



**Universidade de Aveiro** Departamento de Engenharia Civil  
2014

**Vera Lúcia Reis  
Marques**

**Comportamento de nós viga-pilar**





**Vera Lúcia Reis  
Marques**

## **Comportamento de nós viga-pilar**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e co-orientação do Doutor Humberto Varum, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.



## **o júri**

presidente

Prof. Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa  
professora associada da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues  
professor adjunto do Instituto Politécnico de Leiria

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa  
professor catedrático da Universidade de Aveiro



## **agradecimentos**

A realização desta dissertação só foi possível com o apoio e incentivo que me foi transmitido por professores, amigos e família, ficando aqui os meus mais sinceros agradecimentos.

Começo por agradecer ao Professor Aníbal Costa, meu orientador, pela dedicação, disponibilidade e pelos conhecimentos transmitidos durante a realização desta dissertação.

Ao Professor Humberto Varum, meu co-orientador, pela disponibilidade e pelos ensinamentos prestados.

Ao Doutorando José Melo, gostaria de expressar, igualmente o meu apreço e a minha enorme gratidão pela disponibilidade, paciência, apoio, dedicação e amizade prestada durante o desenrolar deste trabalho.

Aos Engenheiros, Bruno Lobo e Jorge Fonseca, e ao Sr. Vítor pela ajuda e convívio durante a realização dos ensaios no laboratório do Departamento de Civil da Universidade de Aveiro.

Ao Laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, sem o qual não seria possível a realização dos ensaios.

Agradeço também aos meus amigos e familiares, e em especial aos meus pais pelo exemplo de vida.



**palavras-chave**

Nós viga-pilar, armadura lisa, aderência aço-betão, ensaios cíclicos.

**resumo**

Da observação dos danos provocados por sismos recentes, verifica-se que o comportamento cíclico dos elementos de betão armado é fortemente influenciado pelo mecanismo de aderência aço-betão. A degradação progressiva da aderência, com a conseqüente ocorrência do escorregamento das armaduras, é uma das causas comuns de dano e colapso de estruturas de betão armado sujeitas a ações severas, como as induzidas pelos sismos. Em muitos países, este fenómeno assume particular importância nos edifícios construídos até aos anos 70, com armadura lisa e sem dimensionamento específico face à ação sísmica. Este tipo de estruturas são geralmente caracterizadas por pormenorização deficiente da armadura, confinamento inadequado e fracas condições de aderência. A conjugação destes fatores, associada à elevada concentração de esforços verificada nas ligações viga-pilar, faz com que nestas zonas se concentre o dano em edifícios de betão armado devido a ações sísmicas.

Nesta dissertação são apresentados os principais resultados dos ensaios cíclicos de quatro nós viga-pilar, com a mesma geometria e igual pormenorização da armadura, representativos de nós interiores de edifícios de betão armado construídos até meados dos anos 70, sem pormenorização adequada face à ação sísmica. Dois dos nós foram executados com armadura lisa (às quais estão associadas fracas condições de aderência) e os outros dois nós com armadura nervurada. Para melhor compreender a influência da aderência aço liso-betão no comportamento cíclico dos nós é estabelecida a comparação entre os resultados experimentais obtidos nos provetes com armadura nervurada com os alcançados nos provetes com armadura lisa. Esta comparação permitiu concluir que o fenómeno do escorregamento condiciona significativamente o desempenho das estruturas com armadura lisa quando solicitadas por ações cíclicas. Por outro lado, os provetes foram sujeitos a diferentes níveis de esforço axial no pilar de forma a perceber a influência deste parâmetro no comportamento global destas ligações.



**keywords**

Beam-column joints, plain bars, bond-slip, cyclic testing.

**abstract**

The observation of the damage caused by recent earthquakes reveals that the cyclic behavior of concrete elements is strongly influenced by the mechanism for steel-concrete adhesion. The progressive degradation of the grip, with the consequent occurrence of slip reinforcement, is one of the common causes of damage and collapse of concrete structures subjected to severe actions, such as those induced by earthquakes. In many countries, this phenomenon is particularly important in buildings constructed until the 70s, with plain armor and no specific sizing due to the seismic action. Such structures are generally characterized by poor detailing of reinforcement, inadequate containment and weak adhesion. The combination of these factors, coupled with the high concentration of efforts observed in beam-column connections, makes these areas concentrate the damage in reinforced concrete buildings due to seismic actions.

