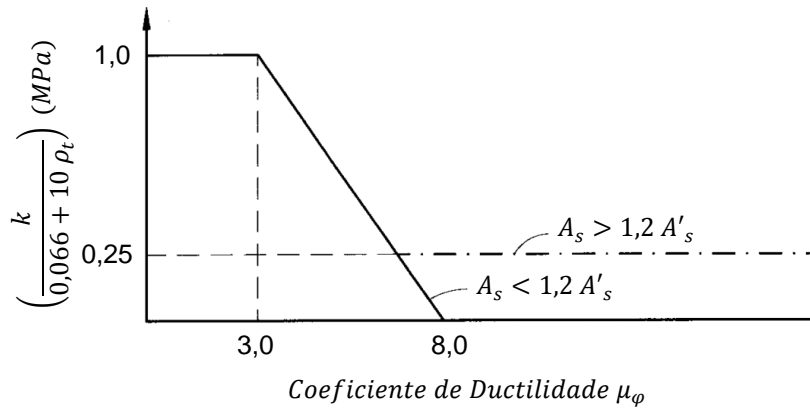


Figura 5.10 – Diagrama coeficiente k -fator de ductilidade μ_{Δ} (adaptado de Priestley et al. [51])

A contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal V_s é dada por (5.3). Em que D' é a dimensão entre os dois ramos das cintas, de centro a centro; f_y é a tensão de cedência dos estribos; s é o espaçamento entre estribos, A_v a área média efetiva de armaduras transversais para a secção retangular e θ é o ângulo de inclinação das escoras de betão com o eixo do elemento.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot D'}{s} \cdot \cot \theta \quad (5.3)$$

Por este método chegou-se ao valor de V_n igual a 52 kN de resistência ao esforço transversal para uma extensão por corte de 0,001 verificada experimentalmente. Para o terceiro ponto de definição da curva de resposta ao corte do elemento é considerada a manutenção da resistência e é considerado o valor 0,01 para a extensão, valor este também obtido no ensaio experimental. Na Figura 5.11 é apresentada a curva *força-extensão por corte* que define o comportamento ao corte da viga central.

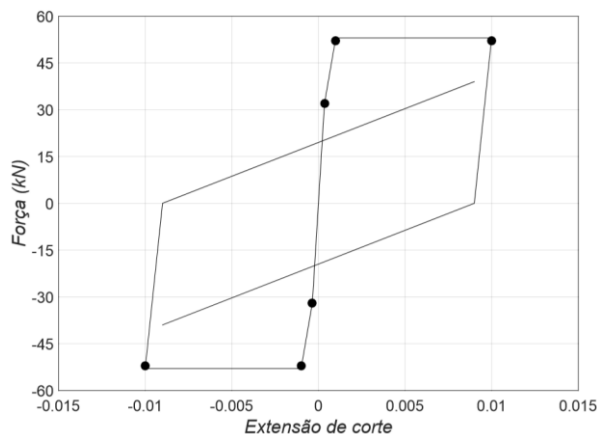


Figura 5.11 – Diagrama *força-extensão* do material que define o comportamento ao esforço transversal da viga central

A aplicação deste material no modelo é feita com recurso ao comando *Section Aggregator*, este comando agrupa o comportamento ao corte do *Hysteretic Material* ao comportamento de flexão e esforço axial da secção de fibras. Através da aplicação deste material no modelo verificou-se que a consideração de uma resistência igual no segundo e terceiro pontos definidos provocou falha na análise, pelo que para o terceiro ponto de tensão foi definindo o valor de 51,995.

5.3.5. Carregamento aplicado e procedimento de análise

Na aproximação da modelação ao ensaio experimental colocou-se como problema a aplicação de uma carga vertical variável em simultâneo com a aplicação da história de deslocamentos laterais. Para ser possível realizar a aplicação de ambas as cargas, procedeu-se à alteração do tipo de análise de controlo de deslocamentos (*DispControl*) para controlo de carga (*LoadControl*). A história de deslocamentos foi aplicada como *constraint* nos nós com a utilização do comando *sp command* e o carregamento axial variando, simultaneamente, com a aplicação dos deslocamentos. De seguida apresenta-se a definição realizada para esta análise:

Constraints – Transformation: com a aplicação dos deslocamentos laterais pela utilização de uma *constraint*, a opção *Plain* deixa de ser apropriada para o sistema pelo que neste caso é utilizada a opção *Transformation* que condensa os graus de liberdade restringidos.

Numberer – Plain

System – BandGeneral

Test – NormDisplIncr, Tol. $1,0 \cdot 10^{-8}$, Ite. 900

Algorithm – Newton, (ModifiedNewton, NewtonLineSearch e KrylovNewton)

Integrator – Load Control: Integração numérica por controlo de carga. Os deslocamentos laterais são aplicados através de uma *constraint* com incrementos de 0,015.

Analysis – Static

Na Figura 5.12 são apresentadas a história de carga vertical aplicada e a história de deslocamentos horizontais, sendo os picos de carga coincidentes com os picos de amplitude de deslocamento em cada ciclo.

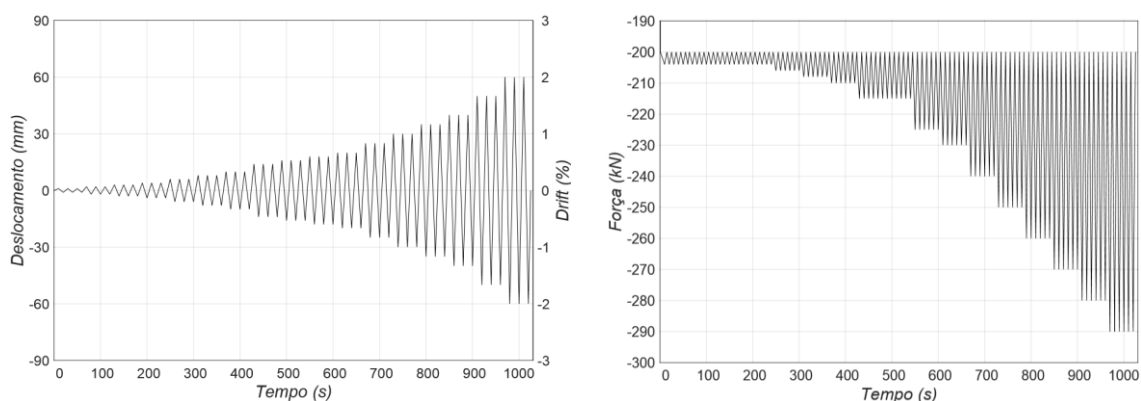


Figura 5.12 – Aproximação da história de deslocamento lateral e carregamento axial, à esquerda e direita respetivamente, para comparação com os resultados experimentais de *Paolacci e Giannini* [43]

5.3.6. Resultados

Para a comparação numérica entre os resultados numéricos e os obtidos na na campanha experimental de *Paolacci e Giannini* [43], são analisados os diagramas *força-deslocamento*. Na Figura 5.13 apresentam-se os resultados obtidos com a utilização dos elementos *BeamWithHinges* e *ForceBeamColumn*.

Através dos diagramas *força-deslocamento* constata-se que ambas as formulações de plasticidade semi-concentrada (*BeamWithHinges*) e plasticidade distribuída (*ForceBeamColumn*) obtiveram uma resposta semelhante. Constatando-se em ambas uma rigidez inicial mais elevada e valores de resistência inferior quando são aplicados deslocamentos no sentido positivo comparativamente com o resultado experimental. Os resultados numéricos apresentaram também energia dissipada superior aos experimentais.

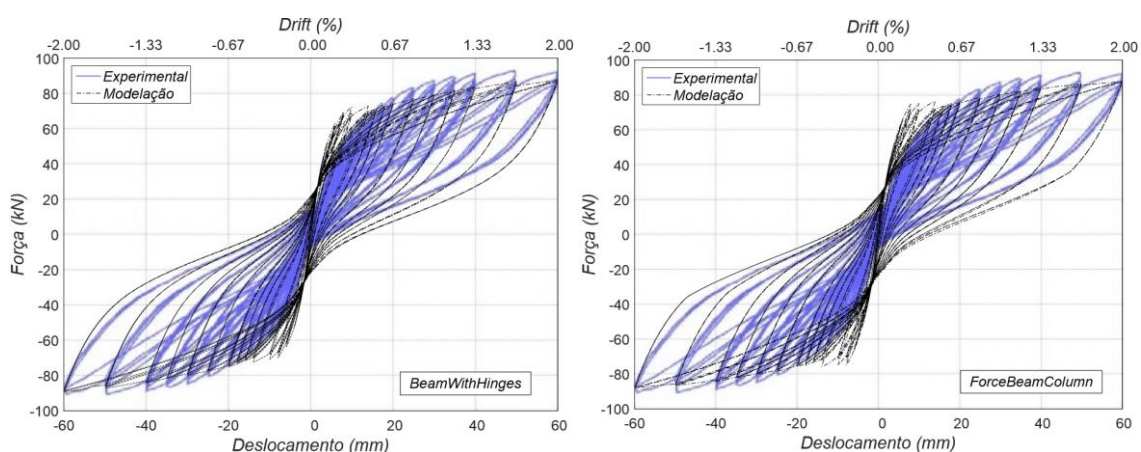


Figura 5.13 – Diagramas *força-deslocamento* e comparação com o resultado experimental de *Paolacci e Giannini* [43]

Adicionalmente aos diagramas *força-deslocamento* do pórtico foram analisados também os diagramas de *força de corte-extensão de corte* da viga central apresentados na Figura 5.14, tendo esse comportamento sido definido através do material *Hysteretic Material*. Por observação dos diagramas observa-se que em ambas as formulações a viga central atingiu a tensão máxima estabelecida sendo que no caso da plasticidade distribuída se verificou que a viga teve maiores extensões do que no caso de plasticidade semi-concentrada.

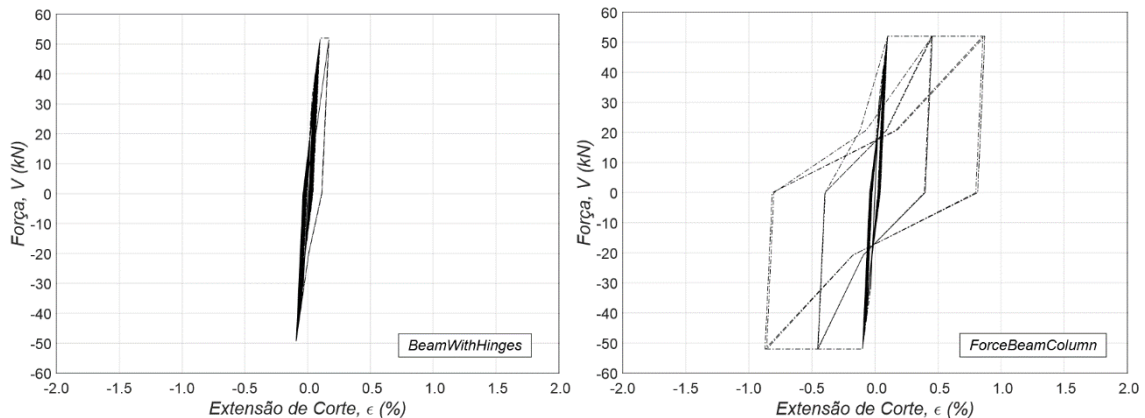


Figura 5.14 – Diagramas *força de corte da viga central-extensão de corte*

5.3.7. Rigidez da ligação pilar-fundação

Na simulação dos resultados experimentais, Figura 5.13, verificou-se que a rigidez inicial da estrutura na modelação foi bastante superior ao observado nos modelos experimentais pelo que se optou por adicionar molas helicoidais junto à base dos pilares para aproximar a rigidez da ligação entre os pilares e fundação do pórtico. Na Figura 5.15 são apresentados os diagramas para o caso em que a ligação dos pilares à fundação é considerada como encastrada e o caso em que à ligação são adicionadas molas helicoidais com rigidez $k_{\theta}=5000$ kN·m/rad. A adição de molas helicoidais na base da estrutura revelou-se muito eficiente a aproximou bem a rigidez inicial verificada no ensaio experimental.

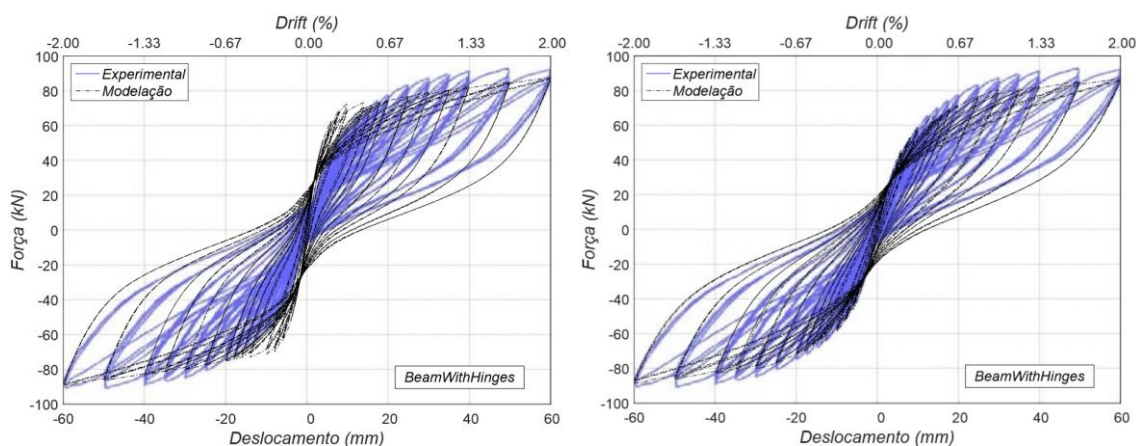


Figura 5.15 – Diagramas força-deslocamento com ligação rígida e com molas helicoidais na base da estrutura à esquerda e direita, respetivamente

5.4. Modelação numérica – Pórticos à escala 1:4 e à escala 1:1

O pórtico 12 foi ensaiado à escala 1:4 sem ser reforçado. O objetivo inicial da análise numérica efetuada foi o de simular e calibrar o comportamento do ensaio experimental do pórtico de betão armado à escala 1:4, em seguida admitiu-se que o mesmo pórtico seria reforçado por encamisamento com diferentes coletes de CFRP e simulou-se esse efeito. Posteriormente, o pórtico de betão armado à escala 1:1 foi igualmente simulado sem reforço e reforçado com diferentes camadas de CFRP. A partir dos resultados obtidos por aproximação ao ensaio laboratorial, decidiu-se realizar esta modelação com elementos de plasticidade semi-concentrada (*BeamWithHinges*) por terem apresentado mais facilidade de convergência na análise com resultados bem aproximados. Assim, é utilizado o esquema de elementos apresentados na Figura 5.8 com utilização de elementos *BeamWithHinges*, com comprimento de rótula plástica de 150 mm e 650 mm, para as escalas 1:4 e 1:1, respetivamente. Para a discretização das secções em ambas as escalas foi utilizada a mesma discretização estabelecida por aproximação ao ensaio laboratorial e apresentada na Figura 5.9.

5.4.1. Soluções de encamisamento com coletes de CFRP

Para a aplicação de reforço por encamisamento com coletes de CFRP foi escolhido o mesmo tipo de material utilizado no estudo de *Chastre* [9] (efetuado no Capítulo 4). O motivo para a escolha deste CFRP prende-se no facto de ter sido o material anteriormente utilizado na simulação dos ensaios à compressão axial e à flexão composta. As características do mesmo são apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Propriedades do sistema de CFRP

Designação	t (mm)	f_f (MPa)	E_f (MPa)	ε_f (%)
MBrace C1-30	0,176	3 937	241 000	1,54

5.4. Modelação numérica – Pórticos à escala 1:4 e à escala 1:1

O colete de CFRP foi considerado ao longo de todo o comprimento do pilar. No pórtico da escala 1:4 foram considerados coletes de 2 e de 4 camadas de CFRP. Para o pórtico da escala 1:1 foram considerados os mesmos casos de reforço do pórtico da escala 1:4 (2 e 4CFRP), com o objetivo de perceber o efeito de escala na eficiência do confinamento transmitido pelo CFRP. Adicionalmente no pórtico à escala 1:1 foram considerados dois casos em que o pórtico foi reforçado com 8 e 16 camadas de CFRP com o intuito de verificar o efeito da pressão lateral de confinamento f_l com o diâmetro do pilar, dada pela expressão (5.4).

$$f_l = \frac{2 \cdot f_f \cdot t}{D} = \frac{2 \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot t}{D} \quad (5.4)$$

Em que f_f e ε_f são os valores de tensão e extensão da fibra perimetral de espessura t aplicada num pilar de diâmetro D e E_f é o módulo de elasticidade do CFRP. O número de camadas escolhido, resultou de igualar a pressão lateral de confinamento dos pórticos nas duas escalas, com o mesmo tipo de CFRP, obtendo-se a relação (5.5).

$$f_{l,esc.1:4} = f_{l,esc.1:1} \Leftrightarrow \frac{t_{esc.1:4}}{D_{esc.1:4}} = \frac{t_{esc.1:1}}{D_{esc.1:1}} \Leftrightarrow t_{esc.1:1} = 4 \cdot t_{esc.1:4} \quad (5.5)$$

De onde se conclui que para se obter a mesma pressão de confinamento em ambas as escalas é necessário aplicar ao pórtico à escala 1:1 quatro vezes o número de camadas de CFRP aplicadas no pórtico à escala 1:4. Na Tabela 5.4 apresentam-se todos os casos modelados.

