



**Ricardo Filipe
Félix Moreira**

Reforço de nós viga-pilar



**Ricardo Filipe
Félix Moreira**

Reforço de nós viga-pilar

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor Associado com Agregação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e coorientação científica do Doutor Hugo Rodrigues, Investigador do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri

presidente

Prof. Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa
Professora Associada, Universidade de Aveiro

Doutor Mário António Lage Alves Marques
Bolseiro Pós-Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
Professor Associado com Agregação, Universidade de Aveiro

Índice Geral

Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice do Texto	ix
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xix
Capítulo 1 – Objetivos e estrutura do trabalho	1
Capítulo 2 – Vulnerabilidade sísmica e reforço de elementos de betão armado:	
Estado da arte.....	7
Capítulo 3 – Casos de estudo	19
Capítulo 4 – Dimensionamento das soluções de reforço para os casos de estudo:	
IPA-1 e IPB.....	37
Capítulo 5 – Modelação numérica dos casos de estudo:	
IPA-2 e ID.....	49
Capítulo 6 – Avaliação e análise da solução de reforço para os casos de estudo:	
IPA-2 e ID.....	73
Capítulo 7 – Conclusões e desenvolvimentos futuros	107
Referências bibliográficas.....	111
Anexo A – Cálculo do reforço para os provetes IPA-1 e IPB	117

agradecimentos

Nesta reta final, seria inevitável uma reflexão sobre todos aqueles que, de forma direta ou indireta contribuíram para a realização desta dissertação.

Sendo este um trabalho de caráter individual, resultante de esforço pessoal, a colaboração que me foi prestada, assumiu um papel essencial. Por isso, gostaria de aqui expressar o meu reconhecimento a todos os que me ajudaram no decurso desta caminhada.

Assim, começaria por agradecer ao Professor Humberto Varum, a sua dedicação e disponibilidade, assim como as suas linhas orientadoras e conseqüente acompanhamento e ensinamentos que sempre disponibilizou.

Ao Professor Hugo Rodrigues, pela sua orientação, disponibilidade, apoio e pela partilha de conhecimentos sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

Ao Eng. José Melo, gostaria de expressar, igualmente o meu apreço e a minha gratidão, pelos ensinamentos transmitidos e pelo apoio dado durante a elaboração do trabalho.

Um agradecimento especial ao meu primo, o Eng. José Carlos Almeida, pela disponibilidade, ajuda e pelos conselhos transmitidos, não só no decorrer da realização desta dissertação, mas também ao longo destes últimos anos do meu percurso académico.

À minha Família, às minhas avós, pais e irmãos, pela forma insuperável como me acompanharam e ajudaram, e sem os quais este trabalho não teria sido possível.

Finalmente, um agradecimento especial à minha namorada, Cristiana, pela compreensão, carinho, paciência e apoio incondicional que sempre demonstrou.

A todos, expresso a minha mais profunda gratidão.

palavras-chave

nós viga-pilar, reforço sísmico, elementos metálicos, ensaios cíclicos, modelação numérica.

resumo

A presente dissertação tem como principal objetivo, a análise e dimensionamento de soluções de reforço sísmico a aplicar em nó viga-pilar de estruturas antigas de betão armado. Uma parte considerável do edificado português construído até 1970, é muito vulnerável a ações sísmicas. Muitos destes edifícios têm associadas opções de conceção e construção desajustadas face à regulamentação atual, essencialmente porque naquela época, não estava prevista a consideração de ações sísmicas na execução dos projetos de estruturas. Aliado ao facto de que na altura, ser recorrente o uso de armadura lisa, conjugado com uma má pormenorização das armaduras e baixa resistência do betão, proporciona ao parque habitacional português uma baixa capacidade para resistir a solicitações cíclicas, como as induzidas pelos sismos.

Os nós viga-pilar são considerados como sendo a zona mais crítica e vulnerável das estruturas de betão armado quando sujeitas a ações sísmicas. A resposta global da estrutura está dependente do comportamento destas ligações. Sob ações sísmicas, os nós de estruturas antigas, sem características sismo-resistentes, são mais vulneráveis e possuem um fraco comportamento em comparação com novas construções, projetadas em concordância com a regulamentação atual. Por isso, é frequente, em ligações viga-pilar de estruturas antigas, a necessidade de as reforçar, para melhorar a performance do edifício durante os sismos.

Vários investigadores têm proposto diferentes técnicas e soluções para reforçar nós viga-pilar, de estruturas antigas de betão armado. No trabalho que se apresenta, são analisados os danos observados em quatro nós viga-pilar, ensaiados experimentalmente, para simular as ações cíclicas horizontais dos sismos. Com base nesses dados, são propostas e detalhadas soluções de reforço para melhorar o comportamento histerético dessas ligações, de modo a lhes ser conferida maior capacidade resistente e/ou ductilidade.

keywords

beam-column joints, seismic retrofitting, metallic elements, cyclic testing, numerical modelling.

abstract

The present dissertation has as main goal, the analysis and design of seismic retrofit solutions to be applied in beam-column joints of old reinforced concrete structures. A considerable part of the Portuguese buildings, built before 1970, are vulnerable to earthquakes. Many of these buildings have associated design and built options, which are inadequate given the current seismic-oriented design philosophies, mainly because at that time, seismic actions were not considerate in structures designs. Considering that, was current, the recurring use of plain bars at that time, combined with poor reinforcement detailing and low concrete strength, converges in buildings with ability to sustain the cyclic requests, such as those induced by earthquakes.

Beam-column joints are recognized as the critical and vulnerable zone of a reinforced concrete moment resisting structure subjected to seismic loads. The global response of the structure is mainly governed by the behaviour of these connections. Under seismic actions, the joints of old non-seismically detailed structures are more vulnerable and behave poorly under cyclic loadings compared to the joints of new and seismically detailed structures. Therefore, more often than not, the joints of such old structures require retrofitting in order to deliver better performance during earthquakes.

Various researchers have proposed different methods and solutions to retrofit the beam-column joints of existing reinforced concrete structures. In this paper, are analysed the damaged observed in four beam-column joints, tested experimentally to simulate the cyclic horizontal loadings of earthquakes. Based on that data are proposed and detailed seismic retrofit solutions to improve the hysteretic behaviour of those connections, so it can be given better load capacity and/or ductility.

Índice do Texto

Capítulo 1

Objetivos e estrutura do trabalho

1.1. Considerações gerais	1
1.2. Âmbito e objetivos do trabalho desenvolvido	3
1.3. Organização do presente trabalho	4

Capítulo 2

Vulnerabilidade sísmica e reforço de elementos de betão armado:

Estado da arte

2.1. Introdução.....	7
2.2. Danos comuns em elementos de betão armado devido a eventos sísmicos	9
2.2.1. Considerações gerais.....	9
2.2.2. Nós viga-pilar.....	10
2.2.2.1. Comportamento de elementos estruturais sem dimensionamento sísmico adequado	15
2.2.3. Problemas da utilização de armadura lisa em elementos de betão armado ...	16

Capítulo 3

Casos de estudo

3.1. Considerações gerais	19
3.2. Descrição dos provetes	20
3.2.1. Capacidade resistente dos elementos estruturais	23
3.2.2. Ensaios cíclicos	25
3.2.3. Danos observados nos ensaios experimentais.....	27
3.3. Estratégia de reforço.....	31
3.4. Considerações finais.....	35

Capítulo 4

Dimensionamento das soluções de reforço para os casos de estudo:

IPA-1 e IPB

4.1. Considerações gerais	37
4.2. Reforço de elementos de betão armado.....	38
4.3. Critério de dimensionamento de elementos metálicos para o reforço dos provetes IPA-1 e IPB	39
4.3.1. Dimensionamento de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores	39
4.3.2. Confinamento para aumento da ductilidade de flexão.....	42
4.4. Dimensionamento do reforço para os provetes IPA-1 e IPB	44
4.4.1. Reforço do nó.....	46
4.5. Pormenorização da solução de reforço para os casos de estudo: IPA-1 e IPB.....	47

Capítulo 5

Modelação numérica dos casos de estudo:

IPA-2 e ID

5.1. Considerações gerais	49
5.2. Comportamento dos materiais	50
5.2.1. Betão	50
5.2.2. Aço	52
5.2.2.1. Comportamento hysterético	53
5.3. O programa <i>SeismoStruct</i>	56
5.3.1. Parâmetros de modelação adotados	59
5.4. Modelação numérica dos provetes IPA-2 e ID.....	61
5.4.1. Conceção do modelo no programa.....	61
5.4.2. Critérios estabelecidos para avaliação dos resultados numéricos	63
5.4.2.1. Índices de dano.....	63
5.4.2.2. Energia dissipada	63
5.4.2.3. <i>Drift</i>	64
5.4.2.4. Ductilidade	64
5.4.2.5. Critério de rotura.....	65
5.4.3. Provete IPA-2.....	66
5.4.3.1. Propriedades mecânicas dos materiais	66
5.4.3.2. Curvas monotónicas	67
5.4.3.3. Comportamento hysterético	68
5.4.4. Provete ID	69
5.4.4.1. Propriedades mecânicas dos materiais	69
5.4.4.2. Curvas monotónicas	70
5.4.4.3. Comportamento hysterético	71

Capítulo 6

Avaliação e análise da solução de reforço para os casos de estudo:

IPA-2 e ID

6.1. Considerações gerais	73
6.2. <i>SAP2000</i>	75
6.2.1. Descrição do trabalho.....	75
6.2.2. Conceção do modelo no programa.....	76
6.2.3. Análise de resultados	77
6.2.4. Considerações finais	79
6.3. <i>SeismoStruct</i>	80
6.3.1. Descrição do trabalho efetuado.....	80
6.4. Análise de resultados.....	82
6.4.1. Comportamento hysterético do nó reforçado.....	82
6.4.1.1. Provete IPA-2.....	82
6.4.1.2. Provete ID	92
6.4.2. Considerações finais	102
6.5. Pormenorização da solução de reforço para os casos de estudo: IPA-2 e ID.....	103

Capítulo 7

Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1. Conclusões.....	107
7.2. Possíveis ações de desenvolvimentos futuros	110

Índice de Figuras

Capítulo 2

Vulnerabilidade sísmica e reforço de elementos de betão armado:

Estado da arte

Figura 1 – Causas de danos frequentes em edifícios: a) detalhe inadequado das armaduras no nó; b) inadequada sobreposição, falta de armadura transversal.	9
Figura 2 – Danos devidos a: a) efeito do mecanismo pilar curto; b) falta de armadura transversal.	10
Figura 3 – Danos provocados por: a) ligações incorretas nos nós; b) <i>soft-storey</i>	10
Figura 4 – Rotura de nós viga-pilar devido a má execução de projeto: a) Lorca, Espanha 2011; b) Izmit, Turquia 1999.	11
Figura 5 – Zona interior de um nó viga-pilar sujeito a cargas sísmicas.	13
Figura 6 – Falhas no projeto de ligações viga-pilar.	14
Figura 7 – Inadequada resistência dos nós: a) danos nos nós; b) rotura nos nós.	14
Figura 8 – Mecanismo viga forte-pilar fraco.	14
Figura 9 – Pormenorização de armaduras de acordo: a) com a regulamentação antiga; b) com a nova regulamentação.	16
Figura 10 – Escorregamento de armaduras em pilares.	18

Capítulo 3

Casos de estudo

Figura 11 – a) Conceitos básicos para o reforço sísmico; mecanismo do colapso plástico; b) rotação das vigas; c) rotação dos pilares; d) rótulas devido ao esforço transverso.	20
Figura 12 – Perfil tipo dos provetes em estudo.....	21
Figura 13 – Detalhamento das armaduras das secções transversais: a) pilar; b) viga.	22
Figura 14 – Identificação e dimensões dos provetes.	23
Figura 15 – Diagramas momento-curvatura da secção transversal dos pilares.	24
Figura 16 – Diagramas momento-curvatura da secção transversal das vigas.....	25
Figura 17 – Esquema exemplificativo dos ensaios experimentais realizados.	26
Figura 18 – Ensaios cíclicos experimentais relativos aos provetes: a) IPA-1; b) IPB; c) IPA-2; d) ID.	26
Figura 19 – Envolventes dos gráficos força-deslocamento para os diferentes provetes em estudo.	27
Figura 20 – Aplicação da pré-carga no provete IPA-2: a) viga direita; b) viga esquerda.	28
Figura 21 – Dano no provete IPA-1: a) dano do nó; b) dano geral.	28
Figura 22 – Dano no provete IPB: a) dano no nó; b) dano geral.	29
Figura 23 – Dano no provete IPA-2: a) dano no nó; b) dano geral.	30
Figura 24 – Dano inicial no provete ID.	30
Figura 25 – Dano no provete ID: a) dano no nó; b) dano geral.	31
Figura 26 – Representação esquemática da solução de reforço adotada para os provetes IPA-1 e IPB.	32
Figura 27 – Esquema representativo das propostas de reforço dos trabalhos realizados.	33
Figura 28 – Elemento metálico que fará parte da estratégia de reforço para os provetes IPA-2 e ID.	34
Figura 29 – Esquema representativo da aplicação da solução de reforço nos provetes IPA- 2 e ID.	34

Capítulo 4

Dimensionamento das soluções de reforço para os casos de estudo:

IPA-1 e IPB

Figura 30 – Determinação dos esforços resistentes de uma secção transversal.	40
Figura 31 – Reforço de pilares – pormenores de ligação.....	41
Figura 32 – Pormenor de ligação das armaduras de reforço de um pilar num nó.	41
Figura 33 – Curvas monotónicas dos provetes reforçados com cintas e cantoneiras metálicas nos cantos.....	45
Figura 34 – Esquema representativo das disposições construtivas da aplicação do reforço no provete IPA-1.....	48
Figura 35 – Esquema representativo das disposições construtivas da aplicação do reforço no provete IPB.	48

Capítulo 5

Modelação numérica dos casos de estudo:

IPA-2 e ID

Figura 36 – Modelo da curva tensão-extensão do betão confinado e não confinado.	52
Figura 37 – Curvas características de tensão-extensão de: a) aço duro; b) aço macio.	53
Figura 38 – Características principais do comportamento histerético do aço.	55
Figura 39 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico.....	56
Figura 40 – Sistema local de referência de coordenadas.	57
Figura 41 – Discretização de uma secção de betão em fibras.....	58
Figura 42 – Localização dos pontos de integração de Gauss num elemento.....	58
Figura 43 – Lei dos deslocamentos considerada na análise cíclica.	62
Figura 44 – Modelo utilizado na modelação dos provetes IPA-2 e ID no <i>SeismoStruct</i> ...	62
Figura 45 – Critério de rotura segundo o Eurocódigo 8 (definição de deslocamento último).....	65
Figura 46 – Comparação das curvas monotónicas experimentais e numéricas das secções transversais dos elementos estruturais do provete IPA-2: a) pilar; b) viga.....	67

Figura 47 – Comparação envolvente do ensaio experimental e modelação numérica através da análise <i>pushover</i> , provete IPA-2.....	68
Figura 48 – Comparação ensaio cíclico experimental e modelação numérica do ensaio cíclico, provete IPA-2.	68
Figura 49 – Comparação das curvas monotónicas experimentais e numéricas das secções transversais dos elementos estruturais do provete IPA-2: a) pilar; b) viga.....	70
Figura 50 – Comparação envolvente do ensaio experimental e modelação numérica através da análise <i>pushover</i> , provete ID.....	71
Figura 51 – Comparação ensaio experimental e modelação numérica do comportamento histerético do provete ID.....	71

Capítulo 6

Avaliação e análise da solução de reforço para os casos de estudo:

IPA-2 e ID

Figura 52 – Elemento metálico proposto para reforçar os provetes IPA-2 e ID.....	74
Figura 53 – Esquema representativo do nó reforçado, para modelação no programa <i>SAP2000</i> e localização dos parâmetros em avaliação.....	75
Figura 54 – Representação da variação do <i>drift</i> no topo do pilar superior, com variação dos diversos elementos da solução de reforço.	77
Figura 55 – Representação da variação da curvatura do pilar superior no ponto onde finda o elemento metálico, com variação dos diversos elementos da solução de reforço.	78
Figura 56 – Representação da variação da curvatura na viga situada à direita no ponto onde finda o elemento metálico, com variação dos diversos elementos da solução de reforço.	78
Figura 57 – Modelo utilizado para o nó reforçado no programa <i>SeismoStruct</i>	81
Figura 58 – Comparação entre a modelação numérica do ensaio cíclico e comportamento histerético do provete IPA-2, reforçado com a solução de referência.	82
Figura 59 – Comparação dos danos registados no ensaio cíclico experimental e modelação numérica do provete IPA-2, através da análise <i>pushover</i>	84

Figura 60 – Comportamento hysterético do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b	86
Figura 61 – Envoltentes do comportamento hysterético do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b	87
Figura 62 – Comportamento do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b , através da análise <i>pushover</i>	87
Figura 63 – Comportamento hysterético do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c	89
Figura 64 – Envoltentes do comportamento hysterético do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c	90
Figura 65 – Comportamento do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c , através da análise <i>pushover</i>	90
Figura 66 – Evolução dos danos nos elementos estruturais no provete IPA-2, devido à variação dos parâmetros h_b e h_c : a) viga; b) pilar.	91
Figura 67 – Evolução dos critérios de avaliação no comportamento do provete IPA-2, devido à variação dos parâmetros h_b e h_c :	91
Figura 68 – Comparação entre a modelação numérica do ensaio cíclico e a avaliação numérica com o reforço de referência, provete ID.	92
Figura 69 – Comparação dos danos observados/registados no ensaio experimental e modelação numérica do provete ID.	94
Figura 70 – Comportamento hysterético do provete ID com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b	96
Figura 71 – Envoltentes do comportamento hysterético do provete ID com a solução de reforço e variação do parâmetro h_b	97
Figura 72 – Comportamento do provete ID com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b , através da análise <i>pushover</i>	97
Figura 73 – Comportamento hysterético do provete ID com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c	99
Figura 74 – Envoltentes do comportamento hysterético do provete ID com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c	100
Figura 75 – Comportamento do provete ID reforçado com a solução de reforço e variação do parâmetro h_c , através da análise <i>pushover</i>	100
Figura 76 – Evolução dos danos nos elementos estruturais no provete ID, devido à variação dos parâmetros h_b e h_c : a) viga; b) pilar.	101

Figura 77 – Evolução dos critérios de avaliação no comportamento do provete ID, devido à variação dos parâmetros h_b e h_c : a) Energia dissipada; b) Força máxima; c) Rigidez inicial; d) Ductilidade.	101
Figura 78 – Esquema representativo das disposições construtivas da aplicação da solução de reforço no provete IPA-2.....	103
Figura 79 – Esquema representativo das disposições construtivas da aplicação da solução de reforço no provete ID.	104
Figura 80 – Dimensões dos elementos constituintes da solução de reforço a aplicar no provete IPA-2.....	104
Figura 81 – Dimensões dos elementos constituintes da solução de reforço a aplicar no provete ID.	104
Figura 82 – Esquema representativo do corte A-A', dos provetes IPA-2 e ID.	105

Índice de Tabelas

Capítulo 3

Casos de estudo

Tabela 1 – Valores médios das propriedades mecânicas dos materiais.	22
--	----

Capítulo 4

Dimensionamento das soluções de reforço para os casos de estudo:

IPA-1 e IPB

Tabela 2 – Momento resistente requerido para os pilares, dos provetes IPA-1 e IPB.	44
Tabela 3 – Valores da largura das cintas metálicas dos diferentes provetes.	46

Capítulo 5

Modelação numérica dos casos de estudo:

IPA-2 e ID

Tabela 4 – Propriedades mecânicas do aço adotadas no programa <i>SeismoStruct</i> para o provete IPA-2.	66
Tabela 5 – Propriedades mecânicas do betão adotadas no programa <i>SeismoStruct</i> , para o provete IPA-2.	66
Tabela 6 – Propriedades do aço no programa <i>SeismoStruct</i> , provete ID.	69
Tabela 7 – Propriedades mecânicas do betão adotadas no programa <i>SeismoStruct</i> , para o provete ID.	70

Capítulo 6

Avaliação e análise da solução de reforço para os casos de estudo:

IPA-2 e ID

Tabela 8 – Dados para modelação do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço no programa <i>SAP2000</i>	76
Tabela 9 – Dados para modelação do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço no programa <i>SeismoStruct</i>	81
Tabela 10 – Comparação de resultados do comportamento hysterético do provete entre o ensaio experimental e a modelação numérica no programa <i>SeismoStruct</i> do provete IPA-2.	83
Tabela 11 – Análise da aplicação da solução de reforço no comportamento hysterético do provete IPA-2 no programa <i>SeismoStruct</i> , com variação do comprimento da chapa h_b	85
Tabela 12 – Análise da aplicação da solução de reforço no comportamento hysterético do provete IPA-2 no programa <i>SeismoStruct</i> , com variação do comprimento da chapa h_c	88
Tabela 13 – Comparação de resultados do comportamento hysterético do provete entre o ensaio experimental e a modelação numérica no programa <i>SeismoStruct</i> , do provete ID.	93
Tabela 14 – Análise da aplicação da solução de reforço no comportamento hysterético do provete ID no programa <i>SeismoStruct</i> , com variação do comprimento da chapa h_b	95
Tabela 15 – Análise da aplicação da solução de reforço no comportamento hysterético do provete ID no programa <i>SeismoStruct</i> , com variação do comprimento da chapa h_c	98

Anexo A

Cálculo do reforço para os provetes IPA-1 e IPB

Tabela 16 – Valores do esforço axial e momento fletor reduzido para os provetes IPA-1 e IPB.	118
Tabela 17 – Valores da percentagem de armadura e profundidade do eixo neutro, para provetes IPA-1 e IPB.	118
Tabela 18 – Valores da armadura longitudinal equivalente para provetes IPA-1 e IPB. .	119
Tabela 19 – Valores da armadura exterior de reforço necessária para reforçar os provetes IPA-1 e IPB.	119
Tabela 20 – Valores do deslocamento último para os provetes IPA-1 e IPB.	119
Tabela 21 – Valores do comprimento da rótula plástica para os provetes IPA-1 e IPB..	120
Tabela 22 – Valores da curvatura equivalente bilinear para os provetes IPA-1 e IPB....	120
Tabela 23 – Valores da curvatura elástica para os provetes IPA-1 e IPB.....	120
Tabela 24 – Valores da curvatura equivalente bilinear para os provetes IPA-1 e IPB....	121
Tabela 25 – Valores da curvatura máxima para os provetes IPA-1 e IPB.....	121
Tabela 26 – Valores da extensão máxima para os provetes IPA-1 e IPB.....	121
Tabela 27 – Valores da pressão de confinamento exercida pelos estribos dos elementos estruturais dos provetes IPA-1 e IPB.	121
Tabela 28 – Valores da tensão do betão confinado para os provetes IPA-1 e IPB.....	122
Tabela 29 – Valores das espessuras das cintas metálicas para os provetes IPA-1 e IPB.	122
Tabela 30 – Valores da largura das cintas metálicas dos diferentes provetes.	123

Capítulo 1

Objetivos e estrutura do trabalho

1.1. Considerações gerais

Nas últimas décadas, o betão armado tem-se revelado a solução estrutural mais utilizada em Portugal e na Europa. Segundo um estudo levado a cabo pelo LNEC (2000), estimava-se que em 1991 cerca de 45% dos edifícios de habitação em Portugal eram estruturas de betão armado, um número considerável tendo em conta que 56% do parque habitacional português existente até então teria sido construído entre 1961 e 1991. Dados relativos aos CENSOS 2011, referidos em INE, I.P. (2012), revelam que o uso do betão armado nas construções é cada vez mais frequente, pois cerca de 65% dos edifícios construídos desde 1991 foi com recurso a este material. No que diz respeito ao edificado português até à década de 70, à altura da realização do inquérito, do total de edifícios de betão armado existentes em Portugal, cerca de 27% foram construídos antes desse período.

A maior parte dos edifícios em zonas com propensão à ocorrência de eventos sísmicos na Europa, construídos antes dos anos 70, não foi concebida de forma adequada para resistir a um sismo. Até finais da década de 50, a maioria do edificado português era dimensionado e construído sem qualquer tipo de consideração a eventos sísmicos, até porque à altura não se verificava nos regulamentos correntes qualquer tipo de referência a esse tipo de ação. Outro aspeto importante a ter em conta é o facto de, na altura ser frequente o uso de armadura lisa, o que implicava que os elementos estruturais exibissem

uma fraca aderência entre aço e betão. Uma condição que seria gravemente amplificada no caso da existência de um evento sísmico.

Fernandes (2010) refere que em zonas críticas, como bases de pilares e nós viga-pilar, a fraca aderência entre aço e betão pode contribuir significativamente para a deformação lateral dos elementos e consequentemente na resposta global da estrutura. Reduções na rigidez e na capacidade de dissipar energia podem também contribuir para o escorregamento da armadura. Por exemplo, o comportamento complexo dos nós viga-pilar é muito influenciado pelas propriedades de aderência entre aço e betão. A degradação dessa aderência pode alterar drasticamente o mecanismo de transferência de forças na zona do nó, com consequências ao nível da resistência da própria ligação.

Recentes sismos têm demonstrado a vulnerabilidade das ligações viga-pilar nas estruturas de betão armado quando sujeitos a ações sísmicas. Apesar de em alguns casos, as vigas e os pilares se manterem intactos após a ocorrência destes eventos, a integridade do elemento é comprometida no nó, onde estes membros se unem. Por isso, o projeto sísmico de nós viga-pilar em elementos de betão armado é um assunto crítico, que requer uma especial atenção ao detalhe das disposições construtivas, de modo a assegurar mais resistência e ductilidade. No entanto, as especificações da regulamentação atual foram concebidas na premissa de uma perfeita aderência entre o aço e o betão, o que significa que na prática a resposta de elementos estruturais que possuem armadura lisa é muito diferente da modelação teórica.

Com a evolução das características dos materiais e com a adoção de regulamentos cada vez mais exigentes, é expectável que as estruturais atuais possuam uma melhor capacidade para resistir a ações cíclicas, como as geradas pelos sismos. Se por um lado a regulamentação atual, quando respeitada, torna os edifícios mais dúcteis, menos propensos a colapso, também é necessário garantir a sustentabilidade dos edifícios antigos, garantindo a sua integridade quando sujeitos a ações sísmica.

É por isso importante despertar a sociedade e entidades responsáveis para este problema, e principalmente dotar as construções existentes de condições adequadas para resistir a sismos, dada a imprevisibilidade do mesmo.

1.2. Âmbito e objetivos do trabalho desenvolvido

Na última década, um número significativo de estudos têm sido realizados em estruturas de betão armado, especialmente em nós viga-pilar, demonstrando que o comportamento deste conjunto de elementos estruturais depende de diversos parâmetros. Muitos dos edifícios existentes em betão armado não foram dimensionados à ação sísmica, além disso, muitos deles foram construídos com armadura lisa. Face às atuais exigências de segurança, os edifícios nestas condições apresentam um nível de segurança sísmica inadequada.

Enquadrado num projeto mais abrangente, pretende-se com esta dissertação dimensionar e detalhar soluções de reforço estruturais numa série de nós viga-pilar. Os provetes em causa foram já sujeitos a carregamentos horizontais cíclicos, servindo de base para o trabalho realizado por Garcia (2011). Dado que os nós já se encontram danificados, inicialmente será conduzido um estudo para identificar a extensão e o tipo de danos que os provetes apresentam. Com base nas anomalias observadas, serão estudadas opções de reforço, que serão materializadas com recurso a elementos metálicos.

Com o intuito de melhorar o comportamento de ligações viga-pilar face a carregamentos cíclicos, a solução de reforço a adotar deverá ter em atenção os seguintes critérios:

- i)* como referenciado no Eurocódigo 8 (CEN, 2003), deverá garantir-se que o somatório dos momentos resistentes nos pilares seja superior ao somatório dos momentos resistentes nas vigas em pelo menos 30%, por forma a que se possa assegurar o mecanismo de pilar forte-viga fraca;
- ii)* garantir a integridade do interior dos nós;
- iii)* garantir para o caso de ocorrência de rótulas plásticas, este fenómeno suceda apenas nas vigas, e se possível em zonas mais afastadas dos pilares;
- iv)* procurar soluções de fácil execução e que apresentem uma boa relação custo/benefício.

1.3. Organização do presente trabalho

A presente dissertação encontra-se organizada em 7 Capítulos.

No presente Capítulo, faz-se uma síntese do trabalho desenvolvido, bem como do seu âmbito e principais objetivos.

O Capítulo 2 contém uma revisão do estado da arte, onde a partir de uma panorâmica global, se pretende apresentar o estado atual de conhecimentos, nomeadamente acerca do reforço de nós viga-pilar. Irá ser abordada a problemática da utilização de armadura lisa em elementos de betão armado, e ainda serão destacados os danos tipo, evidenciados por este tipo de ligação, quando sujeitos a eventos sísmicos.

No Capítulo 3 são apresentados os casos de estudos, particularmente os provetes dos nós viga-pilar a analisar. São apresentados as suas características físicas, propriedades mecânicas e ainda os danos registados nos ensaios laboratoriais já realizados. Identificam-se também as soluções de reforço idealizadas para a reparação dos nós.

No Capítulo 4, são descritas as bases e procedimentos para o dimensionamento da solução de reforço que envolve cintas e cantoneiras metálicas, a aplicar em dois dos provetes em análise. São depois apresentados os valores obtidos dos cálculos efetuados e as disposições construtivas finais para os respetivos espécimes.

Uma das soluções de reforço que será apresentada no decorrer deste trabalho, e que será utilizada para reforçar dois provetes, não possui qualquer tipo de base específica para o seu dimensionamento. O Capítulo 5 engloba os modelos numéricos utilizados na modelação dos provetes para a previsão do comportamento dos nós reforçados. É apresentado o programa de análise não linear, *SeismoStruct*, utilizado para a verificação da fiabilidade da solução de reforço proposta para os respetivos provetes, e ainda a modelação numérica de aproximação aos ensaios cíclicos experimentais dos provetes em questão.

A descrição e análise da avaliação numérica dos restantes provetes reforçados, efetuada através do programa de cálculo, *SeismoStruct*, estão incluídas no Capítulo 6. São apresentados os resultados obtidos, a apreciação da solução de reforço proposta,

considerações sobre a análise do reforço e ainda as disposições construtivas finais dos espécimes.

Finalmente, a dissertação encerra com o Capítulo 7, onde se apresentam as principais conclusões resultantes do trabalho desenvolvido e se enumeram algumas ideias de investigação a desenvolver no futuro.

Capítulo 2

Vulnerabilidade sísmica e reforço de elementos de betão armado: Estado da arte

2.1. Introdução

O presente Capítulo tem como objetivo apresentar o que geralmente se designa por estado da arte, relacionado com a não consideração da componente sísmica no projeto de estruturas, os riscos inerentes da utilização de armadura lisa nas construções e ainda o reforço sísmico de elementos de betão armado. São ainda enumerados danos tipo, recorrentes em estruturas de betão armado, derivados das ações cíclicas causadas por eventos sísmicos.

A reabilitação sísmica das estruturas pode seguir duas estratégias, reabilitação ou melhoramento do sistema estrutural global, e reabilitação ou reforço dos elementos estruturais. Uma estratégia de reforço global será oportuna quando os elementos não forem muito frágeis e oferecem um bom comportamento sísmico.

As estratégias de intervenção estrutural de reabilitação têm geralmente os seguintes objetivos: redução das cargas atuantes e da massa ou aumento da capacidade da estrutura, para que esta tenha resistência adequada.

Segundo Silva (2007), o aumento da sua capacidade pode ser alcançado por intervenção direta sobre os elementos estruturais, através da sua reparação e/ou reforço, envolvendo geralmente soluções como o aumento das suas dimensões dos elementos e/ou substituição dos elementos estruturais. Alternativamente pode modificar-se o sistema estrutural

através da introdução apropriada de elementos ligados à estrutura. Por outro lado, pode-se introduzir um novo sistema resistente a forças horizontais, geralmente com funcionamento independente, que por si só garanta a resistência necessária e a estabilidade do sistema inicial.

Silva (2007) refere ainda que o reforço sísmico deve ser abordado como uma medida que visa conferir melhores características sismo-resistentes, podendo estas ser materializadas na estrutura através duma melhoria significativa da capacidade de deformação elástica – ductilidade, e/ou rigidez, e/ou resistência, e/ou capacidade de dissipação de energia e/ou mecanismos estáveis de deformação. Em edifícios de betão armado, os tipos mais comuns de intervenção estrutural para melhorar o seu comportamento sísmico, cingem-se geralmente a medidas que visam aumentar a resistência da estrutura a forças horizontais e/ou conferir-lhe maior ductilidade.

Nas técnicas de reforço de elementos existentes há que tirar partido da capacidade de redistribuição de esforços da estrutura, ou seja, dos mecanismos de redistribuição não linear (resistência não linear da estrutura). As medidas de intervenção para o aumento da resistência ou ductilidade, consistem por vezes no reforço localizado de elementos ou regiões potencialmente críticas do ponto de vista da vulnerabilidade sísmica.

No dimensionamento de uma solução de reforço deverá garantir-se:

- i)* que o aumento da capacidade resistente de um elemento em flexão não o torne frágil à rotura por corte;
- ii)* o reforço de vigas não transfere as rótulas plásticas para os pilares (garantir o mecanismo pilar forte-viga fraca);
- iii)* a capacidade resistente dos nós viga-pilar;
- iv)* a continuidade do “caminho de cargas”. Garantindo a transferência em segurança das forças de inércia dos elementos onde estas ocorrem, para os elementos do sistema resistente, até às fundações;
- v)* a segurança das ligações entre os elementos existentes na estrutura original e elementos de reforço;
- vi)* a estrutura reforçada não concentre os danos numa zona localizada não preparada para tal.

2.2. Danos comuns em elementos de betão armado devido a eventos sísmicos

2.2.1. Considerações gerais

Os principais fatores de dano e colapso nas estruturas devido à ação sísmica podem ser divididos em internos e externos. Os primeiros estão relacionados com a própria estrutura. Os segundos com o solo e as construções adjacentes. Varum (2003) refere que as causas mais frequentes de danos e colapso de edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica aparecem associadas aos seguintes efeitos/mecanismos:

- i)* estribos/cintas e confinamento deficitário;
- ii)* ductilidade insuficiente;
- iii)* aderência aço-betão deficiente;
- iv)* ancoragem e sobreposição das armaduras desajustadas;
- v)* inadequada capacidade de resistência ao corte e à flexão;
- vi)* inadequada resistência ao corte em nós;
- vii)* influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas;
- viii)* irregularidade em planta e em altura (mudança brusca das características estruturais e/ou elementos);
- ix)* influência dos modos de vibração altos;
- x)* mecanismo do tipo viga forte-pilar fraco.

Nas Figura 1 a 3 estão ilustrados alguns tipos de dano frequentes em edifícios de betão, bem como alguns danos nas construções devido a má execução de projeto e/ou mau detalhamento das disposições construtivas aquando da ocorrência de eventos sísmicos.

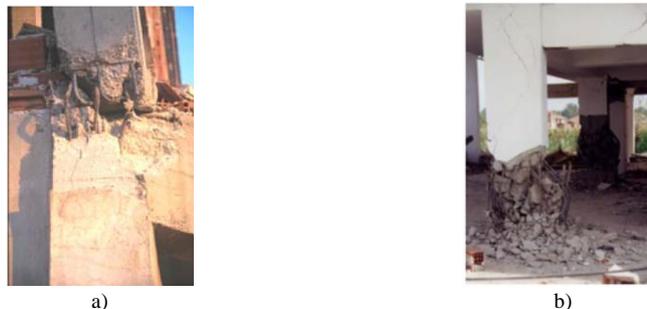


Figura 1 – Causas de danos frequentes em edifícios: a) detalhe inadequado das armaduras no nó; b) inadequada sobreposição, falta de armadura transversal.
(Aschheim, 2001; Saatcioglu *et.al*, 1999)



Figura 2 – Danos devidos a: a) efeito do mecanismo pilar curto; b) falta de armadura transversal. (Aschheim, 2001)

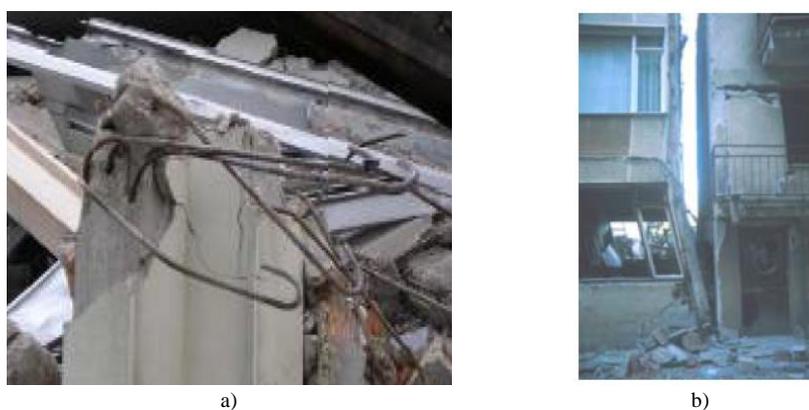


Figura 3 – Danos provocados por: a) ligações incorretas nos nós; b) *soft-storey*. (Aschheim, 2001)

2.2.2. Nós viga-pilar

Segundo Fernandes (2010), o risco de colapso de estruturas de betão armado devido a eventos sísmicos é muitas vezes associado à rotura frágil de nós viga-pilar. O tipo de dano no nó ou o mecanismo de rotura está intimamente ligado à tipologia do nó, se é interior ou exterior, disposições construtivas utilizadas (como a quantidade de armadura transversal na ligação e as soluções de ancoragem), bem como as propriedades de ligação entre o aço e o betão. A falta de armadura de esforço transversal, assim como más disposições das ancoragens e propriedades de aderência fracas entre o aço e o betão são evidentes em nós viga-pilar de estruturas antigas de betão armado. Na Figura 4, são ilustradas roturas de ligações viga-pilar, que se verificaram devido à má execução de projeto.



Figura 4 – Rotura de nós viga-pilar devido a má execução de projeto: a) Lorca, Espanha 2011; b) Izmit, Turquia 1999. (Varum, 2003)

Segundo Alva (2004), as ligações viga-pilar de estruturas porticadas caracterizam-se por serem regiões diferenciadas nas estruturas de betão armado, devido a vários fatores. Os nós viga-pilar são responsáveis pela estabilidade lateral das estruturas, o que os torna mais suscetíveis de sofrer grandes intensidades de esforços de corte e momentos fletores. Em caso de carregamento cíclico, a mudança de direção dos esforços internos que ocorrem nos nós, provocam uma alteração na distribuição de tensões acelerando a sua degradação mecânica e conseqüente perda de aderência nas armaduras. Outro fator a ter em conta é respeitante ao aspeto construtivo. A limitação de dimensões dos elementos estruturais e a necessidade de se atender aos critérios de ancoragem podem ocasionar o congestionamento das armaduras que concorrem no nó, criando condições mais difíceis de betonagem.