This thesis presents the main results of the cyclic tests of four beam-column knots, with the same geometry and the same detail of the armor, representative of interior knots of reinforced concrete buildings constructed until the mid 70s, without adequate detailing in view of seismic action. Two knots have been executed with smooth armor (which are associated with poor grip conditions) and the other two knots with ribbed armor. To better understand the influence of grip, smooth steel and concrete structures of knots in the cyclic behavior, it was established the comparison between the experimental results obtained in specimens with ribbed armor with those achieved in specimens with smooth armature. This comparison allowed us to conclude that the phenomenon of slipping affects significantly the performance of structures with smooth armor when requested by cyclical stocks. On the other hand, the test specimens were subjected to different levels of axial load on the pillar in order to understand the influence of this parameter on the overall behavior of these connections.



---

# Índice Geral

1. Introdução.....	3
1.1. Enquadramento .....	3
1.2. Motivação.....	5
1.3. Objetivos .....	5
1.4. Estratégia .....	5
1.5. Estrutura da dissertação.....	6
2. Evolução da regulamentação de dimensionamento sísmico e vulnerabilidade dos edifícios construídos em betão armado na década de 70 .....	11
2.1. Caracterização dos edifícios em betão armado.....	12
2.2. Disposições construtivas .....	14
2.2.1. Aspetos gerais .....	14
2.2.2. Vigas .....	15
2.2.3. Pilares .....	17
2.3. Principais danos provocados nas estruturas de B.A. devido à ação sísmica.....	18
3. Estudos realizados sobre a aderência aço-betão.....	25
3.1. Técnicas de ensaio .....	25
3.2. Aderência aço-betão .....	33
3.3. Outros parâmetros que influenciam o comportamento dos nós viga-pilar.	38
3.3.1. Armadura transversal.....	39
3.3.2. Nível de esforço axial no pilar .....	40
3.3.3. Tipo de carregamento atuante .....	41
3.3.4. Resistência à compressão do betão.....	42
3.3.5. Dimensões dos elementos (relação entre as alturas das seções da viga e do pilar) .....	42
3.3.6. Outros fatores .....	44
3.4. Tipos de rotura de nós viga-pilar.....	44

4.	Conceção e execução dos provetes.....	47
4.1.	Características geométricas.....	47
4.2.	Propriedades dos materiais .....	49
4.2.1.	Betão.....	49
4.2.2.	Aço.....	49
4.3.	Disposições construtivas da armadura.....	51
4.4.	Fabrico das armaduras .....	54
4.5.	Cofragem .....	55
4.6.	Betonagem.....	56
4.7.	Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na execução dos provetes.....	57
5.	Método de ensaio.....	61
5.1.	Funcionamento da plataforma de ensaio.....	61
5.2.	Descrição da plataforma de ensaio.....	62
5.3.	Instrumentação de monitorização .....	68
6.	Resultados experimentais .....	75
6.1.	Considerações gerais .....	75
6.1.1.	Relação força-deslocamento .....	75
6.1.2.	Energia dissipada.....	77
6.1.3.	Amortecimento equivalente .....	78
6.1.4.	Danos observados .....	79
6.2.	Apresentação dos resultados .....	79
6.2.1.	Provete IP1 .....	79
6.2.2.	Provete IP2 .....	82
6.2.3.	Provete ID1.....	85
6.2.4.	Provete ID2.....	88
6.3.	Resistência ao corte do nó e capacidade à flexão dos elementos .....	90

---

7. Análise comparativa dos resultados .....	99
7.1. Análise global .....	99
7.1.1. Relação força-deslocamento .....	99
7.1.2. Energia dissipada .....	102
7.1.3. Amortecimento equivalente .....	102
7.1.4. Danos observados .....	103
7.2. Influência do tipo de armadura .....	104
7.2.1. Análise comparativa dos resultados experimentais dos provetes IP1 e ID1 .....	104
7.2.2. Análise comparativa dos resultados experimentais dos provetes IP2 e ID2 .....	110
7.3. Influência do nível de esforço axial .....	115
7.3.1. Análise comparativa dos resultados experimentais dos provetes com armadura lisa (IP1 e IP2) .....	115
7.3.2. Análise comparativa dos resultados experimentais dos provetes com armadura nervurada (ID1 e ID2) .....	119
8. Conclusões e possíveis ações de desenvolvimento futuro .....	127
8.1. Conclusões .....	127
8.2. Possíveis ações de desenvolvimento futuro .....	130
Referências bibliográficas .....	133
ANEXOS .....	139