Tabela 5.4 – Soluções de reforço consideradas

Solução	Escala	Design.	Nº de camadas	Esp. CFRP (mm)
1	1:4 e 1:1	BA	-	-
2	1:4 e 1:1	2CFRP	2	0,356
3	1:4 e 1:1	4CFRP	4	0,704
4	1:1	8CFRP	8	1,408
5	1:1	16CFRP	16	2,816

5.4.2. Solução de reforço da viga central

No ensaio experimental realizado por *Paolacci e Giannini* [43] verificou-se que, para além de fendas de rotura por flexão nos pilares, ocorreu rotura devido ao esforço de corte da viga central por fraca pormenorização das armaduras transversais, sendo este o modo de rotura proeminente. Uma vez que, nesta fase, se pretende aplicar amplitudes de deslocamentos laterais superiores aos aplicados experimentalmente, sem existência de rotura pela viga central, é proposta uma solução de reforço da secção da viga com encamisamento de betão e adição de armaduras. Para o pórtico de escala 1:4 são utilizados varões de 2 mm de diâmetro espaçados a 25 mm e para o pórtico de escala 1:1 são utilizados varões de 8 mm de diâmetro espaçados a 100 mm. O aço considerado é de características idênticas ao presente no pórtico na campanha experimental de *Paolacci e Giannini* [43].

Para o cálculo do incremento de resistência introduzido pela solução de reforço foi utilizado o método proposto por *Priestley et al.* [51], utilizado para o estabelecimento do comportamento da viga ao esforço transversal. Na Figura 5.16 apresenta-se, de forma esquemática, o reforço aplicado e na Tabela 5.5 é apresentado o incremento de resistência de esforço transversal introduzido pelo reforço.

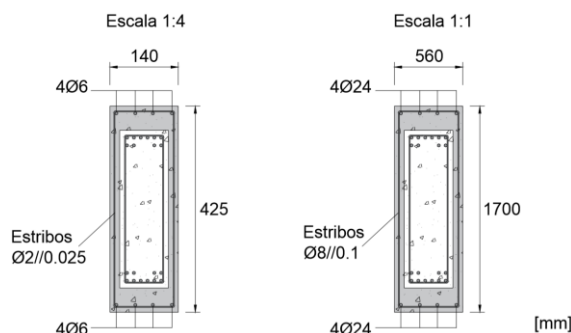


Figura 5.16 – Secções transversais da viga central com reforço por encamisamento de betão e armaduras para o pórtico à escala 1:4 e 1:1

Tabela 5.5 – Esforço transversal resistente da viga central dos pórticos de escalas 1:4 e 1:1

Escala	Aplicação do reforço	V_c (kN)	V_s (kN)	V_n (kN)
1:4	Sem reforço	34,9	16,7	51,6
	Com reforço	48,5	61,5	110,0
1:1	Sem reforço	424,2	267,8	692,0
	Com reforço	776,7	983,9	1760,6

Na Figura 5.17 apresenta-se de forma esquemática a geometria dos pórticos com e sem reforço por encamisamento de CFRP, ambos com o reforço da viga central implementado.

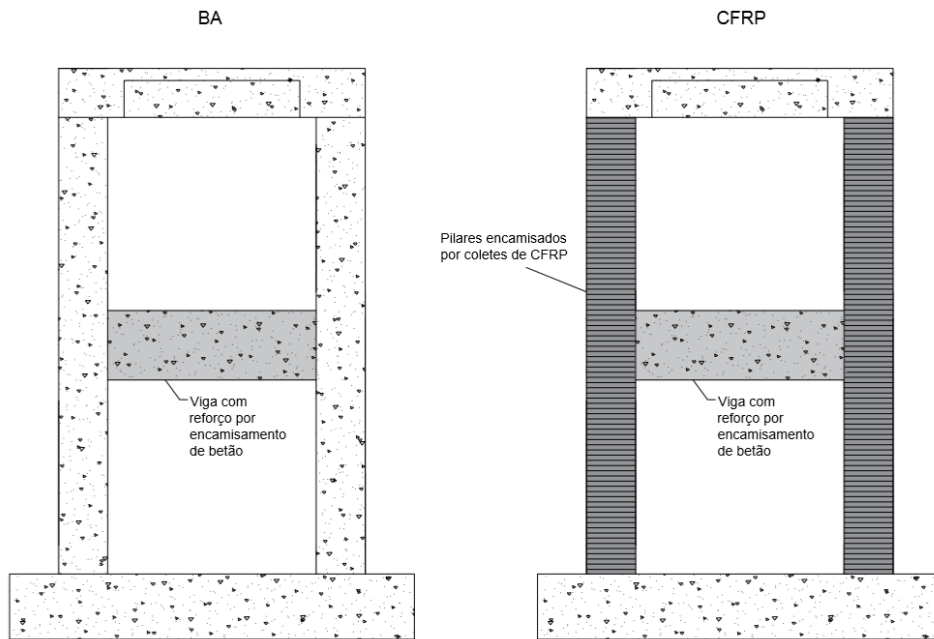


Figura 5.17 – Esquema representativo dos diferentes esquemas de reforço adotados para as escalas 1:4 e 1:1

5.4.3. Materiais

Uma vez que, neste estudo, se pretende analisar o efeito de escala observado no reforço da estrutura, utilizaram-se materiais, para o betão e aço, com as mesmas características para ambas as escalas. Desta forma, os resultados de ambas as escalas não sofrem a influência da distinção de características dos materiais. Os modelos de materiais utilizados, à semelhança dos Capítulos 3 e 4 foram o *Concrete01*, *Steel02* e *ConfinedConcrete01* para o betão, aço e betão confinado por encamisamento de CFRP.

Betão, *Concrete01*

As propriedades do material betão não confinado e confinado, definidas através do modelo de confinamento de *Mander et al.* [35], para ambas as escalas 1:4 e 1:1, são apresentadas nas Tabelas 5.6 e 5.7.

Tabela 5.6 – Material betão para o caso do pórtico de escala 1:4

Concrete01					
Designação	Zona	$f_c^{(1)}$ (MPa)	$\epsilon_{c0}^{(2)}$	$f_{cu}^{(3)}$ (MPa)	$\epsilon_{cu}^{(4)}$
Pilares	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,2	-0,0035
	núcleo	-27,3	-0,0025	-21,7	-0,0061
Viga central	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,2	-0,0035
	núcleo	-27,9	-0,0027	-21,6	-0,0076
Viga superior	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,2	-0,0035
	núcleo	-26,1	-0,0021	-17,5	-0,0056
Viga superior (apoios)	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,2	-0,0035
	núcleo	-27,2	-0,0027	-18,4	-0,0082

(1)(2)(3) Valores estabelecidos a partir de *Mander et al.* [35]

(4) Valor estabelecido a partir de *Priestley et al.* [49]

Tabela 5.7 – Material betão para o caso do pórtico de escala 1:1

Concrete01					
Designação	Zona	$f_c^{(1)}$ (MPa)	$\epsilon_{c0}^{(2)}$	$f_{cu}^{(3)}$ (MPa)	$\epsilon_{cu}^{(4)}$
Pilares	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,2	-0,0035
	núcleo	-26,9	-0,0023	-21,4	-0,0054
Viga central	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,2	-0,0035
	núcleo	-28,1	-0,0028	-22,4	-0,0074
Viga superior	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,2	-0,0035
	núcleo	-26,2	-0,0021	-19,8	-0,0049
Viga superior (apoios)	recobrimento	-26,0	-0,002	-5,2	-0,0035
	núcleo	-27,0	-0,0024	-18,7	-0,0074

(1)(2)(3) Valores estabelecidos a partir de *Mander et al.* [35]

(4) Valor estabelecido a partir de *Priestley et al.* [49]

Aço, *Steel02*

Para o aço das armaduras longitudinais foi considerado o mesmo material utilizado na simulação dos ensaios experimentais de *Paolacci e Giannini* [43], sendo a sua definição feita pelos valores apresentados na Tabela 5.2.

Confinamento por CFRP, *ConfinedConcrete01*

Para o betão confinado por encamisamento com CFRP foi utilizado o material *ConfinedConcrete01*, a sua definição foi realizada à semelhança do Capítulo 4, todos os parâmetros utilizados para a definição do mesmo são apresentados na Tabela A.3 no Apêndice A.

5.4.4. Rigidez da ligação pilar-fundação

Nesta fase foram aplicadas molas helicoidais na base da estrutura partindo da simulação do ensaio experimental realizada. O cálculo da rigidez das molas para a estrutura à escala 1:1 baseou-se na relação da rigidez dos pilares entre ambas as escalas, considerando o ponto de momento nulo à altura $2/3 \cdot L$, sendo L o comprimento livre da base até à viga central. Pelo método considerado obteve-se a relação $k_{\theta}(\text{esc.1:1})=5 \cdot k_{\theta}(\text{esc.1:4})$, resultando em $k_{\theta}=5000 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$ para a escala 1:4 e $k_{\theta}=25000 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$ para a escala 1:1.

5.4.5. Carregamento aplicado

Tal como no Capítulo 4, na modelação dos pórticos foram aplicados dois carregamentos distintos. Numa primeira fase, foi aplicada uma carga vertical de compressão em ambos os pilares de valor constante, 200 kN e 3300 kN para as escalas 1:4 e 1:1 respetivamente, que se mantém constante em toda a análise. Após a aplicação da carga vertical foi aplicada a história de deslocamentos horizontais, em que para tal foi criada uma *constraint* que obriga que os nós no topo dos pilares sejam submetidos à mesma história de deslocamentos. Admitiu-se esta hipótese devido ao esquema de aplicação dos deslocamentos horizontais no ensaio experimental. Na Figura 5.18 é apresentada a distribuição de nós e elementos, bem como, o ponto de aplicação de carga vertical e dos deslocamentos horizontais para ambas as escalas consideradas.

A história de deslocamentos aplicada é similar para ambas as escalas, em relação ao *drift* da estrutura, as amplitudes dos deslocamentos são crescentes em 0,25% de *drift* (sendo aplicados três ciclos de deslocamento completos para cada amplitude). Por compatibilidade com a análise realizada por Paolacci e Giannini [43] na campanha experimental, o *drift* foi calculado tendo em conta a altura total do pórtico ao invés da altura entre pisos.

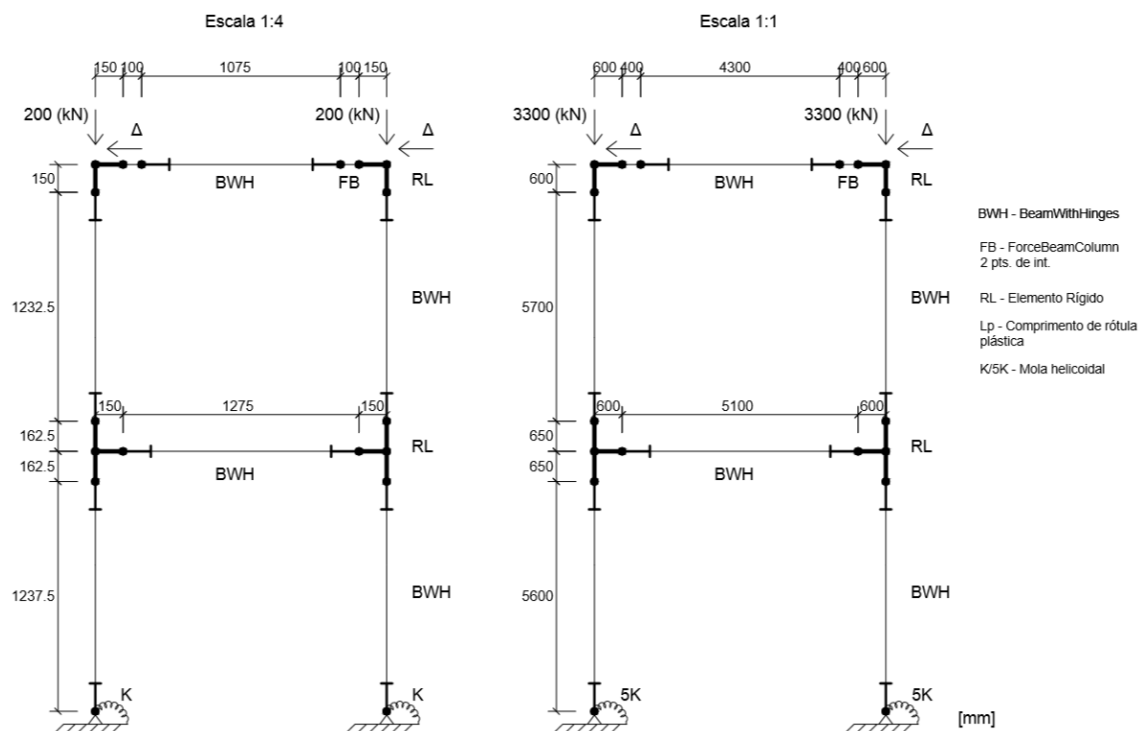


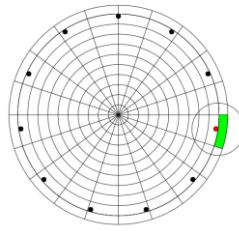
Figura 5.18 – Distribuição de nós e elementos dos modelos do pórtico à escala 1:4 e 1:1

5.5. Análise dos resultados

Nesta secção são apresentados os diagramas *força-deslocamento* obtidos na modelação numérica. Adicionalmente são apresentadas as extensões das fibras de betão e aço da secção de encastramento do pilar. Considerou-se um critério de rotura no modelo para a ocorrência do primeiro dos seguintes parâmetros: a rotura por tração das armaduras longitudinais estabelecida pela extensão máxima admitida, $\epsilon=16\%$, ou a diminuição da resistência máxima mobilizada pela estrutura em 15%.

A obtenção da tensão e extensão máximas presentes na secção foi realizada com recurso ao *recorder StressStrain* nas fibras extremas de betão e armaduras, onde são esperados os esforços máximos nas fibras. Esta medição foi realizada num total de quatro fibras para o betão e quatro fibras para o aço, situando-se duas em cada pilar. Para além do ponto de rotura, nos diagramas *força-deslocamento* é apresentado o ponto de extensão máxima atingida na fibra do betão na extremidade da secção dos pilares. Para os casos BA, o esmagamento do betão é considerado para a extensão de $3,5 \cdot (10^{-3})$ e para os casos reforçados com CFRP é apresentado o ponto em que é atingida a extensão máxima de 3,5%. Na Figura 5.19 são apresentadas as fibras de betão e aço onde, por observação dos resultados, se obtiveram maiores esforços.

Secção na zona de encastramento

Figura 5.19 – Medição *tensão-extensão* nas fibras de aço e betão de extremidade da secção

Diagramas *força-deslocamento*

Na Figura 5.20 são apresentados os diagramas *força-deslocamento* para os casos analisados dos pórticos, à escala 1:4 e 1:1 de betão armado e com reforço por encamisamento com coletes de 2 e 4CFRP. Realizando uma análise aos diagramas *força-deslocamento*, constata-se que a aplicação do reforço por encamisamento com os coletes de 2 e 4CFRP se traduziu no aumento de resistência global dos pórticos para ambas as escalas. Em termos de ductilidade era expectável que a aplicação do reforço com estes coletes se traduzisse num aumento significativo, no entanto, os incrementos neste aspeto foram menores do que o esperado. Nos casos de escala 1:4, os incrementos, relativos ao caso BA de referência, foram de 11% em termos de força máxima e 22% em termos de ductilidade para o reforço com 2CFRP e de 13% em termos de força máxima e 29% em termos de ductilidade para o reforço com 4CFRP. Enquanto que, nos casos da escala 1:1, o reforço com 2CFRP conduziu a um aumento de ductilidade de apenas 2% e a um incremento de 4% de força máxima. Por sua vez, o reforço com coletes de 4CFRP mostrou um incremento de 6% para a força máxima e de 12% em ductilidade. Os valores da força e do deslocamento na cedência, bem como, da força máxima e respetivos valores do deslocamento, *drift* e coeficiente de ductilidade em deslocamentos são apresentados na Tabela 5.8. Por sua vez, os incrementos relativamente aos casos BA de referência são expostos na Tabela 5.9.