De acordo com Park e Paulay (1973), de forma a apresentar um desempenho estrutural satisfatório, as ligações viga-pilar devem preencher os seguintes requisitos:

- i)* o comportamento da ligação deve ser, em termos qualitativos, igual ao dos elementos que serão conectados;
- ii)* a ligação deve possuir resistência suficiente para suportar as combinações de carregamento mais desfavoráveis aos elementos estruturais a serem conectados;
- iii)* a ligação não deve condicionar a capacidade resistente da estrutura, nem deve impossibilitar o desenvolvimento de toda a capacidade resistente dos elementos estruturais adjacentes;
- iv)* o arranjo das armaduras na ligação não deve dificultar a sua colocação nem a compactação do betão durante a execução.

Fernandes (2010) refere que as zonas de ligação entre vigas e pilares são caracterizadas por possuírem complexos mecanismos de interação. As cargas dos restantes elementos da estrutura podem ser idealizadas nos nós em termos de momento fletor, esforço de compressão ou esforço transverso.

A carga transportada pela armadura longitudinal será transferida para o betão no núcleo do nó através das propriedades de aderência entre o aço e o betão. A carga suportada pelo betão dos elementos estruturais é transferida diretamente para o betão no núcleo do nó. A transferência do esforço transverso dos restantes membros da estrutura para o núcleo do nó, no seu perímetro, assume-se que ocorra perto de fendas no betão na proximidade do elemento (zonas do elemento sujeitas a flexão composta). A rotura do nó poderá ocorrer se algum destes mecanismos falhar. Na Figura 5.a), estão representadas as forças a atuar no nó, transferidas pelos elementos estruturais.

De acordo com Fardis (2009), as fissuras diagonais no núcleo do nó têm lugar quando a tensão principal de tração, que atua sob a combinação da tensão de tração e da tensão vertical média de compressão na articulação, excede a resistência à tração do betão. Caso a deterioração da aderência entre o aço e o betão ocorra numa fase prematura (o que é expectável quando existe armadura lisa), a maioria das forças são transferidas para o núcleo do nó pelas escoras do betão e por isso as fraturas diagonais podem não ocorrer. A Figura 5.b), ilustra as escoras no betão, que equilibram as forças de compressão nos pilares e nas vigas. Nesse caso, a rotura por esforço transverso não é observada, mas a ligação não está apta para desenvolver a sua máxima capacidade nominal. Se ocorrerem fissuras diagonais, assume-se que o nó resiste ao esforço transverso através da combinação entre o mecanismo de escoras diagonais no betão e o mecanismo de treliça. A Figura 5.c) apresenta o mecanismo de treliça do betão e a armadura necessária para conter as fissuras diagonais. A eficiência do mesmo está intimamente ligada às propriedades de aderência e ainda à armadura de esforço transverso do nó.

Segundo Hakuto *et al.* (2000), poderão existir os seguintes problemas:

- i) se a aderência é fraca, o mecanismo de treliça não irá funcionar;
- ii) se a aderência é forte, o mecanismo de treliça não será capaz de transferir as tensões de corte no nó caso não haja armaduras de esforço transverso adequadas no núcleo do nó, e as tensões de corte serão na sua maior parte absorvidas pelo suporte de compressão diagonal.

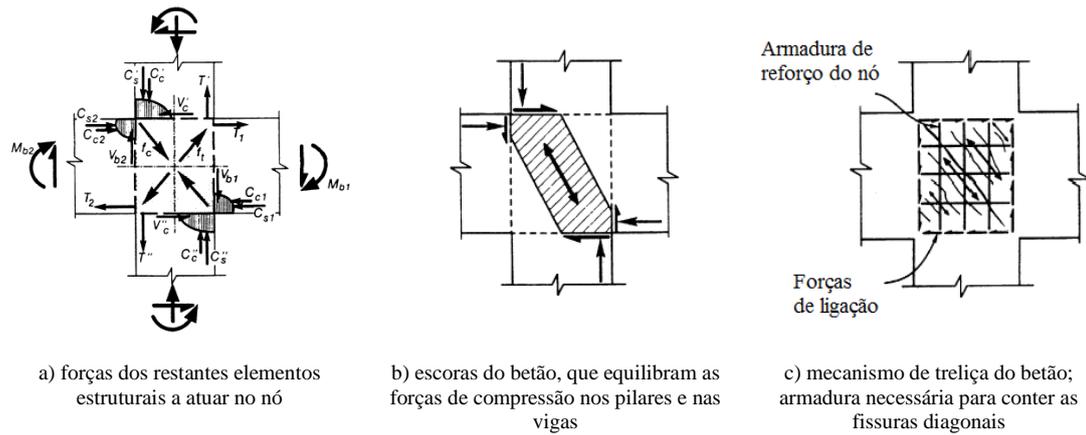


Figura 5 – Zona interior de um nó viga-pilar sujeito a cargas sísmicas.
(adaptado de Hakuto *et al.*, 2000)

A eficácia do suporte de compressão diagonal, está relacionada com as soluções de ancoragem adotadas para as armaduras longitudinais. Informações detalhadas sobre as transferências de forças no nó e os mecanismos de resistência às tensões de corte podem ser encontrados nas referências, Paulay (1989), Hakuto *et al.* (2000) e Fardis (2009).

Como já referido, as ligações entre vigas e pilares em estruturas antigas de betão armado poderão não possuir armadura transversal adequada para as cargas que suportam. Além disso, as propriedades de aderência entre o aço e o betão são consideradas fracas, principalmente devido ao facto de serem usadas armaduras lisas. Neste caso a transferência de tensões de corte entre os elementos de betão armado e o nó vão depender apenas do mecanismo de escoras no próprio nó. Por isso, o comportamento deste elo de ligação vai depender essencialmente das soluções de ancoragem adotadas para as armaduras longitudinais. Podem ser encontradas referências a este tipo de análise, à resposta de nós viga-pilar exteriores em Liu e Park (2001), Pampanin *et al.* (2002) e Pampanin *et al.* (2003).

Varum (2003) refere que as ligações viga-pilar podem sofrer significativas perdas de rigidez devido à inadequada resistência ao corte e capacidade de ancoragem no nó. Estes dois tipos de rotura são ilustrados nas Figuras 6 e 7, devido ao inadequado uso de armaduras de confinamento na ligação, bem como as falhas no detalhe das disposições das ancoragens que se encontram ou passam pelo nó.



Figura 6 – Falhas no projeto de ligações viga-pilar.
(Saatcioglu *et al.* 1999)



Figura 7 – Inadequada resistência dos nós: a) danos nos nós; b) rotura nos nós.
(Aschheim, 2001)

No que diz respeito ao mecanismo viga forte-pilar fraco, é reconhecido pela comunidade científica que a localização mais favorável para o aparecimento de rótulas plásticas, são as extremidades das vigas. Para isso é necessário que o momento resistente dos pilares seja superior ao momento resistente das vigas. Na Figura 8 são apresentados alguns exemplos de colapso associado ao mecanismo de viga forte-pilar fraco.



Figura 8 – Mecanismo viga forte-pilar fraco.
(Varum, 2008)

2.2.2.1. Comportamento de elementos estruturais sem dimensionamento sísmico adequado

Sharma *et al.* (2010) referem que as ligações viga-pilar, sob ação das forças sísmicas, estão sujeitas a elevadas tensões de corte na zona do nó. Estas tensões de corte derivam dos momentos fletores e forças de corte dos vários elementos estruturais que circundam o núcleo do nó. O esforço axial no pilar, e os esforços de corte no nó resultam em tensões de tração e compressão, que levam a fissuras diagonais e/ou esmagamento do betão no interior do nó. Este tipo de problema tem sido notório num passado recente, pelos danos observados em estruturas de betão armado durante sismos que ocorreram em diferentes países.

Para assegurar uma adequada resistência ao esforço de corte em ligações viga-pilar, após a ocorrência de fissuras no interior do nó, é necessário que exista armadura apropriada para esse efeito. Atualmente, essa necessidade de armadura adicional, está prevista nas normas internacionais. No entanto, como já foi referenciado neste trabalho, os regulamentos anteriores revelavam falhas nesse contexto e uma larga maioria dos edifícios de betão armado existentes a nível mundial, foi projetado e construído sem ter em conta esses princípios. Segundo Liu e Park (2001), o maior problema dos nós viga-pilar está relacionado com a falta de armadura transversal e com a sua insuficiente capacidade de ancoragem. Com os esquemas apresentados na Figura 9, pretende-se efetuar uma comparação entre a pormenorização das armaduras dos nós viga-pilar, de acordo com os regulamentos antigos, e a regulamentação atual.

De acordo com Pampanin *et. al* (2006), as deficiências tipo mais evidentes em estruturas de betão delineadas através da antiga regulamentação sísmica são:

- i) confinamento inadequado em zonas propensas ao aparecimento de rótulas plásticas;
- ii) quantidade insuficiente, em muitos casos nem se verifica, de armadura transversal no interior do nó;
- iii) baixa quantidade de armadura longitudinal e transversa em pilares e vigas;
- iv) detalhe inadequado de ancoragens para as armaduras longitudinais e transversais;

- v) emendas da armadura nos pilares junto ao nó;
- vi) baixa qualidade dos materiais em comparação com os utilizados correntemente: utilização de armadura lisa e betão de baixa resistência.

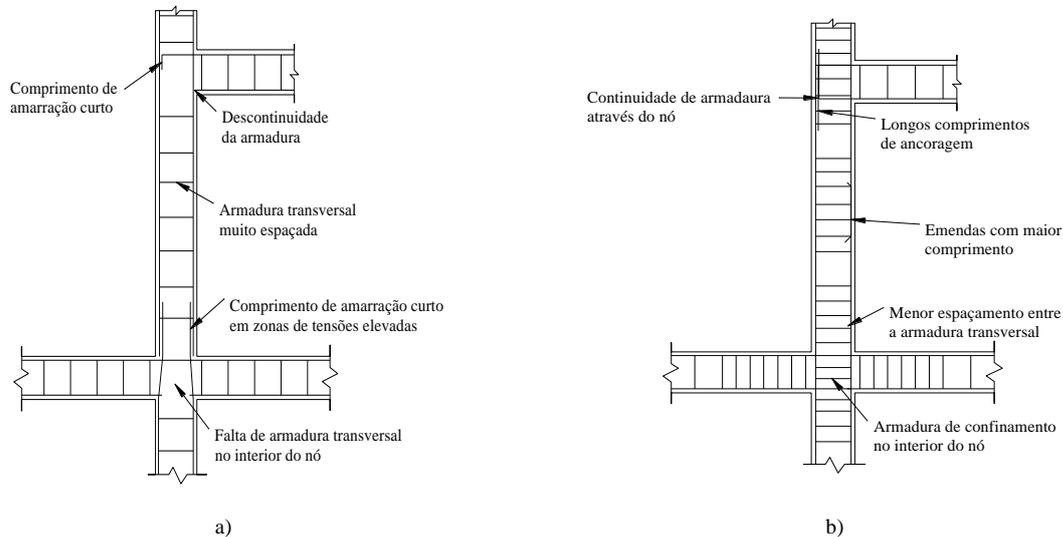


Figura 9 – Pormenorização de armaduras de acordo: a) com a regulamentação antiga; b) com a nova regulamentação.

(adaptado de Sharma *et. al*, 2010)

Recentes ensaios experimentais realizados por Pampanin *et. al* (2002) e Calvi *et. al* (2002), demonstram ainda a grande vulnerabilidade do núcleo dos nós das ligações viga-pilar, de estruturas de betão armado construídas previamente à década de 70. Os testes realizados demonstraram, devido à combinação de ancoragens em gancho e armadura lisa, danos no interior dos nós devidos a esforços de corte, antes do aparecimento de rótulas plásticas nos elementos estruturais, que levam a uma rápida deterioração na transmissão de cargas laterais, baixos níveis de ductilidade e mecanismos *soft-storey*.

2.2.3. Problemas da utilização de armadura lisa em elementos de betão armado

De acordo com Filho (2005), o comportamento do betão armado sob ações cíclicas pode ser comparado àquele sob ações de longa duração, pois as armaduras tendem a apresentar sinais de problemas relacionados com a fadiga.

A aderência é responsável pela transferência de esforços entre o aço e o betão e pela compatibilidade de deformações entre eles, condição fundamental para a existência do betão armado como principal constituinte de elementos estruturais.

As propriedades de aderência entre aço e betão, são um fator importante a ter em consideração quando estruturas de betão armado são sujeitas a ações sísmicas, e assumem uma importância ainda maior caso exista armadura lisa, como é o caso dos edifícios antigos.

Uma das principais causas da degradação de rigidez em elementos de betão armado, é o escorregamento da armadura, principalmente nos edifícios construídos até aos anos 70, devido à utilização de varões de aço liso que proporcionam menor tensão de aderência.

Melo (2009) expõe que, quando uma estrutura é excitada dinamicamente, as ligações que estabelecem a aderência entre aço e betão degradam-se, afetando o funcionamento conjunto aço-betão, o que leva a uma diminuição da rigidez da estrutura. Nos elementos de betão armado com armaduras nervuradas, os danos devidos ao escorregamento das armaduras distribuem-se ao longo dos elementos mas com maior concentração junto dos nós. Nos elementos com armadura lisa, os danos tendem a concentrar-se praticamente numa única secção, diminuindo a capacidade de dissipação de energia da estrutura.

Assim, a resposta dos elementos de betão armado a ações cíclicas é fortemente influenciada pelo comportamento da aderência aço-betão, uma vez que é através deste mecanismo que se estabelece a transferência de tensões entre os materiais. Esta propriedade é ainda responsável pelo comportamento solidário dos dois materiais em termos de deformação, com o deslocamento nulo entre ambos, na hipótese de uma perfeita aderência.

Fernandes (2000), refere que o comportamento da aderência é geralmente avaliado através da relação entre tensão de aderência e escorregamento. As estruturas de betão armado, quando sujeitas a cargas cíclicas, desenvolvem um comportamento não linear histerético.

Segundo Fernandes *et. al* (2010), o comportamento dos edifícios de betão armado é fortemente condicionado pelo mecanismo de aderência entre o aço e o betão. É através deste mecanismo que se garante a transferência de forças entre estes materiais, tendo assim um papel fundamental na limitação da abertura de fissuras e na sua distribuição ao

longo dos elementos, o que por sua vez, contribui para minorar a ocorrência de deformações excessivas e roturas muito localizadas. No entanto, esta hipótese só é válida para pequenos níveis de tensão e de deformação. No caso da existência de níveis de tensão mais elevados ocorre fissuração e degradação de aderência, instalando-se deslocamentos relativos entre o aço e o betão (escorregamento das armaduras). Varum (2003) explica que deste modo deixa de existir compatibilidade de deformações entre o aço e o betão sendo afetada a distribuição de tensões nos dois materiais.

A degradação da aderência entre o aço e o betão, com a conseqüente ocorrência do mecanismo de escorregamento das armaduras, é uma das principais causas de colapso de edifícios de betão armado quando sujeitos a eventos sísmicos. Em alguns casos, a degradação da aderência pode mesmo ser atingida antes de ocorrer a cedência do aço ou a resistência máxima do betão. O comportamento das ligações viga-pilar é particularmente sensível ao fenómeno de escorregamento, nomeadamente quando sujeitos a cargas cíclicas, a elevada concentração de esforços verificada nestas ligações favorece a ocorrência deste tipo de fenómeno, como se ilustra na Figura 10. Dado que muitas vezes são realizadas ancoragens nos nós, este fenómeno condiciona ainda mais a estrutura na resposta cíclica de ações sísmicas.



Figura 10 – Escorregamento de armaduras em pilares.
(Aschheim, 2001)

Segundo Pampanin *et al.* (2002), ensaios cíclicos realizados em nós viga-pilar com armadura lisa, mostram que o uso combinado de varões lisos com sistema de ancoragem de voltas nas extremidades, bem como a falta das devidas considerações na fase de conceção, se torna significativamente crítico. Sendo responsável pelos mecanismos de dano no caso dos nós viga-pilar exteriores.

Capítulo 3

Casos de estudo

3.1. Considerações gerais

No presente Capítulo são apresentados os provetes que serviram de base para o desenvolvimento do presente trabalho. Os provetes em questão foram construídos e sujeitos experimentalmente, a cargas horizontais cíclicas como parte do trabalho realizado por Garcia (2011), no seguimento do trabalho desenvolvido por Melo (2009) e Fernandes (2010). Seguidamente será apresentada toda a informação relevante dos ensaios experimentais efetuados, bem como observações acerca dos danos apresentados pelos espécimes. São ainda apresentadas as soluções de reforço consideradas mais adequadas para responder aos objetivos propostos no presente trabalho.

Segundo Rodrigues (2005), antes de um reforço sísmico existem duas decisões fundamentais a ter em conta. Com base nos resultados da avaliação sísmica detalhada de acordo com os princípios de dimensionamento sísmico, é necessário avaliar o risco calculado de danos ou rotura de uma estrutura. Esta decisão é geralmente relativa, dependendo da comparação com outras estruturas que foram consideradas para o reforço sísmico e dos recursos financeiros disponíveis. No caso de uma decisão favorável ao reforço, dever-se-á definir o nível de intervenção sobre a estrutura a intervir. Idealmente, essa decisão é baseada numa análise de custo/benefício. Por exemplo, pode ser possível reduzir consideravelmente o risco sísmico apenas com intervenções ao nível das juntas de movimento.

Genesio *et al.* (2010) (a), referem que o reforço sísmico deve ser dirigido no sentido de aumentar a resistência e/ou ductilidade do elemento estrutural. Este procedimento é apresentado na Figura 11.a). Em termos globais devem ser tomadas medidas que providenciem maior resistência lateral às estruturas de betão armado. Estratégias locais são normalmente escolhidas por forma a prevenir a rotura frágil de elementos estruturais, para assegurar um comportamento dúctil da estrutura.

Segundo Priestley (1997), o colapso tipo de estruturas de betão armado é devido à rotura por corte ou à ocorrência de rótulas plásticas em pilares, que resultam num mecanismo de ductilidade limitada como o conceito de viga forte-pilar fraco. Esse mecanismo está ilustrado na Figura 11.b) e c). Além disso, a deficiente pormenorização da armadura em zonas críticas como os nós viga-pilar (ancoragem insuficiente da armadura longitudinal, ou a falta de armadura resistente ao corte no núcleo do nó) podem conduzir a uma rotura prematura do nó. O conceito de rótulas devidas ao efeito de esforço transversal foi apresentado por Pampanin *et al.* (2003). Este conceito está representado na Figura 11.d).

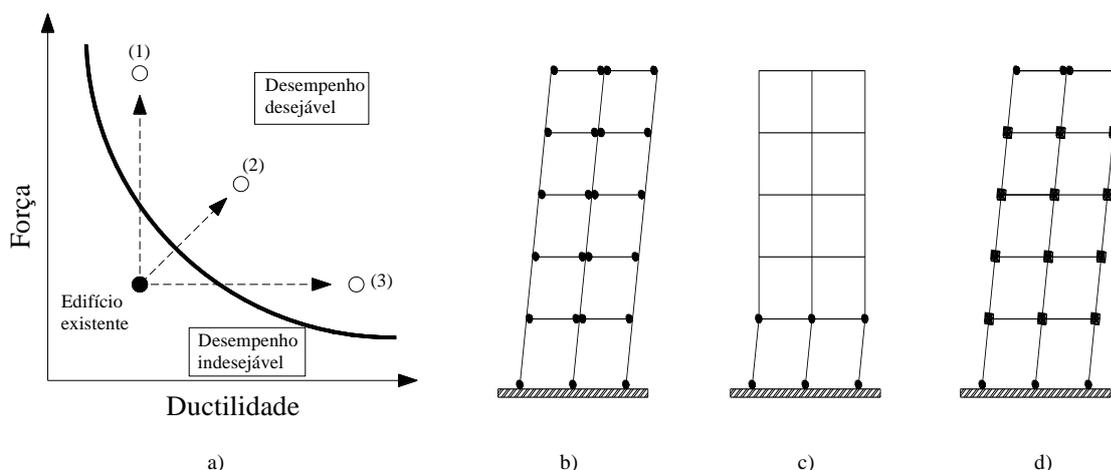


Figura 11 – a) Conceitos básicos para o reforço sísmico; mecanismo do colapso plástico: b) rotação das vigas; c) rotação dos pilares; d) rótulas devido ao esforço transversal. (adaptado de Genesio *et al.*, 2010 (a))

3.2. Descrição dos provetes

Os provetes objeto de estudo, como referenciado anteriormente foram já ensaiados num trabalho anterior. A campanha experimental consistiu em ensaios unidirecionais de nove nós viga-pilar representativos de nós interiores e exteriores de estruturas antigas de betão

armado. Pretendia-se simular a conexão, ao nível do primeiro andar de uma estrutura com 4 pisos, com pilares de 3 m de comprimento e vigas de 4 m de vão. No presente trabalho irão ser apenas considerados quatro dos nós viga-pilar interiores. A Figura 12, ilustra um esquema tipo dos nós viga-pilar em análise.

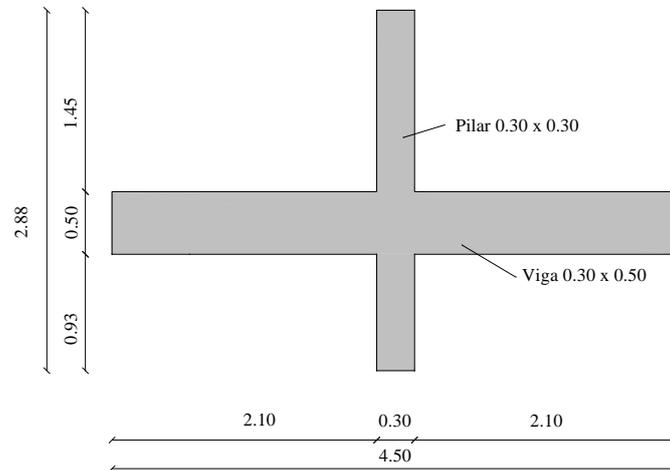


Figura 12 – Perfil tipo dos provetes em estudo.

Para a designação dos provetes foi adotada a seguinte nomenclatura:

- i) a primeira letra, I, refere-se ao facto de ser um nó interior;
- ii) a segunda letra, P ou D, reporta-se ao tipo de armadura, onde P significa armadura lisa (*plain bar*) e D armadura nervurada (*deformed bars*);
- iii) a terceira letra designa cada tipo de pormenorização da armadura.

Os nós têm todos a mesma secção transversal dos pilares, $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$ e a mesma secção transversal das vigas, $0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$. Os detalhes de ancoragem (tamanho e forma do gancho das extremidades dos varões lisos) e comprimento de amarração foram concebidos de acordo com os primeiros regulamentos portugueses sobre betão armado, Regulamento de Betão Armado (1935) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (1967). As características dos materiais estão descritas na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores médios das propriedades mecânicas dos materiais.
(adaptado de Melo *et al.*, 2012)

Provete	Tipo de aço	Aço						
		Betão			Aço			
		(MPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	
		f_{cm}	f_{yk}	f_{uk}	E_{ym}	f_{yk}	f_{uk}	E_{ym}
IPA-1	A235 – Liso	21.5						
IPA-2		30.9	410	495	198	405	470	199
IPB		24.5						
ID	A400NRSD - Nervurado	20.8	470	605	198	465	585	199

Os provetes IPA-1 e IPA-2 são considerados os nós padrão, dado que a armadura longitudinal é contínua. O provete IPB é semelhante ao nó padrão, mas possui uma emenda longitudinal no pilar superior. O provete ID tem as mesmas características que os nós padrão mas foi construído com armadura nervurada e a ancoragem foi realizada com ganchos a 90°. Na Figura 13 estão ilustradas as características geométricas e detalhes da armadura dos elementos estruturais. As dimensões e identificação dos provetes são apresentadas na Figura 14.

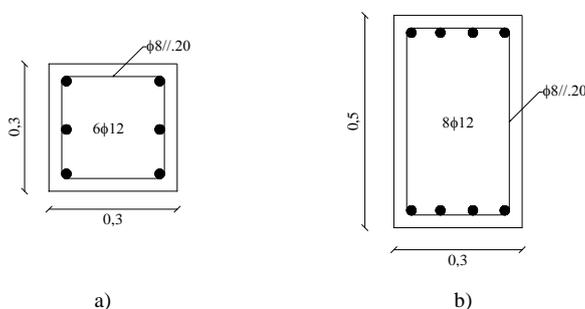
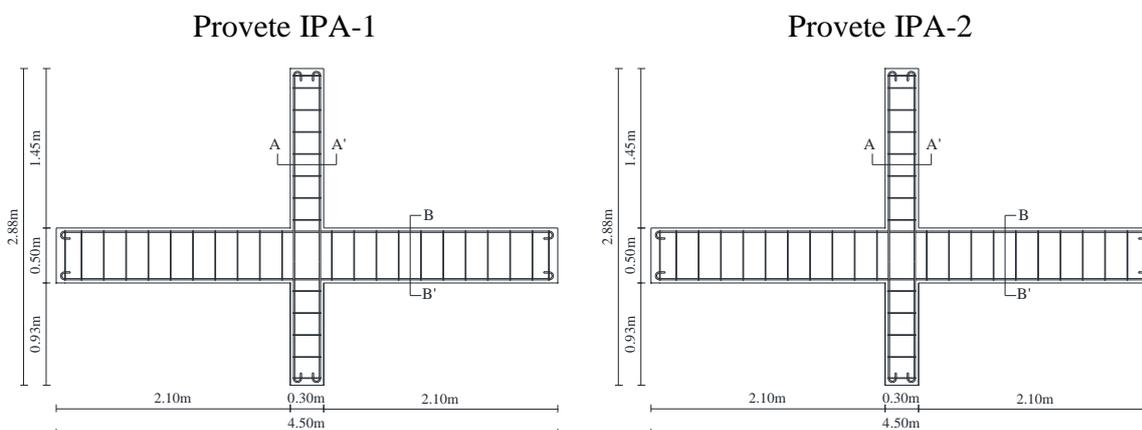


Figura 13 – Detalhamento das armaduras das secções transversais: a) pilar; b) viga.



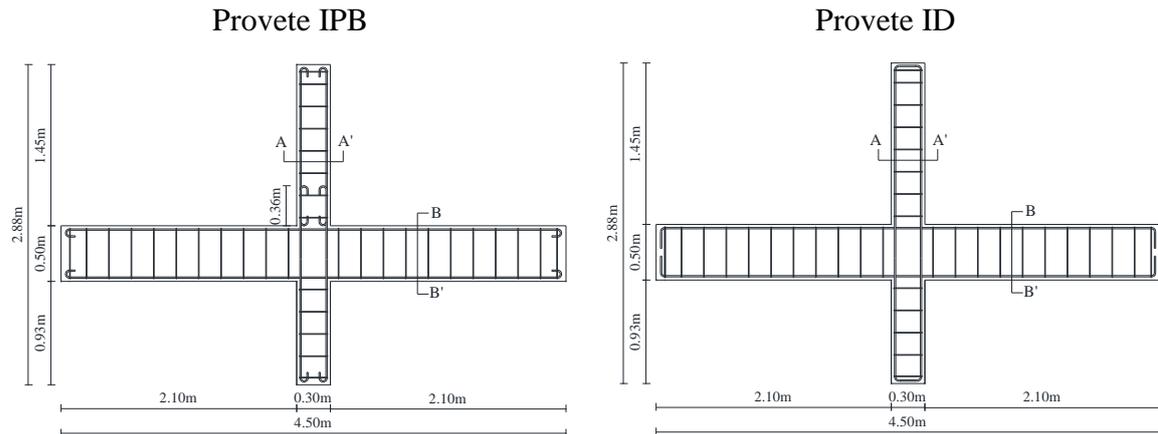


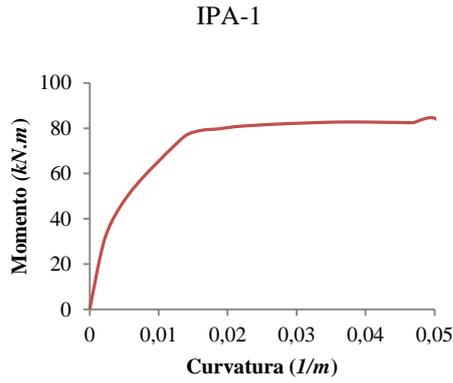
Figura 14 – Identificação e dimensões dos provetes.
(Garcia, 2011; Fernandes, 2010)

3.2.1. Capacidade resistente dos elementos estruturais

Antes de se identificar quais seriam as melhores soluções de reforço a aplicar nos provetes, foi necessário verificar, em concordância com o critério descrito no Eurocódigo 8 (CEN, 2003), a capacidade resistente dos elementos estruturais constituintes de cada provete. Esta avaliação pretende averiguar a verificação do mecanismo viga forte-pilar fraco nos provetes em estudo.

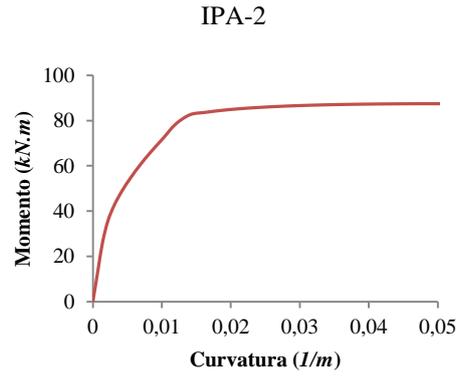
Para tal, e dado que não existiam informações acerca da capacidade resistente dos elementos estruturais, recorreu-se ao programa de cálculo automático *SAP2000*, para avaliar a resposta ao nível da secção através da curva monotónica de cada elemento estrutural. Para a avaliação numérica foram consideradas as características geométricas e propriedades mecânicas de cada elemento, e um esforço axial semelhante ao verificado experimentalmente, isto é, $N=460\text{ kN}$. Para cada simulação retiraram-se posteriormente os gráficos monotónicos das secções transversais.

Nas Figura 15 e 16, são apresentados os diagramas momento-curvatura das secções transversais de cada provete (pilares e vigas, respetivamente), bem como o respetivo momento resistente.



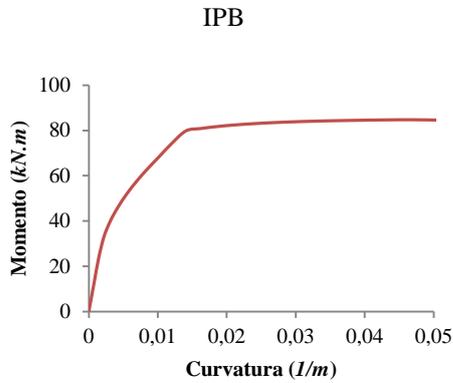
$$M_{Rd, pilar} = 79.110 \text{ kN.m}$$

$$N_{Ed} = 460 \text{ kN}$$



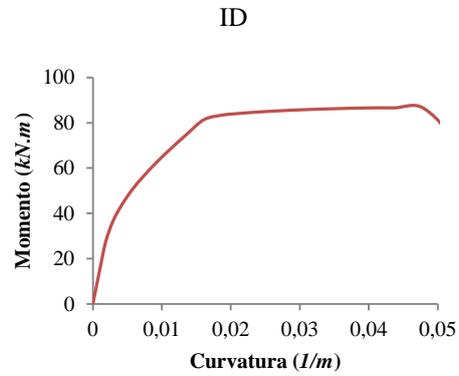
$$M_{Rd, pilar} = 82.594 \text{ kN.m}$$

$$N_{Ed} = 460 \text{ kN}$$



$$M_{Rd, pilar} = 79.529 \text{ kN.m}$$

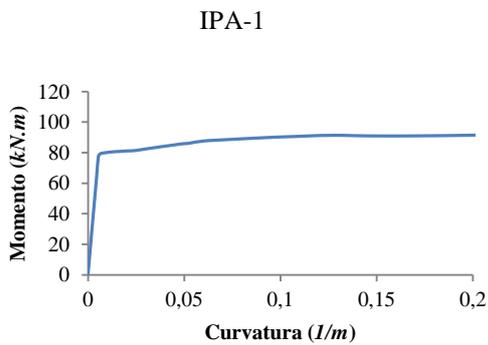
$$N_{Ed} = 460 \text{ kN}$$



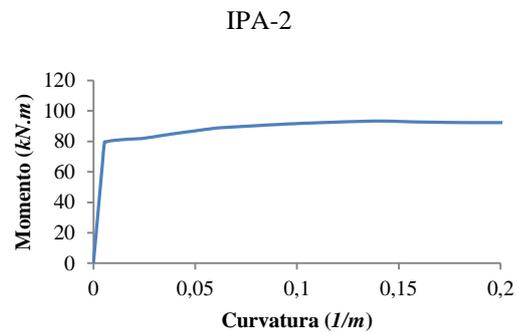
$$M_{Rd, pilar} = 81.584 \text{ kN.m}$$

$$N_{Ed} = 460 \text{ kN}$$

Figura 15 – Diagramas momento-curvatura da secção transversal dos pilares.



$$M_{Rd, viga} = 78.780 \text{ kN.m}$$



$$M_{Rd, viga} = 80.944 \text{ kN.m}$$

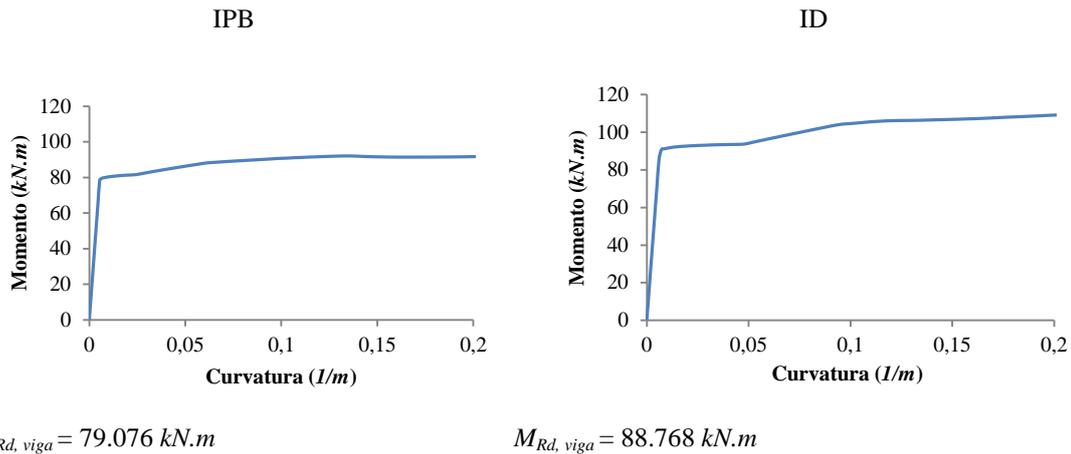


Figura 16 – Diagramas momento-curvatura da secção transversal das vigas.

A partir dos resultados obtidos é possível constatar que, tanto as vigas como os pilares dos provetes analisados, exibem aproximadamente a mesma capacidade resistente ao momento fletor, próximo dos 80 kN.m . Este facto demonstra que não se verifica o mecanismo pilar forte-viga fraca, pois o somatório dos momentos resistentes dos pilares é similar ao somatório dos momentos resistentes das vigas, e segundo o critério enunciado no Eurocódigo 8 (CEN, 2003) a capacidade resistente ao momento fletor dos pilares deveria ser superior em 30% à capacidade resistente das vigas. É por isso necessário, projetar medidas de reforço que assegurem esse princípio.

3.2.2. Ensaios cíclicos

Os ensaios consistiram na aplicação de deslocamentos no topo do pilar superior do provete, para determinar o comportamento da ligação viga-pilar, quando solicitado por cargas cíclicas. Para o efeito a plataforma de ensaio dispôs de três apoios: um apoio duplo na base do pilar inferior, e um apoio simples na extremidade de cada viga, com o objetivo de simular as restrições a que os elementos, que compõem o nó, estão sujeitos *in situ*, como se ilustra na Figura 17. No topo do pilar foi ainda aplicada uma força concentrada, segundo o eixo do pilar, para simular o esforço axial a que o pilar está sujeito. Nos ensaios realizados, adotou-se um valor de esforço axial reduzido, $\nu = 24\%$, o equivalente a 460 kN .

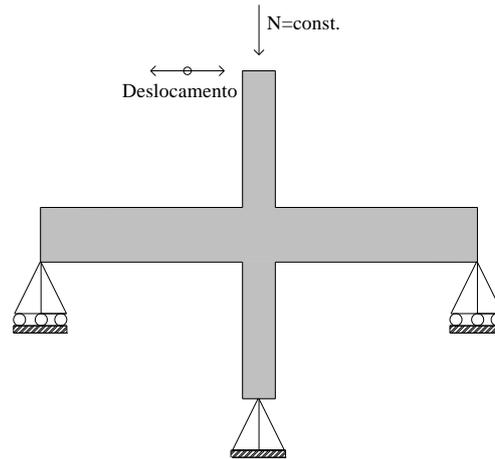


Figura 17 – Esquema exemplificativo dos ensaios experimentais realizados.

A Figura 18 apresenta a relação força-deslocamento referente aos ensaios cíclicos experimentais realizados em cada provete. São representados os valores da força e deslocamento no topo do pilar superior, e o *drift*, correspondente à razão entre o deslocamento induzido e a altura do nó.