---

## Lista de Figuras

Figura 1 - Formação de rótulas plásticas: a) nos pilares; b) nas vigas. ....	20
Figura 2 - Mecanismo “soft-storey” devido à presença de lojas no rés-do-chão (Costa, 2010). .....	20
Figura 3 - a) Viga com comportamento não dúctil (Varum, 2003); b) Pilar de betão armado com inadequada armadura de esforço transversal (Arslan et al., 2007); c) Rotura por esforço transversal no pilar devido à desapropriada armadura transversal (Saatcioglu et al., 2001); d) Rotura por esforço transversal do pilar curto resultante da interrupção do preenchimento dos quadros do pórtico com alvenaria (Saatcioglu et al., 2001); e) Mecanismo viga forte- pilar fraco (Saatcioglu et al., 2001); f) Colapso do edifício devido à formação de rótulas plásticas nas extremidades dos pilares do piso térreo (Arslan et al., 2007). ....	22
Figura 4 - Esquema do ensaio de arrancamento, segundo a Norma EN 10080 (EN 10080,2005).....	26
Figura 5 - Plataforma de ensaio, Varum (2003). ....	27
Figura 6 - a) Esquema de ensaio (Garcia, 2011); b) Plataforma horizontal de ensaio (Fernandes et al., 2010). ....	29
Figura 7 - Aderência por adesão (aderência química), adaptado de Fernandes e Debs (2005). .....	34
Figura 8 - Aderência por atrito (Fernandes e Debs, 2005).....	35
Figura 9 - Aderência mecânica: a) Armadura lisa; b) armadura nervurada (Fernandes e Debs 2005).....	35
Figura 10 - Curvas tensão de cedência versus escorregamento (para armadura lisa e nervurada), adaptado de Leonhard e Monnig (1977).....	36
Figura 11 - Curva teórica de tensão de aderência versus escorregamento apresentada por Tassios (1979), adaptado de Tassios (1979).....	38
Figura 12 - Geometrias usuais de nós, adaptado de Paulay e Priestley (1992). ....	43
Figura 13 - a) Nós viga-pilar em estudo; b) Esquema estrutural e condições de apoio idealizadas para o ensaio. ....	48
Figura 14 - Geometria e secções transversais dos provetes nós viga-pilar. ....	48

## Lista de Figuras

---

Figura 15 - Ensaio de tração simples realizados ao aço A235 NL: a) Diâmetro 8 mm; b) Diâmetro 12 mm.....	50
Figura 16 - Ensaio de tração ao aço A235 NR (nervurado): a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm. ....	51
Figura 17 - Pormenorização da ancoragem gancho: a) Diâmetro do mandril, $D_h$ ; b) Comprimento da extremidade do gancho, $L_h$ (Garcia, 2011). ....	52
Figura 18 - Armadura longitudinal e transversal dos provetes: a) em planta; b) em corte. ....	53
Figura 19 - Pormenores gerais da montagem e amarração da armadura: a) Vista geral do aspeto final das armaduras; b) Pormenor da amarração das armaduras longitudinais em gancho; c) Pormenorização das armaduras na zona de ligação do nó. ....	55
Figura 20 - Detalhes da cofragem dos provetes: a) Vista geral da cofragem; b) Zona de ligação do nó; c) Pormenor dos espaçadores em PVC. ....	55
Figura 21 - Betonagem dos provetes: a) Colocação e vibração do betão; b) Aspeto final da superfície do provete. ....	56
Figura 22 - a) Esquema de ensaio; b) Lei de deslocamentos aplicada. ....	61
Figura 23 - Plataforma de ensaio: a) Em planta; b) Vista global. ....	63
Figura 24 - Elementos metálicos de reação: a) e b) Apoio duplo na base do pilar inferior; c) Estrutura metálica de reação ao servo-atuador; d) Pórtico metálico de reação para a viga. ....	64
Figura 25 - Ligações do provete à estrutura de reação: a) Ajustadores; b) Rótula; c) Pórtico metálico onde são afixados os slides; d) pormenor de um slide. ....	65
Figura 26 - Ligações dos apoios: a) Esfera de aço; b) Blocos de nivelamento. ....	65
Figura 27 - a) Servo-atuador; b) Pormenor de uma das rótulas. ....	66
Figura 28 - a) Sistema auto-equilibrado adotado; b) Atuador hidráulico utilizado para aplicação do esforço axial. ....	66
Figura 29 - Células de carga: a) pormenor da célula de carga do servo-atuador; b) pormenor da célula de carga do atuador. ....	67
Figura 30 - Células de carga: a) e b) Pormenores das células de carga do apoio duplo. ....	67
Figura 31 - Preparação do provete: a) Capa metálica afixada nas extremidades da viga; b) Pormenor da chapa em contacto com o slide; c) Peça metálica na base do pilar inferior; d) Peça metálica no topo do pilar superior. ....	68