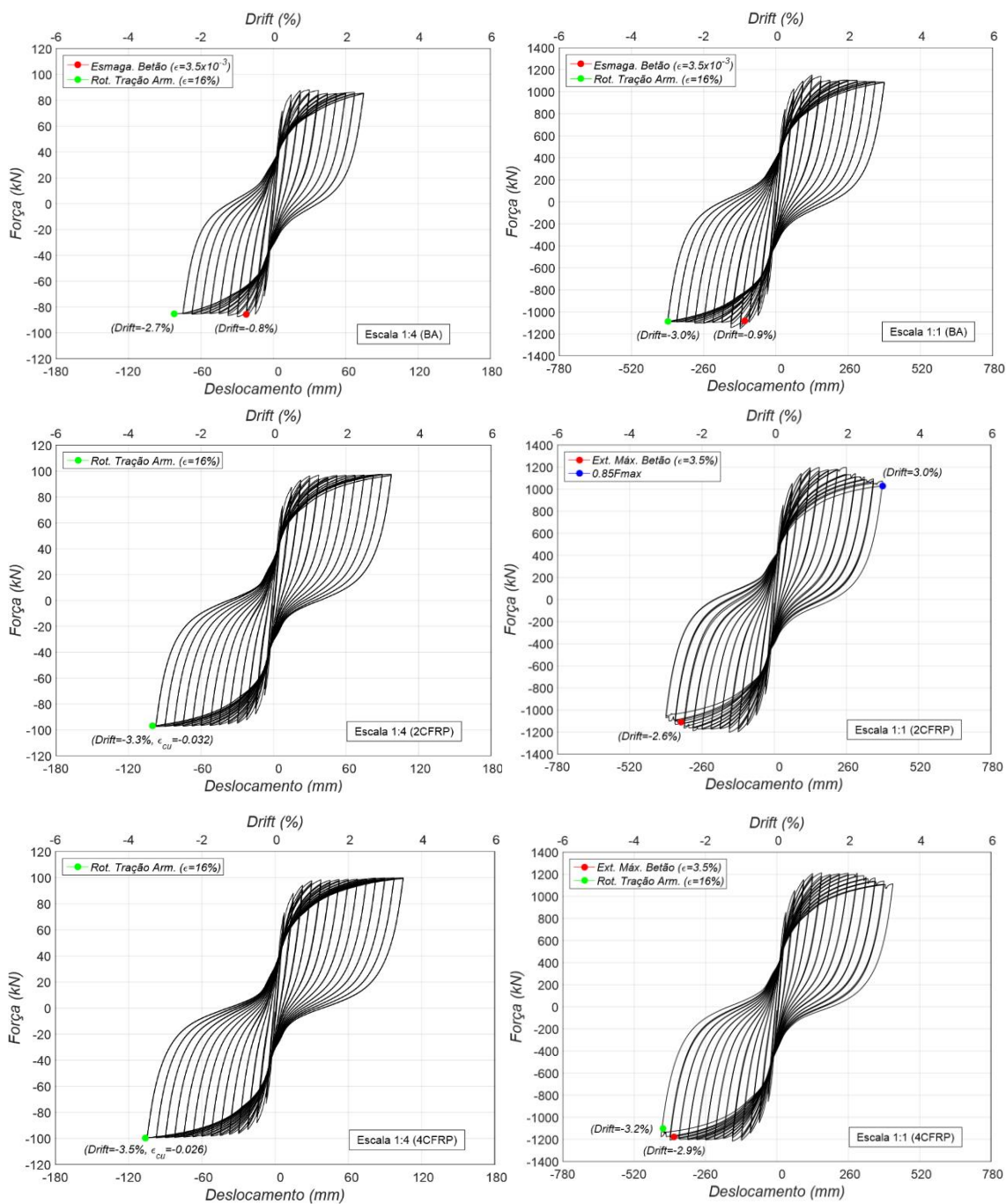


Figura 5.20 – Diagramas força-deslocamento dos pórticos de BA e de 2 e 4CFRP à escala 1:4 e à escala 1:1

No pórtico da escala 1:1 foram considerados, adicionalmente, os casos de reforço com coletes com 8 e 16 camadas de CFRP, (quatro vezes o número de camadas utilizado nos casos da escala 1:4), tendo sido realizada a avaliação do desempenho também para estes casos. Os diagramas força-deslocamento obtidos nesta análise são apresentados na Figura 5.21.

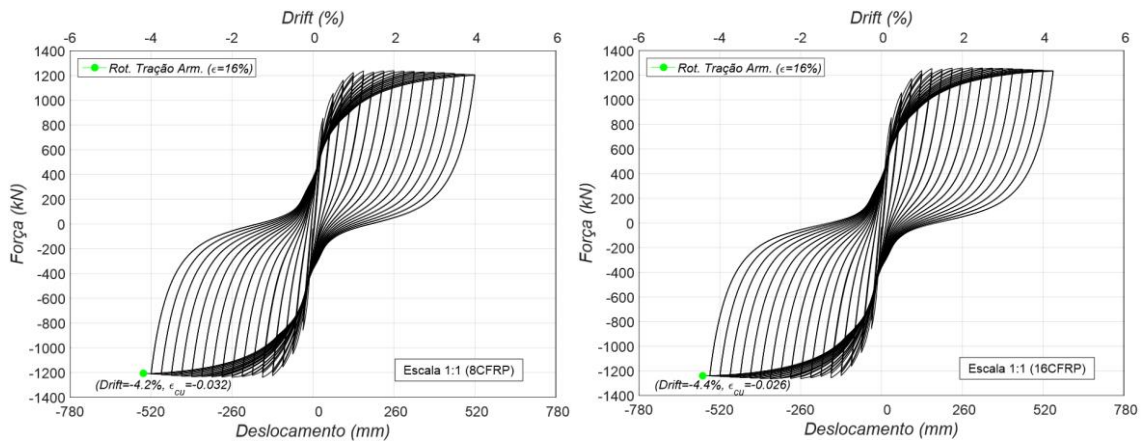


Figura 5.21 – Diagramas *força-deslocamento* dos casos reforçados por encamisamento com coletes de 8 e 16CFRP da escala 1:1

No caso de reforço com o colete de 8CFRP, verificou-se um incremento de 8% em termos de força máxima e de 44% em termos de ductilidade. Relativamente ao caso do pórtico cujos pilares foram reforçados com o colete de 16CFRP foi obtido um incremento de 10% na força máxima e de 56% em termos de ductilidade. Comparativamente aos casos da escala 1:4 reforçados com coletes de 2 e 4CFRP verificaram-se incrementos mais substanciais na ductilidade do pórtico, mas inferiores em termos relativos para a força máxima. Na Tabela 5.8 são apresentados os valores obtidos para a força e deslocamento na cedência, bem como da força máxima e respetivo deslocamento, *drift* e coeficiente de ductilidade em deslocamento. Sendo, igualmente, indicado o tipo de rotura alcançado, por rotura em tração das armaduras ou por perda de resistência. Na Tabela 5.9 são apresentados os incrementos alcançados em relação aos casos BA de referência.

Tabela 5.8 – Força e deslocamento de cedência, força e *drift* máximos, ductilidade e tipo de rotura

Escala	Caso	F_y (kN)	Δ_y (mm)	F_{max} (kN)	Δ_u (mm)	μ_Δ	<i>Drift</i> (%)	Tipo de rotura	
1:4	BA	77,6	15,0	88,0	82,5	5,5	2,7	Tração arm.	
	2CFRP	87,8		97,5	100,5	6,7	3,3	Tração arm.	
	4CFRP	88,1		99,8	106,5	7,1	3,5	Tração arm.	
1:1	BA	1 075,5	91,0	1152,4	390,0	4,3	3,0	Tração arm.	
	2CFRP	1 104,1	87,8	1202,5	390,0	4,4	3,0	0.85Fmáx.	
	4CFRP	1 108,4		1216,7	422,5	4,8	3,3	Tração arm.	
	8CFRP	1 114,0		87,3	1239,6	545,1	6,2	4,2	Tração arm.
	16CFRP	1 115,5		86,1	1265,1	575,3	6,7	4,4	Tração arm.

Tabela 5.9 – Incrementos de F_y , F_{max} , Δ_u , $drift$ e μ_Δ em relação aos casos BA de referência

Escala	Caso	Incremento F_y (kN)	Incremento F_{max} (%)	Incremento Δ_u e $drift$ (%)	Incremento μ_Δ (%)
1:4	BA	-	-	-	-
	2CFRP	13,1	10,8	22,2	21,8
	4CFRP	13,5	13,4	29,6	29,1
1:1	BA	-	-	-	-
	2CFRP	2,7	4,3	0,0	2,3
	4CFRP	3,1	5,6	6,0	11,6
	8CFRP	3,6	7,6	40,0	44,2
	16CFRP	3,7	9,8	46,6	55,8

Na Tabela 5.10 apresenta-se a percentagem de resistência na rotura mantida pelos pórticos de ambas as escalas no ponto de rotura das análises. Por análise dos valores obtidos, verifica-se que o caso 2CFRP de escala 1:1 foi o que perdeu mais resistência até ao ponto de rotura, tendo sido este o critério de rotura atingido, enquanto que nos restantes casos a rotura foi dada por tração das armaduras longitudinais. Nas restantes situações é importante destacar que mantiveram praticamente o nível de resistência máxima até à rotura, o que evidencia o elevado confinamento transmitido tanto com 2 como com 4 camadas de CFRP, na escala 1:4, e 8 e 16 camadas, na escala 1:1.

Tabela 5.10 – Percentagem de resistência global no ponto de rotura

Design.	Escala 1:4			Escala 1:1		
	F_{max} (kN)	F_{rot} (kN)	$\frac{F_{rot}}{F_{max}}$ (%)	F_{max} (kN)	F_{rot} (kN)	$\frac{F_{rot}}{F_{max}}$ (%)
BA	88,0	85,3	96,9	1 152,4	1 085,6	94,2
2CFRP	97,5	96,8	99,3	1 202,5	1 022,1	85,0
4CFRP	99,8	99,6	99,8	1 216,7	1 106,9	91,0
8CFRP	-	-	-	1239,6	1206,6	97,3
16CFRP	-	-	-	1265,1	1237,3	97,8

Diagramas força de corte da viga central-deslocamento lateral do pórtico

Nas Figuras 5.22 e 5.23 são apresentados os diagramas de *força de corte da viga central-deslocamento lateral do pórtico*. Estes diagramas são analisados de forma a verificar se o reforço aplicado na viga central foi efetivo em prevenir a rotura devido ao esforço transversal atuante na viga.

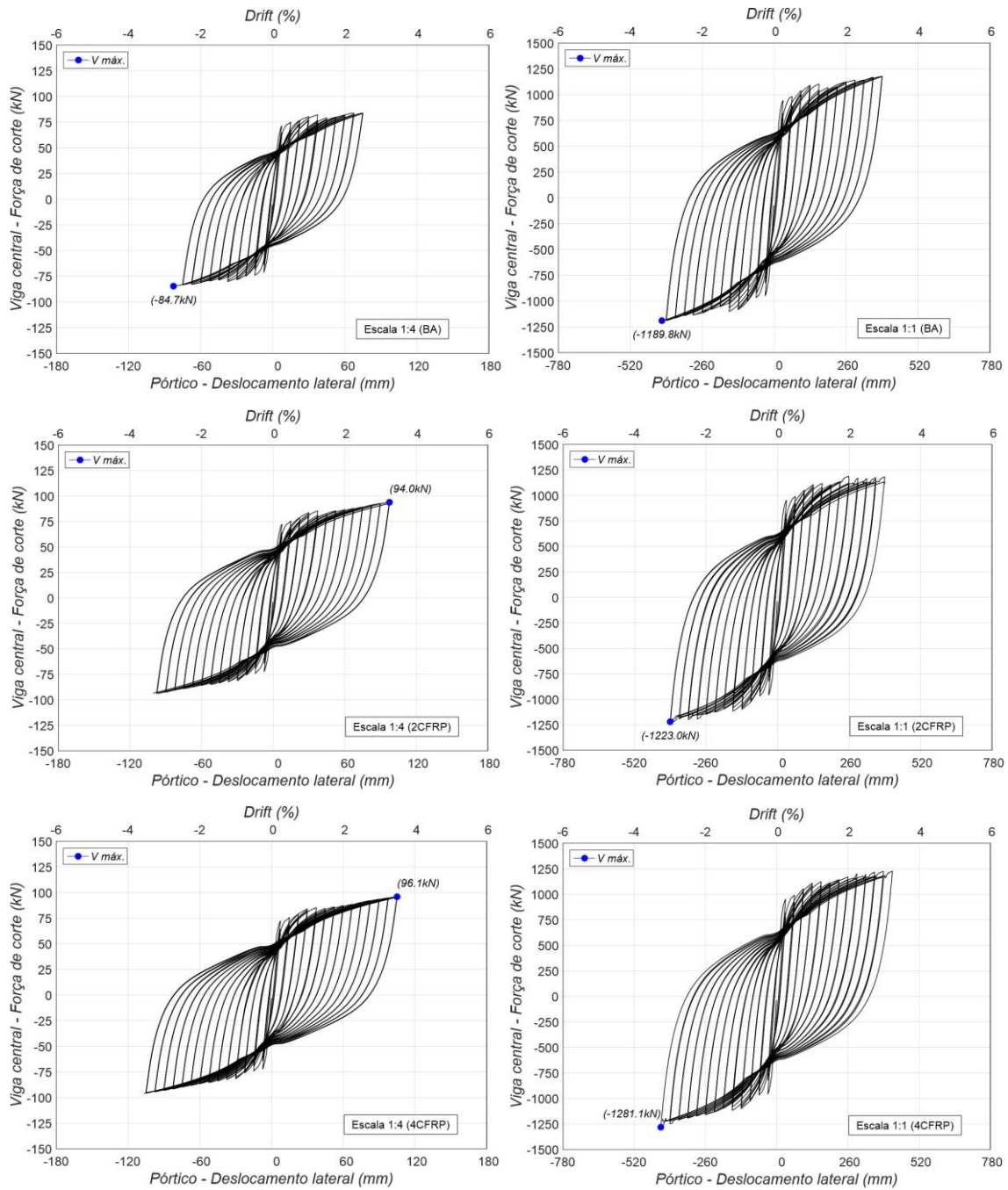


Figura 5.22 – Diagramas força de corte da viga central-deslocamento lateral do pórtico para os casos BA, 2 e 4CFRP da escala 1:4 e 1:1

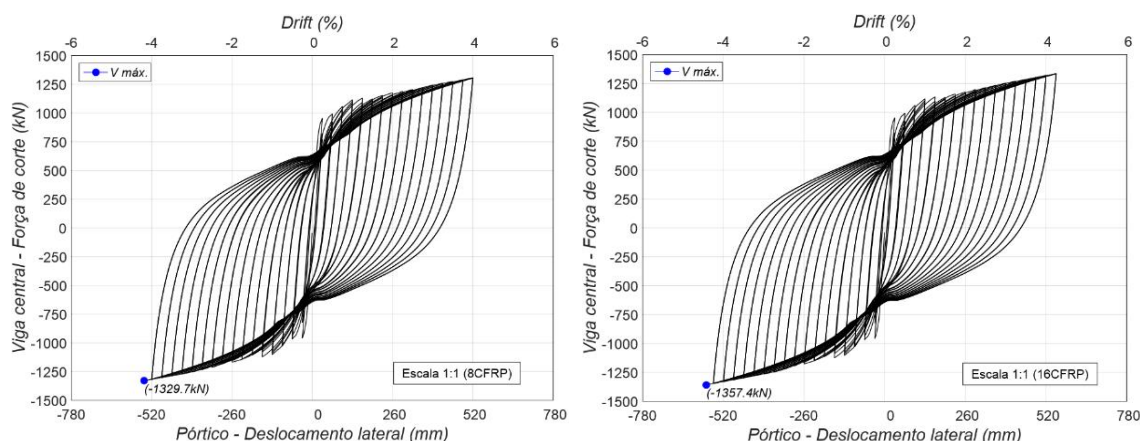


Figura 5.23 – Diagramas força de corte da viga central-deslocamento lateral do pórtico dos casos 8 e 16CFRP da escala 1:1

Na Tabela 5.11 são apresentados os valores máximos obtidos para os oito casos modelados e os valores são comparados com o valor resistente de esforço transversal, tendo-se verificado que em nenhum caso se verificou rotura por esforço transversal na viga central.

Tabela 5.11 – Esforços de corte atuantes e resistentes da viga central

Escala	Solução de reforço	$F_{atuante}$ (kN)	$F_{resistente}$ (kN)
1:4	BA	84.7	110,0
	2CFRP	94.0	
	4CFRP	96.1	
1:1	BA	1189.8	1760,6
	2CFRP	1223.0	
	4CFRP	1281.1	
	8CFRP	1329,7	
	16CFRP	1357,4	

Diagramas tensão-extensão das fibras de aço e betão

Nas Figuras 5.24, 5.25 e 5.26 apresentam-se, para os casos da escala 1:4 e 1:1, os diagramas de *tensão-extensão* das fibras de aço e betão na secção de encastramento do pilar esquerdo do pórtico (representadas na Figura 5.19), tendo sido estas as fibras onde se verificaram as extensões e tensões máximas.

Nos casos do pórtico à escala 1:4, Figura 5.24, verificou-se rotura por tração da armadura longitudinal nos três casos modelados tendo-se limitado a análise a este ponto. Pela observação dos diagramas *tensão-extensão* das fibras de betão verifica-se que o confinamento transmitido pelo colete de CFRP provocou, para ambos os casos, um incremento elevado na tensão verificada nas fibras de betão.