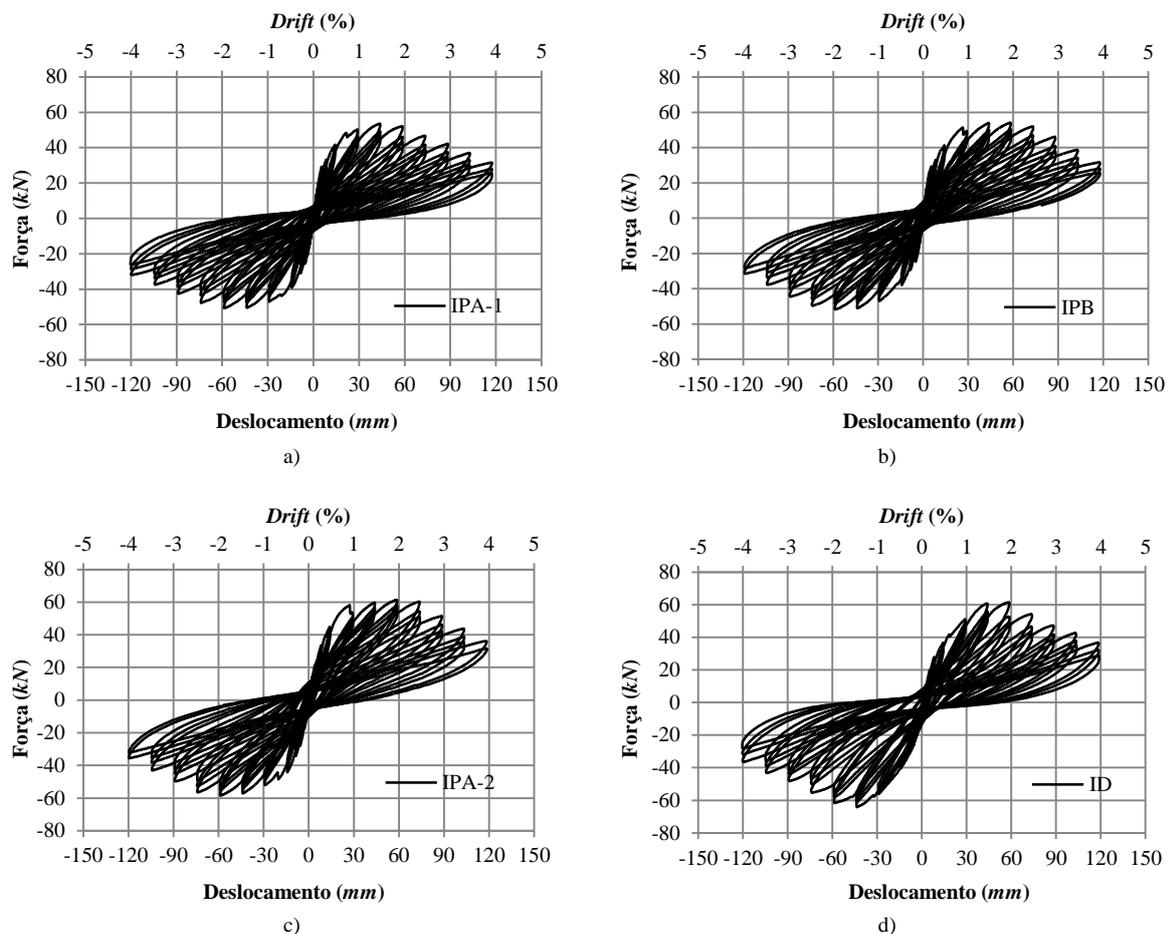


Figura 18 – Ensaios cíclicos experimentais relativos aos provetes: a) IPA-1; b) IPB; c) IPA-2; d) ID.
(adaptado de Garcia, 2011)

Da análise dos gráficos apresentados anteriormente, é possível constatar que os quatro provetes aparentam ter a mesma tendência. A força máxima alcançada varia no sentido positivo entre 53 e 61 kN , e entre os 53 e 64 kN no sentido negativo imposto. É atingida aos 2% de *drift* para todos os provetes com exceção do provete IPB, que atinge a força máxima aos 1.5% de *drift*. Os provetes IPA-2 e ID apresentam o maior valor de força resistente no sentido positivo, já no sentido negativo destaca-se apenas o provete ID com o valor mais elevado da força máxima. No entanto é o provete ID que ostenta o menor valor da rigidez inicial (3.4 kN/mm), sendo os provetes IPB e IPA-1 que apresentam a maior rigidez inicial, valor próximo dos 4.8 kN/mm .

Na Figura 19 ilustram-se as envolventes dos gráficos força-deslocamento apresentados na Figura 18. As envolventes dos gráficos demonstram ainda que o provete IPB, apresenta um comportamento histerético similar ao provete padrão IPA-1. Ao nível da força resistente máxima e a força última com valores aproximados de 53 kN e 32 kN , respetivamente. No entanto no quadrante positivo o provete IPB evidencia um maior prolongamento da força máxima.

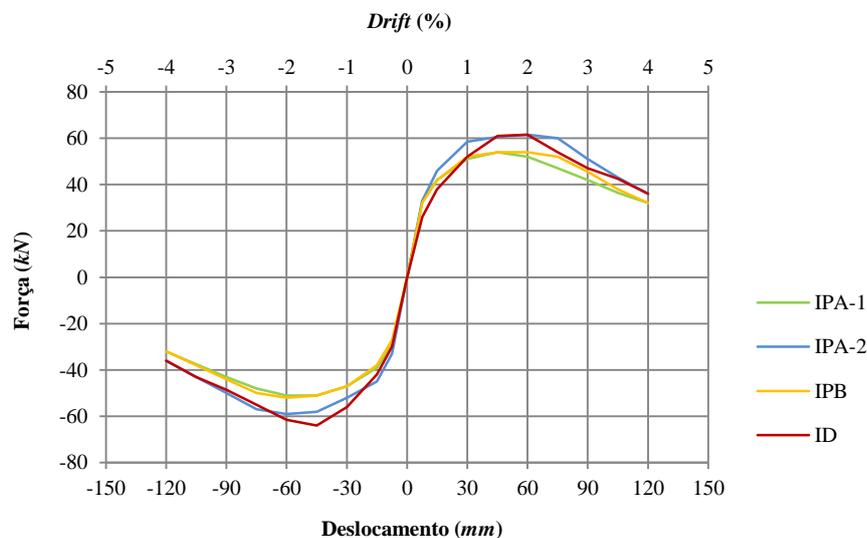


Figura 19 – Envolventes dos gráficos força-deslocamento para os diferentes provetes em estudo.

3.2.3. Danos observados nos ensaios experimentais

De acordo com os registos de Garcia (2011), foi possível constatar que os danos sofridos pelos provetes se concentram no núcleo do nó. No entanto para o provete em que utilizou armadura nervurada, ID, foi visível uma maior distribuição do dano ao longo de pilares e

vigas comparado com os provetes realizados com armadura lisa. É de salientar que, no provete IPA-2, foram aplicadas cargas concentradas nas extremidades das vigas, como se ilustra na Figura 20, para provocar esforços de flexão na interface viga-nó. Os restantes provetes não sofreram qualquer tipo de pré-carga. Deve-se ainda destacar uma falha no ensaio experimental do provete ID. Numa fase inicial, foi induzido no nó um deslocamento não previsto, que induziu algum dano nos elementos estruturais.



Figura 20 – Aplicação da pré-carga no provete IPA-2: a) viga direita; b) viga esquerda.
(Garcia, 2011)

Relativamente ao provete IPA-1, observou-se um padrão de dano com maior concentração de fissuras no interior do nó, com prolongamento pelos pilares e vigas, como se ilustra na Figura 21.b). Com o decorrer do ensaio, as primeiras fissuras surgiram nas vigas, nas zonas tracionadas próximas do nó. Em seguida, desenvolveram-se as fissuras nos pilares junto ao nó, procedidas imediatamente pelas fissuras diagonais do nó pelo esforço de corte (para aproximadamente 1% de *drift*). A partir desse momento, a fissuração no interior do nó intensificou-se progressivamente com o aumentar dos valores do deslocamento, levando à rotura do provete por esmagamento do betão no interior do nó. A Figura 21.a) apresenta o dano no interior do nó do provete IPA-1, após a realização do ensaio experimental.

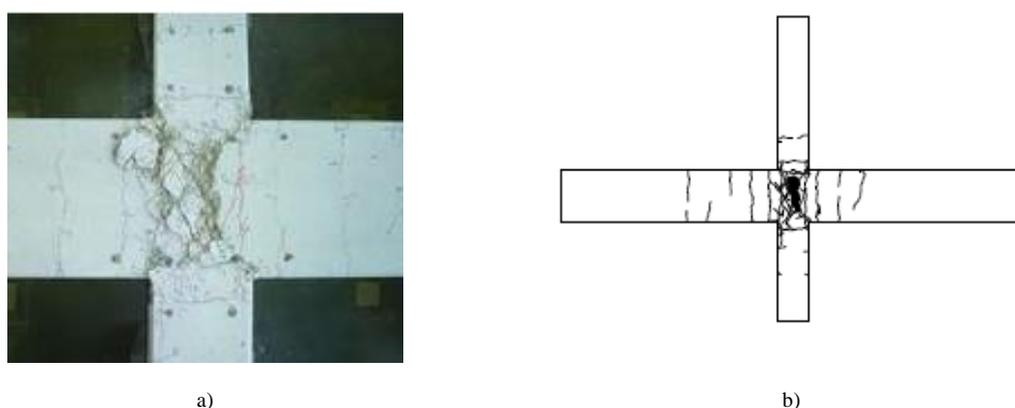


Figura 21 – Dano no provete IPA-1: a) dano do nó; b) dano geral.
(Garcia, 2011; Fernandes, 2010)

O provete IPB, apresenta um maior número de fissuras no interior do nó, visível na Figura 22.b). Essa concentração de fissuras diminui à medida que as secções transversais dos elementos se distanciam do nó. As primeiras fissuras surgiram em simultâneo em ambas as vigas e em torno de toda a secção transversal. Em seguida apareceram algumas fissuras no pilar inferior junto ao nó (*drift* 1%). Para os níveis de *drift* seguintes, surgiram fissuras no interior do nó devidas ao esforço de corte e ainda no pilar superior. Após essa ocorrência, a fissuração no interior do nó intensificou-se com o aumento do deslocamento no topo do pilar superior, levando o provete à rotura por esmagamento do betão no núcleo do nó. A Figura 22.a) evidencia o estado de dano do provete IPB após o ensaio cíclico experimental.

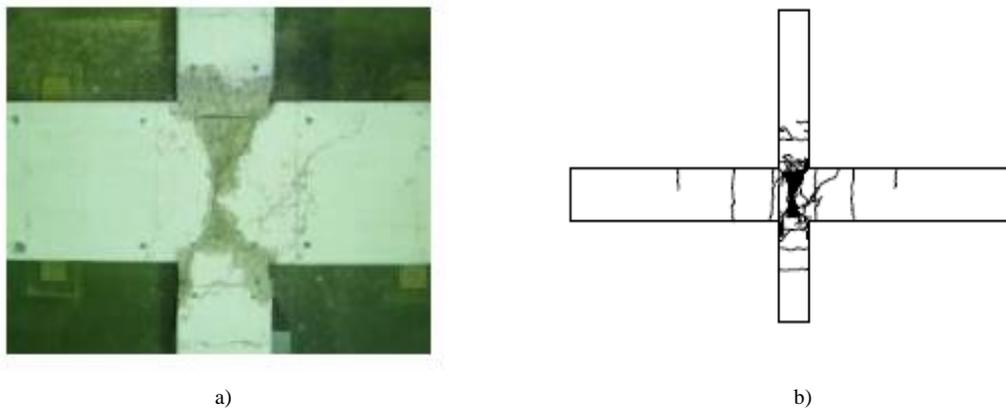


Figura 22 – Dano no provete IPB: a) dano no nó; b) dano geral.
(Garcia, 2011; Fernandes, 2010)

No que diz respeito ao provete IPA-2, na Figura 23.b) é possível verificar que o dano é mais acentuado no interior do nó, onde se concentram o maior número de fissuras. Por sua vez, nos elementos estruturais, foram-se desenvolvendo progressivamente fissuras transversais até metade do seu comprimento. As primeiras fissuras surgiram nas vigas, junto ao nó, devido ao pré-carregamento que se efetuou na extremidade das mesmas. Posteriormente surgiram, em simultâneo, fissuras nos pilares e no interior do nó devidas ao corte (*drift* 1%). Após o aparecimento das fissuras diagonais no nó, o dano nessa zona intensificou-se, conduzindo o provete à rotura por esmagamento do betão no interior do nó, como se observa na Figura 23.a).

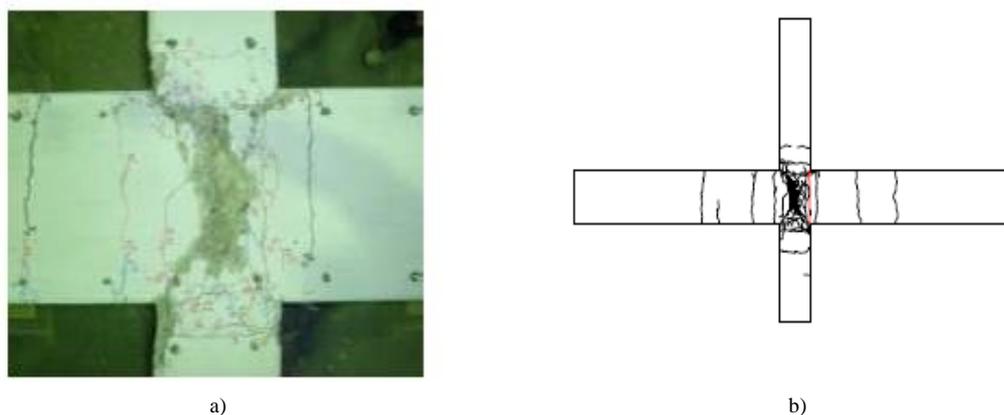


Figura 23 – Dano no provete IPA-2: a) dano no nó; b) dano geral.
(Garcia, 2011; Fernandes, 2010)

O provete com armadura nervurada, ID, foi submetido inicialmente a um carregamento contínuo no topo do pilar superior, não previsto, introduzindo algum dano no pilares e nas vigas, nomeadamente fissuras superficiais devido às tensões elevadas de tração no betão. Como consequência não foi possível identificar os valores iniciais de *drift*, para a fissuração dos elementos estruturais. O dano inicial no provete ID está representado na Figura 24.

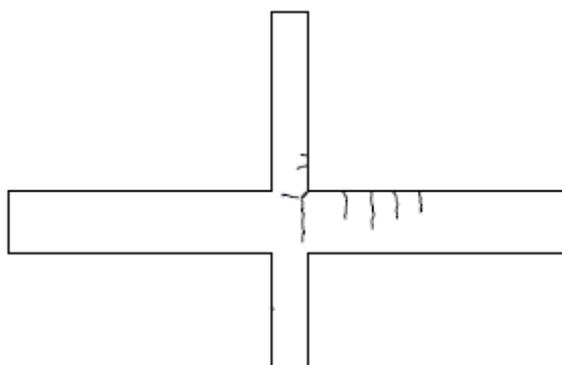


Figura 24 – Dano inicial no provete ID.
(Garcia, 2011; Fernandes, 2010)

Na Figura 25.b), é visível uma concentração acentuada de fissuras no interior do nó, que tende a diminuir à medida que as secções transversais dos elementos estruturais se distanciam do nó. Após a realização do ensaio ao provete ID, as novas fissuras surgiram, primeiramente, no pilar inferior, progredindo pelos restantes elementos estruturais. A partir do *drift* 2%, formaram-se as fissuras diagonais no interior do nó, devidas ao esforço de corte. Nos restantes ciclos apareceram novas fissuras nas vigas e pilares, tendo-se também intensificado o dano no núcleo do nó, levando o provete à rotura por

esmagamento do betão no interior da ligação. É possível observar o dano no interior do nó apresentado pelo provete ID após o ensaio cíclico experimental, na Figura 25.a).

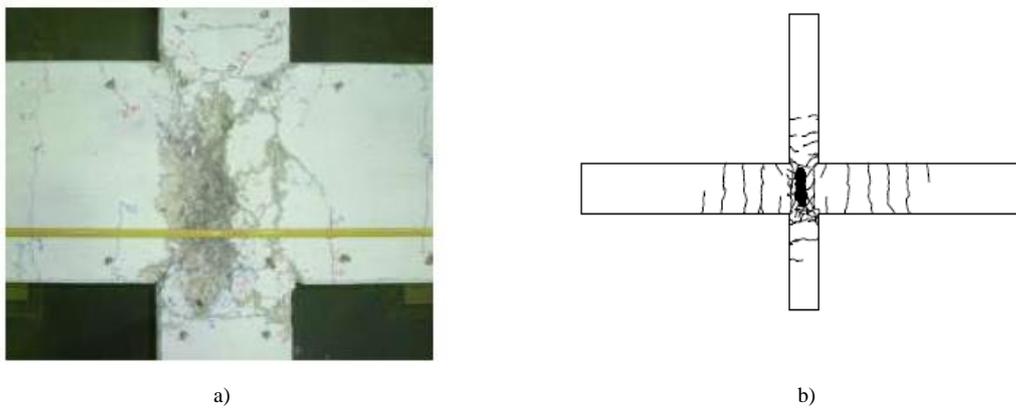


Figura 25 – Dano no provete ID: a) dano no nó; b) dano geral.
(García, 2011; Fernandes, 2010)

3.3. Estratégia de reforço

Após a avaliação dos danos apresentados pelos provetes e tendo em conta os objetivos do presente trabalho, o passo seguinte foi a procura de soluções de reforço, a executar com recurso a elementos metálicos. A ideia da utilização de elementos metálicos prende-se com o facto de ser uma material bastante versátil e de fácil aplicação.

Segundo Appleton e Gomes (1997) devem utilizar-se aços de resistência baixa ou média, de modo a não ser necessária uma deformação elevada para mobilizar a sua capacidade resistente, pelo que para o reforço dos provetes foi considerado um aço S275, com uma extensão última, $\epsilon_{su} = 15\%$.

Como já foi referido no ponto (3.2.3), durante os ensaios experimentais, foi visível uma maior concentração do dano na zona da ligação dos elementos estruturais, no interior do nó. Este facto demonstra a vulnerabilidade da ligação, devido à pouca utilização de armadura transversal no seu interior e ao uso de armadura lisa. No provete ID, onde se aplicou armadura nervurada, verifica-se a mesma situação, no entanto houve uma maior propagação do dano/fissuração pelas vigas e pilares, demonstrando a eficácia do mecanismo de aderência entre o aço e o betão.

Feita uma apreciação global do estado de degradação dos provetes, uma das estratégias de reforço a aplicar em dois dos espécimes, nomeadamente nos provetes IPA-1 e IPB, tem

como base o estudo levado a cabo por Appleton e Gomes (1997), onde se enquadra o reforço dos elementos estruturais por adição de armaduras exteriores, neste caso, com cintas metálicas e cantoneiras nos cantos. Este método de reforço é um modelo simples e de fácil aplicabilidade. Dado o elevado grau de deterioração do nó dos provetes, registados durante os ensaios experimentais, a ligação também deve ser reforçada. A Figura 26 apresenta um esquema representativo da solução de reforço idealizada para os provetes IPA-1 e IPB.

Segundo os autores, a solução apresentada, o encamisamento metálico, é tida como sendo eficiente na correção de deficiências em resistência ao corte e à flexão e/ou capacidade de deformação, conseguindo ainda melhorar o nível de confinamento dos elementos.

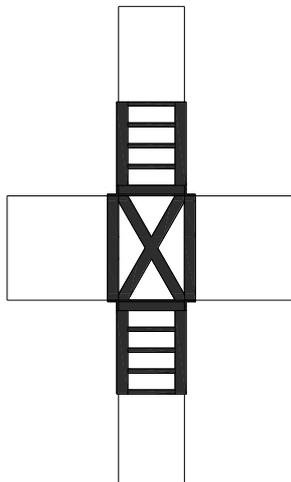


Figura 26 – Representação esquemática da solução de reforço adotada para os provetes IPA-1 e IPB.

Relativamente à estratégia de reforço para os provetes IPA-2 e ID, foi adaptada dos trabalhos realizados por Pampanin *et al.* (2006) e mais tarde por Genesio *et al.* (2010) (b). No primeiro estudo foi abordada a ideia de reforçar nós viga-pilar com recurso a barras metálicas ligadas aos elementos estruturais, como se ilustra na Figura 27.a), com o objetivo de proteger o interior do nó. Posteriormente e numa tentativa de melhorar o conceito, Genesio *et al.* (b) utilizaram como elementos de reforço, chapas metálicas dispostas na vertical, como se ilustra na Figura 27.b).

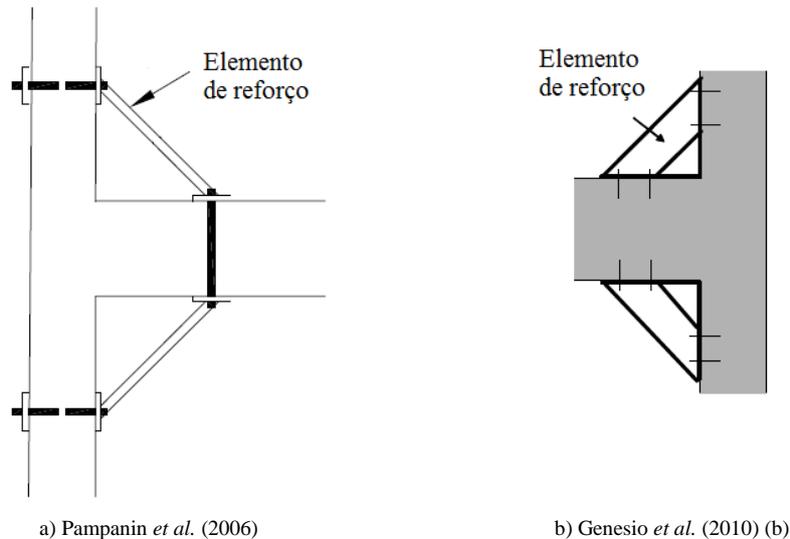


Figura 27 – Esquema representativo das propostas de reforço dos trabalhos realizados.

O trabalho experimental realizado por Pampanin *et al.* (2006), com a introdução de um elemento metálico, para reforçar as ligações viga-pilar, mostra que o objetivo de proteger o núcleo do nó e reverter a hierarquia das forças, projetando o aparecimento de rótulas plásticas para as vigas, foi conseguido. O autor refere que se projetados corretamente, estes elementos de reforço podem reduzir significativamente o momento fletor de vigas e pilares na interface do nó, pois os momentos máximos seriam ‘recolocados’ nas zonas onde os elementos metálicos estariam ligados aos elementos estruturais.

O trabalho desenvolvido por Genesio *et al.* (2010) (b), dá continuidade ao estudo anterior, alterando as dimensões e forma do elemento de reforço. Neste caso foram utilizadas chapas metálicas dispostas na vertical, soldadas a outras que se encontram coladas às faces laterais dos elementos estruturais. O autor classifica a proposta de reforço como uma solução bastante prática, baseada no princípio da redistribuição de forças à volta do núcleo do nó, para que as rótulas plásticas ocorram nas vigas e não exista dano na ligação. Em suma, o objetivo da solução não passa por dar maior resistência aos elementos estruturais ou ao próprio nó mas, redirecionar o caminho das forças.

É ainda evidenciado que este sistema de reforço é de baixo custo e que implica invasões mínimas na estrutura, tornando-o numa solução bastante prática e viável, de possível aplicação em elementos estruturais já danificados.

Como solução de reforço para os provetes IPA-2 e ID, foi idealizado um elemento constituído por chapas metálicas, como uma variante dos conceitos apresentados nos trabalhos referidos. Na Figura 28.a) é apresentado um esquema representativo da solução de reforço. O elemento de reforço será composto por quatro chapas, as quais serão soldadas entre si, como se ilustra na Figura 28.b).

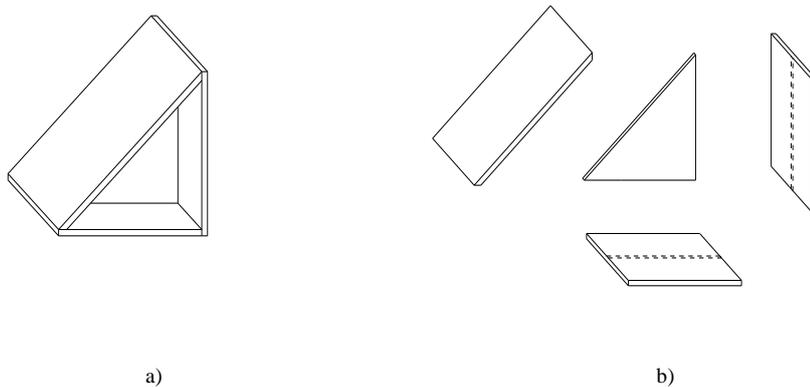


Figura 28 – Elemento metálico que fará parte da estratégia de reforço para os provetes IPA-2 e ID.

Na Figura 29, faz-se uma representação esquemática da disposição dos elementos metálicos de reforço em torno do nó.

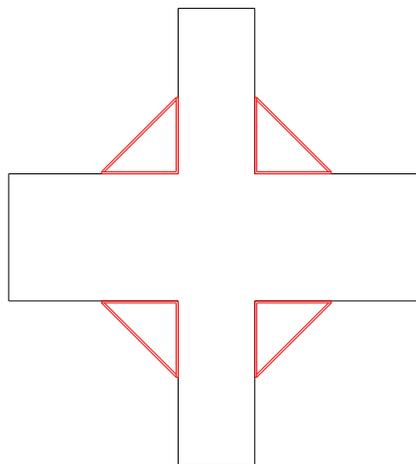


Figura 29 – Esquema representativo da aplicação da solução de reforço nos provetes IPA-2 e ID.

3.4. Considerações finais

Com base nos dados obtidos dos ensaios experimentais realizados aos provetes não reforçados, foram sugeridas as soluções tipo representadas nas Figuras 26 e 29, que aparentam ser as mais adequadas para reforçar os nós viga-pilar em estudo, cumprindo os objetivos propostos neste trabalho.

Ambas as soluções estão dependentes de uma posterior verificação experimental, para aferir a sua capacidade real de responder aos critérios para as quais foram projetadas. No entanto o elemento de reforço baseado nos trabalhos realizado por Pampanin *et al.* (2006) e Genesio *et al.* (2010) (b), ilustrado na Figura 28, está sujeito a uma avaliação numérica inicial. Enquanto que o reforço por adição de armadura exterior, com cintas metálicas e cantoneiras, tem pressupostos de dimensionamento concretos, este tipo de reforço não possui bases de dimensionamento suficientemente consistentes, para que seja possível determinar de forma clara, as dimensões adequadas dos diferentes elementos constituintes da solução para reforçar os provetes. Por isso, as dimensões mais apropriadas do elemento de reforço, serão apoiadas nos valores da avaliação numérica dos provetes.

Capítulo 4

Dimensionamento das soluções de reforço dos casos de estudo: IPA-1 e IPB

4.1. Considerações gerais

O presente Capítulo é dedicado ao cálculo das soluções de reforço dos provetes IPA-1 e IPB. Inicialmente serão apresentadas as metodologias para o dimensionamento das soluções de reforço, que como foi referido no Capítulo anterior, serão reforçados por cintagem metálica e cantoneiras nos cantos. Posteriormente serão expostos os valores obtidos para os elementos a adicionar aos provetes e as respectivas disposições construtivas

Relativamente ao reforço com cintas e cantoneiras metálicas, serão apresentados os critérios de dimensionamento propostos por Appleton e Gomes (1997) e Priestley *et al.* (1996), respetivamente.

As soluções de reforço foram concebidas de modo a ser obtido um ganho na ductilidade, mantendo se possível os mesmos níveis de resistência e rigidez antes do reforço ao nível global do elemento estrutural.

4.2. Reforço de elementos de betão armado

No caso prático deste trabalho é abordado o reforço de elementos de betão por adição de elementos metálicos, no entanto, existem outras práticas correntes. Se se considerar reforços de estruturas degradadas devido a agentes atmosféricos ou devido a ações de carácter mecânico, as soluções habitualmente utilizadas no reforço de elementos de betão armado são as seguintes:

- i) reforço por encamisamento de betão armado;
- ii) reforço por encamisamento metálico;
- iii) colagem de chapas metálicas;
- iv) reforço por cintagem com elementos metálicos;
- v) reforço por utilização de elementos compósitos;
- vi) reforço por utilização de elementos metálicos compósitos.

Rodrigues (2005) refere que o reforço de um elemento estrutural, muito frequentemente implica o aumento da resistência, como por exemplo com o aumento da secção por encamisamento de betão, solução que parece mais adequada para a reparação de elementos em que se verifique também a degradação do betão, dado que esta solução permite aliar a reparação com o aumento da resistência e da rigidez. Porém, quando se pretende assegurar que a estrutura suporta níveis de carga de exploração mais elevados, ou ainda que à luz dos conhecimentos atuais, se considere que não possui a capacidade resistente necessária perante uma ação sísmica, parece mais adequado por exemplo, a utilização da técnica seletiva de reforço por encamisamento localizado. A técnica seletiva de reforço é a solução que envolve a intervenção em apenas um dos itens: Resistência, Ductilidade e Rigidez.

Uma parte da análise prática desta dissertação incide no reforço por cintagem com elementos metálicos. Este tipo de reforço é em geral executado com adição de cantoneiras nos cantos dos elementos de betão armado. Estas cantoneiras são ligadas entre si através de chapas dispostas transversalmente à secção do elemento a reforçar, sendo estas peças ligadas às cantoneiras longitudinais por meio de soldadura.

Para se conseguirem bons resultados, a superfície do betão deve ser previamente tratada, sendo que o espaço compreendido entre o betão e as chapas ou cantoneiras preenchido com uma resina epóxis.

4.3. Critério de dimensionamento de elementos metálicos para o reforço dos provetes IPA-1 e IPB

4.3.1. Dimensionamento de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores

De acordo com Appleton e Gomes (1997), a técnica de reforço mais comum para melhorar o desempenho de elementos de betão armado (pilares, paredes, vigas ou nós viga-pilar) é o encamisamento.

Os objetivos do reforço de pilares são de modo geral, o aumento da cintagem, aumento da capacidade resistente à flexão composta (M, N) e ainda o aumento da capacidade resistente em compressão. Sendo que na ótica do incremento de cintagem se destacam a melhoria na ductilidade, com vista nomeadamente a um aperfeiçoamento do comportamento sísmico do elemento estrutural de betão armado e consequentemente da estrutura no seu todo.

O reforço de pilares através da adição de elementos metálicos é eficiente sobretudo em situações de insuficiência de armadura. Em geral, e tal como será efetuado aquando da aplicação dos reforços nos provetes, são utilizadas chapas de aço e cantoneiras coladas com recurso a resinas epóxis.

O cálculo dos esforços resistentes de secções de pilares reforçadas, pode ser efetuado a partir do método dos coeficientes globais, admitindo um coeficiente de monolitismo de $\gamma_{m,MN} = 0.9$, conforme se ilustra na Figura 30. Assim os esforços resistentes finais são obtidos a partir das equações (4.1) e (4.2).

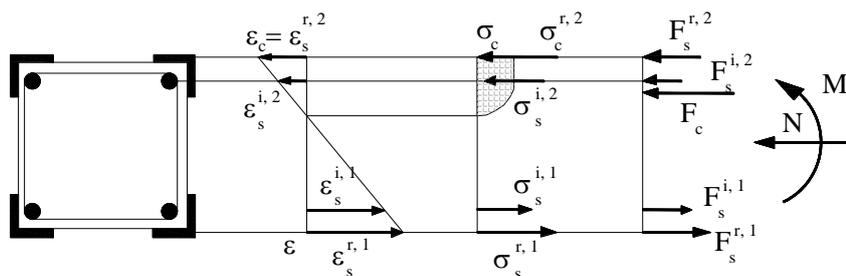


Figura 30 – Determinação dos esforços resistentes de uma secção transversal. (adaptado de Appleton e Gomes., 1997)

$$M_{Rd} = \gamma_{m,MN} \cdot M \quad (4.1)$$

$$N_{Rd} = \gamma_{m,MN} \cdot N \quad (4.2)$$

onde,

M_{Rd} – momento fletor resistente da secção;

N_{Rd} – esforço axial resistente da secção.

Quando a distância entre as armaduras iniciais e de reforço é pequena, torna-se possível, de forma simplificada, utilizar as tabelas de dimensionamento correntes, resultando desse cálculo uma área total de aço, A_s^{eq} . A área de aço de reforço é determinada através da equação (4.3):

$$A_s^{eq} = A_s^i + A_s^r \frac{f_{yd}^r}{f_{yd}^i} \quad (4.3)$$

sendo,

A_s^i – área da armadura longitudinal inicial;

A_s^r – área da armadura longitudinal do reforço (cantoneiras);

f_{yd}^r – tensão de rotura à tração do aço do reforço;

f_{yd}^i – tensão de rotura à tração do aço da armadura inicial.

Segundo os autores, no caso da utilização de cantoneiras é recomendada a dimensão mínima de 50 x 50 x 5 mm. Para além da ligação por colagem com resina injetada, pode-se ainda complementar as ligações com recurso a soldaduras às armaduras iniciais, como demonstrado na Figura 31.a). A adoção de buchas só é viável no caso em que a dimensão

da armadura de reforço é suficientemente elevada por forma a permitir que as buchas não colidam com a armadura inicial, como indicado na Figura 31.b). É recomendável que os elementos longitudinais, colados nos cantos da secção, sejam ligados entre si através de barras soldadas, como ilustrado na Figura 31.c). Estas barras podem ser utilizadas para o reforço da armadura transversal.

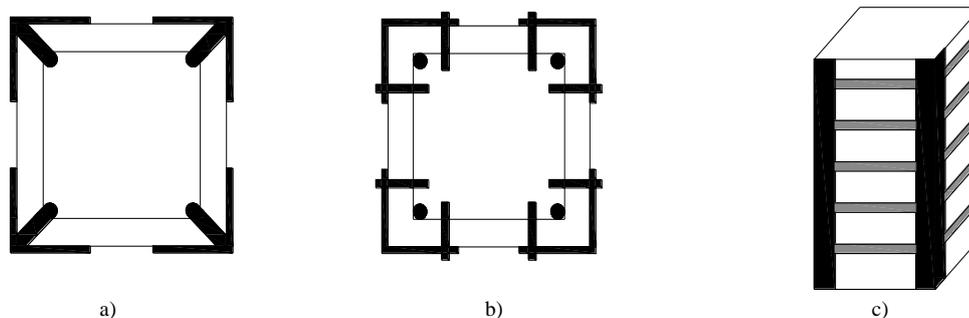


Figura 31 – Reforço de pilares – pormenores de ligação.
(adaptado de Appleton e Gomes, 1997)

Na Figura 32, apresenta-se um pormenor de ligação das armaduras de reforço do pilar num nó. Esta ligação é constituída por dois quadros metálicos em cantoneira que são ligados através de um perfil ou de um varão. Desta forma é também garantida uma amarração eficaz das armaduras longitudinais de reforço.

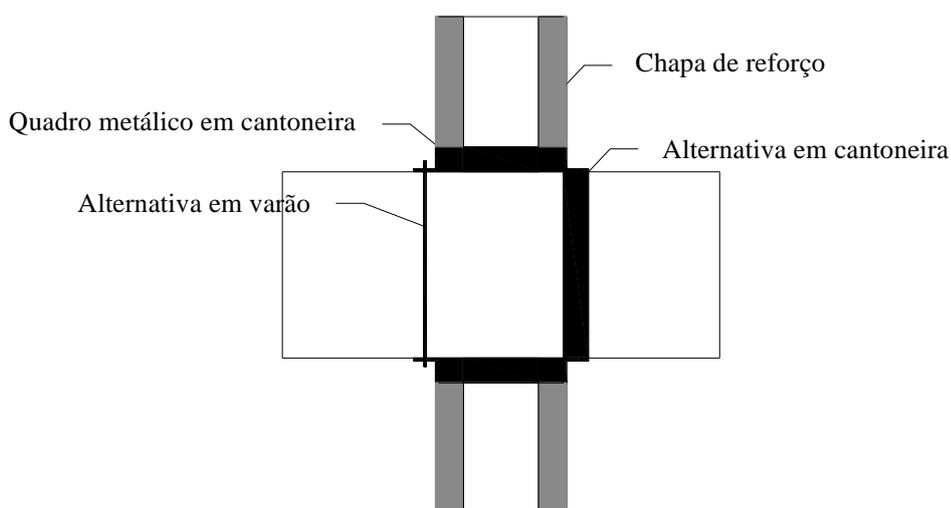


Figura 32 – Pormenor de ligação das armaduras de reforço de um pilar num nó.
(adaptado de Appleton e Gomes, 1997)

4.3.2. Confinamento para aumento da ductilidade de flexão

De acordo com Priestley *et al.* (1996), em pilares mal confinados, em que se prevê que experimentem grandes rotações não elásticas nas rótulas plásticas, um primeiro objetivo será um dimensionamento para aumentar a ductilidade, deste modo o reforço será pensado para que os provetes apresentem ductilidade média. Os procedimentos adotados, que relacionam a relação volumétrica de confinamento com a rotação plástica necessária θ_p , são resumidos nos passos seguintes:

- i) com base na análise plástica de rotura, a rotação plástica necessária θ_p das rótulas plásticas considerada é estabelecida;
- ii) a curvatura plástica é calculada a partir da expressão (4.4):

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (4.4)$$

Sendo o comprimento da rótula plástica dado pela expressão (4.5):

$$L_p = g + 0.044f_y d_{bl} \quad (4.5)$$

onde

g – distância entre o encamisamento e o elemento suportado pelo pilar (neste caso o nó, medido paralelamente ao eixo do pilar);

f_y – tensão de cedência da armadura longitudinal (em MPa);

d_{bl} – diâmetro dos varões longitudinais.

Segundo Varum (2003), a expressão (4.5) é válida nos casos em que se utiliza armadura nervurada. O comprimento da rótula plástica para elementos de betão armado com armadura lisa é metade do valor que se verifica para elementos com armadura nervurada.

- iii) a curvatura máxima necessária é determinada pela expressão (4.6):

$$\phi_m = \phi_y + \phi_p \quad (4.6)$$

onde a curvatura equivalente bilinear ϕ_y pode ser obtida a partir da análise da curva momento-curvatura.

iv) a extensão máxima de compressão, ε_{cm} , é obtida da equação (4.7):

$$\varepsilon_{cm} = \phi_m x \quad (4.7)$$

onde x é a profundidade do eixo neutro (obtido a partir dos cálculos de resistência à flexão ou da análise momento-curvatura).

v) a razão volumétrica de confinamento, ρ_s , é retirado da expressão (4.8):

$$\rho_s = \phi_j \varepsilon_{cm} \quad (4.8)$$

onde ϕ_j é uma relação dependente dos materiais entre a extensão última de compressão e a razão volumétrica de confinamento do encamisamento. Para um encamisamento em aço esta razão pode ser obtida conservativamente a partir da equação (4.9).

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yd} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4.9)$$

em que,

ε_{cu} – extensão última de compressão no betão;

ε_{su} – extensão última do aço;

f_{yd} – resistência à tração do aço.

A espessura de encamisamento para pilares retangulares pode ser calculada com a seguinte fórmula (4.10):

$$t_j = \frac{0.4 (\varepsilon_{cu} - 0.004) f'_{cc}}{f_{yd} \varepsilon_{su}} \left[\frac{bh}{b+h} \right] \quad (4.10)$$

sendo f'_{cc} , de acordo com Mander *et al.* (1988), calculado a partir da equação (4.11):

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f'_{co}} - 1.254 \quad (4.11)$$

A tensão efetiva lateral de confinamento, f'_l , é calculada pelas relações (4.12) e (4.13):

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yd} \quad (4.12)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yd} \quad (4.13)$$

onde, K_e é um coeficiente de eficácia de confinamento.

Segundo Mander *et al.* (1988), este coeficiente relaciona a área mínima do núcleo efetivamente confinado com a área nominal do núcleo limitado pela linha central das cintas periféricas. Os valores típicos de K_e são 0.95 para secções circulares, 0.75 para secções retangulares e 0.6 para paredes retangulares.

4.4. Dimensionamento do reforço para os provetes IPA-1 e IPB

Como referido no Capítulo 1, um dos objetivos deste trabalho é garantir que após o reforço, se assegure o critério definido pelo Eurocódigo 8 (CEN, 2003). Onde é destacado que o somatório dos momentos resistentes nos pilares deve ser superior em 30% ao somatório dos momentos nas vigas, como se mostra na equação (4.14), tornando os pilares mais resistentes, de modo a forçar o aparecimento das rótulas plásticas nas vigas.

$$\frac{\sum M_{Rd,pilares\ requerido}}{\sum M_{Rd,vigas}} \geq 1.3 \quad (4.14)$$

Através da análise das curvas monotónicas das secções transversais dos provetes, apresentadas nas Figuras 15 e 16, é possível constatar que o valor dos momentos resistentes dos pilares e vigas dos diversos provetes são muito similares. Aplicando a equação (4.14), obtêm-se o valor dos momentos resistentes necessários para os pilares, de modo a garantir critério do Eurocódigo 8. Os valores do momento resistente requerido para os pilares dos provetes IPA-1 e IPB, são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Momento resistente requerido para os pilares, dos provetes IPA-1 e IPB.

	$M_{Rd, pilares\ requerido}$
IPA-1	110 kN.m
IPB	110 kN.m

Segundo o critério de Appleton e Gomes (1997), para o dimensionamento de armaduras exteriores dos provetes IPA-1 e IPB, e para garantir os valores dos momentos resistentes

dos pilares apresentados na Tabela 2, era necessária uma baixa quantidade de armadura. Assim sendo e como consta do critério apresentado no ponto (4.3.1) foi considerado para ambos os provetes a área mínima, ou seja, cantoneiras de 50 x 50 x 5 mm.

Tal como sucedeu para os provetes não reforçados, foi efetuada uma análise no programa SAP2000, para aferir a capacidade resistente das secções transversais dos pilares reforçados com as cantoneiras metálicas nos cantos. Os diagramas da Figura 33 mostram as curvas monotónicas das secções transversais dos pilares reforçados dos provetes IPA-1 e IPB, e respetivos momentos resistentes.

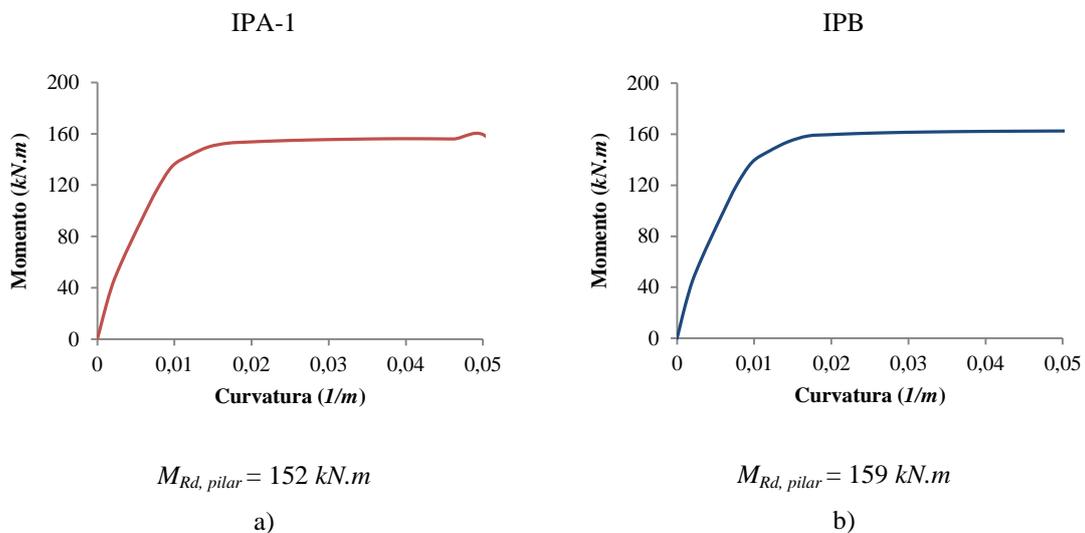


Figura 33 – Curvas monotónicas dos provetes reforçados com cintas e cantoneiras metálicas nos cantos.

Como se constata pelos valores apresentados na figura anterior, o reforço dos pilares com adição de armadura exterior, confere aos elementos estruturais de ambos os provetes um acréscimo de quase 100 % na sua capacidade resistente, em comparação com os valores dos pilares não reforçados, citados na Figura 15.

O dimensionamento das cintas metálicas foi calculado através do critério de Priestley *et al.* (1997), apresentado no ponto (4.3.2). As espessuras de encamisamento (t_j) foram calculadas, como se de um reforço contínuo se tratasse. Obtida esta espessura, multiplicou-se pela altura do encamisamento (altura crítica do pilar), chegando-se a uma área total por face (transversal). Para transformar o encamisamento metálico contínuo em cintas, fixou-se uma determinada espessura, obtendo-se uma nova largura (l_j).

Assim sendo, para todos os provetes foi considerado a utilização de quatro cintas metálicas, com 5 mm de espessura, o que originou as seguintes larguras, l_j , para as cintas metálicas, que se apresentam na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores da largura das cintas metálicas dos diferentes provetes.

	l_j
IPA-1	17,18 mm
IPB	16,62 mm

No entanto e como se tratam de valores muito pequenos, foi adotada uma largura uniforme para as cintas de 25 mm para o provete IPA-1 e 20 mm para o provete IPB.

A ligação entre a viga e o pilar, é feita com recurso a cantoneiras da mesma dimensão que as utilizadas nos cantos dos pilares. Sendo que a ligação da aba da cantoneira adjacente à viga, para além da injeção de resina epóxi, será ainda reforçada com a implementação de parafusos metálicos.

De modo a que a dimensão dos elementos de reforço se mantenha homogénea ao longo das faces dos pilares, a primeira cinta metálica, ou seja, a cinta que faz a ligação entre as cantoneiras dos cantos na base do pilar (junto ao nó) terá uma largura de 5 cm, a mesma dimensão da cantoneira que faz a ligação entre a viga e o pilar.

Os cálculos efetuados para o dimensionamento do reforço dos provetes IPA-1 e IPB podem ser consultados em detalhe, no Anexo A.

4.4.1. Reforço do nó

O procedimento de dimensionamento do reforço para o núcleo dos nós, é idêntico ao realizado para o dimensionamento das cantoneiras.

Os resultados obtidos são similares, pelo que para ser garantida a transmissão dos esforços de flexão, a área das armaduras exteriores no nó será equivalente à área das cantoneiras utilizadas. Neste caso duas chapas metálicas por face com 100 mm de largura

e 5 mm de espessura, conforme a representação do reforço do interior do nó ilustrada na Figura 26.

No entanto, dadas as dimensões do nó e do reforço considerado anteriormente, e dada a probabilidade de ocorrência de eventuais problemas de encurvadura das chapas, optou-se pela utilização de chapas contínuas que envolvem por completo o nó. A ligação destas chapas será assegurada por parafusos metálicos que serão implementados diretamente no interior do nó, aquando da reparação do betão que o constitui.

4.5. Pormenorização da solução de reforço para os casos de estudo: IPA-1 e IPB

As Figuras 34 e 35 apresentam a pormenorização da solução de reforço para os provetes IPA-1 e IPB, respetivamente.

A solução de reforço consiste na aplicação de cantoneiras metálicas nos cantos dos pilares, ao longo da altura crítica dos mesmos, e ainda na interface viga-pilar. Estes elementos estão ligados entre si, através de cintas metálicas devidamente espaçadas. As cintas metálicas têm todas a mesma altura, exceto na base do pilar, onde a sua altura coincide com a altura das cantoneiras, para tornar essa zona mais homogénea. A proteção do interior do nó, está a cargo de uma chapa metálica que o cobre em toda a sua extensão.

Todos os elementos existentes deverão ser corretamente colados ao betão e as ligações existentes entre si, ser devidamente soldadas. Para além disso, a chapa de proteção do interior do nó e as cantoneiras que se encontram na interface viga-pilar, a sua ligação com o betão deverá ainda ser reforçada pela adição de parafusos metálicos.

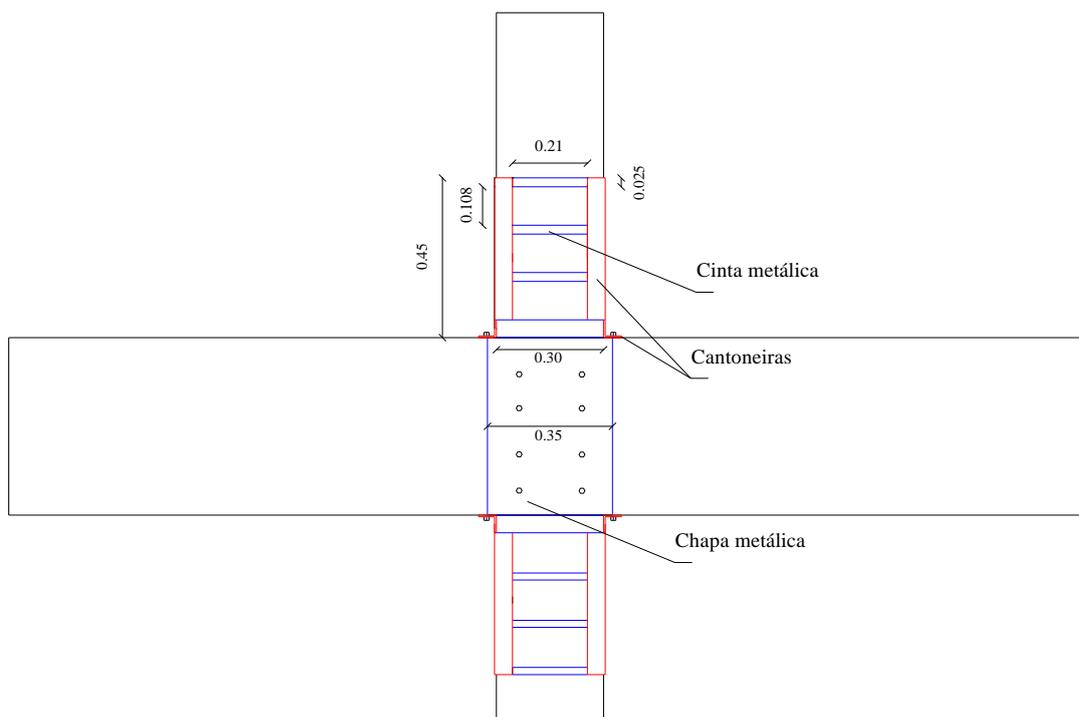


Figura 34 – Esquema representativo das disposições construtivas da aplicação do reforço no provete IPA-1.

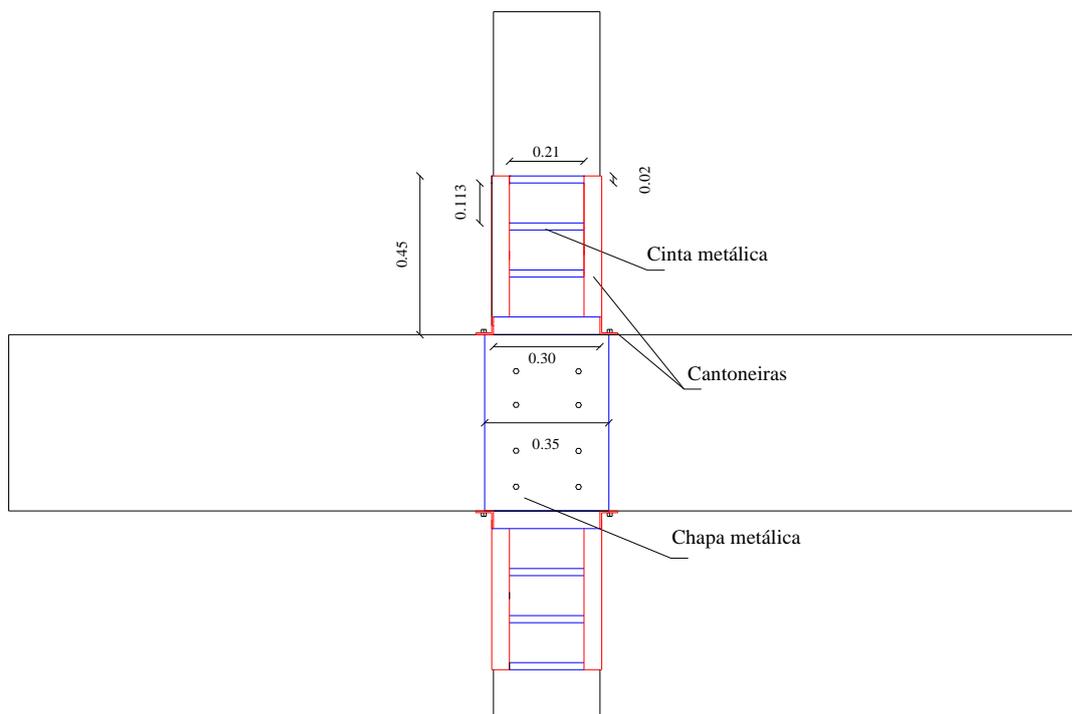


Figura 35 – Esquema representativo das disposições construtivas da aplicação do reforço no provete IPB.

Capítulo 5

Modelação numérica dos casos de estudo:

IPA-2 e ID

5.1. Considerações gerais

No presente Capítulo são apresentados os modelos utilizados na simulação numérica dos provetes, para a previsão do comportamento dos nós reforçados, nomeadamente os provetes IPA-2 e ID, bem como o programa de análise não linear utilizado, *SeismoStruct*. Apesar de não se aprofundar as componentes específicas do programa, é importante referir que o *SAP2000*, um programa de análise tridimensional de estruturas, que permite a utilização análises lineares e não-lineares estáticas e dinâmicas, foi útil numa primeira fase de análise linear da solução de reforço proposta, apresentada na Figura 28.

Dos diversos modelos que caracterizam o comportamento do aço e do betão, descrevem-se aqui apenas os modelos usados no *SeismoStruct*, para avaliar os níveis de forças e deslocamentos na avaliação da solução de reforço. Assim, neste estudo, utilizou-se para o aço, o modelo de Menegotto e Pinto (1973) e para o betão o modelo de Mander *et al.* (1988).

Deste modo, depois da apresentação dos modelos numéricos do comportamento dos materiais, na resposta monotónica e histerética, será feita uma breve descrição do programa *SeismoStruct*. Posteriormente, são expostos os resultados obtidos das modelações numéricas dos provetes IPA-2 e ID, de aproximação aos resultados obtidos nos ensaios experimentais dos nós não reforçados.

5.2. Comportamento dos materiais

5.2.1. Betão

Em qualquer elemento estrutural o betão apresenta comportamentos diferenciados conforme a posição que ocupa nesse elemento. Por exemplo, o betão de recobrimento, que está fora da zona confinada pelos estribos e pela armadura longitudinal e o betão confinado, que se encontra dentro dessa zona.

Mander *et al.* (1988) e outros investigadores desenvolveram um modelo geral para o betão confinado para vários tipos de armadura transversal. O presente trabalho aborda apenas a relação tensão-extensão, para pilares retangulares confinados com estribos também retangulares, considerando uma carga monotonicamente aplicada. A equação (5.1) descreve a relação monotónica de tensão-extensão para o betão confinado.

$$f_c = \frac{f'_{cc} \eta r}{r - 1 + \eta^r} \quad (5.1)$$

onde,

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - \frac{2 f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (5.2)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (5.4)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.5)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ (MPa)} \quad (5.6)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.7)$$

$$E_c = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_c} \quad (5.8)$$

Com $f'_l = 0$, as equações (5.1) e (5.7) produzem uma expressão apropriada para o betão não confinado.

Para secções retangulares, com diferentes percentagens volumétricas de armadura transversal, ρ_x e ρ_y nas direções principais, são desenvolvidas diferentes tensões de confinamento, de acordo com as expressões (5.9) e (5.10):

$$f'_{lx} = K_e \rho_{sx} f_{sh} \quad (5.9)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_{sy} f_{sh} \quad (5.10)$$

onde,

ε_c – extensão do betão;

ε_{cc} – extensão para a tensão de pico do betão;

f'_{cc} – tensão de pico do betão confinado;

f'_{co} – resistência do betão;

f'_{yh} – tensão de cedência da armadura transversal;

ρ_{cc} – percentagem de armadura da área da armadura longitudinal em relação ao núcleo do betão;

ρ_{sx} e ρ_{sy} – percentagem volumétrica da armadura de confinamento transversal em relação ao núcleo do betão confinado, nas direções x e y , respetivamente;

K_e – coeficiente de eficácia do confinamento, relacionando a área mínima do núcleo efetivamente confinado com a área nominal do núcleo em volta dos estribos. Para secções retangulares, $K_e = 0.75$.

Na Figura 36 é apresentado o modelo da curva tensão-extensão do betão confinado e não confinado proposto por Mander *et al.* (1988).

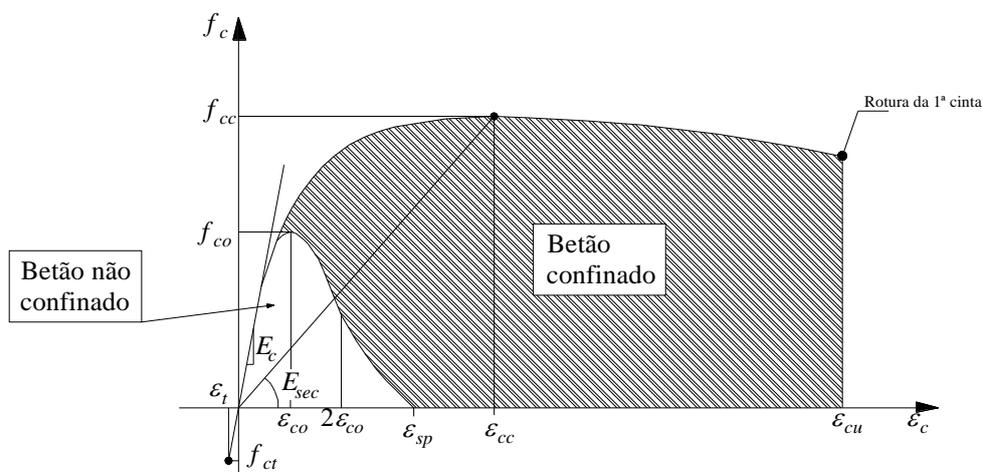


Figura 36 – Modelo da curva tensão-extensão do betão confinado e não confinado.
(adaptado de Mander *et al.* 1988)

5.2.2. Aço

Por forma a ser possível estabelecer um modelo que proporciona uma previsão realista do comportamento do aço, sobre ações monotónicas e cargas cíclicas, é necessário ter em conta diversas propriedades do material. E o facto de existirem vários parâmetros que influenciam a sua resposta, um modelo que seja capaz de ter em conta todos eles é praticamente impossível. Por outro lado, muitos investigadores têm dedicado parte do seu tempo a esta questão, o que leva a que exista um grande número de modelos e soluções, verificados e calibrados experimentalmente.

O aço pode ser agrupado em duas categorias distintas em termos de ductilidade. Na Figura 37.a) ilustra-se a curva característica de um aço duro que tem comportamento frágil. A Figura 37.b) representa a curva característica de aço macio que apresenta um comportamento dúctil.

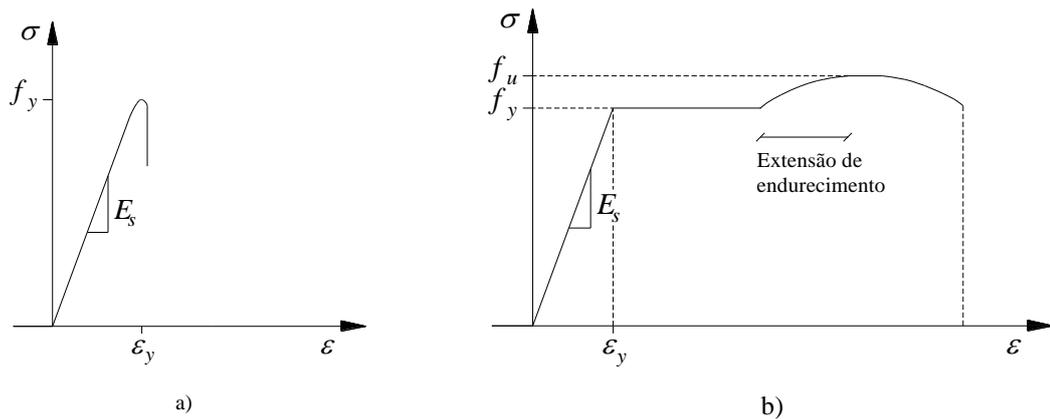


Figura 37 – Curvas características de tensão-extensão de: a) aço duro; b) aço macio.

5.2.2.1. Comportamento histerético

De acordo com Mimoso (2008), o comportamento de elementos estruturais de betão armado é muito influenciado pelo comportamento das armaduras, especialmente depois da ocorrência da fendilhação no betão. Quando as fendas se verificam em toda a altura da secção de um elemento, o comportamento da secção passa a depender quase exclusivamente dos varões de aço, sendo estes que resistem aos esforços de flexão instalados na secção devido a um carregamento alternado. Assim, as relações constitutivas do aço das armaduras ordinárias, têm um papel preponderante na modelação adequada do comportamento histerético de uma secção de betão armado, quando submetida a carregamentos repetidos e alternados.

O comportamento histerético da armadura (aço) e do betão, em especial do betão confinado no núcleo, tem um efeito importante na resposta cíclica de um elemento de betão armado. A modelação do comportamento cíclico destes materiais é decisiva na obtenção de uma resposta adequada de um elemento de betão armado.

As armaduras existentes em elementos de betão armado, quando sujeitas a carregamentos cíclicos simétricos, estão longe de ficar submetidas a um diagrama simétrico no seu histórico de tensões-extensões. Este facto explica-se pela degradação do betão, uma vez que antes desta, as forças de compressão são suportadas principalmente pelo betão e as forças de tração pelas armaduras longitudinais, originando fundamentalmente deformações positivas nos varões. Após a ocorrência da fendilhação ou mesmo rotura do

betão, a aderência entre o betão e as armaduras fica comprometida, provocando ainda menores valores de deformações de compressão nos varões longitudinais. Esta situação apenas se altera depois de ocorrer o esmagamento do betão de recobrimento das armaduras e a conseqüente diminuição da capacidade resistente do betão confinado. Após esta fase, os varões longitudinais que se encontram comprimidos têm tendência a encurvar devido à ausência de confinamento conferido pelo betão de recobrimento, e ao facto de geralmente exibirem deformações plásticas positivas, ocorridas no semiciclo de tração anterior.

Segundo Wei (2006), um modelo preciso da relação tensão-extensão para o aço, sujeito a cargas cíclicas deve simular as seguintes características:

- i) curva monotónica caracterizada por um troço elástico e um patamar de cedência onde se verifica um troço com endurecimento;
- ii) efeito de Bauschinger;
- iii) redução do módulo de elasticidade na zona não elástica (degradação da rigidez);
- iv) endurecimento cíclico isotrópico que consiste no aumento do valor da tensão máxima em ciclos posteriores a excursões plásticas.

Na Figura 38 podem identificar-se as principais características do comportamento histerético do aço. O efeito de Bauschinger ocorre após a armadura tracionada ter atingido o troço de endurecimento e imediatamente depois de se dar uma alternância na carga, verificando-se um comportamento não linear da armadura para valores de tensão bastante inferiores ao valor inicial de cedência. Este efeito é caracterizado pelo parâmetro R , que representa o desenvolvimento da curva de transição entre o troço elástico e o troço de endurecimento após o primeiro ciclo, sendo definido pela equação (5.11):

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (5.11)$$

onde,

ξ – é o valor absoluto da deformação plástica da incursão anterior;

R_0 – é o valor do parâmetro R durante o primeiro carregamento;

Os parâmetros a_1 , a_2 e R_0 traduzem propriedades características dos materiais e deverão ser calibradas experimentalmente. No entanto Menegotto e Pinto (1973), sugerem os seguintes valores: $a_1 = 18.5$, $a_2 = 0.15$ e $R_0 = 20.0$.

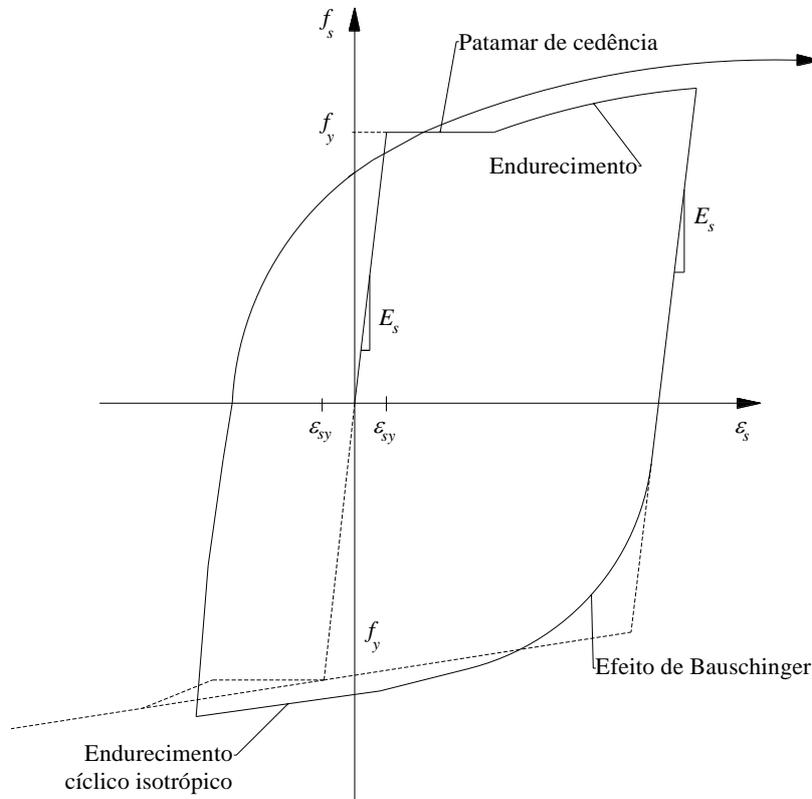


Figura 38 – Características principais do comportamento histerético do aço.
(adaptado de Mimoso, 2008)

As ações cíclicas e alternadas, alteram as características de resistência e rigidez de um varão de aço devido às inversões de sentido no carregamento. Para traduzir este comportamento do aço, foi utilizado o modelo de Giuffrè, Menegotto e Pinto, originalmente elaborado por Giuffrè e Pinto (1970) e posteriormente aplicado por Menegotto e Pinto (1973). Este modelo, ilustrado na Figura 39, representa o comportamento cíclico do aço através de troços curvos que se desenvolvem assintoticamente a duas retas paralelas com inclinação E_s , definidas com base no troço elástico do diagrama monotônico, e as outras duas retas paralelas com inclinação E_{sl} , correspondente à rigidez do troço de endurecimento.

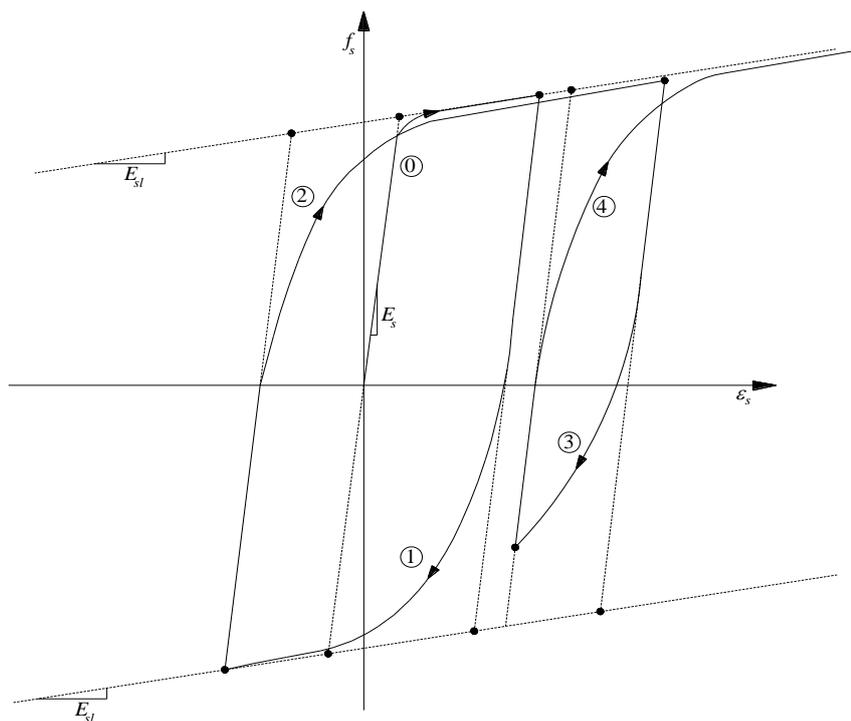


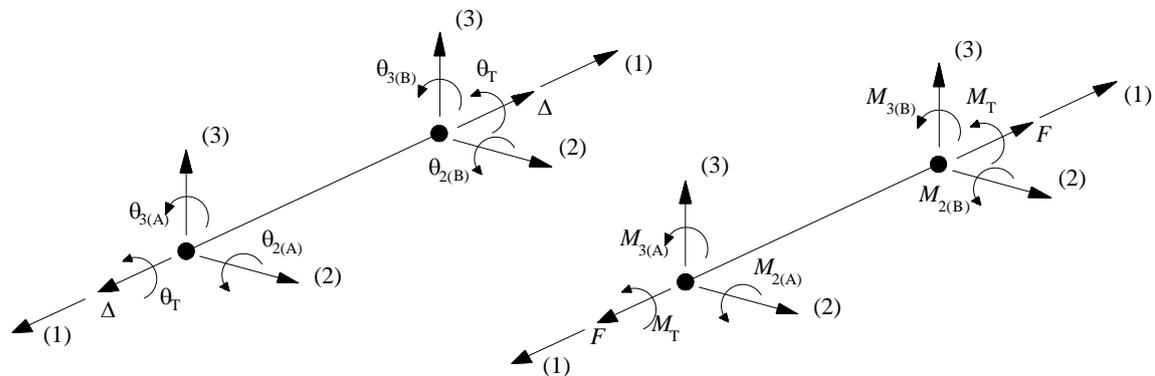
Figura 39 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico.
(adaptado de Rodrigues, 2005)

5.3. O programa *SeismoStruct*

O *SeismoStruct* é um programa de análise estrutural não linear baseado no modelo de fibras através de uma discretização com elementos finitos de barra. Este programa incorpora vários modelos constitutivos dos materiais, nomeadamente aço e betão, capazes de simular o comportamento de estruturas sujeitas a carregamentos estáticos ou dinâmicos, como se enuncia em *SeismoStruct* (2003).

O programa tem em conta aspetos de não linearidade geométrica tanto local (efeito de viga-pilar), como global (grandes deslocamentos/efeitos das rotações). Segundo Izzudin (2001), a modelação global é efetuada através do uso de uma formulação co-rotacional, enquanto os deslocamentos do elemento local e os resultados das forças internas são definidos com recurso ao deslocamento (movimento) local do sistema da corda. Neste sistema local são empregues elementos de seis graus de liberdade básica ($\theta_{2(A)}$, $\theta_{3(A)}$, $\theta_{2(B)}$, $\theta_{3(B)}$, Δ , θ_T), tal como ilustrado na Figura 40. Izzudin (1991) refere que a transformação exata do elemento das forças internas ($M_{2(A)}$, $M_{3(A)}$, $M_{2(B)}$, $M_{3(B)}$, F , M_T) e a matriz de

rigidez utilizadas pelo programa são obtidas no sistema local de corda e em sistema de coordenadas global para grandes deslocamento/rotações.



$\theta_{2(A)}$ – rotação em torno do eixo 2 em A;
 $\theta_{3(A)}$ – rotação em torno do eixo 3 em A;
 $\theta_{2(B)}$ – rotação em torno do eixo 2 em B;
 $\theta_{3(B)}$ – rotação em torno do eixo 3 em B;
 Δ – deslocamento;
 θ_T – rotação devida à torção.

$M_{2(A)}$ – momento fletor em torno do eixo 2 em A;
 $M_{3(A)}$ – momento fletor em torno do eixo 3 em A;
 $M_{2(B)}$ – momento fletor em torno do eixo 2 em B;
 $M_{3(B)}$ – momento fletor em torno do eixo 3 em B;
 F – força;
 M_T – momento torsor.

Figura 40 – Sistema local de referência de coordenadas.
 (adaptado de *SeismoStruct*, 2003)

A interação entre a força axial e a deformação transversal do elemento (efeito viga-pilar) é implicitamente incorporado na formulação de elemento cúbico sugerido por Izzuddin (1991). Neste elemento os estados de deformação são completamente definidos pela extensão axial generalizada e pela curvatura do elemento ao longo do eixo de referência. Refira-se que as extensões de corte ao longo da secção transversal não são modeladas. Deste modo o estado de deformação da secção é completamente representado apenas pela curvatura e extensões do centróide. Também as extensões de empenamento e os seus efeitos (distorção da secção transversal) não são consideradas.

O estado de tensão-deformação do elemento não elástico da viga-pilar, é obtido através da integração da resposta das fibras individuais não linear da tensão-extensão uniaxial em que se subdividiu a secção. A discretização de uma secção de betão armado é ilustrada na Figura 41. Define-se um número suficiente de fibras (para uma análise espacial é recomendado cerca de 200) e então a distribuição da não linearidade do material ao longo da área da secção é cuidadosamente modelada, mesmo em regimes altamente não elásticos.

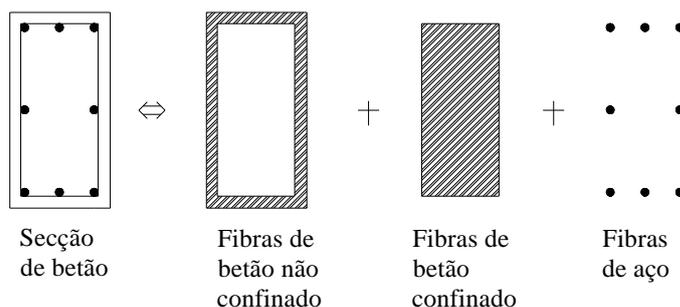


Figura 41 – Discretização de uma secção de betão em fibras.
 (adaptado de *SeismoStruct*, 2003)

O desenvolvimento da não linearidade ao longo do comprimento do elemento surge como resultado da formulação cúbica não elástica sugerida por Izzuddin (1991), em que os elementos de viga-pilar dentro do programa *SeismoStruct* são baseados. Para a integração numérica que condiciona as equações de formulação cúbica são usados elementos de integração com dois pontos de Gauss, tal como ilustrado na Figura 42.

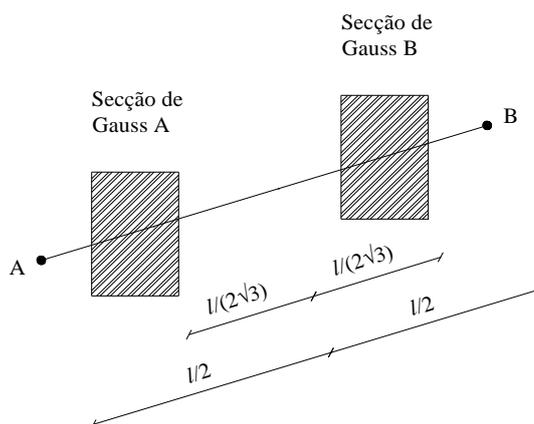


Figura 42 – Localização dos pontos de integração de Gauss num elemento.
 (adaptado de *SeismoStruct*, 2003)

Se for usado um número suficiente de elementos (5 a 6 por elemento estrutural), então os comprimentos das rótulas plásticas dos elementos estruturais sujeitos a elevados níveis de não elasticidade material, podem ser cuidadosamente estimados. É evidente que se as rótulas plásticas são cuidadosamente modeladas, mais elementos deverão ser definidos onde se preveem a formação de rótulas. A divisão de um membro em elementos mais curtos, toma o uso de formulação cúbica para modelar a resposta não linear mais rigorosa.

Deve-se referir que a variação do esforço axial pode ser tida em conta neste programa, já que se baseia num modelo de fibras.

Existem sete modelos materiais de aço e betão disponíveis na biblioteca do programa, de modo a possibilitar ao utilizador, definir o comportamento do material adequado ao grau de precisão requerido. Note-se que para modelos mais complexos é necessária a introdução de mais parâmetros. Os modelos de aço incluem o modelo de Menegotto-Pinto (1973) que utiliza o módulo de dano para representar mais precisamente a rigidez de descarga sob carregamentos reversíveis.

5.3.1. Parâmetros de modelação adotados

Para a modelação dos elementos estruturais dos provetes foi usada a constante de confinamento do modelo de Mander *et al.* (1988). Este programa requer a introdução da resistência à compressão do betão (f_c), da resistência à tração (f_t), da extensão para tensão de pico e um fator de confinamento. O fator de confinamento é definido como a razão entre a tensão do betão confinado e não confinado, e este é usado para escalar a relação tensão-extensão ao longo de toda a extensão. Este modelo material foi usado para o betão confinado e não confinado, com o fator de confinamento para o betão não confinado considerado como 1.0.

Para o aço, foi utilizado o modelo de Menegotto e Pinto que é um modelo uniaxial, baseado numa formulação simples, ainda assim eficiente. É capaz de descrever a encurvadura pós-elástica da armadura em compressão, inicialmente proposta pelos autores em 1973 e mais tarde melhorada por Filippou *et al.* (1983), que introduziu novas regras de endurecimento isotrópico. Este modelo utiliza um módulo de dano para representar mais corretamente a rigidez de descarga, modificado e melhorado por Fragiadakis *et al.* (2008) para conseguir uma melhor estabilidade e precisão nas calibrações numéricas. A sua aplicação é especificamente vocacionada para modelar estruturas de betão armado, particularmente aquelas sujeitas a histórias de carregamento complexo, onde possam ocorrer cargas reversíveis significantes.

Devem ser definidos seis parâmetros de calibração do modelo, por forma a descrever completamente as características mecânicas do material:

- i) Módulo de Elasticidade, E_s ;
- ii) Tensão de cedência, f_{yd} ;
- iii) Parâmetro de endurecimento, μ ;

É a relação entre o módulo de elasticidade pós-cedência (E_{sp}) e o módulo de elasticidade elástico inicial (E_s) do material. O módulo de elasticidade pós-cedência é definido pela expressão (5.12):

$$E_{sp} = \frac{f_{ult} - f_{yd}}{\varepsilon_{ult} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad (5.12)$$

onde,

f_{ult} – tensão última da capacidade do material;

ε_{ult} – extensão última da capacidade do material.

- iv) Parâmetro de forma da curva de transição inicial, R_o ;

Este é o valor inicial do parâmetro R (primeiro ciclo de carregamento), que controla a forma de transição da curva entre a rigidez inicial e a pós-cedência, necessário para representar corretamente o efeito de Bauschinger e *pinching* das curvas histeréticas. O valor por defeito é 20.