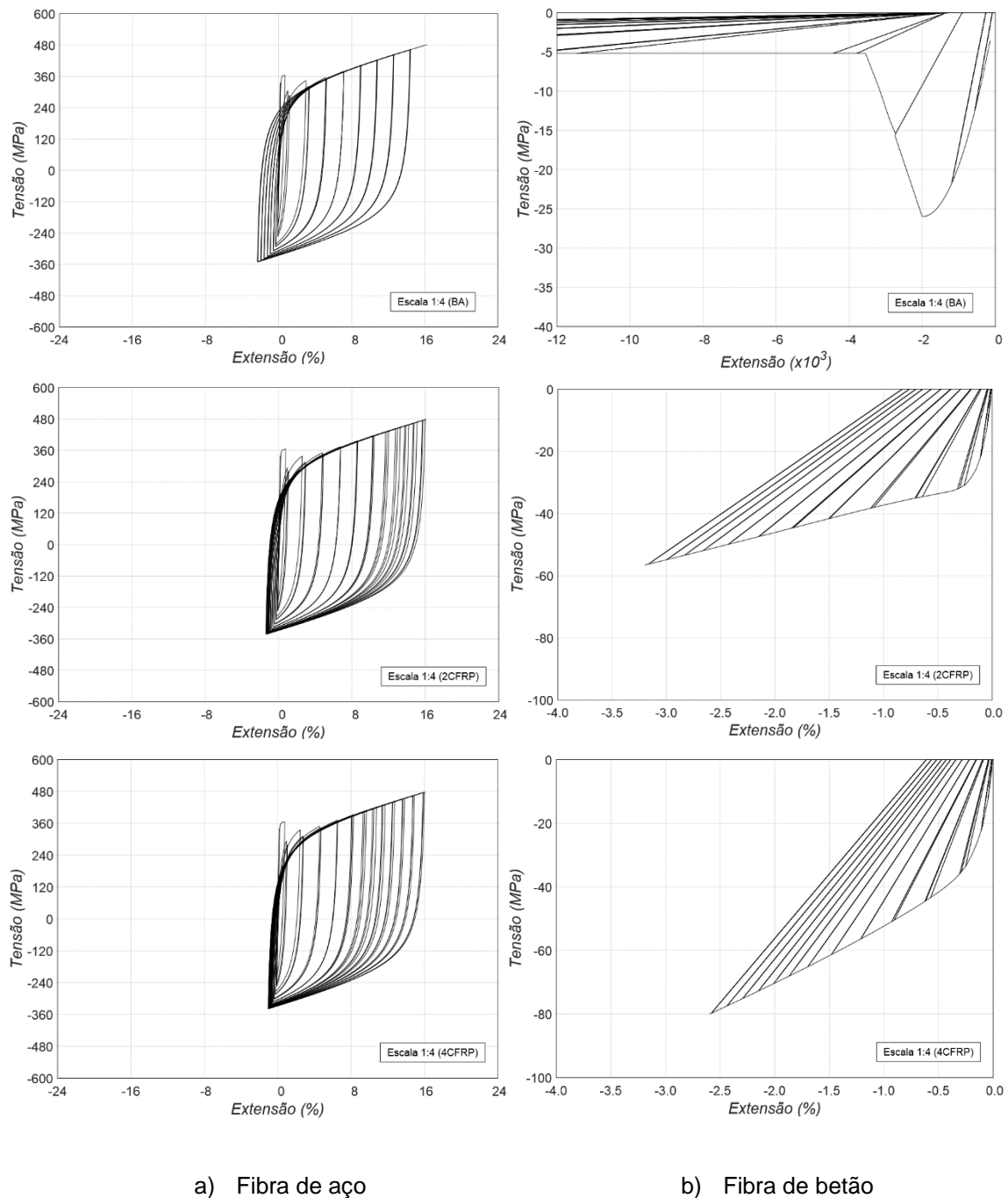
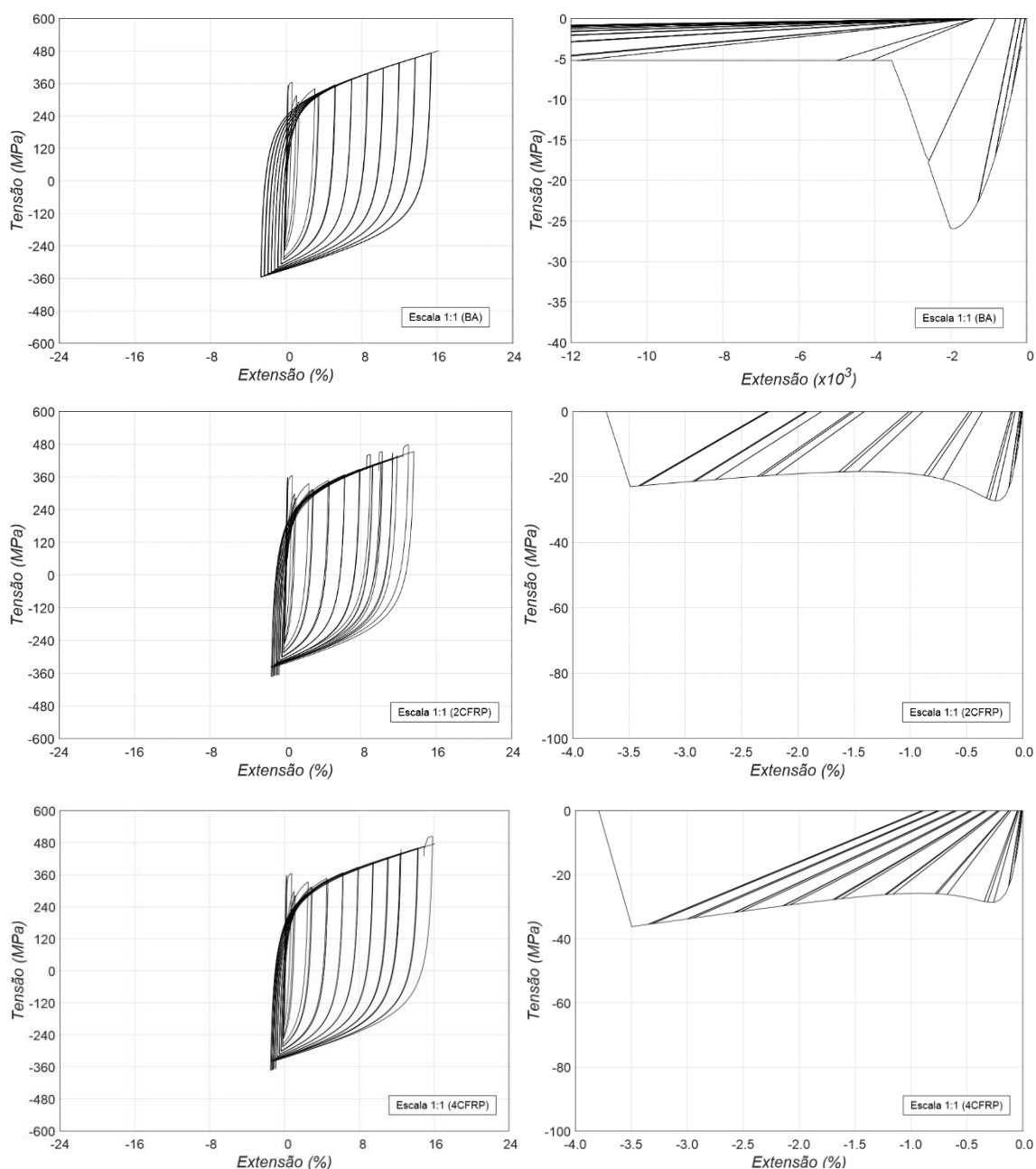


Figura 5.24 – Medição *tensão-extensão* nas fibras de aço e betão de extremidade da secção no pórtico à escala 1:4

Nos casos da escala 1:1, o caso de reforço com 2CFRP atingiu rotura por diminuição da resistência global em 15%. Como pode ser observado na Figura 5.25, verifica-se que foi, neste caso, que a fibra de aço atingiu menor extensão. Nas fibras de betão, destes casos, verifica-se menor acréscimo de tensão devido à implementação do reforço por encamisamento, constata-se também que, ambos os casos reforçados com 2 e 4CFRP, atingiram a extensão máxima estabelecida, 0,0035, ao contrário dos casos da escala 1:4.

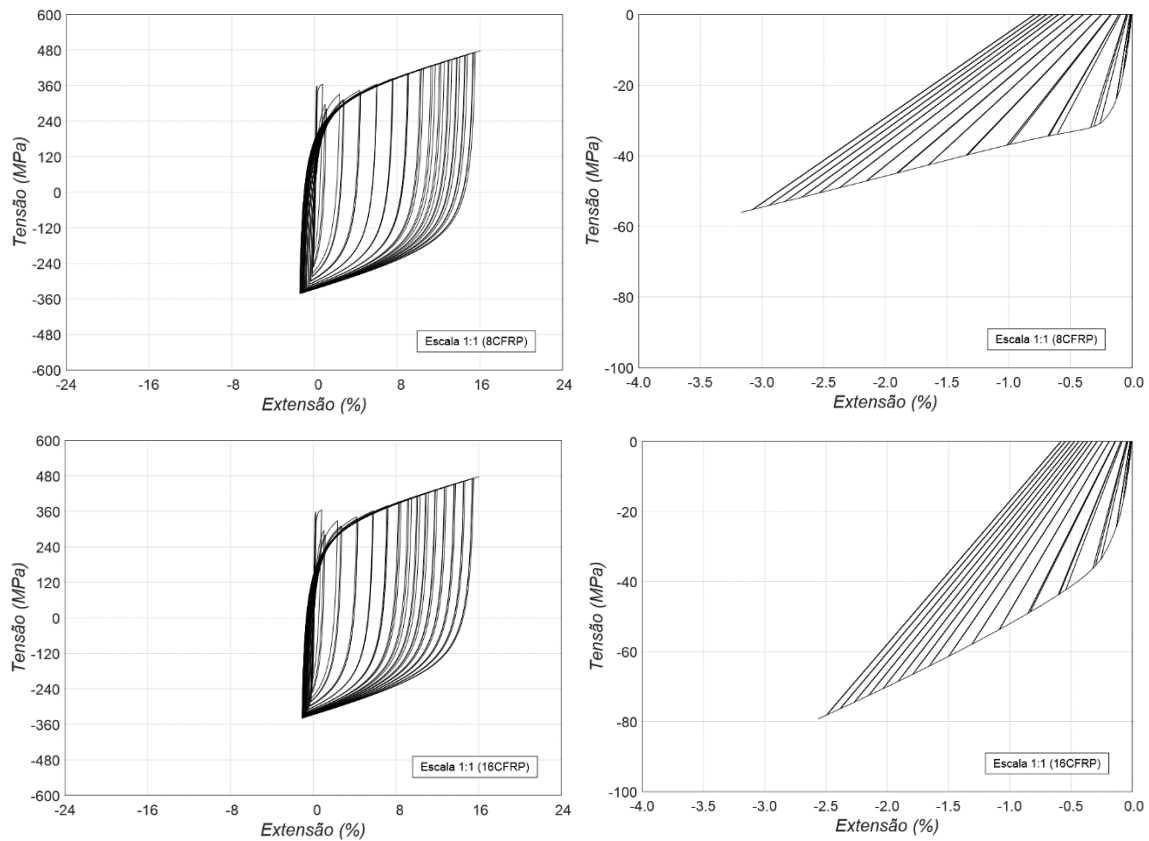


a) Fibra de aço

b) Fibra de betão

Figura 5.25 – Medição *tensão-extensão* as fibras de aço e betão de extremidade da secção nos casos BA, 2 e 4CFRP do pórtico à escala 1:1

Nos casos da escala 1:1 reforçados por 8 e 16CFRP, Figura 5.26, constata-se que as fibras de betão apresentam um comportamento muito semelhante aos casos 2 e 4CFRP do pórtico da escala 1:4, nomeadamente, com níveis de tensão e extensão máximos muito próximos entre os casos das duas escalas.



a) Fibra de aço

b) Fibra de betão

Figura 5.26 – Medição *tensão-extensão* as fibras de aço e betão de extremidade da secção nos casos 8 e 16CFRP à escala 1:1

5.6. Análise comparativa

Eficiência do confinamento transmitido pelo CFRP

Na Figura 5.27 é apresentada a comparação entre as escalas 1:4 e 1:1 das tensões verificadas nas fibras de betão dos casos de reforço com 2 e 4CFRP. Verificou-se que, para a escala 1:4, a tensão adquirida pelo betão atingiu valores bastante superiores comparativamente com a escala 1:1. De igual forma, no caso de reforço com 4CFRP, em que o confinamento é realizado por maior quantidade de CFRP, o material mostra um comportamento bastante distinto nas duas escalas. Pela observação dos diagramas constata-se também que a extensão do material é superior na escala 1:1.

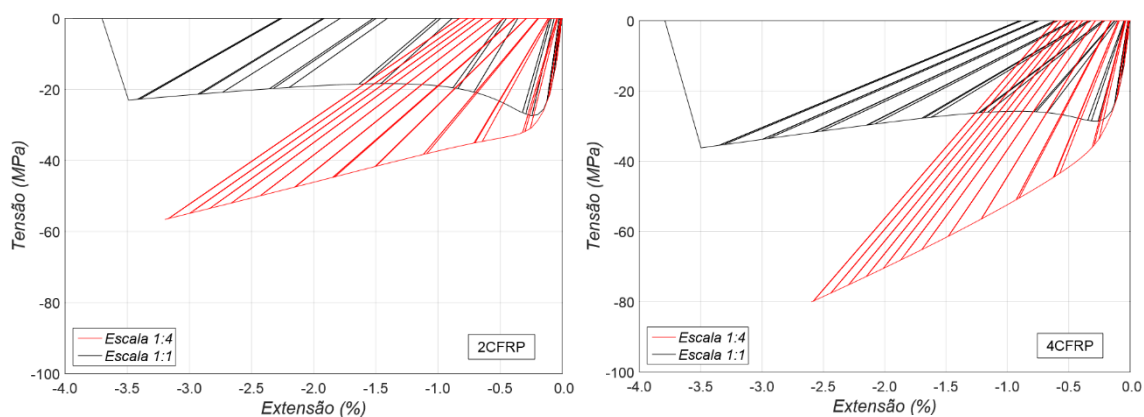


Figura 5.27 – Diagramas *tensão-extensão* das fibras de betão da escala 1:4 e 1:1 para os casos 2CFRP e 4CFRP, à esquerda e direita respetivamente

Nos casos de 8CFRP e 16CFRP da escala 1:1 foi feita a comparação, apresentada na Figura 5.28, entre o diagrama *tensão-extensão* do caso com reforço de 2CFRP com o caso com reforço de 8CFRP e entre o caso com reforço de 4CFRP e o caso com reforço de 16CFRP. Pela análise dos diagramas constata-se um grande aumento na tensão atingida no betão e uma diminuição na extensão atingida pelo material.

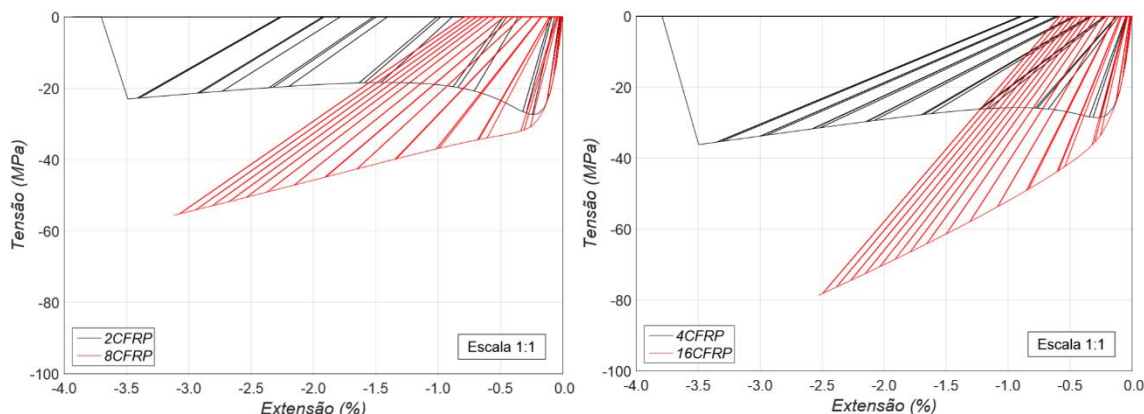


Figura 5.28 – Diagramas *tensão-extensão* das fibras de betão dos casos 2CFRP e 8CFRP à esquerda e dos casos 4CFRP e 16CFRP à direita

Na Figura 5.29 estão sobrepostos os diagramas *tensão-extensão* do betão dos casos com reforço de 2CFRP (esc. 1:4) e com reforço de 8CFRP (esc. 1:1) e dos casos com reforço de 4CFRP (esc. 1:4) e com reforço de 16CFRP (esc. 1:1). Tendo-se verificado que os níveis de extensões e tensões são idênticos entre os casos comparados, demonstrando-se que existe uma relação direta entre o número de camadas de encamisamento com CFRP e a escala do pórtico, tal como apresentado na expressão (5.5).

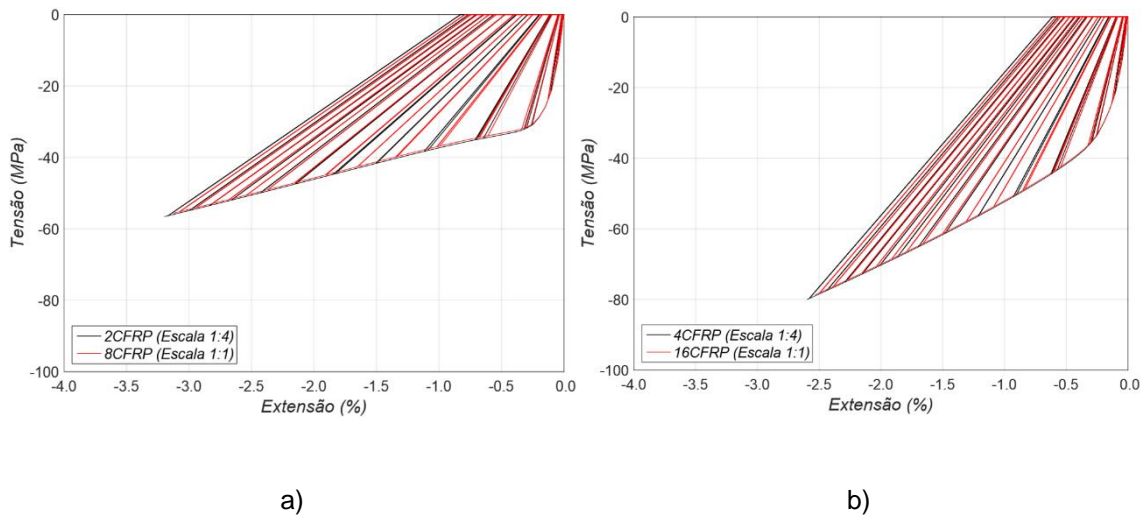


Figura 5.29 – Diagramas *tensão-extensão* das fibras de betão: a) 2CFRP (escala 1:4) e 8CFRP(escala 1:1); b) 4CFRP (escala 1:4) e 16CFRP(escala 1:1)

Parâmetros de desempenho

Tal como na análise realizada para os pilares modelados no Capítulo 4, correspondentes ao estudo de *Chastre* [9], para os pórticos também foram avaliados os parâmetros de desempenho de forma a fazer uma comparação da *performance* das estruturas entre escalas. Os parâmetros calculados são apresentados na Tabela 5.12. Para além destes parâmetros também os diagramas de energia dissipada, por ciclo, W_d , e acumulada, W_{acum} , e o índice de dano, PA , foram calculados.