- v) Coeficientes de calibração da forma da curva de transição, a_1 e a_2 ;

Estes são os dois primeiros parâmetros para calibrar as mudanças que devem ser aplicadas ao parâmetro R_o , por forma a obter R_n da curva de transição atualizada. Enquanto a_1 é normalmente adotado como invariável e de valor igual a 18.5, a_2 varia entre 0.05 e 0.15. Os valores por defeito dos coeficientes a_1 e a_2 são 18.5 e 0.15, respetivamente.

- vi) Coeficientes de calibração do endurecimento isotrópico, a_3 e a_4 .

Estes são dois coeficientes usados para definir o grau para o qual o endurecimento isotrópico é introduzido nas características mecânicas do material na resposta cíclica de

tensão-extensão. No caso de a_3 , admitem-se variações entre 0.01 e 0.025, enquanto para o coeficiente a_4 , valores a oscilar entre 2 e 7.

Este programa não modela deformações de corte, no entanto, estas devem ser consideradas para previsões mais rigorosas.

Para além da introdução dos parâmetros mecânicos dos materiais, e a modelação do comportamento hysterético do elemento estrutural, é necessário a introdução dos valores para os quais ocorrem os danos nos provetes, nomeadamente, fissuração do betão não confinado (betão de recobrimento), através da extensão do betão, ε_c , destacamento do betão não confinado, através da extensão para a tensão de pico do betão, ε_{cc} , e a cedência das armaduras longitudinais pela extensão de cedência do aço, ε_y .

5.4. Modelação numérica dos provetes IPA-2 e ID

A modelação dos espécimes em estudo tem o intuito de simular numericamente, os resultados obtidos nos ensaios cíclicos experimentais. Inicialmente, por forma a ser possível obter um melhor comportamento da modelação numérica, e por conseguinte melhores resultados, através de uma análise *pushover*, tentou-se aproximar a envolvente numérica com a envolvente obtida no ensaio experimental. Posteriormente e como o comportamento hysterético dos nós, é mais relevante, pois simula melhor a ação sísmica, tentou-se aproximar o ensaio cíclico numérico com o ensaio cíclico experimental.

5.4.1. Conceção do modelo no programa

A representação dos provetes ID e IPA no *SeismoStruct*, consistiu num modelo com as mesmas dimensões dos provetes reais, exceção feita ao pilar inferior, onde o comprimento utilizado foi de 1.5 m, sendo originalmente de 0.98 m. Este facto é uma consequência do ensaio experimental, devido ao apoio utilizado nesse pilar. Tal como no ensaio experimental, foram adicionados apoios simples a restringir os deslocamentos verticais nas vigas e um apoio duplo a restringir os deslocamentos verticais e horizontais

no pilar inferior. O modelo foi concebido para que não houvesse deslocamentos no plano perpendicular ao do referido modelo. Foi ainda aplicada um esforço axial constante no topo do pilar superior equivalente ao que se verificou no ensaio experimental de 460 kN. No que diz respeito às análises realizadas, o ponto de aplicação das forças/deslocamentos foi igualmente no topo do pilar superior, sendo que para análise *pushover* foi adotado um aumento constante de força a variar dos 0 aos 120 kN. Para a análise cíclica foi utilizada a mesma lei de deslocamentos adotada nos ensaios experimentais, que se apresenta na Figura 43.

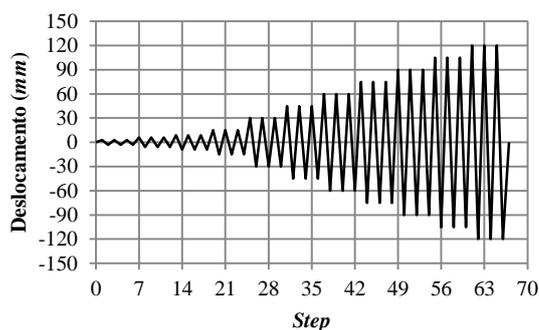


Figura 43 – Lei dos deslocamentos considerada na análise cíclica.

A conceção dos elementos estruturais, como já foi referido, tem por base os modelos de Mander *et al.* (1988) para o betão e o modelo de Menegotto e Pinto (1973) para o aço, com as características das secções transversais dos provetes originais. O interior do nó é por norma uma área bastante rígida, pelo que na modelação dos provetes no *SeismoStruct*, considerou-se essa zona como um material elástico, com um módulo de elasticidade de 25 GPa. A Figura 44 ilustra o modelo utilizado na modelação dos provetes IPA-2 e ID no *SeismoStruct*.

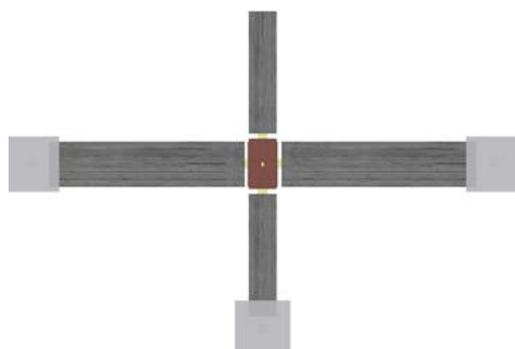


Figura 44 – Modelo utilizado na modelação dos provetes IPA-2 e ID no *SeismoStruct*.

5.4.2. Critérios estabelecidos para avaliação dos resultados numéricos

Para facilidade de apreciação dos resultados obtidos, foram utilizados critérios, baseados em parâmetros que permitem a comparação objetiva entre as respostas obtidas numericamente e os resultados dos ensaios experimentais realizados por Garcia (2011). Estes critérios assentam essencialmente na comparação de *drift*, energia dissipada, rigidez inicial, ductilidade, força máxima e índices de dano dos elementos estruturais que compõem os provetes.

5.4.2.1. Índices de dano

Os índices de dano são parâmetros usados para caracterizar o estado de dano de uma estrutura ou de um elemento estrutural sujeito a uma determinado historial de carregamento. Os cálculos destes parâmetros foram baseados na extensão de cedência do aço, ε_y , calculado através da expressão (5.13), na extensão do betão, ε_c que pode ser obtido através das equações (5.6) e (5.8) e ainda na extensão para a tensão de pico do betão, ε_{cc} , que é um parâmetro que faz parte das propriedades mecânicas do betão no *SeismoStruct*, calculado através da equação (5.4).

$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_y} \quad (5.13)$$

5.4.2.2. Energia dissipada

A energia dissipada determinada nesta dissertação, não contempla a energia potencial elástica, apenas tem em consideração a energia dissipada internamente pelos elementos. O cálculo corresponde à integração da relação força-*drift*, para o efeito, aplica-se a regra dos trapézios para estimar a soma acumulativa da área abaixo da curva para cada *step* do carregamento cíclico. A energia dissipada é então obtida pela equação (5.14).

$$E_i = E_{(i-1)} + \frac{(f_{(i-1)} + f_i) \times (d_i - d_{(i-1)})}{2} \quad (5.14)$$

onde,

E – energia dissipada num determinado momento ($kN.m$);

f – força aplicada (kN);

d – deslocamento (m).

5.4.2.3. Drift

O *drift* (Δ), é a razão entre o deslocamento, δ verificado no ponto de aplicação da carga lateral e a distância H , compreendida entre a base do pilar inferior e o ponto de aplicação da carga lateral no topo do pilar superior. Pode ser obtido através da expressão (5.15).

$$\Delta = \frac{\delta}{H} \times 100 (\%) \quad (5.15)$$

5.4.2.4. Ductilidade

Rocha (2011), define ductilidade como sendo um fator que está associado à capacidade de deformação de uma estrutura para além do limite das deformações no domínio elástico dos materiais, mantendo no entanto a sua capacidade resistente. Desta forma este fator é fundamental no projeto sísmico de estruturas, permitindo estabelecer critérios de controlo de deformações.

A ductilidade de uma estrutura pode ser caracterizada em termos de deslocamentos, curvaturas ou rotações. No presente trabalho, o respetivo parâmetro foi calculado em termos de deslocamentos, no entanto é relevante salientar que a fórmula de cálculo dos restantes termos é similar. A ductilidade traduzida em termos de deslocamentos, μ_d , dada pela equação (5.16), é definida pela razão entre o deslocamento último, δ_{ult} , e o deslocamento de cedência, δ_y , refletindo estes o comportamento global do elemento estrutural.

$$\mu_d = \frac{\delta_{ult}}{\delta_y} \quad (5.16)$$

5.4.2.5. Critério de rotura

Rodrigues (2005), refere que a definição do estado limite último é de certa forma subjetiva. Por vezes é tomada como correspondendo ao evento físico crítico, tal como a fratura da armadura de confinamento numa potencial zona de rotura plástica, que resulta numa queda drástica na resistência e óbvia deterioração física. Outra definição comum é o estado existente quando a resistência lateral decresce uma quantidade específica (20% é o valor mais usual) da máxima resistência lateral alcançada, como referiram Priestley *et al.* (1996). Mesmo que a definição não corresponda verdadeiramente a uma última condição, desde que pelo menos uma resistência residual seja mantida para acréscimos adicionais de deslocamentos.

O Eurocódigo 8 (CEN, 2003) define o valor de cálculo da ductilidade da estrutura a partir do deslocamento último correspondente ao estado limite último. Este deslocamento é definido como sendo o máximo deslocamento que pode ser suportado pela estrutura sem que se verifique, ao fim de 5 ciclos completos, um abaixamento na resistência superior a 20%, e sem que se inicie a rotura do betão na zona confinada e a encurvadura da armadura longitudinal. Assim, neste estudo, considera-se que um elemento estrutural atingiu a rotura quando a capacidade máxima decresce 20%. Na Figura 45, está representado o critério de rotura segundo o Eurocódigo 8 (CEN, 2003).

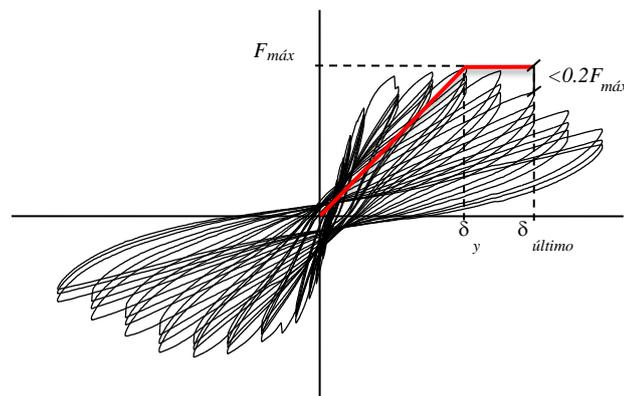


Figura 45 – Critério de rotura segundo o Eurocódigo 8 (definição de deslocamento último).
(representação de acordo com CEN, 2003)

5.4.3. Provete IPA-2

5.4.3.1. Propriedades mecânicas dos materiais

Nas Tabela 4 e 5, identificam-se respetivamente os valores utilizados na configuração das propriedades mecânicas do aço, e os valores considerados na configuração das propriedades mecânicas do betão, no *SeismoStruct* para o provete IPA-2. De salientar o facto de que os coeficientes a_1 e a_2 , para calibração da forma das curvas de transição, o coeficiente a_3 para calibração do endurecimento isotrópico, bem como o coeficiente de endurecimento não se encontram dentro dos valores padrão definidos para este tipo modelo do aço.

Tabela 4 – Propriedades mecânicas do aço adotadas no programa *SeismoStruct* para o provete IPA-2.

Propriedades mecânicas do aço		
Módulo de elasticidade (E_y)		175 GPa
Tensão de cedência (f_{yd})		405 MPa
Peso específico (γ)		78 kN/m ³
Extensão de rotura		0.24
Endurecimento		0.001
Parâmetro para definição da forma da curva de transição inicial	(-)	19.175
Coefficientes para calibração da forma das curvas de transição	a_1	19.05
	a_2	0.2625
Coefficientes para calibração do endurecimento isotrópico	a_3	0.1175
	a_4	6.15

Tabela 5 – Propriedades mecânicas do betão adotadas no programa *SeismoStruct*, para o provete IPA-2.

Propriedades mecânicas do betão	
Resistência à compressão (f_{cd})	29.5 MPa
Resistência à tração (f_{ctd})	0 MPa
Peso específico (γ)	24 kN/m ³
Extensão para tensão de pico	3.5 ‰
Fator de confinamento	1.02

5.4.3.2. Curvas monotónicas

A Figura 46 apresenta a comparação das curvas monotónicas experimentais e numéricas relativas às secções transversais dos elementos estruturais que compõem o nó. Esta análise foi feita junto ao nó e é alusiva ao pilar superior e à viga da direita. Em ambas as situações é possível constatar que inicialmente, tanto experimental como numericamente os provetes se comportam de forma praticamente idêntica. O mesmo se verifica relativamente ao momento fletor máximo, similar nos dois ensaios. Em relação ao pilar, após a situação de estabilidade inicial, na modelação numérica a curvatura é mais acentuada, ao contrário do que se verifica no ensaio experimental, onde a curvatura tem um crescimento quase constante até atingir o momento resistente máximo. No entanto, de um modo geral, é possível afirmar que as curvas monotónicas do pilar são bastante similares.

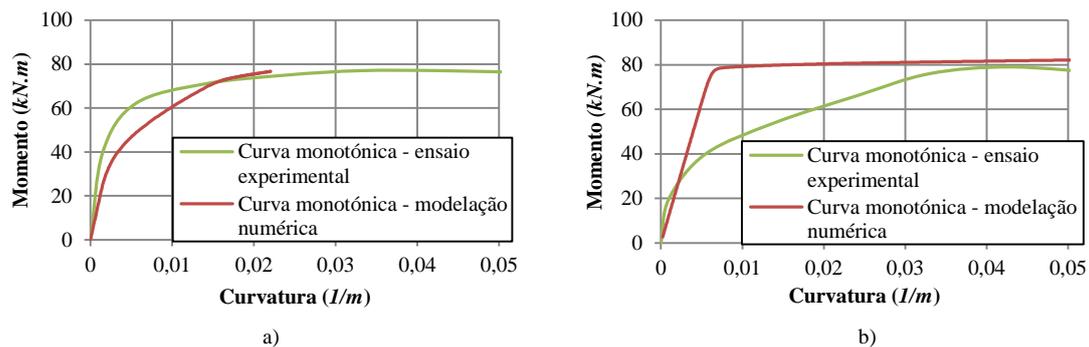


Figura 46 – Comparação das curvas monotónicas experimentais e numéricas das secções transversais dos elementos estruturais do provete IPA-2: a) pilar; b) viga.

Na viga, verifica-se o contrário, na modelação numérica o aumento de curvatura é constante até se atingir o momento resistente máximo, enquanto que no ensaio experimental após a situação de equivalência inicial, a curvatura aumenta com um menor declive até atingir o momento fletor máximo. A discrepância de valores nas curvas monotónicas da viga direita, está relacionada com a aplicação da pré-carga antes da execução do ensaio experimental, com a intenção de provocar esforços de flexão na interface viga-nó, como se registou no ponto (3.2.3). E ainda devido à rápida degradação do interior do nó, que provocou falhas na aderência dos varões e uma consequente redução da capacidade de resistência. Apesar dos baixos valores do momento fletor, como

junto ao nó, a secção transversal se encontrava mais desgastada, a curvatura acentua-se mais rapidamente.

5.4.3.3. Comportamento hysterético

As Figuras 47 e 48 apresentam a modelação numérica do provete no programa *SeismoStruct*, através da aproximação da análise *pushover* à envolvente do ensaio força-descolamento experimental e a aproximação numérica do comportamento hysterético do provete ao ensaio cíclico experimental do elemento estrutural, respetivamente.

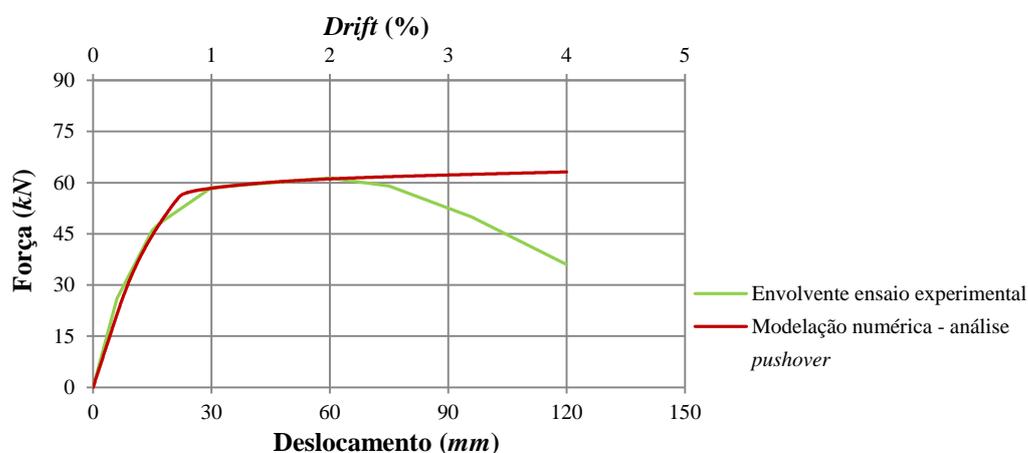


Figura 47 – Comparação envoltório do ensaio experimental e modelação numérica através da análise *pushover*, provete IPA-2.

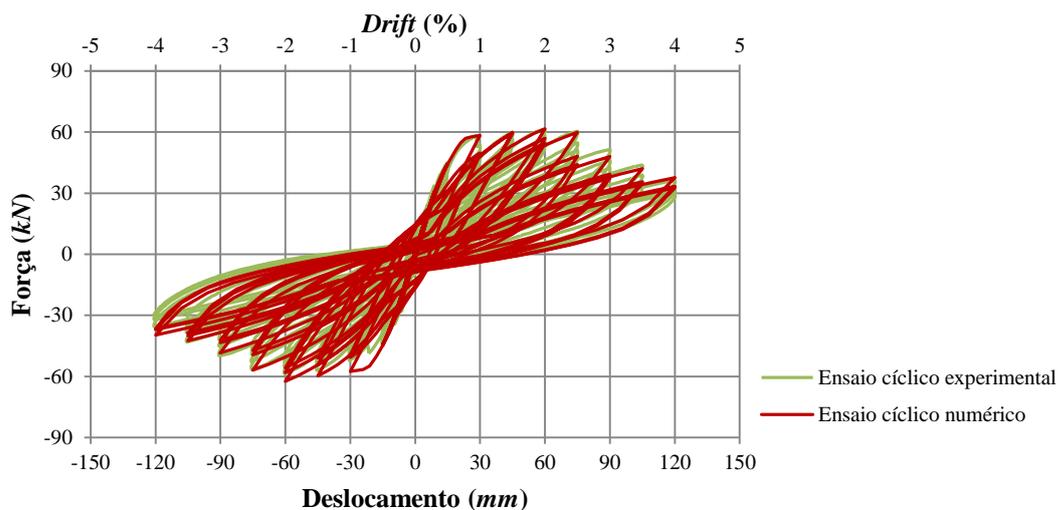


Figura 48 – Comparação ensaio cíclico experimental e modelação numérica do ensaio cíclico, provete IPA-2.

Deve-se realçar que seria possível aperfeiçoar a envolvente da modelação numérica através da análise *pushover*, nomeadamente em relação à rigidez inicial, aumentando o módulo de elasticidade do aço no programa. No entanto, a análise em termos de ensaio cíclico é mais relevante, e a alteração das propriedades do aço iria modificar a modelação numérica do comportamento hysterético do provete feita no *SeismoStruct*. Em termos gerais, tanto a envolvente de aproximação ao ensaio cíclico experimental, como a modelação do ensaio cíclico numérico, mostram-se bastante razoáveis em comparação com os dados experimentais do provete.

5.4.4. Provete ID

5.4.4.1. Propriedades mecânicas dos materiais

Nas Tabela 6 e 7, identificam-se respetivamente os valores utilizados na configuração das propriedades mecânicas do aço e os valores considerados na configuração das propriedades mecânicas do betão, no *SeismoStruct* para o provete ID. Tal como sucedeu com o provete IPA-2, os coeficientes a_1 e a_2 , para calibração da forma das curvas de transição, o coeficiente a_3 para calibração do endurecimento isotrópico, bem como o coeficiente de endurecimento não se encontram dentro dos valores padrão definidos para este tipo modelo de aço.

Tabela 6 – Propriedades do aço no programa *SeismoStruct*, provete ID.

Propriedades do aço		
Módulo de elasticidade (E)		175 GPa
Tensão de cedência (f_{yd})		427.5 MPa
Peso específico (γ)		78 kN/m ³
Extensão de rotura		0.3
Endurecimento		0.001
Parâmetro para definição da forma da curva de transição inicial	(-)	19.195
Coefficientes para calibração da forma das curvas de transição	a_1	19.065
	a_2	0.155
Coefficientes para calibração do endurecimento isotrópico	a_3	0.1825
	a_4	3

Tabela 7 – Propriedades mecânicas do betão adotadas no programa *SeismoStruct*, para o provete ID.

Propriedades mecânicas do betão	
Resistência à compressão (f_{cd})	23 MPa
Resistência à tração (f_{ctd})	0 MPa
Peso específico (γ)	24 kN/m ³
Extensão para tensão de pico	3.5 ‰
Fator de confinamento	1.02

5.4.4.2. Curvas monotónicas

A Figura 49 apresenta a comparação das curvas monotónicas experimentais e numéricas relativas às secções transversais dos elementos estruturais que compõem o nó. Esta análise foi feita junto ao nó e é alusiva ao pilar superior e à viga da direita. Tal como sucedeu com o provete IPA-2, Figura 46, em ambas as situações é possível constatar que inicialmente, tanto experimental como numericamente os provetes se comportam de forma praticamente idêntica. O mesmo se verifica relativamente ao momento fletor máximo, é similar nos dois ensaios. Tanto na viga, como no pilar, após a semelhança inicial, verifica-se no ensaio experimental, um aumento mais acentuado da curvatura até se atingir o momento fletor máximo. A disparidade de valores entre os ensaios pode estar relacionada com uma degradação mais acelerada da secção transversal dos elementos de betão armado junto do nó, que originou falhas na aderência da armadura longitudinal e por consequência, um menor declive nas curvas monotónicas dos ensaios experimentais. Na modelação numérica, é notória em ambos os provetes, a ligeira variação em relação à curvatura da secção transversal das vigas, provavelmente associada ao facto de se ter considerado o núcleo do nó rígido, impedindo a secção de sofrer grandes deformações.

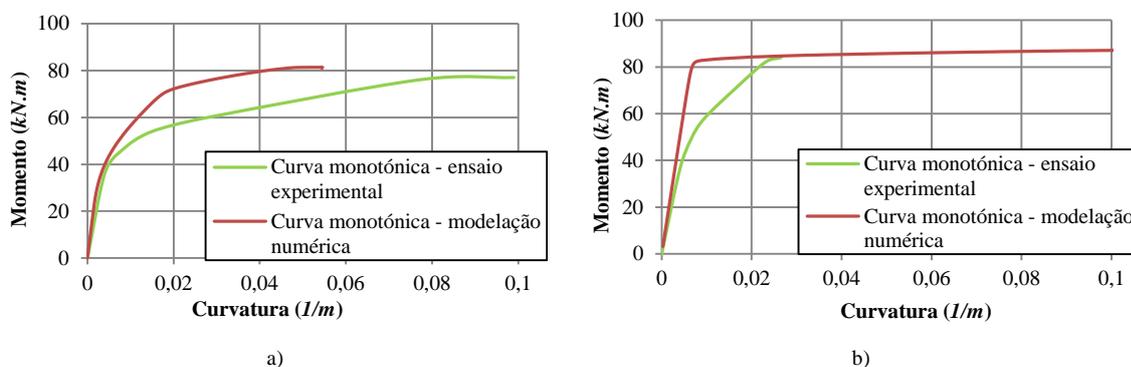


Figura 49 – Comparação das curvas monotónicas experimentais e numéricas das secções transversais dos elementos estruturais do provete IPA-2: a) pilar; b) viga.

5.4.4.3. Comportamento histerético

Relativamente ao ensaio experimental do provete ID, como referido no ponto (3.2.3), é de realçar alguns erros que ocorreram durante a execução do mesmo. Nomeadamente ao nível dos deslocamentos impostos na fase inicial do ensaio. Este lapso originou uma ligeira discrepância entre os valores da força máxima nos sentidos positivo e negativo do ensaio. Para a modelação do provete neste trabalho, foi considerado o valor médio dos dois resultados obtidos.

As Figuras 50 e 51 apresentam a modelação numérica do provete no programa *SeismoStruct*, através da aproximação da análise *pushover* à envolvente do ensaio força-descolamento experimental e a aproximação do comportamento histerético da modelação numérica ao ensaio experimental do elemento estrutural, respetivamente.

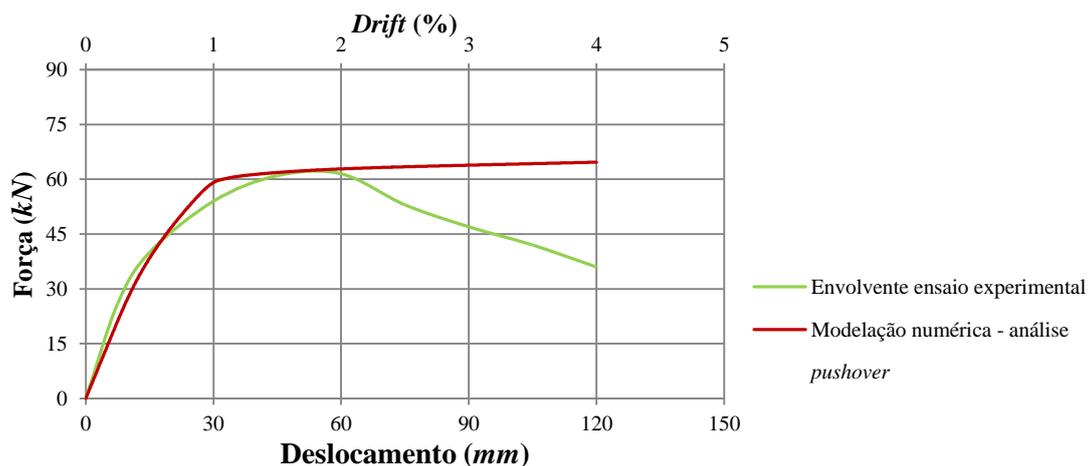


Figura 50 – Comparação envoltório do ensaio experimental e modelação numérica através da análise *pushover*, provete ID.

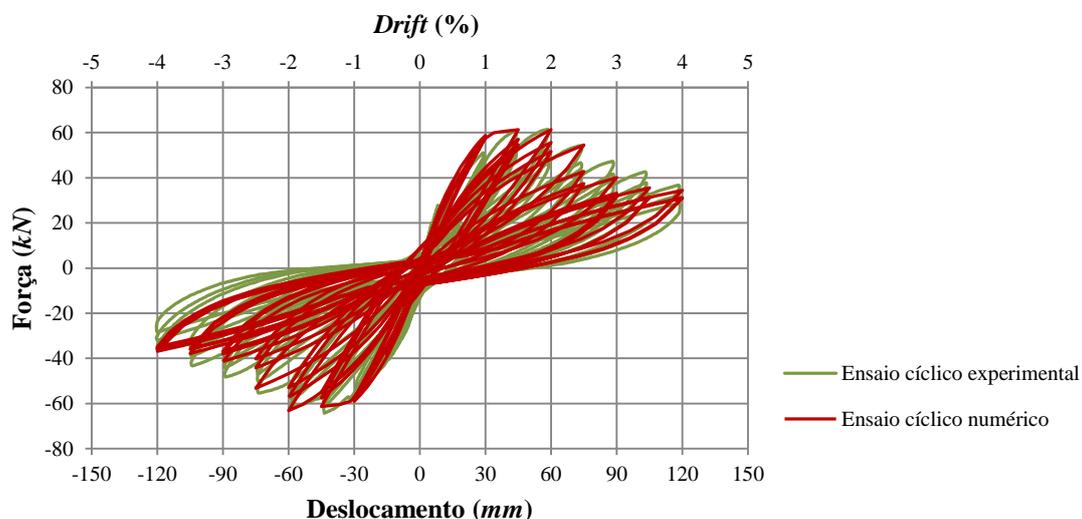


Figura 51 – Comparação ensaio experimental e modelação numérica do comportamento histerético do provete ID.

Tal como se verificou para o provete IPA-2, a força máxima é similar nos dois ensaios e a rigidez inicial da envolvente do ensaio experimental é ligeiramente maior do que a verificada na modelação numérica através da análise *pushover*. No entanto, em termos do comportamento histerético, os resultados obtidos numericamente são satisfatórios, e mostram uma semelhança bastante considerável com os valores obtidos no ensaio experimental.

Capítulo 6

Avaliação e análise da solução de reforço proposta para os casos de estudo: IPA-2 e ID

6.1. Considerações gerais

O presente Capítulo é dedicado à análise e discussão dos resultados da avaliação numérica efetuada à solução de reforço proposta para os provetes IPA-2 e ID.

Pretende-se com esta análise, avaliar a resposta cíclica dos provetes reforçados, por forma a ser possível indicar as dimensões ideais do elemento de reforço, para a verificação dos objetivos do presente trabalho.

Dado não existirem formulações concretas que possibilitem o dimensionamento da solução de reforço proposta para os provetes IPA-2 e ID, foi necessário recorrer a programas de cálculo automático de estruturas para aferir a dinâmica do elemento de reforço em questão, e analisar o seu comportamento em conjunto com o nó.

Inicialmente recorreu-se ao programa *SAP2000*, onde se tentou perceber a influência do reforço ao nível do *drift* e curvatura dos elementos estruturais, em regime elástico. Posteriormente e com base nos dados obtidos dessa análise, procedeu-se à modelação do nó, no programa *SeismoStruct*, por forma a ser possível compreender os efeitos da solução de reforço numa fase inelástica. Nesta etapa, a ideia seria avaliar o comportamento do elemento estrutural reforçado, com base nos dados do comportamento histerético adquiridos do programa, através dos valores de ductilidade, rigidez inicial,

força máximo, energia dissipada e danos nos elementos estruturais que compõe o nó interior.

De salientar o facto de que, apesar de o plano inicial incidir no reforço de dois provetes, utilizou-se como base para a modelação no programa *SAP2000*, o provete IPA-2 e as suas propriedades mecânicas.

A Figura 52 apresenta o elemento metálico proposto como solução de reforço para os provetes IPA-2 e ID. É também apresentada a denominação dos elementos que influenciaram a avaliação do conjunto.

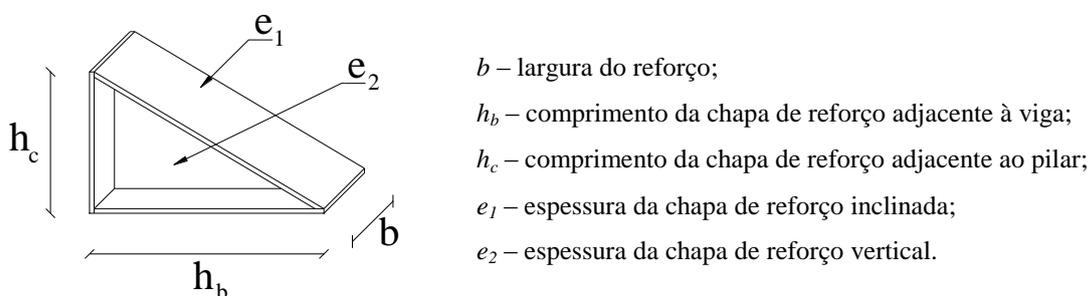


Figura 52 – Elemento metálico proposto para reforçar os provetes IPA-2 e ID.

6.2. SAP2000

6.2.1. Descrição do trabalho

A ideia de modelar numericamente, a solução de reforço no *SAP2000*, tem como objetivo avaliar qual dos componentes constituintes do elemento metálico proposto, tem maior influência no comportamento global do nó reforçado. Para tal, foram definidos dois parâmetros para avaliar essa condição: o *drift* (Δ), como sendo a razão entre o deslocamento (δ), no topo do pilar superior e a altura do nó, e a curvaturas das secções ($1/\rho$), dos elementos estruturais no final do elemento de reforço. Foram apenas consideradas as curvaturas das secções transversais do pilar superior e da viga direita, pois no programa os valores são simétricos entre os mesmos elementos estruturais. Na Figura 53 está representado o esquema utilizado para a modelação numérica no programa de cálculo *SAP2000*, e a localização dos parâmetros de avaliação, o *drift* (Δ), no topo do pilar superior e a curvatura das secções ($1/\rho$), dos elementos estruturais.

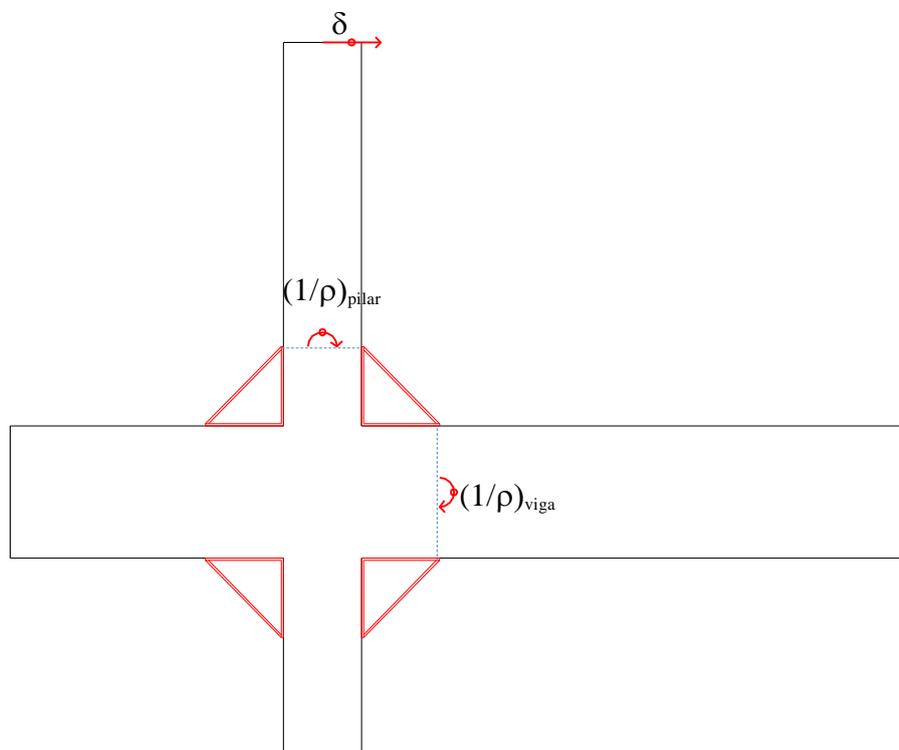


Figura 53 – Esquema representativo do nó reforçado, para modelação no programa *SAP2000* e localização dos parâmetros em avaliação.

A avaliação do *drift* (Δ) e da curvatura das secções ($1/\rho$), foi efetuada através da variação individual de cada um dos componentes apresentados na Figura 52.

Na Tabela 8 apresentam-se os valores com que se efetuou a avaliação da solução de reforço para o provete IPA-2, no programa de cálculo automático *SAP2000*.

Tabela 8 – Dados para modelação do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço no programa *SAP2000*.

	Mínimo (m)	Referência (m)	Máximo (m)	Varição (m)
h_c	0.15	0.30	0.50	0.05
h_b	0.25	0.50	0.75	0.05
b	0.20	0.25	0.30	0.05
e_1	0.00	0.01	0.02	0.002
e_2	0.00	0.01	0.02	0.002

Os valores de referência dos parâmetros h_c e h_b , têm por base as alturas dos elementos estruturais, 0.30 e 0.50 m, para pilares e vigas, respetivamente. No que diz respeito aos restantes parâmetros b , e_1 e e_2 , foram considerados valores adequados ao problema. Para as chapas adjacentes aos elementos estruturais considerou-se uma espessura constante igual a 1 cm.

6.2.2. Conceção do modelo no programa

A conceção do modelo representativo do provete IPA-2, no programa de cálculo *SAP2000*, consistiu num modelo de casca tridimensional com as mesmas dimensões do provete e com as mesmas propriedades mecânicas dos materiais que o constituem. Foram restringidos os deslocamentos verticais nas extremidades das vigas, bem como os deslocamentos verticais e horizontais no pilar inferior. Foi aplicado um esforço axial similar ao realizado no ensaio experimental de 460 kN, e uma força horizontal de 100 kN no topo do pilar superior. Deve-se aqui realçar o facto de se ter restringido no modelo os deslocamentos no plano perpendicular ao projetado.

Posteriormente foi incluída a solução de reforço, também como um modelo de casca, como já se referiu anteriormente, foi adotado um aço S275, pelo que as propriedades

mecânicas utilizadas do reforço no programa foram as propriedades características desse material.

6.2.3. Análise de resultados

As Figuras 54 a 56, ilustram a influência da variação das dimensões das diferentes chapas constituintes da solução de reforço, nos diferentes parâmetros de avaliação. Estas resultaram da comparação das variações das dimensões das chapas com a solução de referência, ou seja, a razão entre a dimensão da chapa a avaliar, d_i e a dimensão da chapa com o valor de referência, d_{ref} .

Em termos de curvatura, foram apenas analisados um pilar e uma viga, nomeadamente o pilar superior e a viga direita, dado no programa de cálculo os valores serem simétricos em relação ao mesmo tipo de elementos estruturais.

A Figura 54 mostra a variação do *drift* (Δ), devido à alteração das dimensões dos diversos componentes do elemento metálico proposto para reforçar os nós. Nas Figuras 55 e 56, são apresentadas as variações da curvatura das secções ($1/\rho$), do pilar superior e viga direita no final do reforço, respetivamente, devido à variação das dimensões dos diversos componentes que constituem a solução de reforço.