Tabela 5.12 – Parâmetros de avaliação de desempenho do pórtico de acordo com *Hose e Seible* [30]

Parâmetro	Definição
RDI	Índice de deformação residual
ξ_{eq}	Taxa de amortecimento viscoso
n_k	Rigidez efetiva normalizada

De modo a clarificar os incrementos introduzidos no reforço por encamisamento, juntamente com os diagramas *parâmetro de desempenho-Nº de ciclos* e *parâmetro de desempenho-deslocamento*, são apresentados diagramas com normalização dos parâmetros de desempenho em função do valor máximo obtido para o caso BA em ambas as escalas.

a) Energia dissipada

Nas Figuras 5.30 e 5.31 são apresentados os diagramas de energia dissipada por ciclo, W_d , e acumulada, W_{acum} , em função do número de ciclos, deslocamento lateral e *drift* para os pórticos de ambas as escalas. Por observação dos diagramas da Figura 5.30, verifica-se que a energia dissipada em cada ciclo é crescente ao longo do desenvolvimento dos mesmos à exceção do último ciclo percorrido em que a energia dissipada é inferior aos ciclos anteriores. Este facto acontece devido ao ciclo ser interrompido na fase inicial por rotura dos modelos.

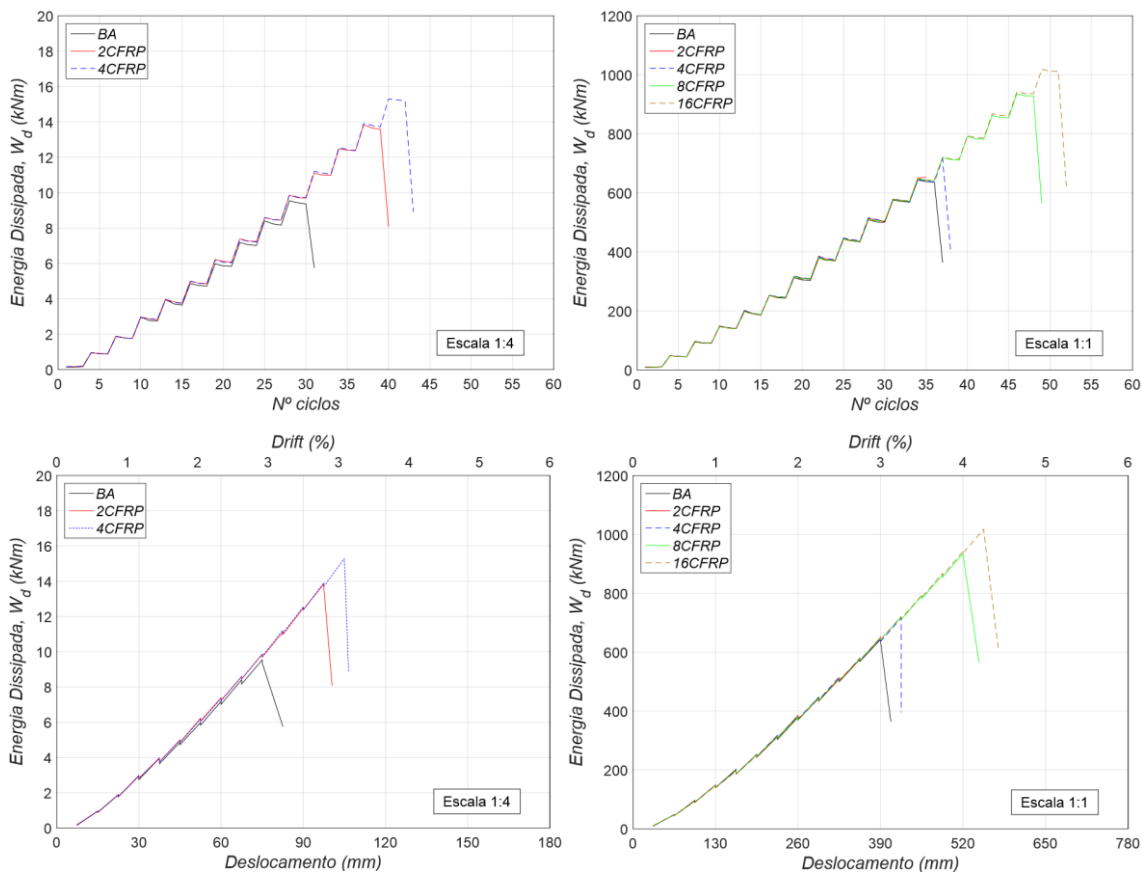


Figura 5.30 – Diagramas de energia dissipada por ciclo, W_d , em função do N^o de ciclos, deslocamento horizontal e *drift*

Na Figura 5.31 são apresentados os diagramas de energia dissipada acumulada, W_{acum} , em função dos ciclos, deslocamento e *drift*, bem como, os diagramas da energia dissipada acumulada normalizada para ambas as escalas em função dos casos BA.

Analisando os diagramas de normalização da energia dissipada acumulada, constata-se que se obteve um incremento de energia dissipada semelhante nos casos 2CFRP(esc. 1:4) e 8CFRP(esc. 1:1) e nos casos 4CFRP(esc. 1:4) e 16CFRP(esc. 1:1), sendo este incremento aproximadamente o dobro da energia dissipada nos casos BA de referência. Enquanto que, na escala 1:1, se nota que os casos reforçados com 2CFRP e 4CFRP se encontram muito próximos do caso BA, estando a energia dissipada pelo caso 2CFRP mesmo abaixo do caso de referência BA e que se justifica pelo facto do caso BA ter percorrido mais dois ciclos em relação ao caso 2CFRP.

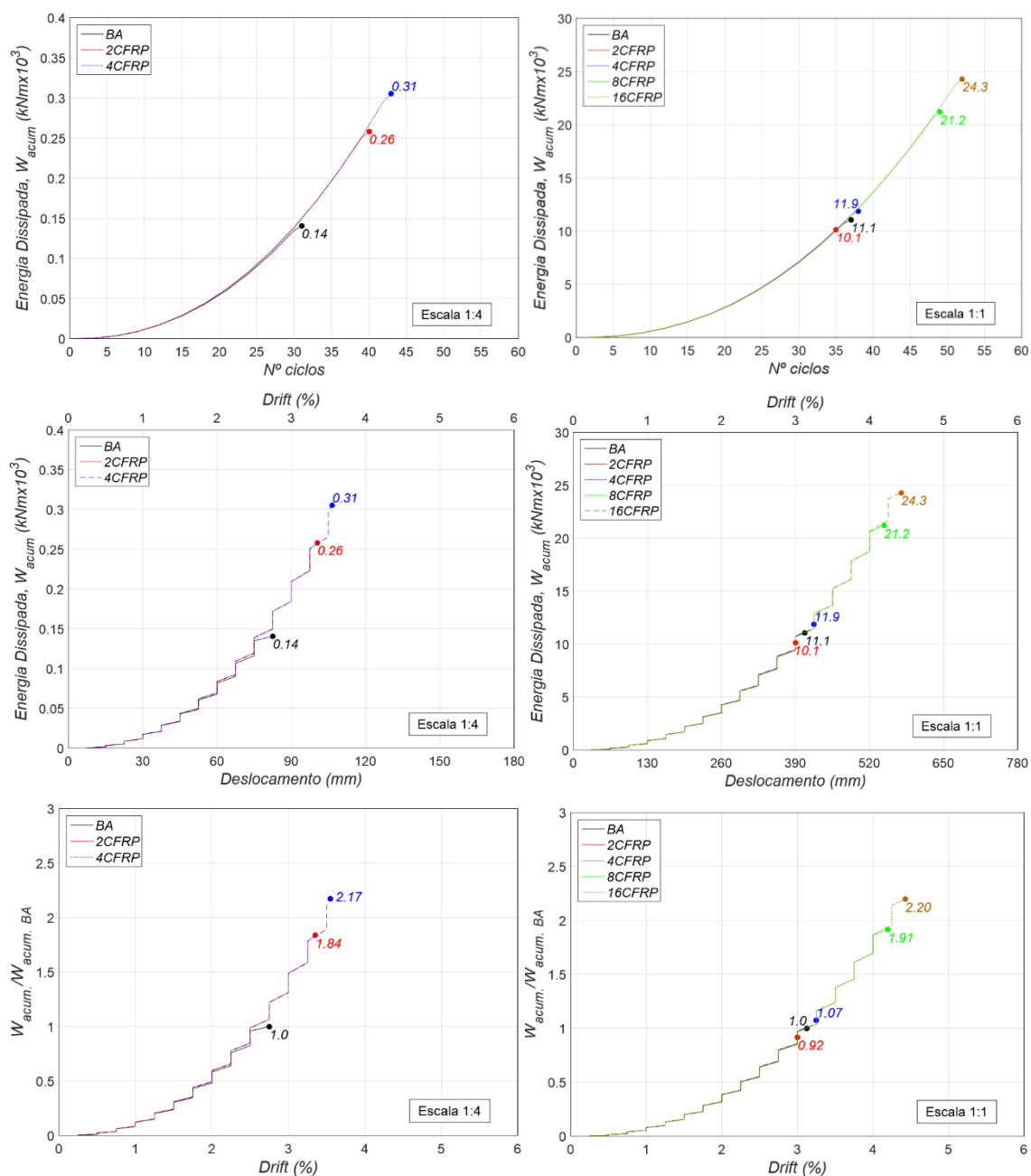


Figura 5.31 – Diagramas de energia dissipada, W_{acum} , em função do N^o de ciclos, deslocamento horizontal e drift

b) Índice de deformação residual, *RDI*

Na Figura 5.32 são apresentados os diagramas de índice de deformação residual, *RDI*, em função do Nº de ciclos e deslocamento lateral, para ambas as escalas estudadas, bem como os diagramas do índice de deformação residual normalizado em função do caso BA. Este parâmetro relaciona o deslocamento lateral verificado no ponto de cedência da armadura longitudinal com o deslocamento residual em cada ciclo de deslocamento.

Verificou-se que em ambas as escalas a curva *RDI-Nº de ciclos* e *RDI-deslocamento* dos casos BA se encontra acima das curvas dos casos CFRP. Uma vez que, a cedência de armaduras se verificou sensivelmente para o mesmo deslocamento em todos os casos, Tabela 5.8, este facto é justificado pelos deslocamentos residuais superiores nos casos BA. A curva do caso 2CFRP da escala 1:1 encontra-se bastante próxima da verificada para o caso BA da mesma escala chegando mesmo a transpô-la. Esta constatação é indicativa de que, nos ciclos finais, os deslocamentos residuais do caso 2CFRP são superiores ao caso de referência por ser atingida a extensão máxima do material *ConfinedConcrete01*, verificando-se degradação de resistência.

Comparando ambas as escalas através dos diagramas de normalização do parâmetro *RDI* relativo ao índice *RDI* dos modelos BA, nota-se uma clara diferenciação no caso 2CFRP de escala 1:1, comparativamente com os restantes casos reforçados por CFRP. Esta diferenciação evidencia a pouca eficiência que o confinamento teve neste caso.

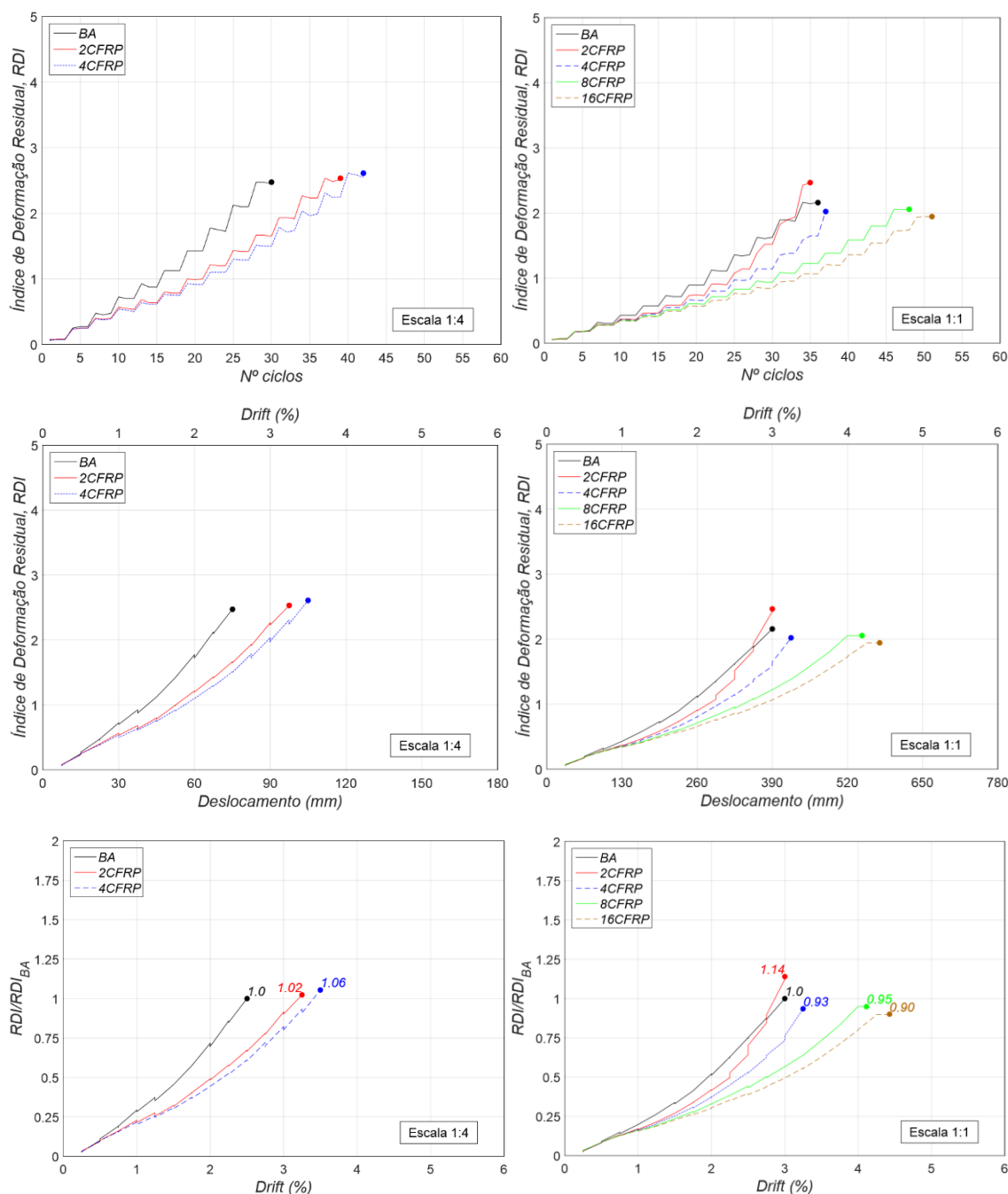


Figura 5.32 – Diagramas do índice de deformação residual, RDI , em função do Nº de ciclos, deslocamento horizontal e $drift$

c) Taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq}

Os diagramas para a taxa de amortecimento viscoso equivalente são apresentados na Figura 5.33, este parâmetro relaciona a energia dissipada em cada ciclo de deslocamento com a energia de deformação elástica armazenada no sistema linear elástico equivalente. Através da observação dos diagramas obtidos na análise numérica para este parâmetro, é possível verificar os decréscimos decorrentes da diminuição de energia dissipada no segundo e terceiro ciclos aplicados para uma determinada amplitude de deslocamento. Ao normalizar este parâmetro em função dos

casos de BA, verifica-se que não existe uma diferença significativa entre as escalas situando-se os casos na mesma gama de valores.

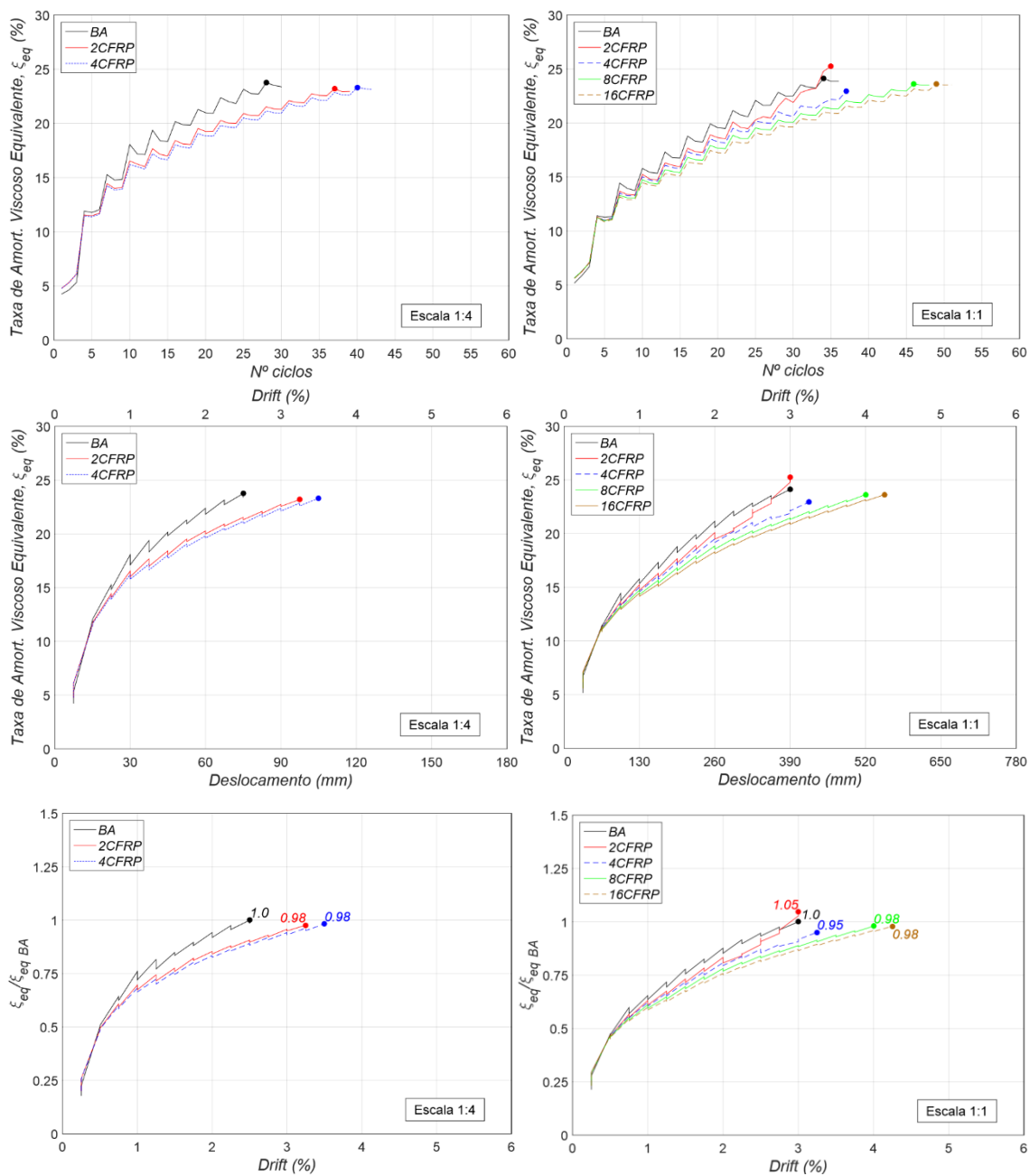


Figura 5.33 – Diagramas de taxa de amortecimento viscoso equivalente, ξ_{eq} , em função do N° de ciclos, deslocamento horizontal e drift

d) Rigidez efetiva normalizada, n_k

A rigidez efetiva normalizada relaciona a rigidez inicial da estrutura com a rigidez efetiva em cada ciclo de deslocamento da análise. A rigidez inicial, K_0 , foi estabelecida no ponto em que os varões longitudinais atingiram a extensão de cedência e é apresentada na Tabela 5.13. Verificou-se para todos os casos da mesma escala uma rigidez inicial semelhante, o que provocou um desenvolvimento idêntico neste parâmetro de desempenho para todos os casos sendo estes apresentados na Figura 5.34.

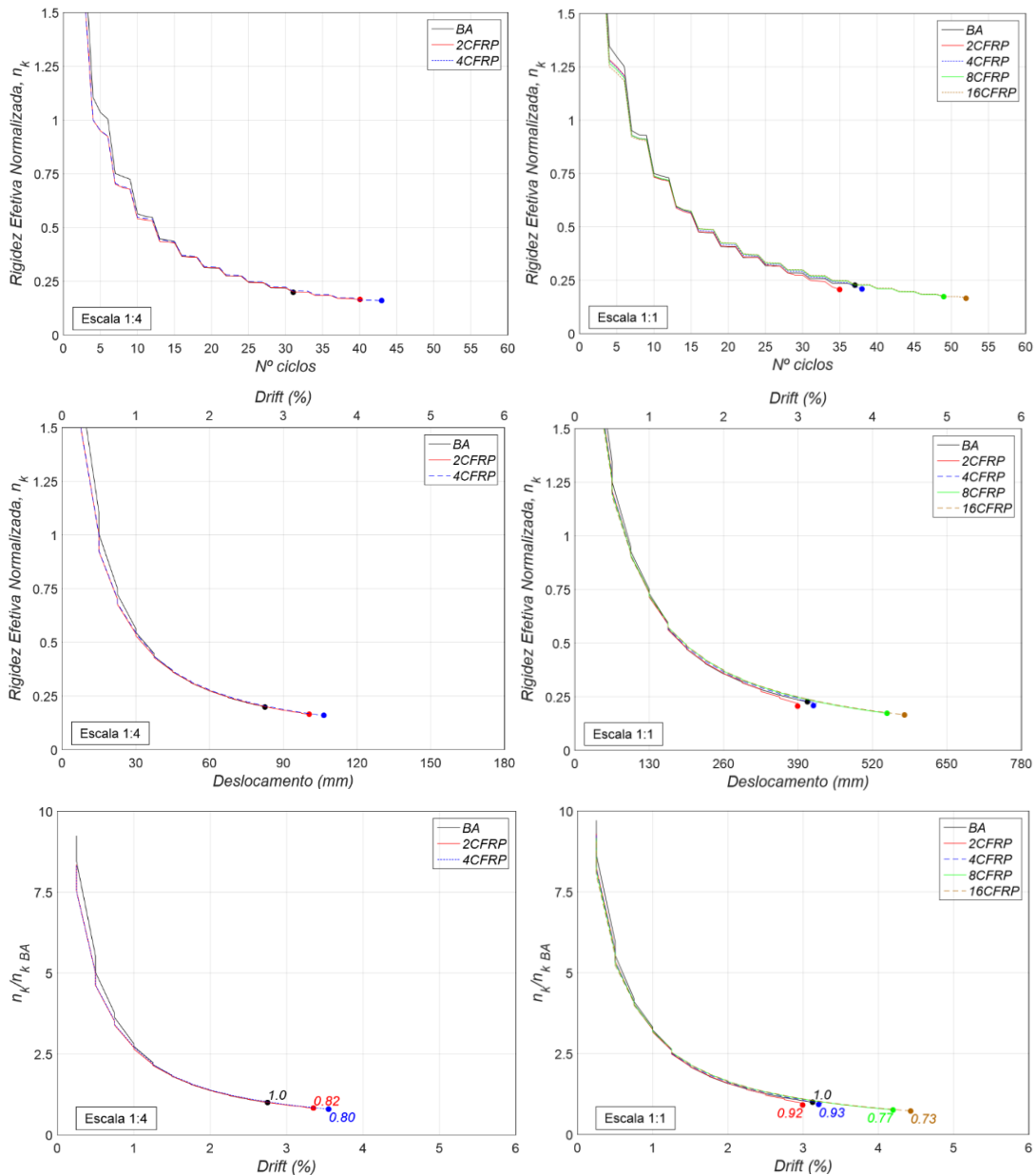


Figura 5.34 – Diagramas de rigidez efetiva normalizada, n_k , em função do N° de ciclos, deslocamento horizontal e *drift*

Tabela 5.13 – Rigidez inicial K_0 das oito análises realizadas

Escala	Caso	Δ_y (mm)	F_y (kN)	K_0 (N/mm)
1:4	BA	15,0	77,58	5172,0
	2CFRP		87,79	5852,7
	4CFRP		88,05	5869,7
1:1	BA	91,0	1 075,45	11818,2
	2CFRP	87,8	1 104,14	12575,6
	4CFRP		1 108,39	12624,0
	8CFRP	87,3	1 114,02	12760,8
	16CFRP	86,1	1 115,48	12955,6

e) Índice de dano PA

O índice de dano PA é definido por duas parcelas, a primeira relaciona o deslocamento máximo em cada ciclo com o deslocamento lateral atingido na rotura; a segunda parcela tem em consideração a energia dissipada em cada ciclo de deslocamento e o parâmetro β de deterioração de força. Na análise dos diagramas obtidos para este parâmetro de dano, apresentados na Figura 5.35, observa-se uma grande distinção entre as escalas. No índice de dano PA é interessante verificar que na escala 1:4, quando o pórtico de BA atinge o nível máximo de dano, ambos os pórticos de CFRP se encontram no nível IV. Enquanto que, na escala 1:1, quando o pórtico BA atinge o nível máximo de dano, V, o caso 2CFRP atinge também o nível V e os casos 4CFRP, 8CFRP e 16CFRP permanecem no nível de dano IV, estando estes dois últimos mais afastados da curva do caso de referência.

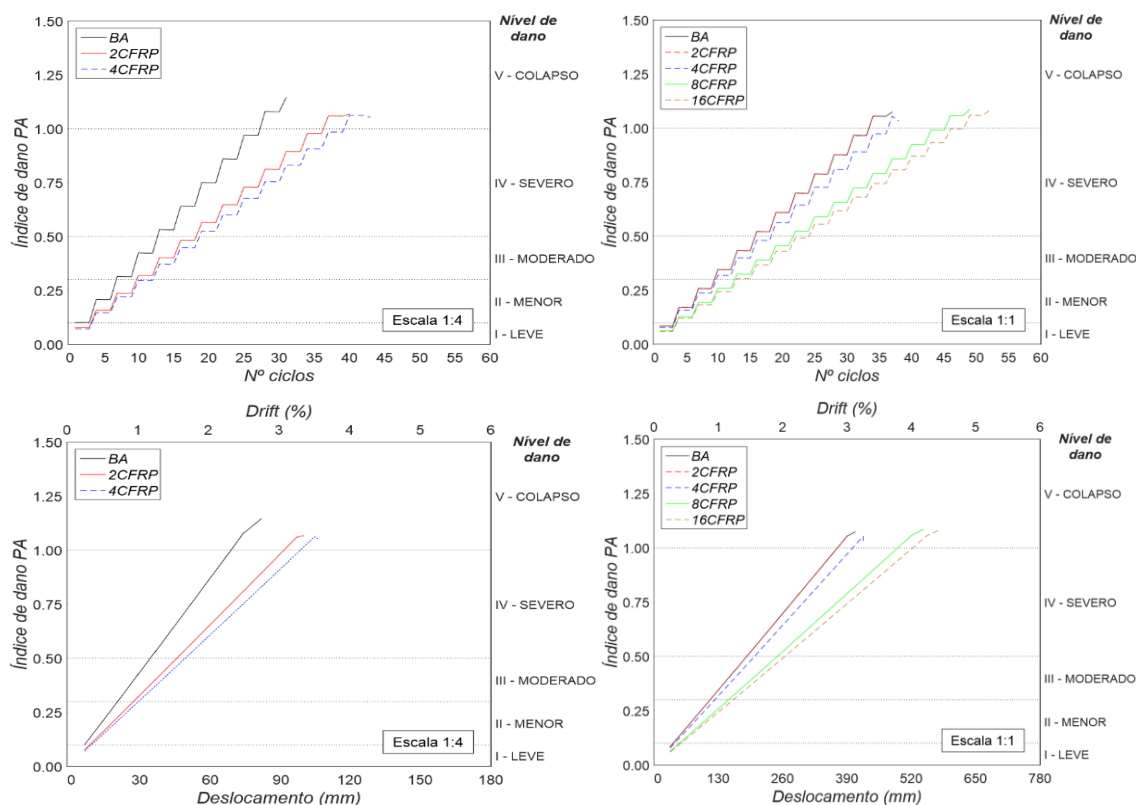


Figura 5.35 – Diagramas de índice de dano *PA* em função do Nº de ciclos, deslocamento horizontal e *drift*

Nível de dano

Para a definição do nível de dano, com base nos parâmetros apresentados na Tabela 5.12 foram utilizadas as curvas apresentadas na Figura 2.15 de acordo com *Chastre* [9]. As curvas foram definidas para cada modelo, tendo em consideração a forma das curvas *força-deslocamento* obtidas. Na Tabela 5.14 é apresentada a correspondência estabelecida entre as curvas *força-deslocamento* e as curvas de dano.

Tabela 5.14 – Correspondência entre o comportamento dos pórticos e as curvas de dano de *Hose e Seible* [30]

Escala	Caso	Definição
1.4	BA	Comportamento dúctil
	2CFRP	
	4CFRP	
1.1	BA	Comportamento de degradação de resistência
	2CFRP	
	4CFRP	Comportamento dúctil
	16CFRP	

Relativamente às diferenças verificadas para os graus de dano, nas duas escalas estudadas, constata-se que foram obtidos valores bastante semelhantes para todos os casos. Destaca-se no parâmetro RDI que, o caso 2CFRP, de escala 1:1, foi o único que obteve dano de grau IV e no parâmetro ξ_{eq} ambos os pórticos, 2CFRP e 4CFRP, da escala 1:1, atingiram nível de dano V superior aos restantes casos. Já no parâmetro n_k , os casos 8CFRP e 16CFRP, da escala 1:1, foram os únicos a atingir o nível máximo de dano. Na Tabela 5.15 são apresentados os níveis de dano obtidos na análise numérica para todos os casos.

Tabela 5.15 – Comparação dos níveis de dano para ambas as escalas

Design.	RDI		ξ_{eq}		n_k		PA	
	Esc 1:4	Esc 1:1	Esc 1:4	Esc 1:1	Esc 1:4	Esc 1:1	Esc 1:4	Esc 1:1
BA	III	III	IV	IV	IV	IV	V	V
2CFRP	III	IV	IV	V	IV	IV	V	V
4CFRP	III	III	IV	V	IV	IV	V	V
8CFRP	-	III	-	IV	-	V	-	V
16CFRP	-	III	-	IV	-	V	-	V

Análise global de resultados

Através da análise dos resultados obtidos na análise numérica, verificou-se uma distinção clara no comportamento do pórtico quando reforçado com encamisamento com CFRP de espessura idêntica a escalas diferentes, casos 2 e 4CFRP. No pórtico à escala 1:4, constatou-se que este confinamento teve mais eficiência na melhoria das capacidades do pórtico. Em primeira instância verificaram-se formas diferenciadas da envolvente das curvas, Figura 5.20, consoante a escala. Nos pórticos à escala 1:4, a rotura deu-se pelas armaduras devido a esforços de tração, existindo um patamar de resistência global estável ao longo da análise com perda de resistência praticamente nula. No que diz respeito ao pórtico à escala 1:1, a perda de resistência até à rotura foi mais acentuada, tendo sido inclusive este o critério de rotura atingido pelo caso 2CFRP.

Esta diferenciação de comportamento deve-se à grande diferença de dimensões dos pilares entre as duas escalas estudadas e à reduzida espessura dos coletes de CFRP, traduzida na pouca eficiência do confinamento existente no reforço aplicado nos pilares dos pórticos de grande dimensão. Característica esta que é vincada por observação dos diagramas *tensão-extensão* do betão da zona de encastramento dos pilares do pórtico apresentados na Figura 5.25.

Quando foram aplicados os coletes de CFRP com 8 e 16 camadas no pórtico da escala 1:1 verificaram-se incrementos significativos no desempenho do mesmo, evidenciados nos diagramas *força-deslocamento* (Figura 5.21) e na força e *drift* máximos obtidos (Tabela 5.8). Ainda nestes casos, na análise feita à tensão verificada nas fibras do betão e comparando com a tensão dos casos 2CFRP e 4CFRP da escala 1:4 (Figura 5.29), verificaram-se valores idênticos para ambos os casos, existindo uma relação direta entre espessura de encamisamento e dimensão do pórtico estudado na análise numérica, confirmando a expressão (5.5).

Importa ainda referir que o *drift* máximo atingido pelas estruturas (Tabela 5.8) foi inferior ao esperado, principalmente se for feita uma correlação com os resultados obtidos para os pilares modelados no Capítulo 4.

De forma a fazer uma análise mais detalhada ao comportamento dos pórticos reforçados, foram calculados os parâmetros de desempenho utilizados anteriormente na análise dos pilares do Capítulo 4. Nestes importa destacar o índice de deformação residual, Figura 5.32, e o índice de dano *PA*, Figura 5.35, os resultados nestes parâmetros espelharam de forma clara as diferenças na eficiência do reforço entre as duas escalas, onde o pórtico reforçado por duas camadas de CFRP, da escala 1:1, mostrou um comportamento distinto dos restantes pórticos reforçados, sendo o seu comportamento mais aproximado do comportamento do caso de betão armado sem reforço do que dos restantes casos reforçados com coletes de CFRP.