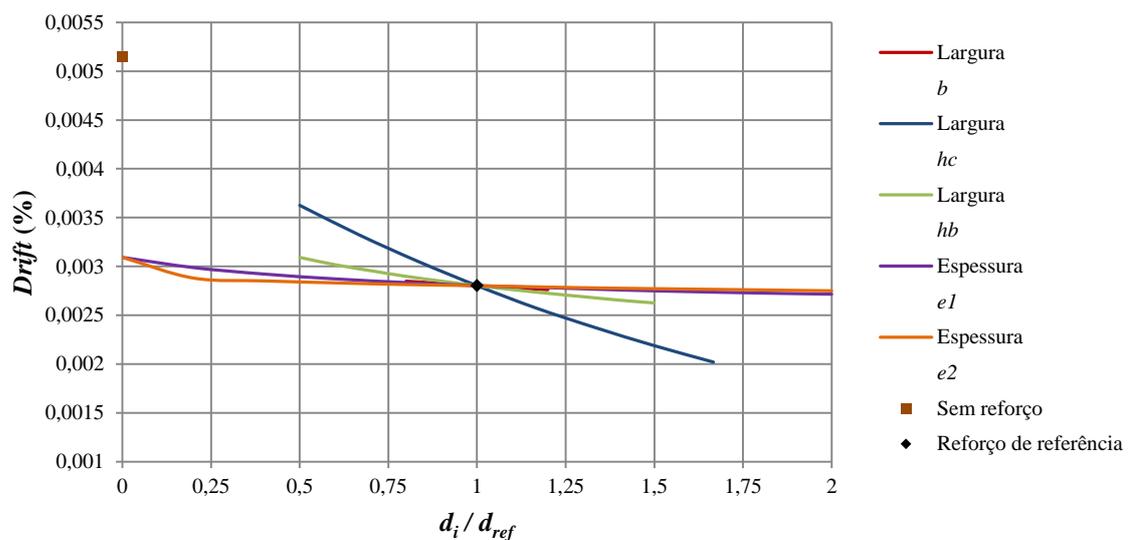


Figura 54 – Representação da variação do *drift* no topo do pilar superior, com variação dos diversos elementos da solução de reforço.

Em relação ao *drift* no topo do pilar superior, é possível constatar que com a variação da espessura das chapas e_1 e e_2 , bem como da largura da chapa b , não existe praticamente nenhuma alteração em relação ao valor de referência, ao contrário do que se verifica com a variação do comprimento das chapas h_b e h_c , onde a discrepância de valores já é mais acentuada. No entanto é notório que o comprimento da chapa da solução de reforço adjacente ao pilar é a que mais influência o *drift* no topo do pilar superior.

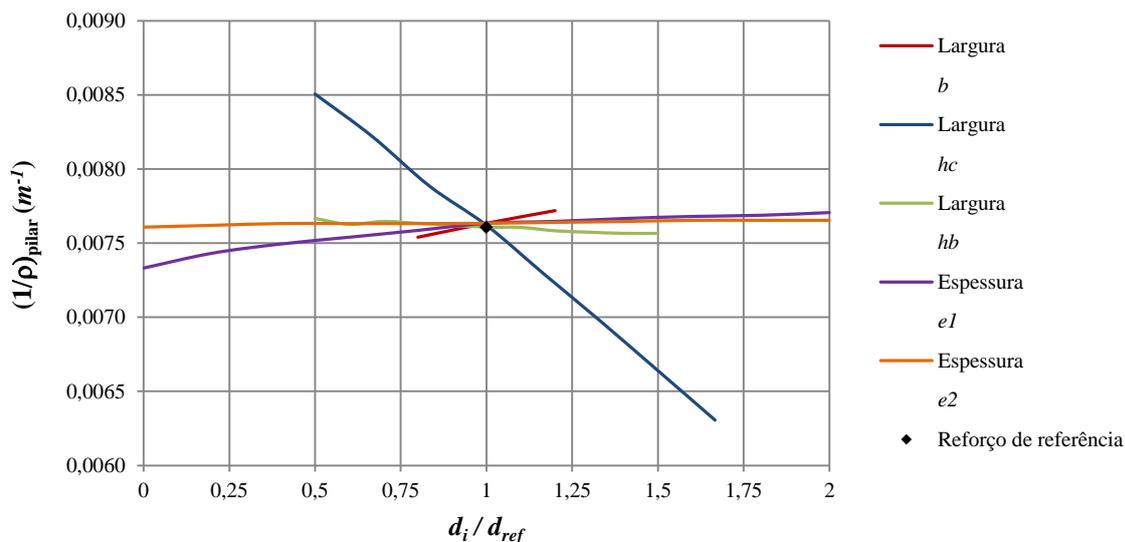


Figura 55 – Representação da variação da curvatura do pilar superior no ponto onde finda o elemento metálico, com variação dos diversos elementos da solução de reforço.

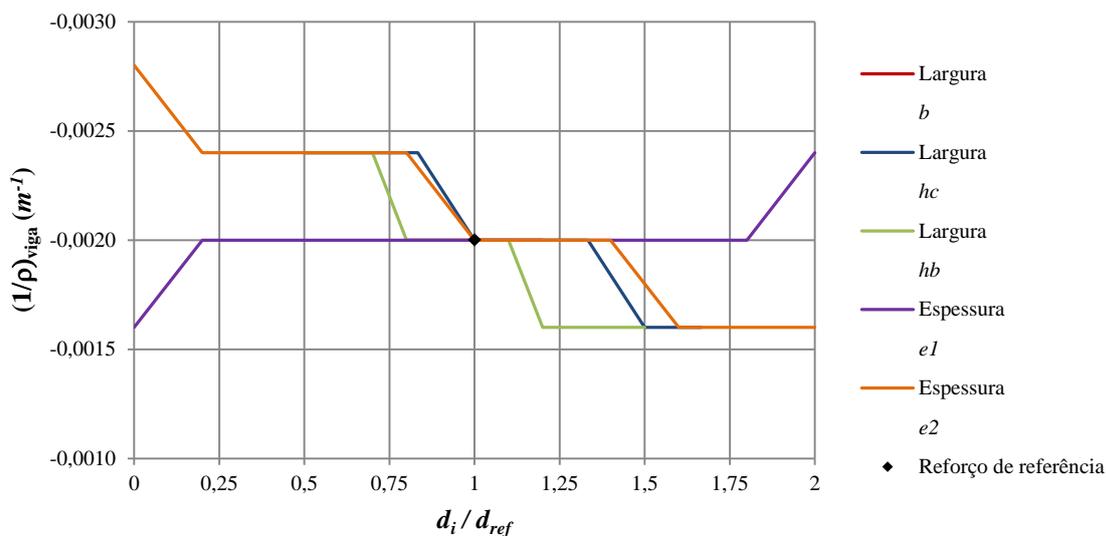


Figura 56 – Representação da variação da curvatura na viga situada à direita no ponto onde finda o elemento metálico, com variação dos diversos elementos da solução de reforço.

A análise da curvatura da secção do pilar no final do elemento de reforço, tal como aconteceu em relação ao *drift* no topo do pilar superior, mostra que o componente da solução de reforço mais influente é a chapa adjacente ao pilar. O estudo revela que tanto a variação da espessura das chapas e_1 e e_2 , da largura da chapa b , como do comprimento da chapa h_b , não demonstram alterações significativas no comportamento do nó quando comparados com o valor de referência.

No que diz respeito à análise da curvatura da secção da viga no final do elemento de reforço, é perceptível que variações nas dimensões das chapas, independentemente do componente a analisar, é muito baixa, comparando com os valores apresentados na Figura 55, relativos à curvatura da secção no pilar. A variação das dimensões dos componentes do elemento metálico de reforço, tem pouca influência na curvatura da viga, mantendo-se praticamente inalterada.

6.2.4. Considerações finais

Da análise efetuada no programa *SAP2000*, foi possível verificar que a componente do elemento metálico de reforço, com maior influência no comportamento do nó, é a chapa adjacente ao pilar. Com a variação do comprimento da chapa h_c , são evidenciadas reduções significativas em termos do *drift* (Δ), no topo do pilar superior, e na curvatura da secção ($1/\rho$), do mesmo pilar no final do elemento de reforço. Apesar de não produzir resultados significativos, com a variação do comprimento da chapa adjacente à viga h_b , foram registadas ligeiras melhorias em termos de *drift* (Δ), no topo do pilar superior. Relativamente às componentes e_1 , e_2 e b , ficou demonstrado que a variação das suas dimensões tem pouca relevância no comportamento dos parâmetros em estudo. É ainda importante realçar que, variações na dimensão de qualquer um dos componentes, não demonstra alterações significativas na curvatura da secção da viga no final do elemento de reforço.

6.3. *SeismoStruct*

6.3.1. Descrição do trabalho efetuado

Após a análise dos diferentes componentes da solução de reforço no *SAP2000*, foi efetuada a avaliação do elemento de reforço no programa de cálculo *SeismoStruct*. A este ponto o objetivo era obter informação acerca do nível de *drift* para o qual ocorriam danos nos elementos estruturais, como fissuração do betão, cedência das armaduras e rotura dos elementos, e ainda informação do comportamento histerético do provete reforçado.

A modelação no *SAP2000*, permitia que se representassem as diferentes chapas que constituem a solução de reforço, o que não acontece com o *SeismoStruct*. Neste programa, para representação do elemento de reforço foram utilizadas bielas, que exibiam uma rigidez axial equivalente à do elemento. Para tal foi necessário efetuar uma verificação no *SAP2000*, onde se tentou identificar para cada hipótese de reforço, que área das bielas equivalentes proporcionaria a mesma rigidez do conjunto.

Para a conceção dos elementos de reforço no programa *SeismoStruct*, as bielas equivalentes, tal como sucedeu para o interior do nó, também foi considerado um material elástico, mas com um módulo de elasticidade de 200 *GPa*.

Para facilitar a aplicação da solução de reforço no programa, os elementos estruturais foram divididos em dois subelementos, cujas dimensões variam consoante os pontos de aplicação das bielas equivalentes para o reforço, ou seja, passou a existir um elemento mais curto entre o nó e o ponto de aplicação da biela de reforço. Na Figura 57 é apresentado o modelo utilizado no programa para o nó reforçado, onde é perceptível a divisão dos elementos estruturais, e os pontos de aplicação das bielas equivalentes para o reforço.

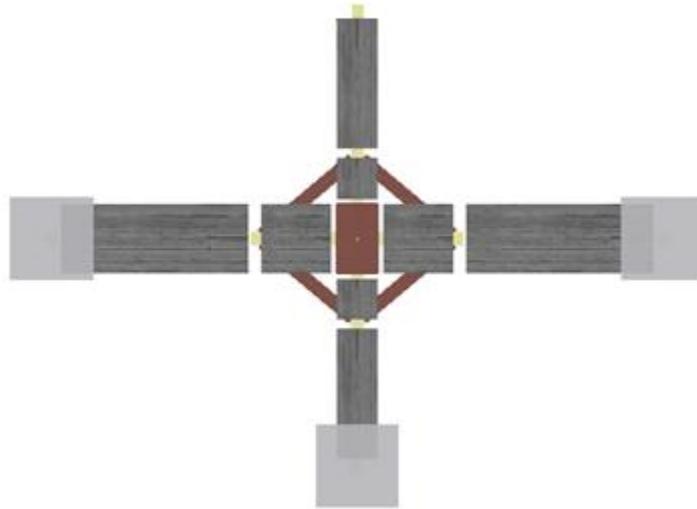


Figura 57 – Modelo utilizado para o nó reforçado no programa *SeismoStruct*.

Com o modelo numérico com as mesmas características histeréticas do provete obtidas do ensaio experimental, foi possível avaliar a solução de reforço proposta. É de salientar, que nesta fase estes procedimentos foram efetuados para cada provete.

A Tabela 9, apresenta os valores com que se efetuou a avaliação da solução de reforço para os provetes IPA-2 e ID, no programa de cálculo automático *SeismoStruct*. Como da avaliação efetuada no *SAP2000*, se concluiu que a variação dos parâmetros e_1 , e_2 e b , não ofereciam melhorias significativas no comportamento do nó reforçado, para a modelação numérica no *SeismoStruct* foram apenas considerados os parâmetros h_b e h_c . Para os restantes componentes foram utilizados os valores de referência.

Tabela 9 – Dados para modelação do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço no programa *SeismoStruct*.

	Mínimo (m)	Referência (m)	Máximo (m)	Varição (m)
h_c	-	0.30	0.50	0.1
h_b	0.20	0.50	-	0.1
e_1	-	0.001	-	-
e_2	-	0.001	-	-
b	-	0.25	-	-

6.4. Análise de resultados

Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos da avaliação da aplicação da solução de reforço, nos provetes IPA-2 e ID, bem como a análise desses mesmos resultados. É importante salientar que, devido ao facto de, nos ensaios cíclicos experimentais haver discrepâncias de valores entre os quadrantes positivo e negativo, e nos ensaios cíclicos numéricos esses quadrantes serem simétricos, só se efetuaram comparações em relação ao sentido positivo de ambos os ensaios.

6.4.1. Comportamento hysterético do nó reforçado

6.4.1.1. Provede IPA-2

Na Figura 58, ilustra-se a aproximação ao ensaio cíclico numérico do provede IPA-2, em comparação com o comportamento hysterético do nó reforçado com a solução de referência.

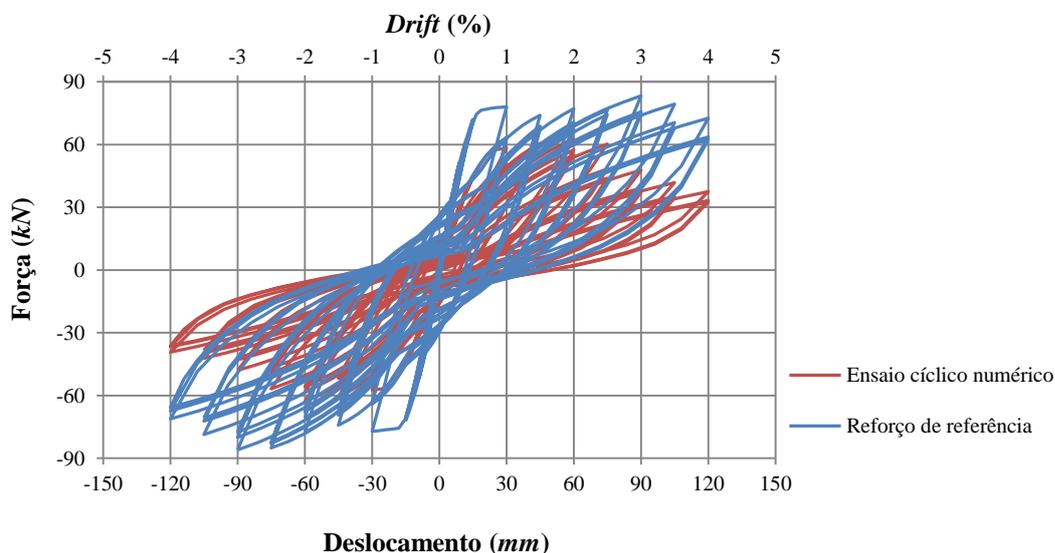


Figura 58 – Comparação entre a modelação numérica do ensaio cíclico e comportamento hysterético do provede IPA-2, reforçado com a solução de referência.

A Tabela 10, apresenta os resultados obtidos do ensaio experimental do provede IPA-2 realizado por Garcia (2011), em comparação com os resultados da modelação numérica

do mesmo nó no programa *SeismoStruct*, através da análise cíclica e *pushover*. São ainda apresentados os resultados numéricos do comportamento histerético do provete, com a aplicação da solução de reforço de referência. Para caracterizar o comportamento do provete, são apresentados os pontos correspondentes aos danos registados para os diferentes níveis de *drift*, bem como a energia dissipada (E_{diss}), força máxima atingida ($F_{máx}$) e rigidez inicial (k_o).

Tabela 10 – Comparação de resultados do comportamento histerético do provete entre o ensaio experimental e a modelação numérica no programa *SeismoStruct* do provete IPA-2.

	Ensaio experimental	Modelação numérica	Reforço de referência
Força máxima, $F_{máx}$	61.4 kN	61.7 kN	83.24 kN
Rigidez inicial, k_o	4.40 kN/mm	3.55 kN/mm	6.24 kN/mm
Energia dissipada, E_{diss}	42.20 kN.m	46.93 kN.m	100.85 kN.m
Fissuração do betão na viga (<i>drift</i>)	0.200 %	0.212 %	0.156 %
Fissuração do betão no pilar (<i>drift</i>)	0.500 %	0.468 %	0.340 %
Cedência da armadura experimental (<i>drift</i>)	0.540 %	-	-
Cedência da armadura na viga, $\delta_{y, b}$ (<i>drift</i>)	-	0.680 %	0.496 %
Cedência da armadura no pilar, $\delta_{y, c}$ (<i>drift</i>)	-	0.864 %	0.568 %
Deslocamento último, $\delta_{último}$ (<i>drift</i>)	3.2 %	2.7 %	4.54 %
Rotura da viga, (<i>drift</i>)	-	1.684 %	2.468 %
Rotura do nó, (<i>drift</i>)	1 %	-	-
Ductilidade, μ_d	5.926	3.971	9.153

Pela análise dos resultados na Tabela 10, relativos ao ensaio cíclico experimental e à modelação numérica do comportamento histerético do provete IPA-2, é possível verificar que a aproximação efetuada em termos numéricos é bastante apreciável. Na Figura 59, representam-se os dados apresentados na Tabela 10, relativos aos danos registados no provete IPA-2, no decorrer do ensaio cíclico experimental, em comparação com os resultados retirados do programa *SeismoStruct* através da análise *pushover*.

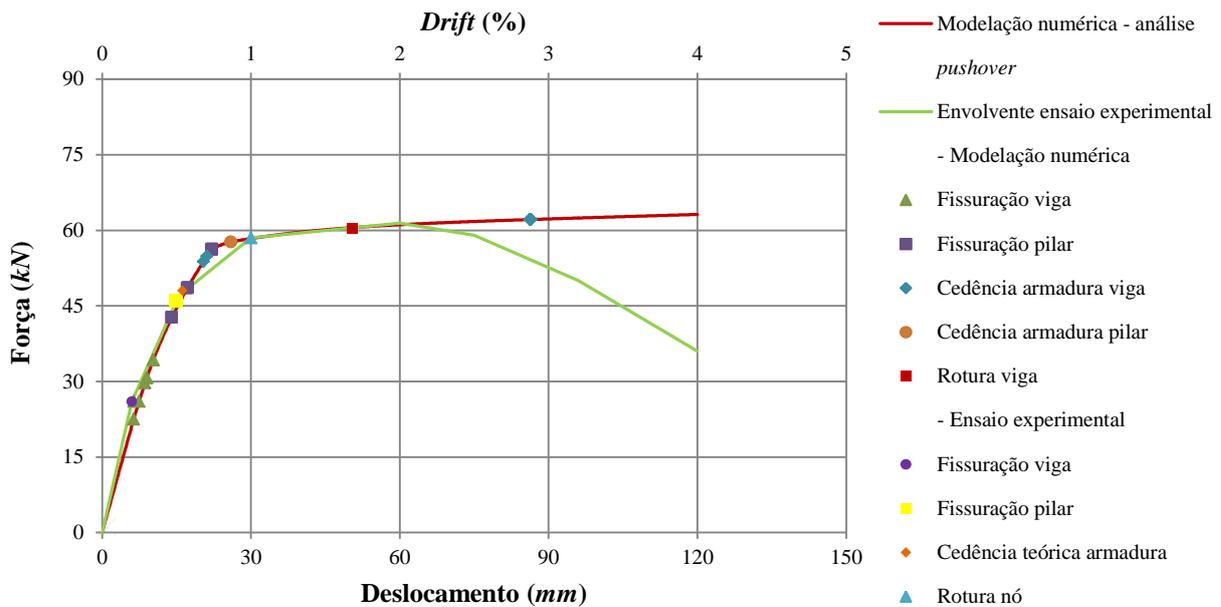


Figura 59 – Comparação dos danos registados no ensaio cíclico experimental e modelação numérica do provete IPA-2, através da análise *pushover*.

A modelação numérica da aplicação do reforço de referência no provete IPA-2 mostra significativas melhorias em praticamente todos os parâmetros de avaliação. Existem aumentos bastante consideráveis em termos de energia dissipada, superior a 100%, rigidez inicial, perto de 50%, e força máxima do ensaio, com um aumento de 35%. Relativamente aos danos observados/registados no decorrer do ensaio, de notar que a fissuração do betão na viga ocorre para um *drift* de 0.156% e no pilar para 0.340%, nas zonas mais próximas da parte final da solução de reforço, ou seja, ocorre para níveis de deslocamento mais baixos do que os observados no ensaio experimental. A cedência da armadura na viga ocorre para valores de *drift* de 0.496% e no pilar para 0.568%, valores próximos da previsão teórica de cedência de armadura do ensaio experimental. A rotura ocorre apenas na viga para valores de *drift* de 2.468%. No que diz respeito ao deslocamento último e por conseguinte à ductilidade do elemento, verifica-se na Figura 58, que na modelação do provete com aplicação da solução de reforço de referência, após ser atingida a força máxima (*drift* 3%), os níveis de força mantiveram-se acima dos 80% até ao nível de *drift*, 4.54%, que equivale a um aumento de aproximadamente 55% na ductilidade do provete.

Na Tabela 11, são apresentados os valores, para os diferentes níveis de *drift*, obtidos da avaliação numérica efetuada com a aplicação do elemento metálico de reforço, com a variação do parâmetro h_b , no programa *SeismoStruct*. Para os modelos de reforço foi usada a seguinte designação, Reforço $h_c \times h_b$, com os valores dos parâmetros de avaliação em centímetros.

Tabela 11 – Análise da aplicação da solução de reforço no comportamento histerético do provete IPA-2 no programa *SeismoStruct*, com variação do comprimento da chapa h_b .

	Ensaio experimental	Reforço de referência (30 x 50)	Reforço 30 x 40	Reforço 30 x 30	Reforço 30 x 20
Força máxima, $F_{máx}$	61.4 kN	83.24 kN	79.78 kN	72.43 kN	69.83 kN
Rigidez, k_o	4.40 kN/mm	6.24 kN/mm	5.35 kN/mm	4.6 kN/mm	4.02 kN/mm
Energia dissipada, E_{diss}	42.20 kN.m	100.85 kN.m	100.60 kN.m	99.10 kN.m	99.40 kN.m
Fissuração do betão na viga (<i>drift</i>)	0.200 %	0.156 %	0.172 %	0.180 %	0.172 %
Fissuração do betão no pilar (<i>drift</i>)	0.500 %	0.340 %	0.388 %	0.440 %	0.500 %
Cedência da armadura experimental (<i>drift</i>)	0.504 %	-	-	-	-
Cedência da armadura na viga, $\delta_{y,c}$ (<i>drift</i>)	-	0.496 %	0.504 %	0.520 %	0.540 %
Cedência da armadura no pilar, $\delta_{y,c}$ (<i>drift</i>)	-	0.568 %	2.424 %	-	-
Deslocamento último, $\delta_{último}$ (<i>drift</i>)	3.2 %	4.54 %	4.85 %	5.45 %	5.80 %
Rotura da viga (<i>drift</i>)	-	2.468 %	2.676 %	2.956 %	2.264 %
Rotura do nó (<i>drift</i>)	1 %	-	-	-	-
$k_o/k_{ensaio\ exp.}$	-	1.418	1.205	1.036	0.950
$E_{diss}/E_{diss,ensaio\ exp.}$	-	2.390	2.384	2.348	2.355
Ductilidade, μ_d	5.926	9.153	9.635	10.496	10.742

Da análise dos resultados apresentados na Tabela 11, é possível efetuar as seguintes considerações relativamente ao comportamento histerético do provete IPA-2 reforçado, quando se varia o comprimento da chapa adjacente à viga h_b :

- em relação aos danos no provete, os níveis de *drift* para quando ocorre a fissuração inicial do betão e rotura na viga aumentam à medida que se diminui o comprimento da chapa, no entanto, no momento em que h_b passa a ser inferior a h_c esses níveis decrescem. No pilar, com a diminuição do comprimento da chapa, os níveis de *drift* para as primeiras fissuras no betão aumentam. A diminuição do comprimento h_b , também aumenta os níveis de *drift* quando surge a cedência da armadura das vigas e dos pilares, sendo que nos pilares deixa de haver cedência das armaduras no momento em que o comprimento da chapa h_b é inferior a 40 cm;
- a rigidez inicial diminui quase linearmente até valores próximos do verificado no ensaio experimental;
- existe uma ligeira diminuição na energia dissipada, continuando ainda assim superior a duas vezes o valor experimental;
- com a diminuição do comprimento da chapa, os valores da força máxima também diminuem. Com decréscimos de 4 a 6% por cada 10 cm de redução do parâmetro h_b ;
- em relação à ductilidade do nó, é possível constatar um aumento considerável deste parâmetro de avaliação, que chega a ser de 80% para a solução de Reforço 30 x 20.

Na Figura 60, representa-se a variação do comportamento histerético do provete IPA-2 reforçado, com a alteração do comprimento da chapa adjacente à viga, h_b .

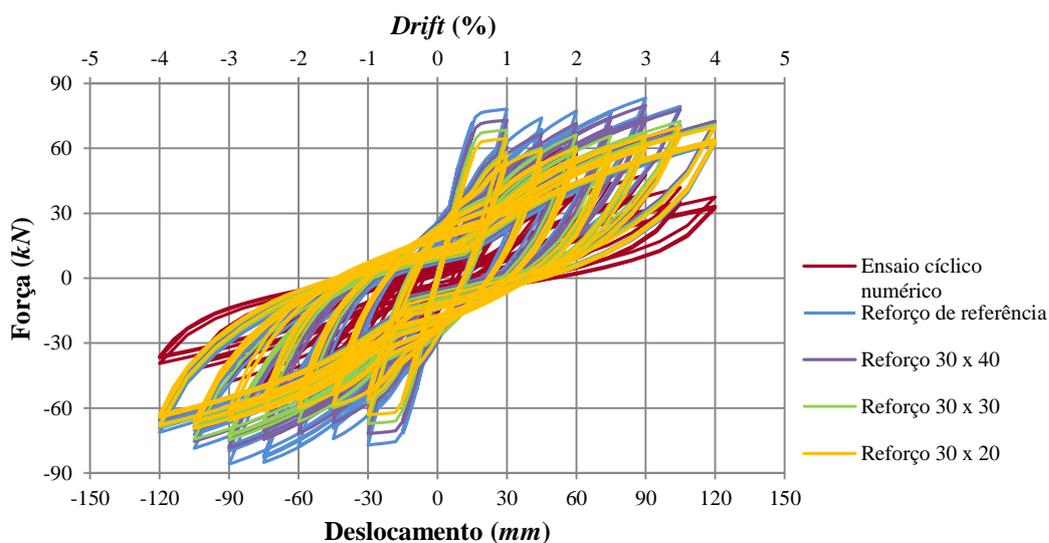


Figura 60 – Comportamento histerético do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b .

A Figura 61, apresenta as envolventes aos gráficos força-deslocamento da modelação numérica, referentes ao provete IPA-2 reforçado, apresentados na Figura 57.

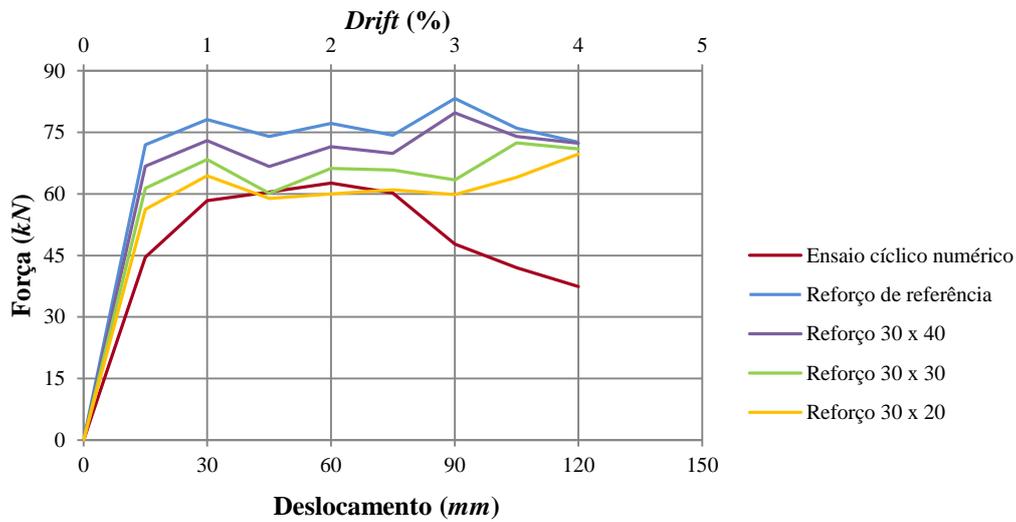


Figura 61 – Envolventes do comportamento hysterético do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b .

Na Figura 62, representam-se os dados apresentados na Tabela 9, retirados do programa *SeismoStruct* através da análise *pushover*, relativos ao comportamento do provete IPA-2 reforçado, com variação do comprimento da chapa adjacente à viga h_b .

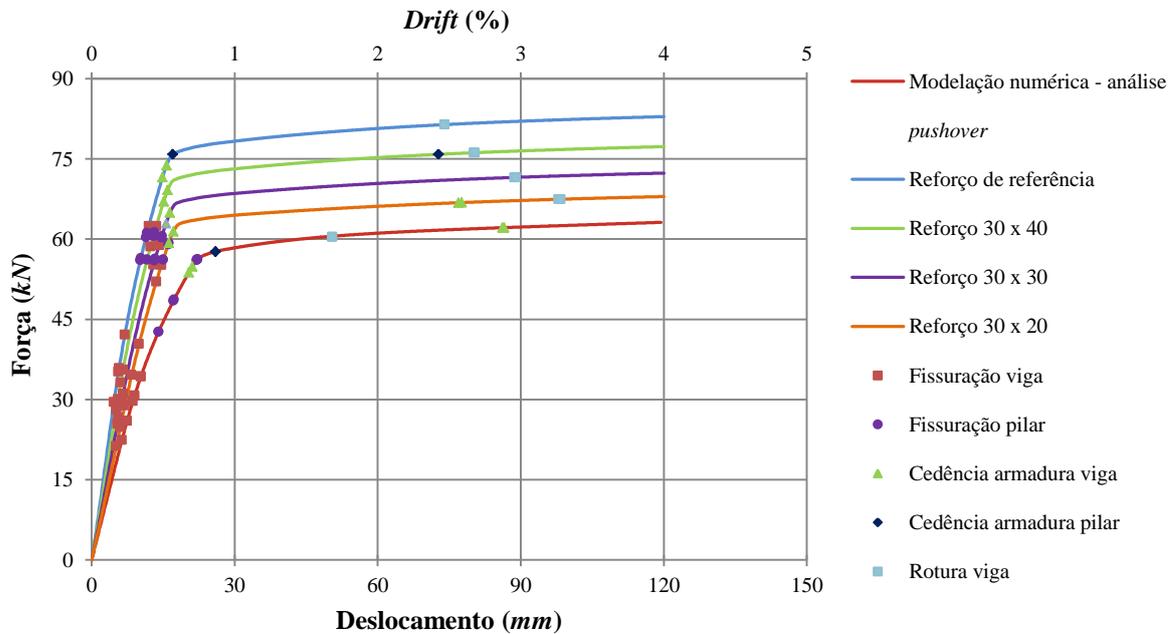


Figura 62 – Comportamento do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b , através da análise *pushover*.

A Tabela 12, apresenta os valores, para os diferentes níveis de *drift*, obtidos da avaliação numérica efetuada com a aplicação do elemento metálico de reforço, com a variação do parâmetro h_c , no programa de cálculo automático *SeismoStruct*.

Tabela 12 – Análise da aplicação da solução de reforço no comportamento hysterético do provete IPA-2 no programa *SeismoStruct*, com variação do comprimento da chapa h_c .

	Ensaio experimental	Reforço de referência (30 x 50)	Reforço 40 x 50	Reforço 50 x 50
Força máxima, $F_{máx}$	61.4 kN	83.24 kN	84.72 kN	88.00 kN
Rigidez, k_o	4.40 kN/mm	6.24 kN/mm	6.42 kN/mm	6.63 kN/mm
Energia dissipada, E_{diss}	42.20 kN.m	100.85 kN.m	102.08 kN.m	103.74 kN.m
Fissuração do betão na viga (<i>drift</i>)	0.200 %	0.156 %	0.152 %	0.136 %
Fissuração do betão no pilar (<i>drift</i>)	0.500 %	0.340 %	0.356 %	0.380 %
Cedência da armadura experimental (<i>drift</i>)	0.504 %	-	-	-
Cedência da armadura na viga, $\delta_{y,b}$ (<i>drift</i>)	-	0.496 %	0.428 %	0.376 %
Cedência da armadura no pilar, $\delta_{y,c}$ (<i>drift</i>)	-	0.568 %	-	-
Deslocamento último, $\delta_{último}$ (<i>drift</i>)	3.2 %	4.54 %	4.36 %	3.98 %
Rotura da viga (<i>drift</i>)	-	2.468 %	2.316 %	2.248 %
Rotura do nó (<i>drift</i>)	1 %	-	-	-
$k_o/k_{ensaio\ exp.}$	-	1.418	1.459	1.507
$E_{diss}/E_{diss,ensaio\ exp.}$	-	2.390	2.419	2.458
Ductilidade, μ_d	5.926	9.153	10.192	10.638

Da análise dos resultados apresentados na Tabela 12, é possível efetuar as seguintes considerações relativamente ao comportamento hysterético do provete IPA-2 reforçado, quando se varia o comprimento da chapa adjacente à viga h_c :

- em relação aos danos registados no provete, os níveis de *drift* para quando ocorrem a fissuração inicial do betão e a rotura nas vigas diminuem à medida que se aumenta o comprimento da chapa h_c , ao contrário do que verifica nos pilares, onde os níveis de *drift* aumentam, quando se aumenta este parâmetro. Com o aumento do comprimento da chapa, os níveis de *drift* diminuem, quando surge a cedência da armadura das vigas. Nos pilares só existe cedência das armaduras para a solução de referência;
- a rigidez inicial aumenta para valores 50% superiores ao verificado no ensaio experimental;
- tal como acontece com a variação do parâmetro h_b , existem pequenas alterações nos valores da energia dissipada, no entanto neste caso existe um ligeiro aumento;
- em termos de ductilidade, regista-se um aumento considerável, que atinge o seu máximo no Reforço 50 x 50, 80 % superior ao verificado experimentalmente.

Deve-se referir que foi também feita uma análise numérica ao provete IPA-2 reforçado, com a variação os parâmetros e_1 e/ou e_2 . A análise teve por base a comparação da solução de reforço de referência com um aumento para 2 cm de espessura nesses parâmetros. No entanto a variação na espessura das chapas não produziu alterações dignas de registo.

Na Figura 63, representa-se a variação do comportamento histerético do provete IPA-2 reforçado, com a alteração do comprimento da chapa adjacente à viga, h_c .

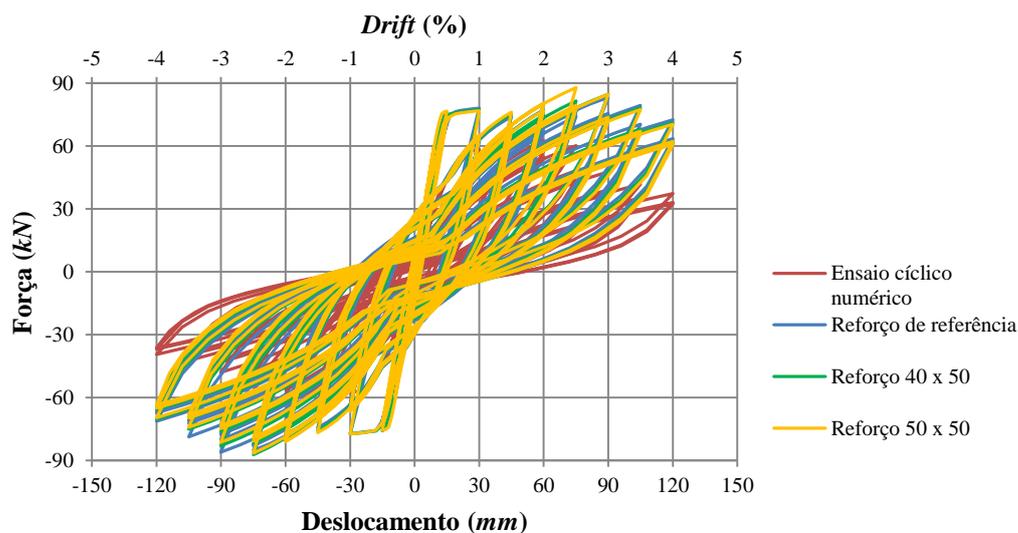


Figura 63 – Comportamento histerético do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c .

A Figura 64, apresenta as envolventes aos gráficos força-deslocamento numéricos, referentes ao provete IPA-2 reforçado, apresentados na Figura 60.

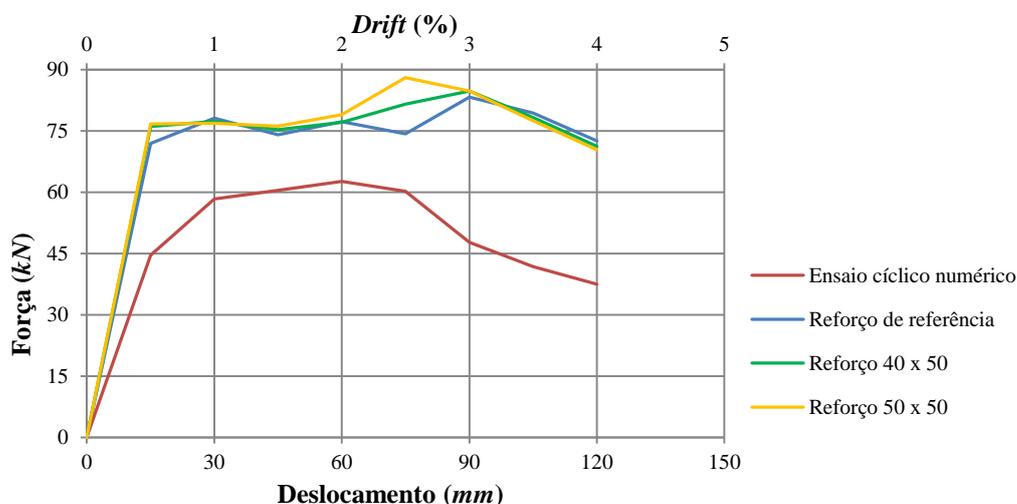


Figura 64 – Envolventes do comportamento histerético do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c .

Na Figura 65, representam-se os dados apresentados na Tabela 9, retirados do programa *SeismoStruct* através da análise *pushover*, relativos ao comportamento do provete IPA-2 reforçado, com variação do comprimento da chapa adjacente à viga h_c .

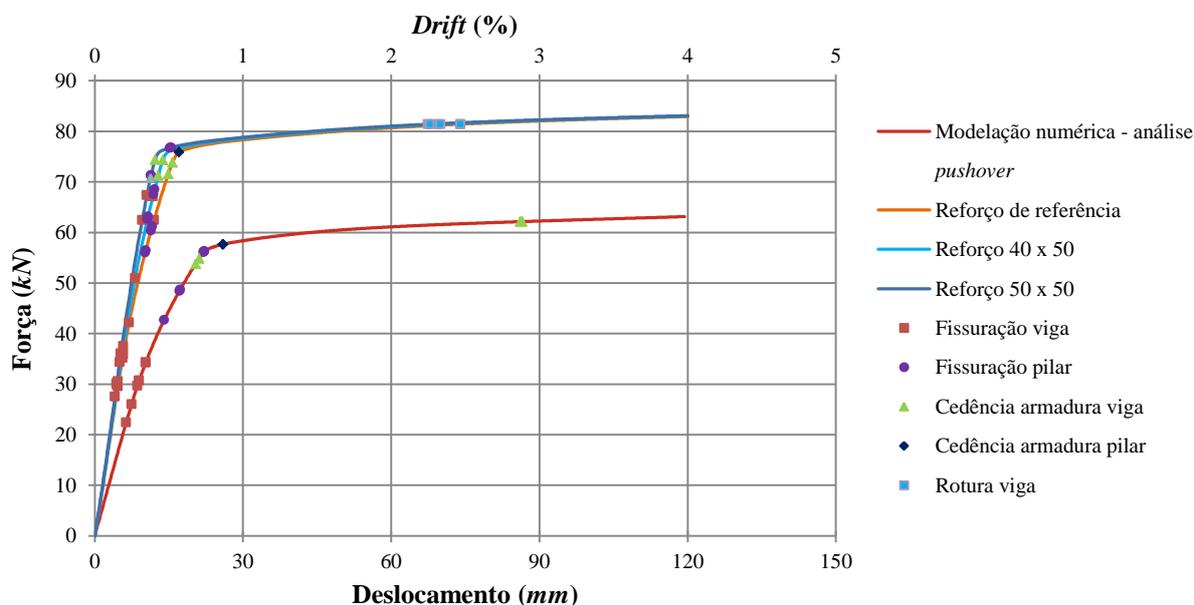


Figura 65 – Comportamento do provete IPA-2 com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c , através da análise *pushover*.

Nas Figuras 66 e 67, está representada a evolução dos resultados obtidos da modelação numérica do provete IPA-2 reforçado, devido à variação nas dimensões dos parâmetros, h_b e h_c . São apresentados os danos registados nos elementos estruturais do provete e dados dos critérios de avaliação relevantes para a análise da solução de reforço.

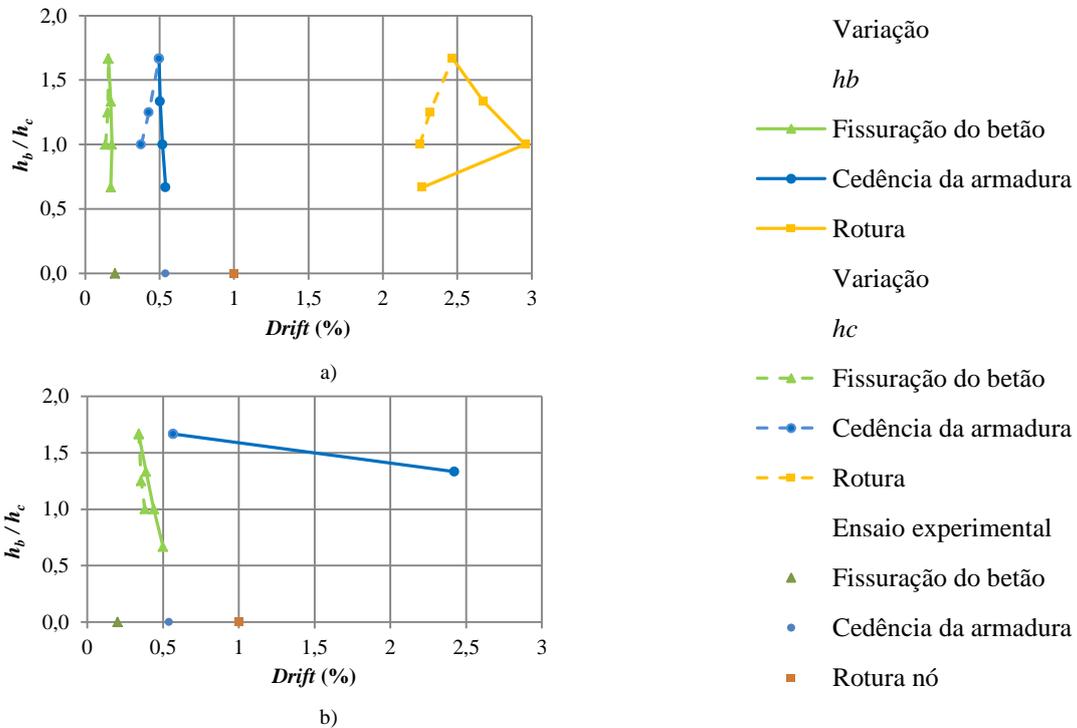


Figura 66 – Evolução dos danos nos elementos estruturais no provete IPA-2, devido à variação dos parâmetros h_b e h_c : a) viga; b) pilar.

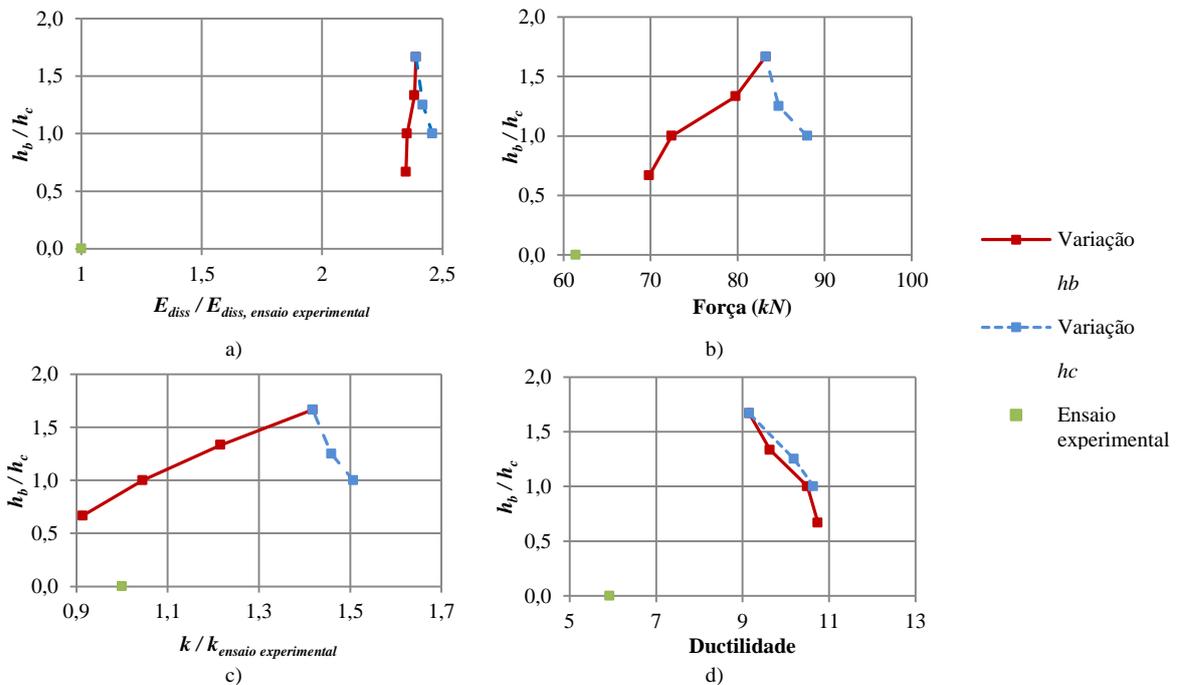


Figura 67 – Evolução dos critérios de avaliação no comportamento do provete IPA-2, devido à variação dos parâmetros h_b e h_c : a) Energia dissipada; b) Força máxima; c) Rigidez inicial; d) Ductilidade.

6.4.1.2. Provete ID

No ponto (5.4.4.3), foi feita referência ao lapso que ocorreu na realização do ensaio experimental que envolvia o provete, onde foi aplicada uma carga que não estava prevista na execução do ensaio. Devido a este equívoco também não foi possível obter com precisão os níveis de *drift*, para a fissuração do betão e cedência das armaduras dos diversos elementos estruturais, pelo que não foram considerados quaisquer valores para estes parâmetros nas Tabelas e gráficos correspondentes ao ensaio experimental. Deste modo não foi possível efetuar comparações muito precisas entre o ensaio cíclico experimental e a modelação numérica do nó. Dada a discrepância de valores entre os sentidos positivo e negativo do ensaio experimental do provete ID, todas as comparações efetuadas, dizem apenas respeito ao sentido positivo dos ensaios cíclicos realizados.

Na Figura 68 mostra-se a modelação numérica do comportamento hysterético do provete ID, em comparação com a modelação numérica do nó reforçado com a solução de reforço de referência.

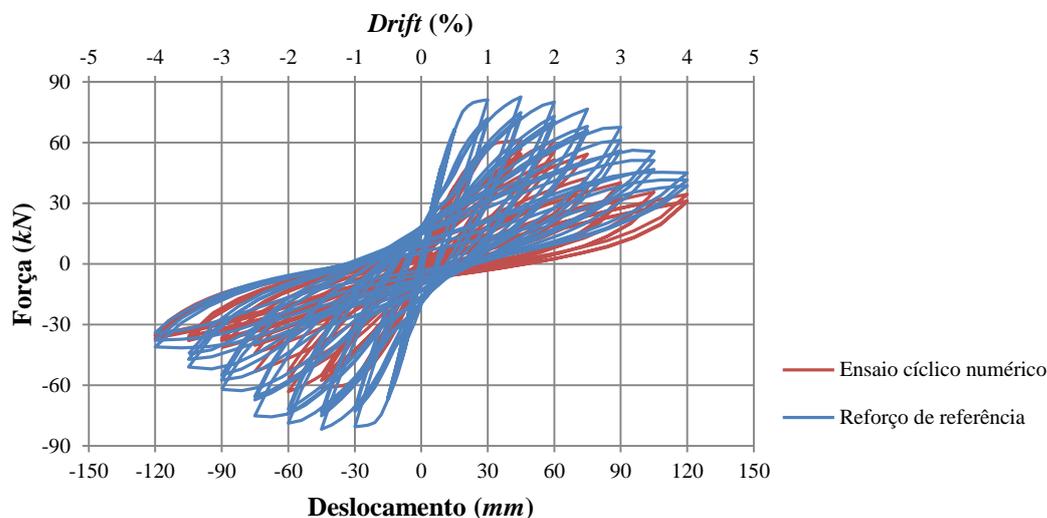


Figura 68 – Comparação entre a modelação numérica do ensaio cíclico e a avaliação numérica com o reforço de referência, provete ID.

A Tabela 13 apresenta os resultados obtidos do ensaio experimental do provete ID ensaiado por Garcia (2011), em comparação com os resultados da modelação numérica do mesmo provete no programa *SeismoStruct*. Para caracterizar o comportamento do provete, são apresentados os pontos correspondentes aos danos registados para os

diferentes níveis de *drift*, bem como a energia dissipada (E_{diss}), força máxima atingida ($F_{máx}$) e rigidez inicial (k_o).

Tabela 13 – Comparação de resultados do comportamento hysterético do provete entre o ensaio experimental e a modelação numérica no programa *SeismoStruct*, do provete ID.

	Ensaio experimental	Modelação numérica	Reforço de referência
Força máxima, $F_{máx}$	61.49 kN	61.37 kN	82.61 kN
Rigidez inicial, k_o	3.40 kN/mm	2.85 kN/mm	5.35 kN/mm
Energia dissipada, E_{diss}	37.20 kN.m	35.50 kN.m	70.75 kN.m
Fissuração do betão na viga (<i>drift</i>)	-	0.224 %	0.132 %
Fissuração do betão no pilar (<i>drift</i>)	-	0.524 %	0.340 %
Cedência da armadura experimental (<i>drift</i>)	0.670 %	-	-
Cedência da armadura na viga, $\delta_{y, b}$ (<i>drift</i>)	-	0.912 %	0.616 %
Cedência da armadura no pilar, $\delta_{y, c}$ (<i>drift</i>)	-	0.912 %	0.600 %
Deslocamento último, $\delta_{último}$ (<i>drift</i>)	3 %	2.69 %	3.1 %
Rotura da viga, (<i>drift</i>)	-	1.024 %	0.780 %
Rotura do pilar, (<i>drift</i>)	-	0.956 %	0.632 %
Ductilidade, μ_d	4.488	2.949	5.167

A modelação numérica da aplicação do reforço de referência no provete ID, tal como sucedeu com o provete IPA-2, mostra significativas melhorias em praticamente todos os parâmetros de avaliação. Existem aumentos bastante consideráveis em termos de energia dissipada, quase de 100%, rigidez inicial, perto de 60% e força máxima do ensaio subiu 35%. Estes valores estão em linha com os registados no provete IPA-2. Relativamente aos danos registados no decorrer do ensaio, deve-se registar que a fissuração do betão na viga ocorre para um *drift* de 0.132%, e no pilar para 0.340%, nas secções mais próximas do final da solução de reforço. A cedência da armadura na viga ocorre para valores de *drift* de 0.616% e no pilar para 0.600%, valores próximos da previsão teórica de cedência de armadura do ensaio experimental. A rotura ocorre na viga para valores de *drift* de 0.780% e no pilar em 0.632%. No que diz respeito ao deslocamento último e por conseguinte à

ductilidade do elemento, é de notar o facto de que na modelação do provete reforçado com a solução de reforço de referência, após ser atingida a força máxima (*drift* 1.5%), os níveis de força mantiveram-se acima dos 80% da força máxima até ao nível de *drift*, 3.1%. O equivalente a um aumento de aproximadamente 15% na ductilidade do provete em relação ao ensaio experimental, no entanto em comparação com a modelação numérica, existe um aumento de quase 75%.

Na Figura 69, representam-se os dados apresentados na Tabela 13, relativos aos danos registados no provete ID, no decorrer do ensaio cíclico experimental, em comparação com os resultados retirados do programa *SeismoStruct*, através da análise *pushover*.

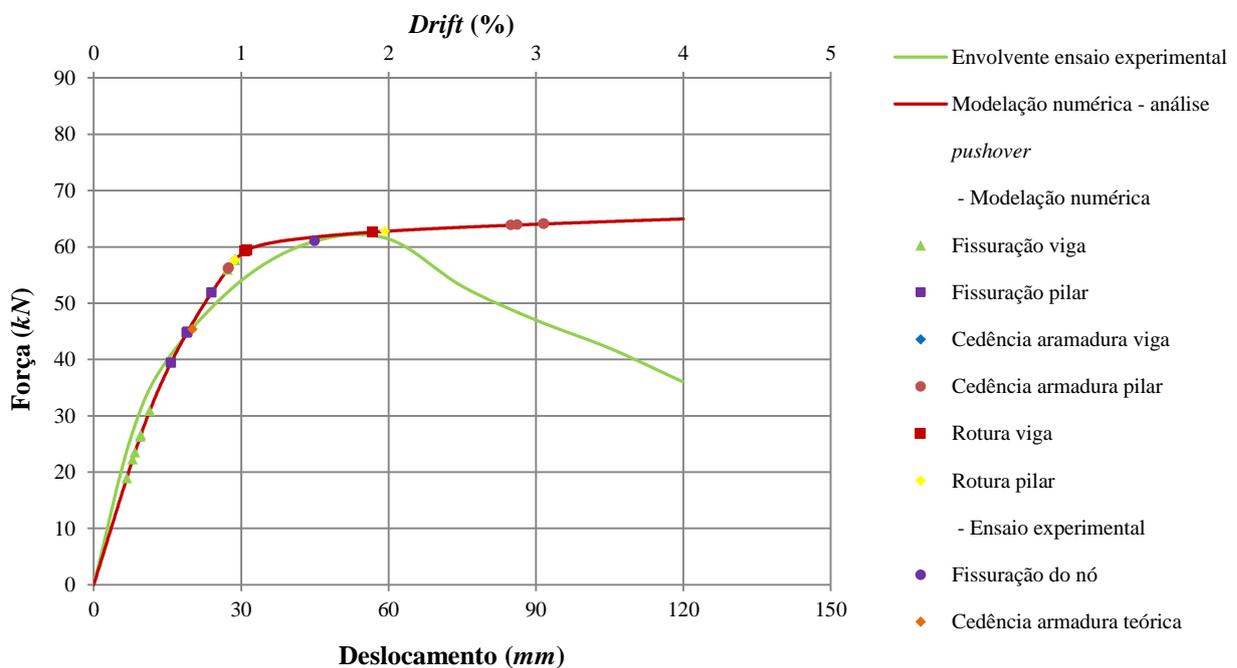


Figura 69 – Comparação dos danos observados/registados no ensaio experimental e modelação numérica do provete ID.

Na Tabela 14 são apresentados os valores, para os diferentes níveis de *drift*, obtidos da avaliação numérica efetuada com a aplicação do elemento metálico de reforço, com a variação do parâmetro h_b , no programa *SeismoStruct*. Os modelos de reforço serão apresentados com a seguinte nomenclatura, Reforço $h_c \times h_b$, com os valores dos parâmetros de avaliação em centímetros. Sendo h_c , o comprimento da chapa de reforço adjacente ao pilar e h_b , o comprimento da chapa de reforço adjacente à viga. Para os restantes parâmetros b , e_1 e e_2 , serão utilizados os valores de referência.

Tabela 14 – Análise da aplicação da solução de reforço no comportamento hysterético do provete ID no programa *SeismoStruct*, com variação do comprimento da chapa h_b .

	Ensaio experimental	Reforço de referência (30 x 50)	Reforço 30 x 40	Reforço 30 x 30	Reforço 30 x 20
Força máxima, $F_{máx}$	61.49 kN	82.61 kN	79.01 kN	73.58 kN	68.63 kN
Rigidez, k_o	3.40 kN/mm	5.35 kN/mm	4.76 kN/mm	4.20 kN/mm	3.85 kN/mm
Energia dissipada, E_{diss}	37.2 kN.m	70.75 kN.m	73.54 kN.m	72.83 kN.m	73.83 kN.m
Fissuração do betão na viga (<i>drift</i>)	-	0.132 %	0.128 %	0.100 %	0.104 %
Fissuração do betão no pilar (<i>drift</i>)	-	0.340 %	0.384 %	0.428 %	0.448 %
Cedência da armadura (teórica) experimental (<i>drift</i>)	0.670 %	-	-	-	-
Cedência da armadura na viga, $\delta_{y,c}$ (<i>drift</i>)	-	0.616 %	0.604 %	0.612 %	0.616 %
Cedência da armadura no pilar, $\delta_{y,c}$ (<i>drift</i>)	-	0.600 %	0.676 %	2.712 %	-
Deslocamento último, $\delta_{último}$ (<i>drift</i>)	3 %	3.1 %	3.65 %	3.95 %	4.37 %
Rotura da viga (<i>drift</i>)	-	0.780 %	0.696 %	0.700 %	0.720 %
Rotura do pilar (<i>drift</i>)	-	0.632 %	0.864 %	-	-
$k_o/k_{ensaio\ exp.}$	-	1.673	1.400	1.235	1.132
$E_{diss}/E_{diss,ensaio\ exp.}$	-	1.902	1.977	1.958	1.985
Ductilidade, μ_d	4.488	5.167	6.043	6.454	7.100

Da análise dos resultados apresentados na Tabela 14, é possível efetuar as seguintes considerações relativamente ao comportamento hysterético do provete ID reforçado, quando se varia o comprimento da chapa adjacente à viga h_b :

- em relação aos danos registados no provete, os níveis de *drift* para quando ocorrem a fissuração inicial do betão, e rotura nos elementos estruturais, apesar de diferentes, podem ser considerados constantes quando se diminui o comprimento da chapa, no entanto a partir do momento em que h_b é igual a h_c deixa de haver rotura no pilar. A diminuição do comprimento deste parâmetro, também aumenta os níveis de *drift* quando surge a cedência da armadura nos pilares, sendo que para valores h_b menores do que h_c , essa situação já não se verifica. Nas vigas os valores do *drift* para a cedência das armaduras são praticamente constantes com a variação do comprimento da chapa;
- a rigidez inicial diminui quase linearmente até valores próximos do verificado no ensaio experimental;
- os valores da energia dissipada mantêm-se constantes, continuando ainda assim superior a duas vezes o valor experimental;
- em termos de força máxima existe também uma óbvia redução nos valores;
- em relação à ductilidade do nó, é possível constatar um aumento considerável deste parâmetro de avaliação, que chega a ser de 60% para o elemento de Reforço 30 x 20.

Na Figura 70 representa-se a variação do comportamento histerético do provete ID reforçado, com a alteração do comprimento da chapa adjacente à viga, h_b .

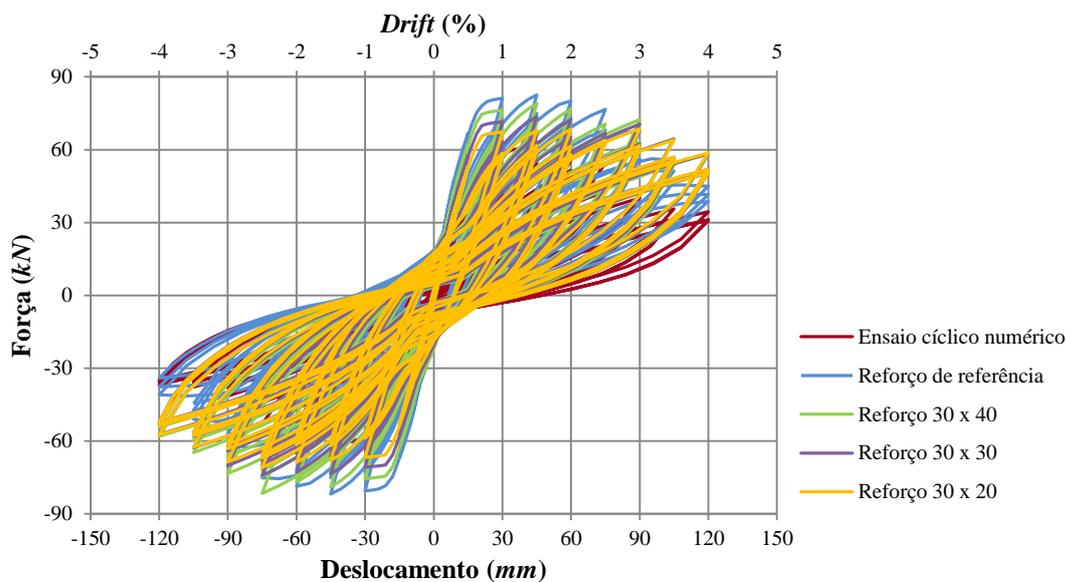


Figura 70 – Comportamento histerético do provete ID com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b .

A Figura 71, apresenta as envolventes aos gráficos força-deslocamento numéricos referentes ao provete ID reforçado, representados na Figura 70.

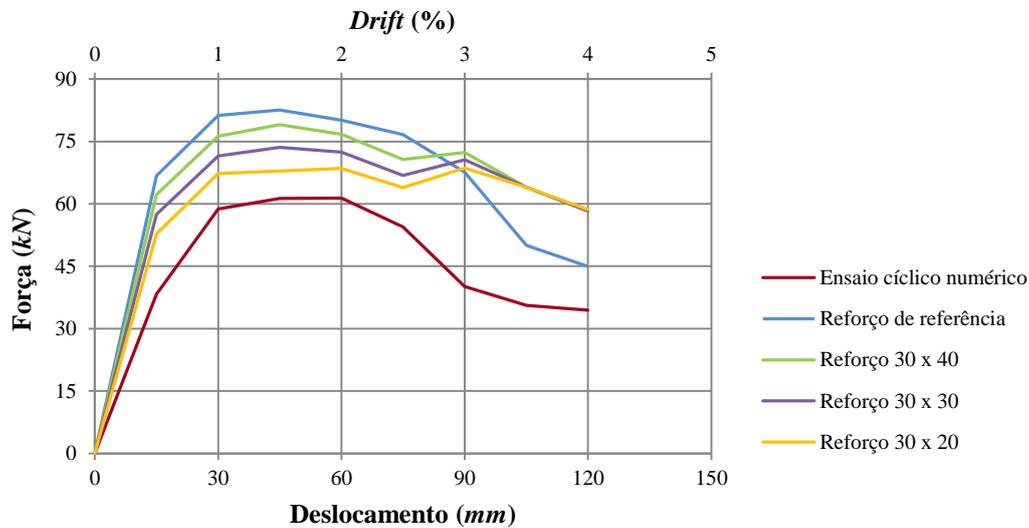


Figura 71 – Envolventes do comportamento histerético do provete ID com a solução de reforço e variação do parâmetro h_b .

Na Figura 72, representam-se os dados apresentados na Tabela 14, retirados do programa *SeismoStruct* através da análise *pushover*, relativamente ao comportamento do provete ID reforçado, com variação do comprimento da chapa adjacente à viga, h_b .

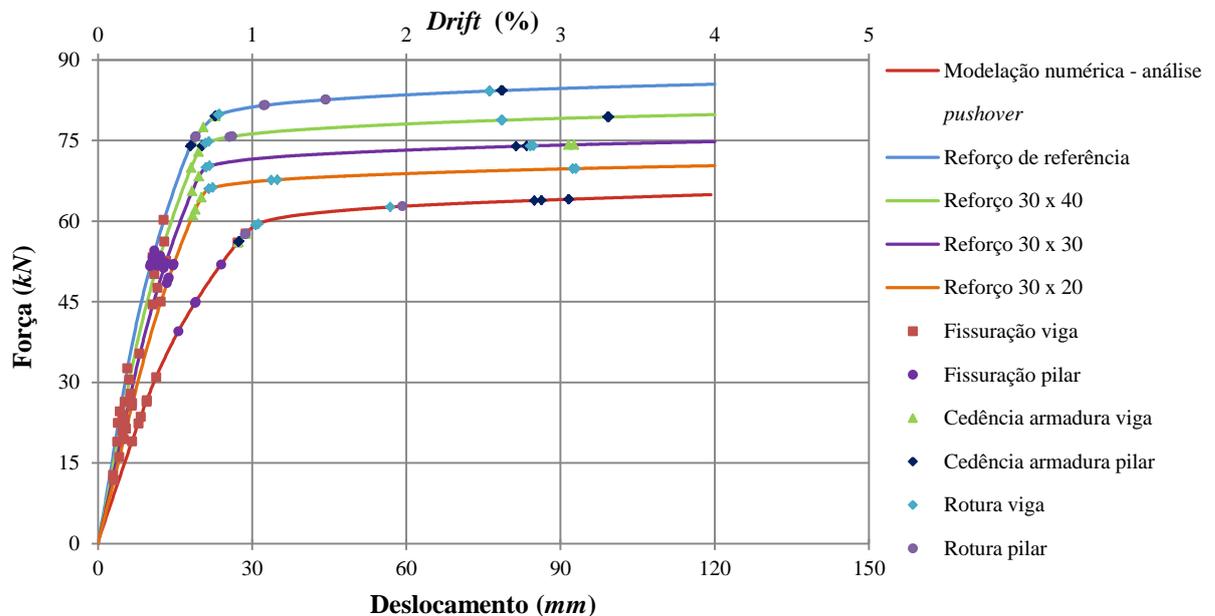


Figura 72 – Comportamento do provete ID com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_b , através da análise *pushover*.

Na Tabela 15 são apresentados os valores, para os diferentes níveis de *drift*, obtidos da avaliação numérica efetuada com a aplicação do elemento metálico de reforço, com a variação do parâmetro h_c , no programa de cálculo automático *SeismoStruct*.

Tabela 15 – Análise da aplicação da solução de reforço no comportamento hysterético do provete ID no programa *SeismoStruct*, com variação do comprimento da chapa h_c .

	Ensaio experimental	Reforço de referência (30 x 50)	Reforço 40 x 50	Reforço 50 x 50
Força máxima ($F_{máx}$)	61.49 kN	81.25 kN	86.7 kN	87.1 kN
Rigidez (k)	3.40 kN/mm	5.35 kN/mm	5.69 kN/mm	6.19 kN/mm
Energia dissipada (E_{diss})	37.2 kN.m	70.75 kN.m	74.21 kN.m	74.87 kN.m
Fissuração do betão na viga	-	0.132 %	0.116 %	0.100 %
Fissuração do betão no pilar	-	0.340 %	0.356 %	0.376 %
Cedência armadura experimental	0.670 %	-	-	-
Cedência da armadura na viga ($\delta_{y,b}$)	-	0.616 %	0.512 %	0.484 %
Cedência da armadura no pilar ($\delta_{y,c}$)	-	0.600 %	1.240 %	-
Deslocamento último ($\delta_{último}$)	3 %	3.1 %	3.15 %	3.05 %
Rotura da viga	-	0.780 %	0.584 %	0.504 %
Rotura do pilar	-	0.632 %	2.560 %	-
$k/k_{ensaio\ exp.}$	-	1.673	1.674	1.822
$E_{diss}/E_{diss,ensaio\ exp.}$	-	1.902	1.995	2.013
Ductilidade ($\mu_{última}$)	4.488	5.167	6.152	6.302

Da análise dos resultados apresentados na Tabela 15, é possível efetuar as seguintes considerações relativamente ao comportamento hysterético do provete ID reforçado, quando se varia o comprimento da chapa adjacente à viga h_c :

- em relação aos danos registados no provete, os níveis de *drift* para quando ocorrem a fissuração inicial do betão em ambos os elementos estruturais, mantêm-se praticamente inalterados, em termos de rotura do betão, para a viga verifica-se um decréscimo nos níveis de *drift*, aquando do aumento do comprimento da chapa de reforço adjacente ao pilar, o contrário do que verifica no pilar, onde os níveis de *drift* aumentam, sendo que para valores de h_c iguais ou superiores a h_b , deixa de ocorrer rotura do betão nos pilares. De forma análoga à rotura do betão nos elementos estruturais se pode analisar a cedência das armaduras.
- a rigidez inicial aumenta para valores 70% a 80% superiores ao verificado no ensaio experimental;
- tal como acontece com a variação do parâmetro h_b , existem pequenas alterações nos valores da energia dissipada, no entanto neste caso existe um ligeiro aumento;
- em termos de ductilidade, regista-se um aumento considerável, que tem como máximo o Reforço 50 x 50, 40% superior ao verificado experimentalmente.

Na Figura 73 representa-se a variação do comportamento histerético do provete ID reforçado, com a alteração do comprimento da chapa adjacente à viga, h_c .

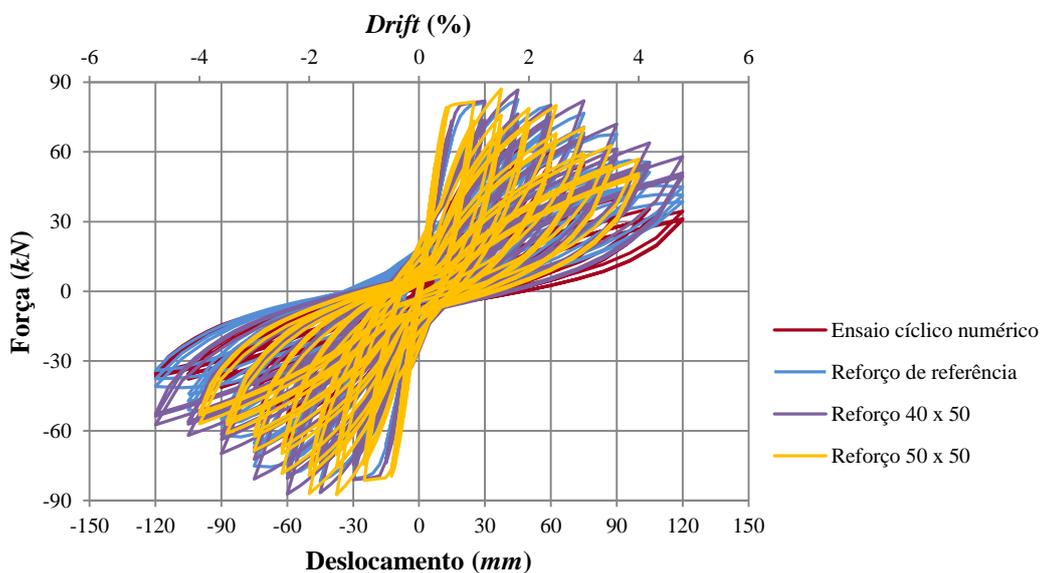


Figura 73 – Comportamento histerético do provete ID com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c .

A Figura 74, apresenta as envolventes aos gráficos força-deslocamento numéricos referentes ao provete ID reforçado, representados na Figura 73.

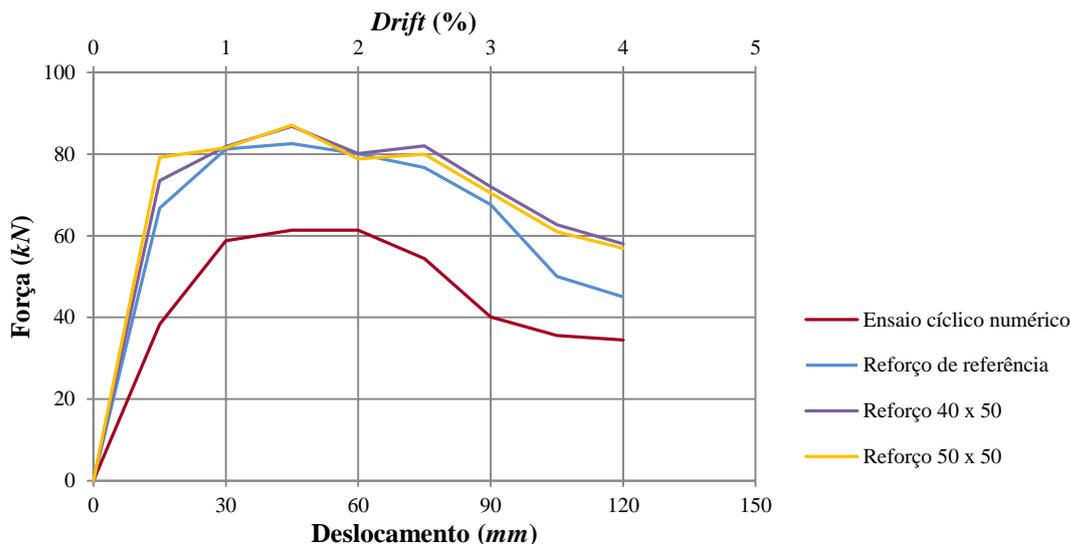


Figura 74 – Envoltórias do comportamento histerético do provete ID com aplicação da solução de reforço e variação do parâmetro h_c .

Na Figura 75, representam-se os dados apresentados na Tabela 15, retirados do programa *SeismoStruct* através da análise *pushover*, relativamente ao comportamento do provete ID reforçado, com variação do comprimento da chapa adjacente à viga, h_c .

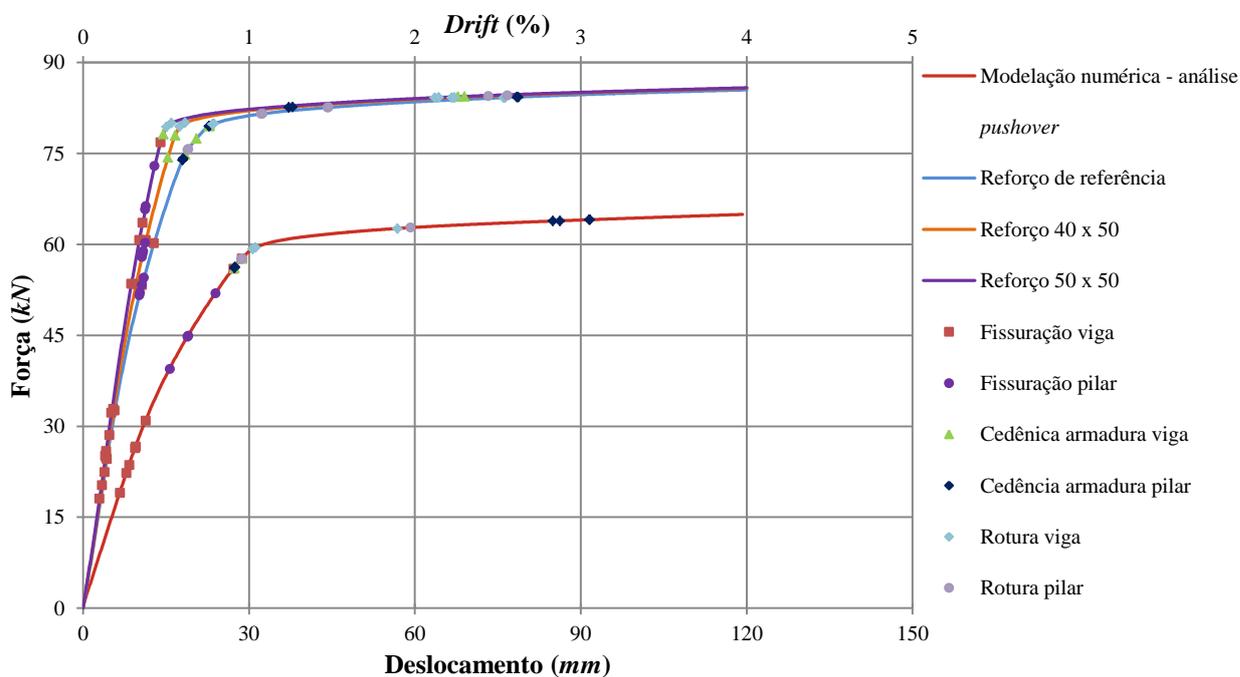


Figura 75 – Comportamento do provete ID reforçado com a solução de reforço e variação do parâmetro h_c , através da análise *pushover*.

Nas Figuras 76 e 77, está representada a evolução dos resultados obtidos da modelação numérica do provete ID reforçado, devido à variação nas dimensões dos parâmetros, h_b e h_c . São apresentados os danos registados nos elementos estruturais do provete e dados dos critérios de avaliação relevantes para a análise da solução de reforço.

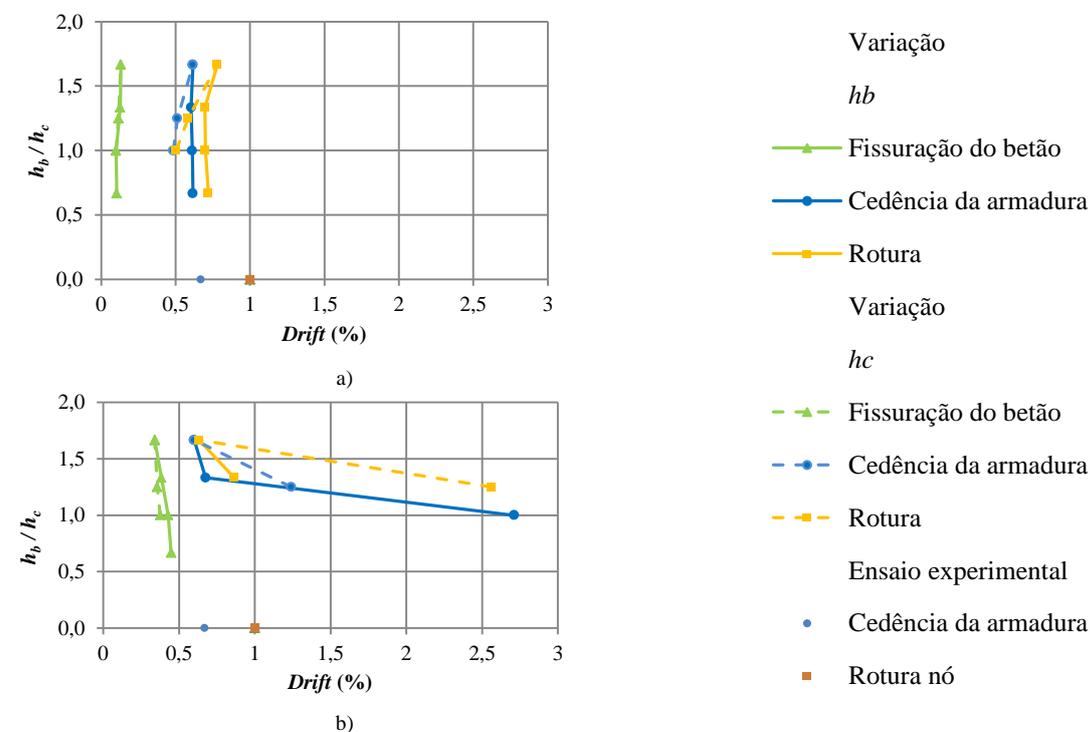


Figura 76 – Evolução dos danos nos elementos estruturais no provete ID, devido à variação dos parâmetros h_b e h_c : a) viga; b) pilar.