6. Conclusão e trabalhos futuros

O objetivo deste trabalho foi estudar, numericamente, o comportamento de elementos de betão armado com diferentes secções circulares reforçados por encamisamento com coletes de CFRP no programa *OpenSEES*. Para o efeito foram modeladas colunas reforçadas com CFRP sujeitas a esforços de compressão uniaxial, ensaiadas experimentalmente por *Chastre* [9] e *Matthys* [37], pilares de betão armado reforçados por encamisamento de CFRP sujeitos a carregamentos de flexão composta constantes nos estudos experimentais de *Chastre* [9] e *Gallardo-Zafra* e *Kawashima* [26]. Finalmente, foi feita a simulação numérica de um pórtico de betão armado ensaiado experimentalmente por *Paolacci* e *Giannini* [43] e foram aplicados esquemas de reforço de CFRP ao pórtico à escala 1:4 e à escala 1:1.

6.1. Conclusões

De seguida são apresentadas as conclusões do trabalho realizado e os desenvolvimentos futuros a serem realizados nesta área de estudo.

No Capítulo 3 foram modeladas colunas ensaiadas a esforço de compressão uniaxial, por *Chastre* [9] e *Matthys* [37], foi feita a comparação entre os resultados numéricos e experimentais. As colunas têm reforço de CFRP entre uma e cinco camadas e diâmetros de secção de 250 mm e 400 mm. Através dos resultados numéricos das mesmas, verificou-se que as colunas reforçadas com espessura de encamisamento entre três a cinco camadas apresentaram resultados muito aproximados dos resultados experimentais, tanto para a fase elástica, como para a fase plástica do comportamento. Nas colunas com espessuras de reforço de uma e duas camadas, verificou-se que para a fase elástica o comportamento das mesmas foi bem aproximado, no entanto, na fase plástica os resultados numéricos apresentaram resistência global inferior. O que indica dificuldade na aproximação dos resultados numéricos aos experimentais para estas gamas de espessura do material *ConfinedConcrete01*.

No Capítulo 4 foram analisados pilares com reforço por encamisamento com CFRP de uma a quatro camadas ensaiados à flexão composta, por *Chastre* [9] e *Gallardo-Zafra* e *Kawashima* [26]. Neste capítulo fez-se a simulação dos ensaios experimentais destes autores e adicionalmente foram calculados parâmetros de desempenho propostos por *Hose* e *Seible* [30] e *Park* e

Ang [45]. Os pilares analisados têm diâmetro entre 250 mm e 400 mm, com diferentes configurações de armadura transversal e diferentes carregamentos aplicados. Nesta análise verificou-se diferenciação no comportamento entre os pilares de 250 mm e de 400 mm de diâmetro, nomeadamente, um efeito de *pinching* muito acentuado nos primeiros. Prevendo-se que o principal motivo seja o nível de esforço normal reduzido aplicado experimentalmente, entre 0,5 e 1,0, enquanto que aos pilares de 400 mm de diâmetro foi aplicado carregamento axial com esforço normal reduzido na ordem de 0,1. O elevado efeito de *pinching* foi muito condicionante na avaliação dos parâmetros de desempenho dos pilares e levou a um grande desfasamento entre os resultados numéricos e experimentais. Nos pilares de 400 mm de diâmetro obteve-se uma boa aproximação aos resultados experimentais, neste estudo recorreu-se a uma comparação das envolventes obtidas na análise numérica, tendo em conta a diferenciação do espaçamento entre cintas, constatando-se que o espaçamento entre cintas não provocou uma diferença significativa na resposta dos pilares.

No Capítulo 5 foram modelados pórticos de betão armado reforçados por encamisamento com CFRP. O caso de estudo foi um pórtico incluído numa ponte pertencente à autoestrada que liga Florença a Bolonha [42], tendo este sido ensaiado à escala 1:4 por *Paolacci e Giannini* [43]. A modelação deste pórtico com reforço de encamisamento de CFRP tem como objetivo verificar a eficiência do confinamento introduzido pelo reforço. Na primeira fase foi simulado numericamente o comportamento experimental do pórtico de betão armado de escala 1:4, tendo-se obtido uma resposta aproximada à resposta experimental. Na segunda fase de modelação analisou-se a resposta do pórtico com implementação de um esquema de reforço de encamisamento dos pilares com duas e quatro camadas de CFRP, à escala 1:4 e duas, quatro, oito e dezasseis camadas, à escala 1:1. A análise dos resultados foi feita através das curvas *força-deslocamento* e pelo cálculo de parâmetros de desempenho. Adicionalmente, foi feita a normalização dos mesmos parâmetros em relação aos casos não reforçados. Pela análise dos resultados obtidos constatou-se que, para a mesma espessura de reforço (2 e 4CFRP), o confinamento teve uma influência mais acentuada nos pórticos de escala 1:4, o que era teoricamente esperado, apresentando estes melhor *performance* comparativamente com os casos da escala 1:1 (tendo em conta o *drift* alcançado e a conservação da resistência global ao longo da análise). Esta diferença foi ainda mais notória no caso do pórtico à escala 1:1, encamisado com duas camadas de CFRP. Com a aplicação dos coletes de oito e dezasseis camadas de CFRP no pórtico da escala 1:1, verificou-se uma aproximação aos resultados obtidos nos casos reforçados da escala 1:4. Ao nível da tensão do betão foi obtido um resultado idêntico entre os casos de reforço com 2CFRP (esc. 1:4) e com 8CFRP (esc. 1:1) e entre os casos de reforço com 4CFRP (esc. 1:4) e com 16CFRP (esc. 1:1).

Analisando o trabalho desenvolvido na sua globalidade, as análises numéricas revelaram resultados aproximados aos experimentais. Apresentando, por vezes, um comportamento mais afastado com menor resistência máxima, rigidez inicial mais elevada e *pinching* na fase de descarga mais elevado, com conseqüente, redução da energia dissipada em vários elementos estudados. Também foram obtidas extensões nas fibras de betão e aço mais elevadas do que o expectável,

mas que podem ser justificadas, em parte, pelo facto dos modelos numéricos não contemplarem o efeito da encurvadura das armaduras.

Por último, a utilização do *software OpenSEES* revelou-se uma ferramenta de cálculo de difícil domínio, sendo que este programa remete para o utilizador a definição de todas as propriedades necessárias para a realização da análise numérica. Este aspeto é positivo no sentido em que permite que cada propriedade do modelo numérico seja adaptada consoante as características da análise pretendida, no entanto, é necessário que o utilizador domine os conceitos teóricos de todas as propriedades da análise numérica para a tomada de opções corretas, o que pode não ser trivial.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Os trabalhos futuros a seguir listados são sugestões para maior desenvolvimento do tema em estudo:

- Desenvolvimento de um modelo de confinamento com CFRP no programa *OpenSEES* de forma a garantir melhor aproximação dos resultados numéricos aos experimentais;
- Estudo paramétrico do efeito do esforço axial reduzido no comportamento dos pilares de betão armado reforçados com coletes de CFRP;
- Análise dinâmica não linear da ponte estudada no Capítulo 5 com os pórticos reforçados com coletes de CFRP.

Referências bibliográficas

- [1] Abramowitz, M., I. A. Stegun, & D. Miller, “Handbook of Mathematical Functions With Formulas, Graphs and Mathematical Tables (National Bureau of Standards Applied Mathematics Series No. 55),” *Journal of Applied Mechanics*, vol. 32, no. 1. p. 239, 1965.
- [2] Bahrani, M. K., A. Vasseghi, A. Nooralizadeh, & M. Zargaran, “Experimental and Analytical Study on the Proposed Retrofit Method for Concrete Bent in Ordinary Highway Bridges in Iran,” *J. Bridg. Eng.*, vol. 22, no. 6, p. 05017004, 2017.
- [3] Banon, H., J. Biggs, & H. M. Irvine, “Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames,” *J. Struct. Div.*, 1981.
- [4] Berry, M. P. & M. O. Eberhard, “Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns,” *Mont. Mag. West. Hist.*, no. April, p. 210, 2008.
- [5] Braga, F., R. Gigliotti, & M. Laterza, “Analytical Stress–Strain Relationship for Concrete Confined by Steel Stirrups and/or FRP Jackets,” *J. Struct. Eng.*, vol. 132, no. 9, pp. 1402–1416, 2006.
- [6] Braga, F., R. Gigliotti, & M. Laterza, “R/C Existing Structures with Smooth Reinforcing Bars: Experimental Behaviour of Beam-Column Joints Subject to Cyclic Lateral Loads,” *Open Constr. Build. Technol. J.*, vol. 3, no. 1, pp. 52–67, 2009.
- [7] Braga, F., R. Gigliotti, M. Laterza, M. D’amato, & S. Kunnath, “The Opensees Bgl Model for Non-Linear Analyses of Confined Concrete Elements,” *I Convegno Ital. “OpenSees Days”(Roma, 24 e 25 Maggio 2012)*, pp. 1–8, 2012.
- [8] Calabrese, A., J. P. Almeida, & R. Pinho, “Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. S1, pp. 38–68, 2010.
- [9] Chastre, C., “Comportamento às Acções Cíclicas de Pilares de Betão Armado Reforçados com Materiais Compósitos”, PhD dissertation, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, Lisboa, Portugal,” 2005.
- [10] Chastre, C., “Materiais e tecnologias de reforço de estruturas de betão- potencialidade e limitações,” *Congr. Latinoam.*, pp. 1–10, 2014.
- [11] Chastre, C. & M. A. G. Silva, “Experimental Investigation of CFRP Reinforced Concrete Columns under Uniaxial Cyclic Compression,” *FRPRCS-5, 5th Int. Conf. Fibre Reinf.*

- Plast. Reinf. Concr. Struct.*, pp. 783–792, 2001.
- [12] Chastre, C. & M. A. G. Silva, “Monotonic axial behavior and modelling of RC circular columns confined with CFRP,” *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 8, pp. 2268–2277, 2010.
- [13] Chastre, C. & M. A. G. Silva, “The behaviour of RC columns retrofitted with FRP or polymeric concrete under axial compression and cyclic horizontal loads,” *9th Int. Conf. Insp. Apprais. Repairs Maint. Struct.*, no. September 2015, pp. 393–400, 2005.
- [14] Clough, R. W., K. L. Benuska, & E. L. Wilson, “Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings,” *3rd World Conference on Earthquake Engineering*, no. II-4. pp. 68–89, 1965.
- [15] Coleman, J. & E. Spacone, “Localization Issues in Force-Based Frame Elements,” *J. Structural Eng.*, no. November, 2001.
- [16] D’Amato, M., F. Braga, R. Gigliotti, S. Kunnath, & M. Laterza, “A numerical general-purpose confinement model for non-linear analysis of R/C members,” *Comput. Struct.*, vol. 102–103, pp. 64–75, 2012.
- [17] Das, S., “Life cycle assessment of carbon fiber-reinforced polymer composites,” *Int. J. Life Cycle Assess.*, vol. 16, no. 3, pp. 268–282, 2011.
- [18] Dhakal, R. P. & K. Maekawa, “Path-dependent cyclic stress-strain relationship of reinforcing bar including buckling,” *Eng. Struct.*, vol. 24, no. 11, pp. 1383–1396, 2002.
- [19] Dodd, L. & J. Restrepo-Posada, “Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel,” *J. Struct. Eng.*, vol. 121, no. 3, pp. 433–445, 1995.
- [20] Faustino, P. & C. Chastre, “Analysis of load-strain models for RC square columns confined with CFRP,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 74, pp. 23–41, 2015.
- [21] Faustino, P. & C. Chastre, “Flexural strengthening of columns with CFRP composites and stainless steel: cyclic behavior,” *J. Struct. Eng.*, vol. 142, no. 2, pp. 1–15, 2016.
- [22] Faustino, P., C. Chastre, & R. Paula, “Design model for square RC columns under compression confined with CFRP,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 57, pp. 187–198, 2014.
- [23] Faustino, P., P. Frade, & C. Chastre, “Lateral Cyclic Behaviour of RC Columns Confined With Carbon Fibres,” *Structures*, vol. 5, pp. 196–206, 2016.
- [24] Filippou, F., E. Popov, & V. Bertero, “Effects Of Bond Deterioration On Hysteretic Behaviour Of Reinforced Concrete Joints,” no. August, 1983.
- [25] Fragiadakis, M. & M. Papadrakakis, “Modeling, Analysis and Reliability Of Seismically Excited Structures: Computational Issues,” *Int. J. Comput. Methods*, vol. 05, no. 04, pp. 483–511, 2008.
- [26] Gallardo-Zafra, R. & K. Kawashima, “Analysis of Carbon Fiber Sheet-Retrofitted RC Bridge Columns Under Lateral Cyclic Loading,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 2, pp. 129–154, 2009.

- [27] Giannini, R., F. Paolacci, & E. Sibilio, "Experimental Study On The Cyclic Response Of An Existing RC Bridge Pier," in *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.
- [28] Giberson, M. F., "The Response of Nonlinear Multi-story Structures Subjected to Earthquake Excitation," *California Institute of Technology, Pasadena, CA*. p. 237, 1967.
- [29] Hakuto, S., R. Park, & H. Tanaka, "Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details," *Struct. J.*, vol. 97, no. 1, pp. 11–25, 2000.
- [30] Hose, Y., P. Silva, & F. Seible, "Development of a Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads," *Earthquake Spectra*, vol. 16, no. 2. pp. 413–442, 2000.
- [31] Ibarra, L. F., R. A. Medina, & H. Krawinkler, "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 34, no. 12, pp. 1489–1511, 2005.
- [32] Karsan, I. D. & J. O. Jirsa, "Behavior Of Concrete Under Compressive Loadings," *J. Struct. Div.*, vol. Vol 95, no. No. 12, pp. 2543–2563, 1969.
- [33] Kunnath, S. K., A. M. Reinhorn, & Y. J. Park, "Analytical modelling of inelastic seismic response of RC structuresNo Title," *J. Struct. Eng.*, vol. 116, no. 4, pp. 996–1017, 1990.
- [34] Lam, L. & J. G. Teng, "Ultimate Condition of Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete," *J. Compos. Constr.*, vol. 8, no. 6, pp. 539–548, 2004.
- [35] Mander, J. B., M. J. N. Priestley, & P. Park, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1989.
- [36] Manuel, P., S. Santos, & C. Cismasiu, "Projecto PTDC/ECM/117618/2010 - Modelação em Elementos Finitos e Análise do Comportamento Dinâmico da Passagem Superior de Peões 3141.," 2013.
- [37] Matthys, S., "Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement," p. 367, 2000.
- [38] Matthys, S., H. Toutanji, & L. Taerwe, "Stress – Strain Behavior of Large-Scale Circular Columns Confined with FRP Composites," *J. Struct. Eng.*, vol. 132, no. 1, pp. 123–133, 2006.
- [39] Mazzoni, S., F. McKenna, M. H. Scott, & G. L. Fenves, "OpenSees Command Language Manual," 2009. .
- [40] Menegotto, M. & P. E. Pinto, "Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending," *Proc. IABSE Symp. Resist. Ultim. Deform. Struct. Acted by Well Defin. Loads*, pp. 15–22, 1973.

- [41] Neuenhofer, A. & F. C. Filippou, "Evaluation of Nonlinear Frame Finite Element Models," *J. Struct. Eng. ASCE*, vol. 123, no. 7, pp. 958–965, 1997.
- [42] Paolacci, F. *et al.*, *Assessment of the seismic vulnerability of an old RC viaduct with frame piers and study of the effectiveness of base isolation through PsD testing*. 2014.
- [43] Paolacci, F. & R. Giannini, "An experimental and numerical investigation on the cyclic response of a portal frame pier belonging to an old reinforced concrete viaduct," *Earthq. Engng Struct. Dyn.* 2012, no. September 2011, pp. 1109–1127, 2012.
- [44] Paolacci, F., R. Giannini, S. Alessandri, & L. Di Sarno, "Seismic analysis and retrofitting of an existing R. C. highway bridge: investigation through pseudo-dynamic," 2011.
- [45] Park, Y. & A. H. S. Ang, "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete," *J. Struct. Eng.*, vol. 111, no. 4, pp. 722–739, 1985.
- [46] Park, Y. J., A. H. S. Ang, & Y. K. Wen, "Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 3, no. 1. pp. 1–26, 1987.
- [47] De Paula, R. F. & M. A. G. Silva, "Sharp edge effects on FRP confinement of RC square columns," *3rd Int. Conf. Compos. Infrastruct.*, no. June, pp. 1–10, 2002.
- [48] Pinho, R., "Advanced Earthquake Engineering Analysis," vol. 494, no. January, 2007.
- [49] Priestley, M. J. N., G. M. Calvi, & M. J. Kowalsky, "Displacement Based Seismic Design of Structures." 2007.
- [50] Priestley, M. J. N. & T. Paulay, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. 1992.
- [51] Priestley, M. J. N., F. Seible, & G. M. Calvi, "Seismic Design and Retrofit of Bridges," in *John Wiley and Sons*, 1996.
- [52] Richard, R. & B. Abbott, "Versatile elastic-plastic stress-strain formula," *J. Eng. Mech.*, vol. 101, no. 4, pp. 511–515, 1975.
- [53] Samaan, M., A. Mirmiran, & S. Mohsen, "Model of concrete confined by fiber composites," *Struct Eng*, vol. 124, no. September, pp. 1025–1031, 1998.
- [54] Scott, B. D., R. Park, & M. J. N. Priestley, "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates," *J. Proc.*, vol. 79, no. 1, pp. 13–27, 1982.
- [55] Scott, M. H., "Numerical Integration Options for the Force-Based Beam-Column Element in OpenSees," *Construction*, pp. 1–7, 2011.
- [56] Scott, M. H. & G. L. Fenves, "Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements," *J. Struct. Eng.*, vol. 132, no. 2, pp. 244–252, 2006.
- [57] Silva Lobo, P., P. Faustino, M. Jesus, & R. Marreiros, "Design model of concrete for circular columns confined with AFRP," *Compos. Struct.*, vol. 200, no. February, pp. 69–

78, 2018.