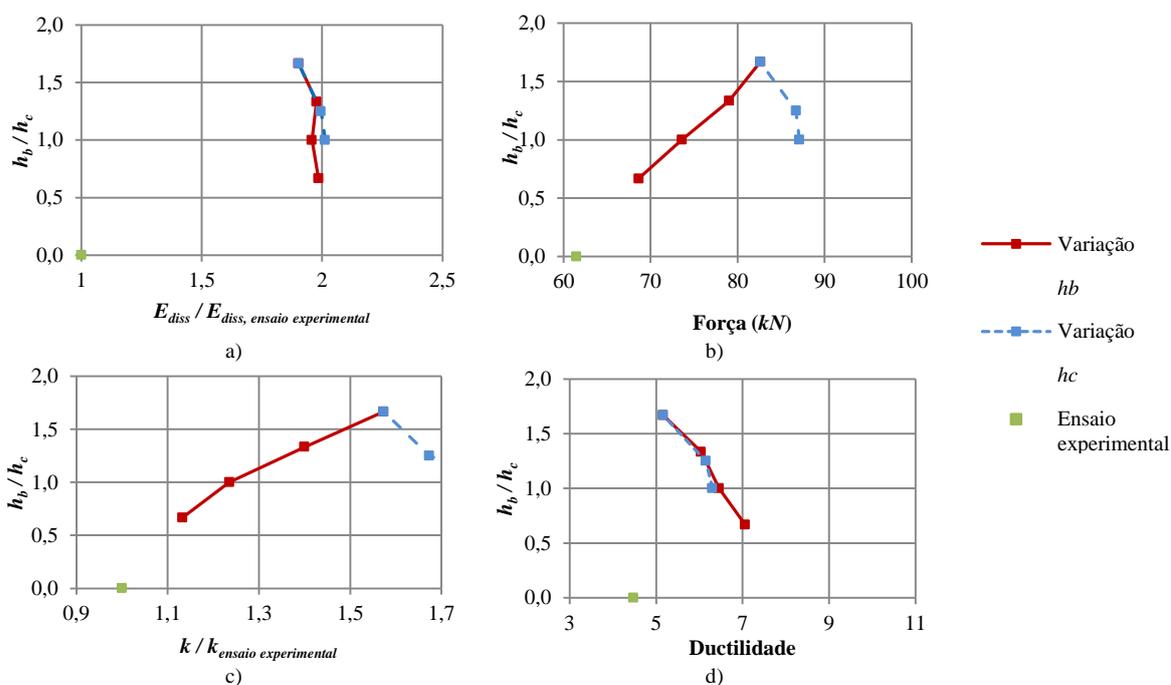


Figura 77 – Evolução dos critérios de avaliação no comportamento do provete ID, devido à variação dos parâmetros h_b e h_c : a) Energia dissipada; b) Força máxima; c) Rigidez inicial; d) Ductilidade.

6.4.2. Considerações finais

Findas as análises às modelações dos provetes reforçados, percebe-se que o parâmetro h_b é o que mais influencia os níveis de *drift* quando ocorre a fissuração do betão nos pilares, a força máxima e a rigidez inicial. Por lado o parâmetro h_c tem maior preponderância na ductilidade do elemento estrutural e nos níveis de *drift* para a cedência da armadura tanto nos pilares como nas vigas. Acréscimos no comprimento das chapas adjacentes às vigas e aos pilares diminuem os níveis de *drift* para a fissuração do betão nas vigas. A rotura nas vigas acontece em praticamente todos os casos estudados, no entanto quando h_c é superior a h_b , observam-se bons níveis de *drift* nestes critérios de avaliação. É possível ainda compreender que independentemente da variação de qualquer um dos parâmetros analisados, o valor da energia dissipada mantém-se praticamente invariável, situando-se em valores 100% superiores aos registados experimentalmente.

Por conseguinte e tendo em conta os objetivos pretendidos para este trabalho, foram definidos para o provete IPA-2, uma solução de reforço com as seguintes dimensões: $h_c = 30 \text{ cm}$, $h_b = 30 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$ e chapas com 1 cm de espessura. Para o provete ID, uma solução de reforço com as dimensões: $h_c = 30 \text{ cm}$, $h_b = 20 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$ e chapas com 1 cm de espessura.

Foram definidas estas dimensões para o elemento de reforço, porque não alteram muito as características da estrutura em termos de força máxima e rigidez inicial. Segundo as análises efetuadas a aplicação de um reforço com estas características irá incidir com maior preponderância na ductilidade e energia dissipada do elemento estrutural, e por outro lado irá também proteger os pilares e o interior do nó, transportando a maior parte do dano para as vigas.

6.5. Pormenorização da solução de reforço para os casos de estudo: IPA-2 e ID

As Figuras 78 e 79 apresentam as disposições construtivas do reforço para os provetes IPA-2 e ID, respetivamente.

O reforço dos provetes em estudo consiste na aplicação da solução de reforço apresentada na Figura 28. Estes elementos serão pré-fabricados, e todos os elementos que o constituem devidamente soldados entre si. Os esquemas com as dimensões do elemento de reforço, a aplicar na reabilitação dos provetes, estão representados nas Figuras 80 e 81.

O elemento metálico proposto para reforçar os provetes não estará diretamente ligado ao nó. Entre eles estarão cintas metálicas, todas com espessura de 5 mm, e largura de 50 mm. Localizadas junto do nó, e no final do elemento de reforço, como se ilustra nas Figuras 78 e 79. Todas as cintas deverão ser corretamente colados ao betão e as ligações existentes entre si, serão devidamente soldadas.

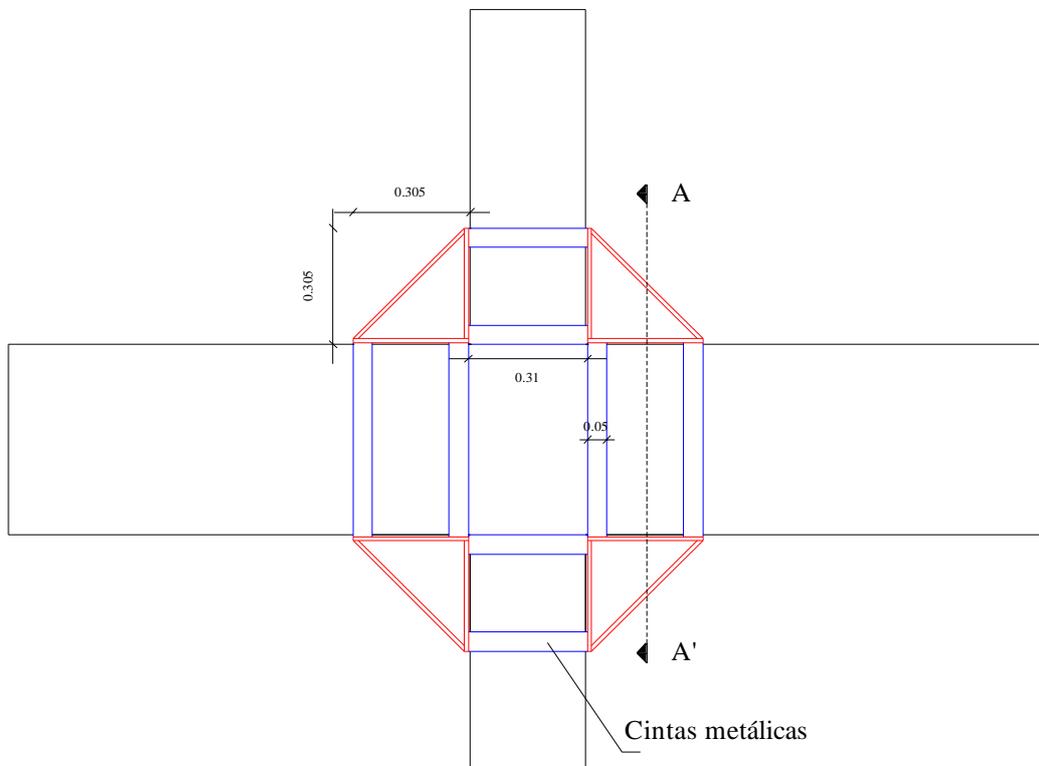


Figura 78 – Esquema representativo das disposições construtivas da aplicação da solução de reforço no provete IPA-2.

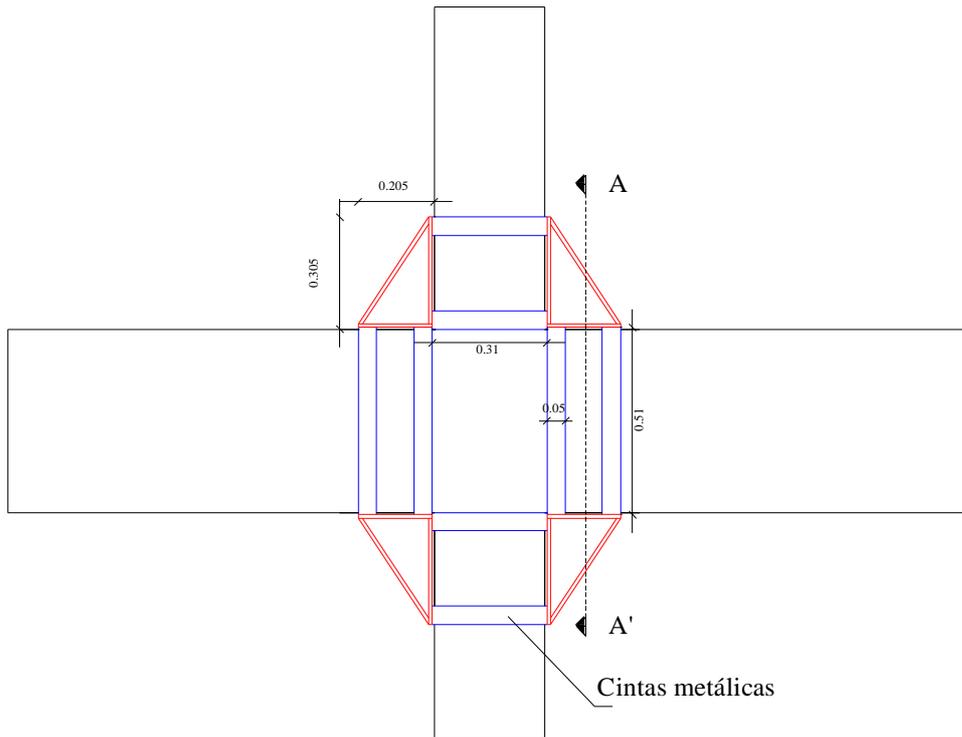


Figura 79 – Esquema representativo das disposições construtivas da aplicação da solução de reforço no provete ID.

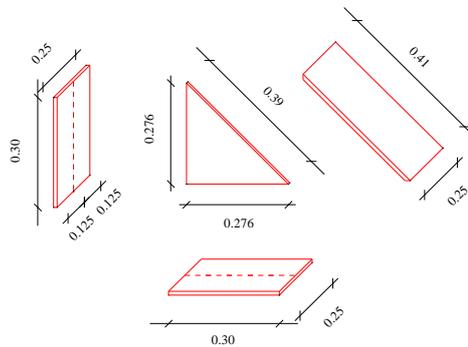


Figura 80 – Dimensões dos elementos constituintes da solução de reforço a aplicar no provete IPA-2.

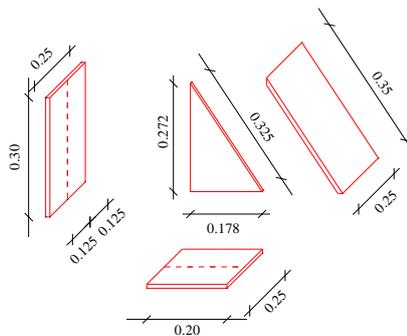


Figura 81 – Dimensões dos elementos constituintes da solução de reforço a aplicar no provete ID.

A Figura 82 apresenta os cortes esquemáticos, para os provetes IPA-2 e ID, representados nas disposições construtivas das Figuras 78 e 79.

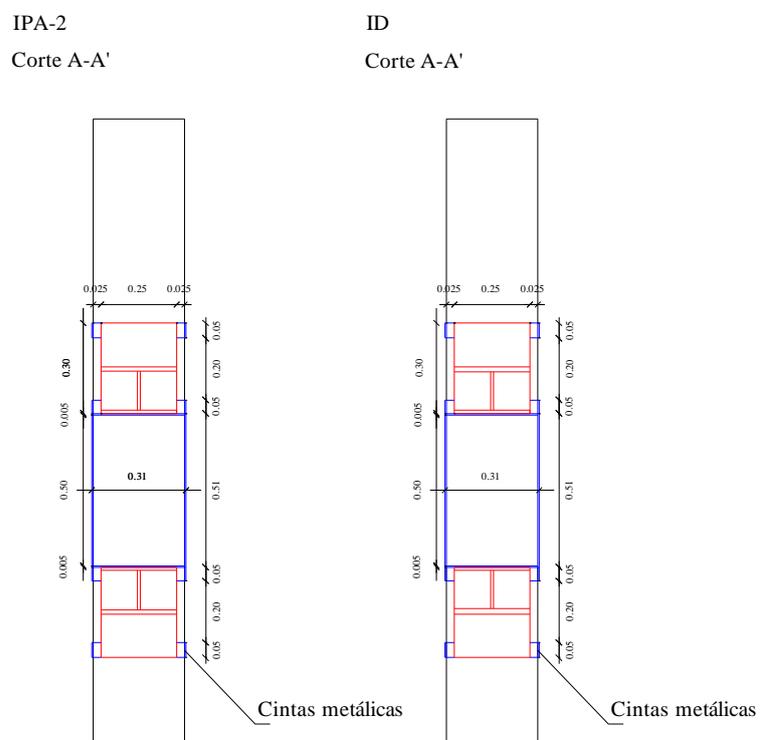


Figura 82 – Esquema representativo do corte A-A', dos provetes IPA-2 e ID.

Capítulo 7

Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1. Conclusões

Neste Capítulo é feita uma síntese do trabalho realizado, realçando os aspetos de maior interesse. Serão ainda apresentadas as principais conclusões relativas às soluções de reforço projetadas para os nós viga-pilar analisados. Por fim, referem-se alguns trabalhos que poderão ser elaborados com base no estudo efetuado.

A presente dissertação tinha como principal objetivo, dimensionar e detalhar soluções de reforço estruturais, a aplicar numa série de nós viga-pilar, com o intuito de melhorar o comportamento destes elementos face a carregamentos cíclicos. As soluções de reforço foram desenvolvidas com o propósito de, assegurar, na eventualidade destas ligações serem sujeitas a eventos sísmicos, a integridade do interior do nó e o mecanismo pilar forte-viga fraca.

Até final da década 1950, a maioria do edificado português foi projetado sem qualquer consideração a ações sísmicas, principalmente porque a regulamentação da altura não contemplava esse tipo de evento. Outro aspeto importante, era a utilização de armadura lisa nas construções, que implicava uma fraca aderência entre o aço e o betão. É por isso, evidente a elevada vulnerabilidade dos edifícios existentes, a conjugação destes dois fatores proporciona às estruturas uma maior probabilidade de colapso, se sujeitas às ações cíclicas de um sismo.

Em zonas críticas, como bases de pilares e nós viga-pilar, a fraca aderência entre aço e betão pode contribuir significativamente para a deformação lateral dos elementos e conseqüentemente na resposta global da estrutura. Por exemplo, o comportamento complexo dos nós viga-pilar, é muito influenciado pelas propriedades de aderência entre o aço e o betão.

O risco de colapso de estruturas de betão armado devido a eventos sísmicos é muitas vezes associado à rotura frágil de nós viga-pilar. Recentes sismos demonstraram a vulnerabilidade das ligações viga-pilar nas estruturas de betão armado quando sujeitos a ações sísmicas. Apesar de em alguns casos, as vigas e os pilares se manterem intactos após a ocorrência destes eventos, a integridade do elemento é comprometida no nó, onde estes membros se unem. Por isso, o projeto sísmico de nós viga-pilar em elementos de betão armado é um assunto crítico, o qual requer uma especial atenção ao detalhe das disposições construtivas, de modo a assegurar mais resistência e ductilidade.

De acordo com a filosofia da atual regulamentação em vigor e em desenvolvimento, soluções de reforço adequadamente selecionadas, podem reduzir consideravelmente a vulnerabilidade das ligações viga-pilar, e conseqüentemente o risco de colapso destes edifícios, para níveis aceitáveis

Num processo de reforço de um edifício, é necessário fazer uma prévia avaliação rigorosa do estado de patologia e das deficiências estruturais, bem como um projeto cuidado da intervenção, de forma a garantir a efetiva redução da vulnerabilidade sísmica destas construções. Nesse sentido, as ferramentas disponíveis (resultados de ensaios experimentais, modelos numéricos e regulamentação internacional específica para a avaliação e reforço das estruturas) são instrumentos fundamentais, que podem e devem ser utilizados como apoio às intervenções de reforço sísmico dos edifícios existentes.

Para a reabilitação dos espécimes, foram propostas duas soluções de reforço tipo. A primeira envolvia a colocação nos pilares, de cintas metálicas e cantoneiras nos cantos, e a proteção do interior do nó também com recurso a elementos metálicos. A segunda proposta de reforço, foi adaptada do trabalho de Pampanin *et al.* (2006) e Genesio *et al.* (2010) (b), e consistiu na colocação de elementos metálicos pré-fabricados, nos vértices do núcleo do nó.

Deve-se realçar que, ambas as soluções apresentadas carecem de validação experimental. No entanto, relativamente aos provetes IPA-1 e IPB, reforçados com cintas metálicas e cantoneiras, uma primeira análise à secção transversal dos pilares com reforço, mostrou um aumento considerável na sua capacidade resistente em comparação com o elemento não reforçado. Os valores do momento resistente das secções reforçadas, tiveram um acréscimo próximo dos 100% em relação aos valores iniciais.

No que diz respeito à solução de reforço proposta para reforçar os provetes IPA-2 e ID, importa salientar a modelação numérica dos nós sem reforço de aproximação aos resultados experimentais. Os resultados obtidos do programa *SeismoStruct*, foram bastante satisfatórios, mostrando uma resposta cíclica muito semelhante à verificada nos ensaios experimentais. Este facto, elevou a confiança nos resultados obtidos da modelação numérica dos provetes reforçados.

Os dados retirados da modelação numérica aos provetes reforçados, revelaram o cumprimento dos critérios estabelecidos para a escolha das soluções de reforço. Quando sujeitos a carregamentos cíclicos, o mecanismo pilar forte-viga fraca é assegurado, pois para além de não se verificar a cedência das armaduras nos pilares, a maior parte do dano e a rotura ocorre nas vigas, longe dos pilares e do núcleo do nó, protegendo assim a integridade do elemento estrutural. A aplicação deste tipo de reforço, mostra também melhorias bastante significativas, em relação à ductilidade e rigidez inicial da ligação estrutural. Importa ainda referir, que a capacidade resistente do elemento estrutural se mantém praticamente ao mesmo nível, ou seja, os valores da força máxima, sofrem poucas alterações. Estes dados são relevantes, pois, segundo alguns autores, num reforço sísmico um dos aspetos a ter conta, é conferir maior ductilidade à estrutura, ou seja, maior capacidade de deformação e se possível não alterar os valores da sua capacidade resistente.

Apesar de ambas as soluções serem de fácil aplicação, a maior vantagem recai na solução de reforço proposta com base nos trabalhos de Pampanin *et al.* e Genesio *et al.* (b). A execução do elemento é pouco elaborada, podendo ser pré-fabricado, o que torna a sua aplicação em obra mais facilitada. No que concerne à relação custo/benefício, as melhorias evidenciadas pelos nós reforçados em termos de comportamento cíclico, e o baixo custo dos materiais envolvidos em comparação com os materiais compósitos,

tornam este elemento metálico, uma solução a ter conta caso seja necessário o reforço sísmico de nós viga-pilar de edifícios de betão armado.

7.2. Possíveis ações de desenvolvimentos futuros

Durante o desenvolvimento da presente dissertação, foram identificados vários parâmetros e metodologias, as quais podem ser alvo de evolução. Seguidamente, são apresentadas algumas linhas orientadoras que podem servir de base a futuros estudos.

Em termos gerais, como já se referiu no presente Capítulo, uma primeira linha de estudo, seria testar os nós viga-pilar estudados em ensaios cíclicos experimentais, para se aferir a real capacidade das soluções de reforço tipo apresentadas nesta dissertação.

Em relação à solução de reforço com cintas metálicas e cantoneiras nos cantos, seria importante verificar a capacidade da solução, em especial na proteção do núcleo do nó. Por outro lado, no que diz respeito ao elemento de reforço proposto para os provetes IPA-2 e ID, seria relevante uma comparação entre os valores registados na modelação numérica efetuada no *SeismoStruct*, e os resultados dos ensaios cíclicos experimentais dos nós reforçados. Não só para avaliar a capacidade da solução de reforço, como também as a modelação numérica efetuada no programa *SeismoStruct*.

Outros trabalhos a desenvolver, caso se prove, laboratorialmente, a eficácia do elemento metálico proposto para reforçar os provetes, e com base nesses ensaios cíclicos experimentais, será a criação de expressões analíticas, capazes de dimensionar de forma simples e concreta as dimensões dos diversos componentes deste elemento de reforço. Caso contrário, torna-se um processo muito moroso, dimensionar esta solução, com recurso a modelações numéricas através de programas de análise não linear, como o *SeismoStruct*.

Referências bibliográficas

- Alva, S. (2004); *Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Nós de Pórtico de Concreto Armado Submetido a Ações Cíclicas*, Tese de Doutoramento, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- Appleton, J. e Gomes, A. (1997); *Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores*, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº41, Janeiro.
- Aschheim, M. (2001); *The Izmit (Kocaeli) earthquake of 17th August 1999: Preliminary observations* – EERI Reconnaissance Team – Mid-America Earthquake Center - University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Barros, H. e Figueiras, J. (2010); *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Armado Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*, Edições FEUP, Porto.
- Calvi, G.M., Maneges, G. e Pampanin, S. (2002); *Experimental test on a three storey RC frame designed for gravity only*, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londres, Reino Unido, No.727.
- CEN (2003); *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee for Standardization: Bruxelas, Bélgica.
- Fardis, N. (2009); *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings, Based on EN-Eurocode8*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, ed, A. Ansal. Vol. 8, Nova Iorque.
- Fernandes, C. (2010); *Comportamento cíclico de elementos de betão armado com armadura lisa*. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro.

- Fernandes, C., Melo, J., Varum, H. e Costa, A. (2010); *Comportamento cíclico de nós viga-pilar com armadura lisa*. VI Congreso sobre patología y recuperación de estructuras, Cinpar 2010, Córdoba, Argentina, Junho.
- Fernandes, R. (2000); *Influência das ações repetidas na aderência aço-betão*, Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Filippou, F.C., Popov, E.P. e Bertero, V.V. (1983); *Modelling of RC Joints Under Cyclic Excitations*, Journal of Structure Engineering, Vol.109, No.11, p:2666-2684.
- Filho, J. (2000); *Estudo técnico-experimental a influência das cargas cíclicas na aderência aço-concreto*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Fragiadakis, M., Pinho, R. and Antoniou, S. (2008). *Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading*, in Progress in Computational Dynamics and Earthquake Engineering, Balkema Publishers – Taylor & Francis.
- Garcia, R. (2011); *Mecanismos de aderência aço liso-betão na resposta cíclica de nós*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Genesio, G., Eligehausen, R., Akgüsel, U. e Pampanin, S. (2010) (a); *Application of post-installed anchors for seismic retrofit of RC frames*, 14th ECEE, Ohrid, Macedónia.
- Genesio, G., Sharma, A., Eligehausen, R., Pampanin, S. e Reddy, G.R. (2010) (b); *Development of seismic retrofit technique of RC frame using fully fastened haunch elements: static to dynamic testing*, 14th Symposium on Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology, Roorkee, India, No. A0017. Dezembro.
- Giuffrè, A. e Pinto, P.E. (1970); *II Comportamento del Cemento Armado Per Sollecitazione C'clice di Forte Intensità*, Giornale del Génio Givile, Maggio.
- Hakuto, S., Park, R. e Tanaka, H. (2000); *Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforced details*, ACI Structural Journal, Vol.97, No.1, p:11-25.

- INE, I.P. (2012); *Censos 2011 resultados definitivos – Portugal*. Lisboa, Portugal, Novembro.
- Izzudin, B.A. (1991); *Nonlinear Dynamic Analysis of Framed Structures*, Tese de Doutoramento, Imperial College, Universidade de Londres, Londres.
- Izzudin, B.A. (2001); *Conceptual issues in geometrically nonlinear analysis of 3D framed structures*, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.191, p:1029-1053.
- Liu, A. e Park, R. (2001); *Seismic behavior and retrofit of pre-1970's as-built exterior beam-column joints reinforced by plain round bars*, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol.34, No.1, p:68-81.
- LNEC (2000); *Levantamento do parque habitacional de Portugal Continental para o estudo da sua vulnerabilidade sísmica com base nos CENSOS-91*, Relatório 260/00-C3ES, LNEC, Lisboa, Outubro.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. e Park, R. (1988); *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, Journal of the Structures Division, ASCE, Vol.114, No.8, Agosto, p:1804-1826.
- Melo, J. (2009); *Influência do escorregamento na resposta cíclica de elementos de BA*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Melo, J., Varum, H. Rossetto, T. e Costa, A. (2012); *Comportamento cíclico de nós vigapilar de estruturas antigas de betão armado*, Encontro Nacional Betão Estrutural, FEUP, Porto, Portugal, Outubro.
- Menegotto, M. e Pinto, P.E. (1973); *Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behaviour of Elements Under Combined Normal Force and Bending*, Symposium on Resistance and Ultimate Deformation of Structures Acted on Well Defined Repeated Loads, IABS Reports Vol.13, Lisboa.
- Mimoso, M. (2008); *Comparação dos resultados analíticos e experimentais da estrutura SPEAR*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

- Pampanin, S., Calvi Moratti, G.M. e M. (2002); *Seismic behavior of RC beam-column Joints designed for gravity loads*, 12th European Conference on Earthquake Engineering, No.726. Londres, Reino Unido.
- Pampanin, S., Christopoulos, C. e Chen, T. (2006); *Development and validation of a metallic haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings*, Wiley InterScience, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35, p:1739-1766. Setembro.
- Pampani, S., Magenes, G. e Carr, A. (2003); *Modeling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam columns joints*, 2003 Symposium “Concrete Structures in Seismic Regions”, Atenas, Grécia.
- Park R. e Paulay T. (1973); *Behaviour of reinforced concrete external beam-column joints under cyclic loading*, 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma, Vol. 1.
- Paulay, T. (1989); *Equilibrium criteria for reinforced concrete beam-column joints*. ACI Structural Journal, Vol.86, No.6, p:635-643.
- Pristley, M.J.N, Seible, F. e Calvi, G.M. (1996); *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley-Interscience, John Wiley & Sons, Inc, Nova Iorque.
- Priestley, N. (1997); *Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings*. Journal of Earthquake Engineering, Vol.1, No.1, p:157-192.
- Saatcioglu, M. Gardner, J. e Ghobarah, A. (1999); *The Kocaeli earthquake of August 17, 1999 in Turkey*.
Disponível em <http://www.genie.uottawa.ca/profs/murat/KocaeliEQ.html>
- Sharma, A., Genesio, G., Reddy, G.R., Eligehausen, R., Pampanin, S. e Vazee, K.K. (2010); *Experimental investigations on seismic retrofitting on concrete beam – column joints*. 14th Symposium on Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology, Roorkee, India, No. A007. Dezembro.
- SeismoStruct* (2003); *Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures*.
Disponível em <http://www.seismostruct.com>

- Silva, P. (2007); *Reforço sísmico de edifícios de betão armado*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- RBA, *Regulamento do Betão Armado* (1935). Aprovado pelo Decreto-Lei nº25:948.
- REBA, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado* (1967). Aprovado pelo Decreto-Lei nº47723, Diário da República.
- Rocha, P (2011); *Reforço e reparação de pilares de edifícios de betão armado em zonas sísmicas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.
- Rodrigues, V. (2005); *Reforço sísmico de pilares de betão armado – Análise e validação experimental*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.
- Wei, Y. (2006); *Inelastic modelling of reinforced bars and blind analysis of the benchmark tests on beam-column joints under cycling loading*. Dissertação de Mestrado, Università degli Studi di Pavia, Itália.
- Varum, H. (2003); *Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios de betão armado*. Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Varum, H. (2008); *Edifícios de betão armado: reforço sísmico*, Revista Arte & Construção, Especial Reabilitação, No.212, p:48-55.

Anexo A

Cálculo do reforço para os provetes IPA-1 e IPB

A 1. Dimensionamento das cantoneiras metálicas nos cantos

As armaduras exteriores, cantoneiras metálicas, foram dimensionadas à flexão composta, com os momentos resistentes, $M_{Rd, pilares\ requeridos}$, apresentados na Tabela 2, e assumindo um esforço axial atuante, $N_{Ed} = 460\text{ kN}$ (este valor deriva dos ensaios realizados anteriormente nos provetes, sendo que se tomou como referência o valor médio do esforço axial aplicado). Obtém-se portanto a partir da equação (4.2), o respetivo esforço axial de cálculo $N = 511.11\text{ kN}$.

Tendo os valores de cálculo do esforço axial e momento fletor é possível determinar os valores do esforço axial (v) e momento reduzidos (μ), equações (A.1) e (A.2) respetivamente.

$$v = \frac{N}{b h f_{cd}} \quad (\text{A.1})$$

$$\mu = \frac{M}{b h^2 f_{cd}} \quad (\text{A.2})$$

onde,

b – largura da secção;

h – altura da secção;

f_{cd} – tensão de rotura à compressão do betão.

Na Tabela 16, apresentam-se para os diferentes provetes, os valores do esforço axial e momentos fletores reduzidos.

Tabela 16 – Valores do esforço axial e momento fletor reduzido para os provetes IPA-1 e IPB.

	μ	ν
IPA-1	0,189491817	0,264140109
IPB	0,166288738	0,231796422

Através das tabelas de dimensionamento de flexão composta (Barros e Figueiras, 2010) é possível determinar a percentagem mecânica de armadura (ω) e ainda um coeficiente α , que permite calcular a profundidade de eixo neutro (x) através da equação (A.3).

$$\alpha = \frac{x}{h} \quad (\text{A.3})$$

onde, h é a altura da secção.

Os valores da percentagem mecânica de armadura (ω) e profundidade do eixo neutro (x) são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Valores da percentagem de armadura e profundidade do eixo neutro, para provetes IPA-1 e IPB.

	ω	x
IPA-1	0,236553	0,0977676 m
IPB	0,197955	0,085833 m

Através da equação (A.4) é possível calcular A_s^{eq} .

$$\omega = \frac{A_s^{eq} f_{yd}}{b h f_{cd}} \quad (\text{A.4})$$

sendo, f_{yd} a tensão de rotura à tração do aço.

Os valores da armadura longitudinal equivalente, A_s^{eq} são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Valores da armadura longitudinal equivalente para provetes IPA-1 e IPB

A_s^{eq}	
IPA-1	0,001130198 m^2
IPB	0,001077755 m^2

Pela equação (A.4), temos o valor da área de cantoneiras necessário para que o valor dos momentos resistentes nos pilares seja 1.3 vezes maior do que o valor momentos resistentes das vigas. No entanto, dado que se tratam de valores muito baixos, que levaria à utilização de cantoneiras de muito reduzidas dimensões, foi considerada a recomendação de Appleton e Gomes (1997), apresentada no ponto (4.3.1). Deste modo, para os provetes IPA-1 e IPB se utilizar-se-ão cantoneiras metálicas nos cantos com as dimensões 50 x 50 x 5 mm. Na Tabela 19, apresentam-se os valores da armadura exterior para reforçar os provetes IPA-1 e IPB.

Tabela 19 – Valores da armadura exterior de reforço necessária para reforçar os provetes IPA-1 e IPB.

A_s^r	
IPA-1	3,325518721 cm^2
IPB	2,939349994 cm^2

A.2. Dimensionamento das cintas metálicas

Admitindo que para os provetes IPA-1 e IPB se pretende uma ductilidade na ordem dos 4 valores, e ainda o deslocamento em cedência, $\delta_y=10\text{ mm}$, obtemos os seguintes resultados para o deslocamento último, δ_u , que se apresentam na Tabela 20.

Tabela 20 – Valores do deslocamento último para os provetes IPA-1 e IPB.

δ_u	
IPA-1	40 mm
IPB	40 mm

Considerando $g=0\text{ mm}$, calculou-se o comprimento da rótula plástica (L_p), a partir da equação (4.5), sendo que para o caso dos provetes IPA-1 e IPB estes valores serão

reduzidos para metade de acordo com Varum (2003). Na Tabela 21 apresentam-se os comprimentos da rótula plástica para os provetes IPA-1 e IPB.

Tabela 21 – Valores do comprimento da rótula plástica para os provetes IPA-1 e IPB.

L_p	
IPA-1	0,10692 m
IPB	0,10692 m

As diferentes rotações plásticas dos pilares foram calculadas através da equação (A.5). Na Tabela 22, são apresentados os valores da curvatura equivalente bilinear para os diferentes provetes.

$$\theta_p = \frac{\delta_u}{L} \quad (\text{A.5})$$

sendo L a altura do pilar.

Tabela 22 – Valores da curvatura equivalente bilinear para os provetes IPA-1 e IPB.

θ_p	
IPA-1	0,027586
IPB	0,027586

Pela análise dos diagramas momento-curvatura apresentados na Figura 12, verifica-se para os diversos provetes os seguintes resultados para a curvatura elástica ϕ_y . Na Tabela 23, são apresentados os valores da curvatura elástica para os provetes IPA-1 e IPB.

Tabela 23 – Valores da curvatura elástica para os provetes IPA-1 e IPB.

ϕ_y	
IPA-1	0,0141 /m
IPB	0,0141 /m

A curvatura plástica foi obtida a partir da equação (4.4). Na Tabela 24, apresentam-se os valores da curvatura equivalente bilinear para os provetes IPA-2 e IPB.

Tabela 24 – Valores da curvatura equivalente bilinear para os provetes IPA-1 e IPB.

ϕ_p	
IPA-1	0,258008 /m
IPB	0,258008 /m

A curvatura máxima é a soma das curvaturas acima referidas. Na Tabela 25, apresentam-se os valores da curvatura máxima para os provetes IPA-1 e IPB.

Tabela 25 – Valores da curvatura máxima para os provetes IPA-1 e IPB.

ϕ_m	
IPA-1	0,272018 /m
IPB	0,272018 /m

Com os valores da curvatura máxima e da profundidade do eixo neutro (Tabela A.2) foi possível calcular a extensão máxima de compressão, ϵ_{cm} , através da equação (4.7). Na Tabela 26, apresentam-se os valores da extensão máxima para os provetes IPA-1 e IPB.

Tabela 26 – Valores da extensão máxima para os provetes IPA-1 e IPB.

ϵ_{cm}	
IPA-1	0,026603
IPB	0,023356

Para o cálculo da tensão do betão confinado f'_{cc} , calculou-se previamente a pressão de confinamento exercida pelos estribos f'_l através da equação (4.12). Tabela 27, apresentam-se os valores da pressão de confinamento exercida pelos estribos nos pilares dos provetes IPA-1 e IPB.

Tabela 27 – Valores da pressão de confinamento exercida pelos estribos dos elementos estruturais dos provetes IPA-1 e IPB.

f'_l	
IPA-1	0,257611 MPa
IPB	0,257611 MPa

A Tabela 28, resulta da aplicação da fórmula de Mander *et. al* (1988) explicitada na equação (4.11).

Tabela 28 – Valores da tensão do betão confinado para os provetes IPA-1 e IPB.

f'_c	
IPA-1	23,23761 MPa
IPB	26,24377 MPa

Recorrendo à equação (4.10), obtemos a espessura das cintas metálicas para os provetes IPA-1 e IPB, apresentados na Tabela 29:

Tabela 29 – Valores das espessuras das cintas metálicas para os provetes IPA-1 e IPB.

t_j	
IPA-1	0,763997 mm
IPB	0,738865 mm

A zona a reforçar corresponde à altura crítica do pilar, definida no Eurocódigo 8 (CEN, 2003) para ductilidade média. Pode ser obtida através da equação (A.6).

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45 \right\} [m] \quad (A.6)$$

sendo,

h_c – altura da secção do pilar;

l_{cl} – altura do pilar.

Dado que os provetes têm todos as mesmas dimensões, obteve-se:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45 \right\} = \max \left\{ 0.3; \frac{1.45}{6}; 0.45 \right\} = 0.45 \text{ m}$$

As espessuras de encamisamento (t_j) foram calculadas, como se de um reforço contínuo se trata-se. Obtida esta espessura, multiplicou-se pela altura do encamisamento (altura crítica do pilar), chegando-se a uma área total por face (transversal). Para transformar o encamisamento metálico contínuo em cintas, fixou-se uma determinada espessura, de 5

mm, obtendo-se uma nova largura (l_j). Assim sendo, para todos os provetes foi considerado a utilização de quatro cintas metálicas, com uma 5 *mm* de espessura, o que originou as seguintes larguras, l_j , para as cintas, que se apresentam na Tabela 30.

Tabela 30– Valores da largura das cintas metálicas dos diferentes provetes.

l_j	
IPA-1	17,18 <i>mm</i>
IPB	16,62 <i>mm</i>

No entanto e como se tratam de valores muito pequenos, foi adotada uma largura uniforme para as cintas, de 25 *mm* para o provete IPA-1 e 20 *mm* para o provete IPB.