- [58] Silva, M. A. G. & C. Chastre, "The behaviour of GFRP reinforced concrete columns under monotonic and cyclic axial compression," *CCC2001, Compos. Constr.*, pp. 245–250, 2001.
- [59] Soleimani, D., E. P. Popov, & V. V. Bertero, "Nonlinear Beam Model for R/C Frame Analysis," 1979.
- [60] Spacone, E., F. C. Filippou, & F. F. Taucer, "Fibre Beam-Column Model for Non-linear Analysis of R/C Frames: Part 1. Formulation," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 25, no. 1, pp. 711–725, 1996.
- [61] Takeda, Sozen, & Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," *Journal of the Structural Division*, vol. 96, no. 12. pp. 2557–2573, 1970.
- [62] Teng, J., J. Lu, & Q. Xiao, "Numerical simulation of FRP-jacketed RC columns subjected to cyclic loading," *Adv. FRP Compos. Civ. Eng. - Proc. 5th Int. Conf. FRP Compos. Civ. Eng. CICE 2010*, pp. 820–823, 2011.
- [63] Terzic, V., "Force-based Element vs. Displacement-based Element," *OpenSees Webiner*, no. December, 2011.
- [64] Varum, H., "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings," 2003.
- [65] Zhao, J. & S. Sritharan, "Modeling of Strain Penetration Effects in Fiber-Based Analysis of Reinforced Concrete Structures," *ACI Struct. J.*, vol. 104, no. 2, pp. 133–141, 2007.
- [66] *NP EN 1998-1:2010. Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas, e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. 2010.*
- [67] *NP EN 1992-1-1:2010. Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. 2010.*

**Apêndice A – Parâmetros utilizados no
material *ConfinedConcrete01***

1) Provetes sujeitos a compressão uniaxial – Capítulo 3

Tabela A.1 – Material *ConfinedConcrete01* para as colunas estudadas à solicitação por compressão axial

<i>ConfinedConcrete01</i>																				
Designação	Sec-Type	fpc (MPa)	Ec (MPa)	epscu	va-rub	L1 (m)	phis (mm)	S (mm)	fyh (MPa)	Es0 (MPa)	haRatio	um	phiLon (mm)	wrap	cover (mm)	Am (mm ²)	Sw (mm)	ful (MPa)	Es0w (MPa)	stRatio
C41	C	32.2	22300	0,0091	va-rub	224	6	150	391	200000	0	1000	12	wrap	10	176	1000	3937	241000	1
C34				0,0155												352				
C43				0,0166												528				
C44				0,0225												704				
K2	C	34.3	31900	0,012	va-rub	362	8	140	560	200000	0	1000	12	wrap	15	585	1000	2600	198000	1
K2 extre.				50				904								1100		471000		
K3				140																
K3 extre.				50																

2) Provetes sujeitos a flexão composta – Capítulo 4

Tabela A.2 – Material *ConfinedConcrete01* para os pilares estudados à solicitação por flexão composta sob ações cíclicas

<i>ConfinedConcrete01</i>																				
Design.	Sec-Type	fpc (MPa)	Ec (MPa)	eps _{cu}	va-rub	L1 (m)	phis (mm)	S (mm)	f _{yh} (MPa)	Es ₀ (MPa)	haRatio	um	phiLon (mm)	wrap	cover (mm)	Am (mm ²)	Sw (mm)	ful (MPa)	Es _{0w} (MPa)	stRatio
A2	C	30	27700	0.035	va-rub	324	6	150	363	200000	0	1000	16	wrap	35	111	1000	4476	266000	1
A3		27.5														222				
B2		30						111												
B3		27.5						222												
P3R-1	C	33.7	22300	0.035	va-rub	224	6	150	391	200000	0	1000	12	wrap	10	352	1000	3937	241000	1
P3R-2																176				
P5-1		33														352				
P5-2																176				
P6-1		33.7														704				
P6-2		33.2														352				
P7																352				
P10-1																704				
P10-2		33.8														352				

3) Provetes sujeitos a flexão composta – Capítulo 5

Tabela A.3 – Material *ConfinedConcrete01* para os casos do pórtico à escala 1:4 e 1:1

<i>ConfinedConcrete01</i>																																		
Esc.	Design.	Sec-Type	f_{cc} (MPa)	E_c (MPa)	$epscu$	$varub$	L_1 (m)	\emptyset_{sw} (mm)	S (mm)	f_{yw} (MPa)	E_{sw} (MPa)	ha Ratio	u_m	\emptyset_s (mm)	Wrap	rec. (mm)	A_m (mm ²)	S_w (mm)	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	st Ratio													
1:4	2CFRP	C	26	27000	0,035	varub	278	2	40	360	205000	0	1000	6	Wrap	10	352	1000	3937	241000	1													
	4CFRP																704																	
1:1	2CFRP															1114	6					140	360	205000	0	1000	20	Wrap	40	352	1000	3937	241000	1
	4CFRP																													704				
	8CFRP																													1408				
	16CFRP																													2816				

Anexo I – Resultados dos ensaios experimentais

I.i – Resultados experimentais dos provetes sujeitos a compressão uniaxial – Capítulo 3

I.i.i – Diagrama força-deslocamento – Chastre (2005)

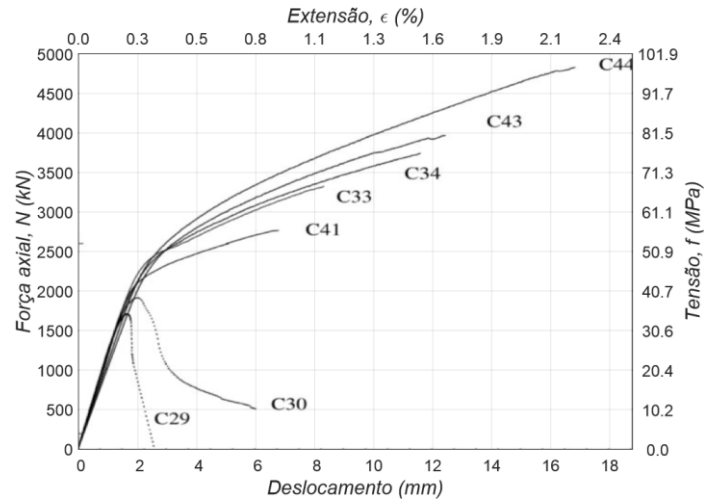


Figura I.i – Diagrama esforço axial N-deslocamento dos ensaios experimentais de Chastre [9]

I.i.ii – Diagrama tensão-extensão – Matthys (2000)

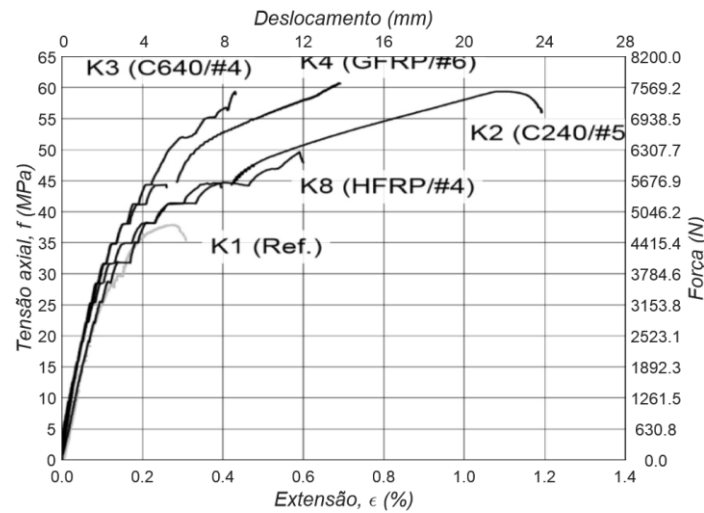


Figura I.ii – Diagrama tensão axial-extensão dos ensaios experimentais de Matthys [37]

I.ii – Resultados experimentais dos provetes sujeitos a flexão composta – Capítulo 4

I.ii.i – Diagramas força-deslocamento – Chastre (2005)

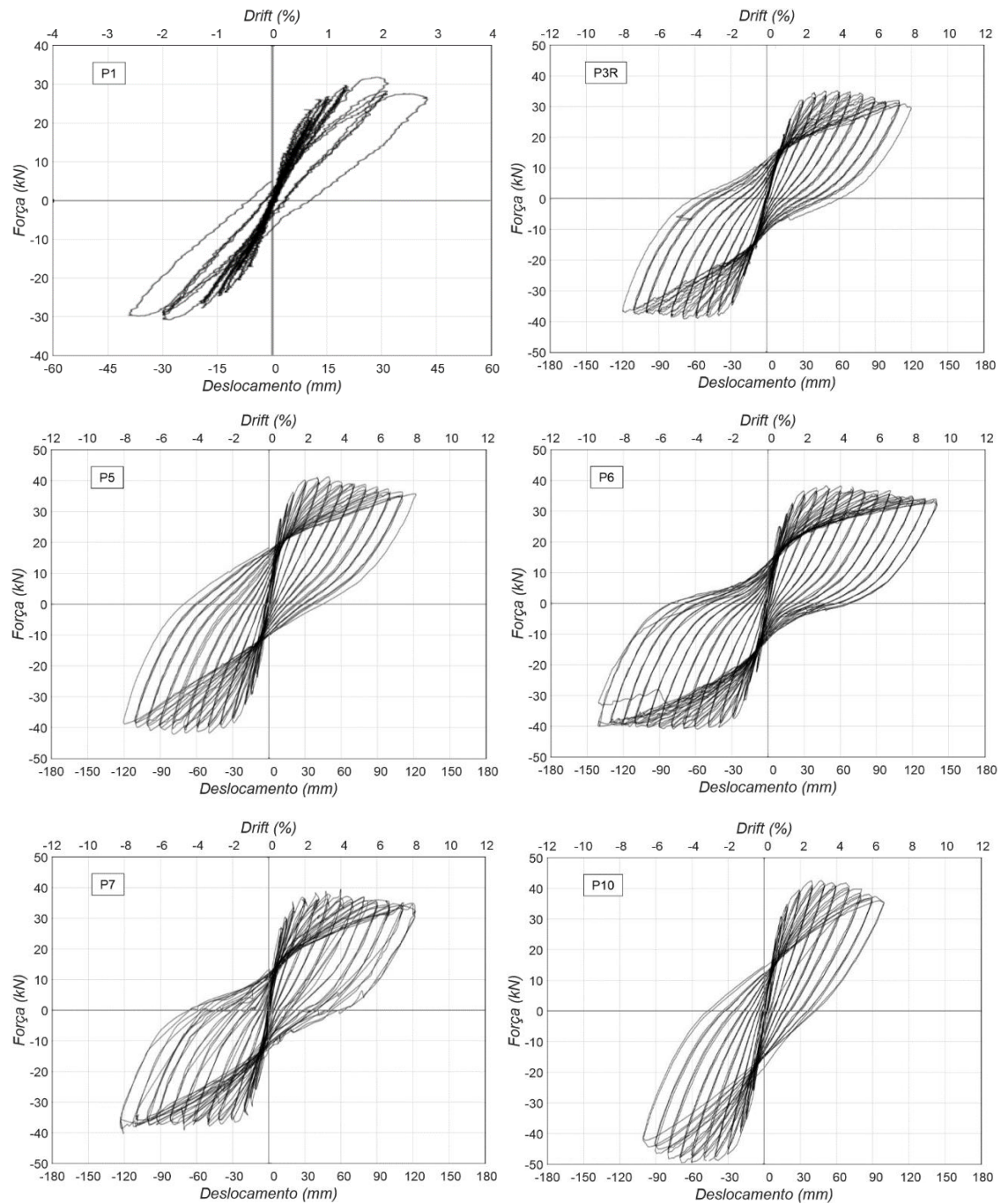


Figura I.iii – Diagramas força-deslocamento dos ensaios experimentais de Chastre [9]

I.ii.ii – Diagramas força-deslocamento – Gallardo-Zafra e Kawashima (2009)

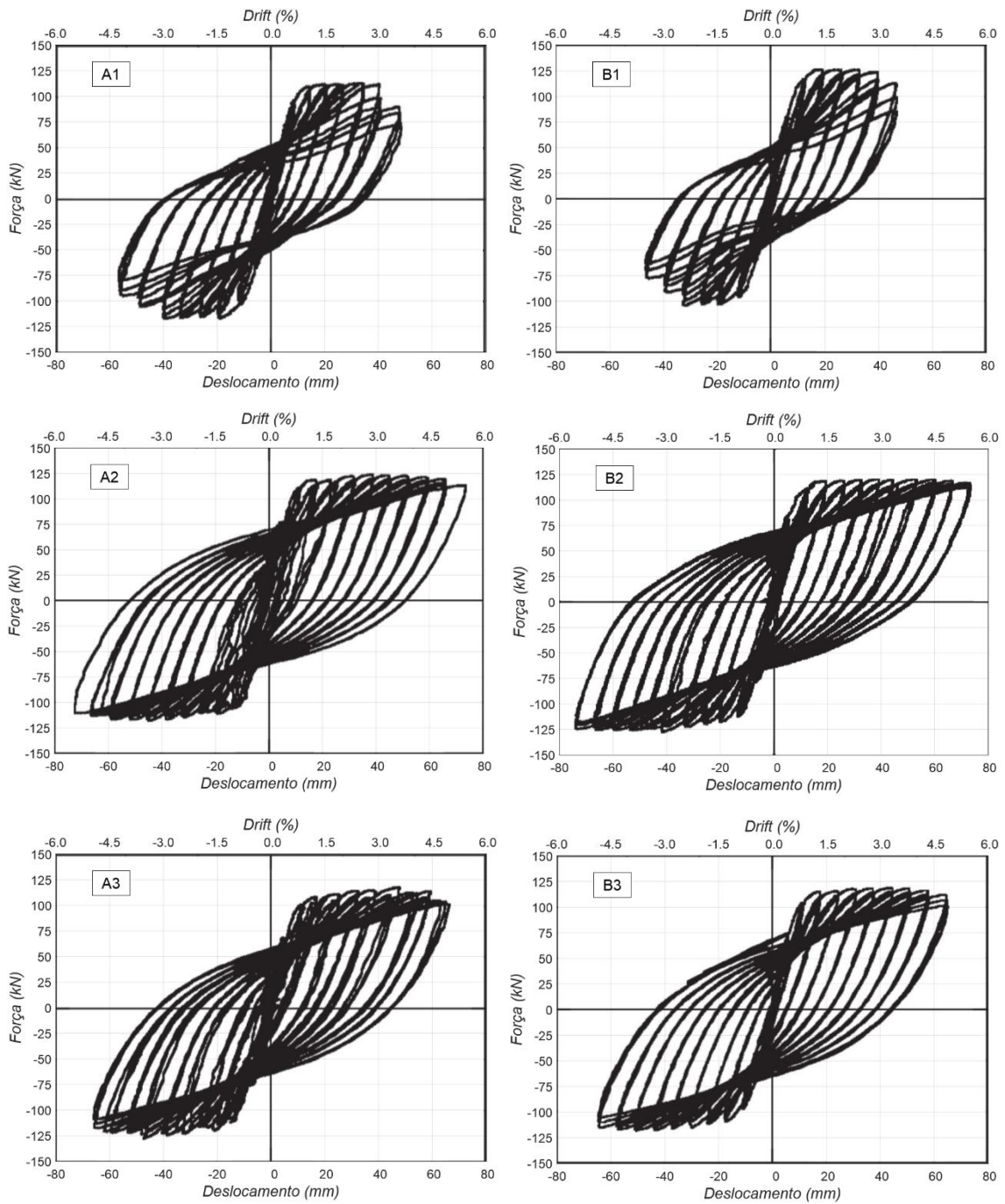


Figura I.iv – Diagramas força-deslocamento dos ensaios experimentais de Gallardo-Zafra e Kawashima [26]

I.ii – Resultado experimental do pórtico à escala 1:4 sujeito a flexão composta – Capítulo 5

I.ii.iii Diagrama *força-deslocamento* – Paolacci e Giannini (2012)

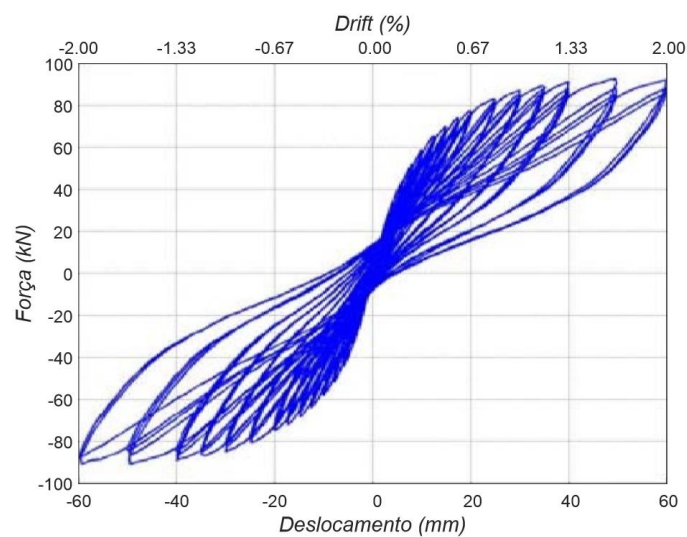


Figura I.v – Diagrama *força-deslocamento* obtido no ensaio experimental de Paolacci e Giannini [43]