---

Figura 32 - Sensores utilizados: a) Potenciómetros (da GEFTRAN); b) LVDTs (da APPLIED MEASUREMENTS LTD); c) Transdutores lineares (Barras TURCK); d) Transdutores de fio. ....	69
Figura 33 - Esquematização da disposição dos sensores.....	69
Figura 34 - a) Lei de deslocamentos laterais impostos no topo do pilar ( $d_p$ ); b) Exemplo de um gráfico força-deslocamento (gráfico força-deslocamento do provete IP1).....	75
Figura 35 - Ajuste da curva bi-linear à envolvente força-deslocamento, determinação do ponto de deslocamento de cedência: a) 1ª condição; b) 2ª condição (Garcia, 2011).....	77
Figura 36 - Exemplo de um gráfico de energia dissipada total e respetiva curva de energia potencial plástica, representada a vermelho (gráfico de energia dissipada do provete IP1). ....	78
Figura 37 - Amortecimento para um ciclo de histerese, adaptado de Varum (2003). ....	79
Figura 38 - Relação força-deslocamento do provete IP1: a) Gráfico da relação força-deslocamento (ciclos histeréticos); b) Envolventes força-deslocamento e identificação de danos. ....	80
Figura 39 - Evolução da energia dissipada do provete IP1. ....	81
Figura 40 - Amortecimento equivalente do provete IP1. ....	81
Figura 41 - Estado final de dano do provete IP1 (face superior do nó).....	82
Figura 42 - Relação força-deslocamento do provete IP2: a) Gráfico da relação força-deslocamento (ciclos histeréticos); b) Envolventes força-deslocamento e identificação de danos. ....	83
Figura 43 - Evolução da energia dissipada do provete IP2. ....	84
Figura 44 - Amortecimento equivalente do provete IP2. ....	84
Figura 45 - Estado final de dano do provete IP2 (face superior do nó).....	85
Figura 46 - Relação força-deslocamento do provete ID1: a) Gráfico da relação força-deslocamento (ciclos histeréticos); b) Envolventes força-deslocamento e identificação de danos. ....	85
Figura 47 - Evolução da energia dissipada do provete ID1. ....	86
Figura 48 - Amortecimento equivalente do provete ID1. ....	87
Figura 49 - Estado final de dano do provete ID1 (face superior do nó). ....	87

## Lista de Figuras

---

Figura 50 - Relação força-deslocamento do provete ID2: a) Gráfico da relação força-deslocamento (ciclos histeréticos); b) Envolventes força-deslocamento e identificação de danos. ....	88
Figura 51 - Evolução da energia dissipada do provete ID2.....	89
Figura 52 - Amortecimento equivalente do provete ID2.....	89
Figura 53 - Estado final de dano do provete ID2 (face superior do nó).....	90
Figura 54 - Nó viga-pilar interior submetido a uma carga lateral , adaptado de Hakuto et al. (2000): a) esforços atuantes nas vigas e pilares; b) mecanismo de escora, equilíbrio das forças de compressão do betão nas vigas e pilares. ....	91
Figura 55 - Diagrama parábola-retângulo de tensões idealizado, adaptado de Melo (2014). ....	92
Figura 56 - Resultados em termos de força-deslocamento. ....	100
Figura 57 - Envolventes força-deslocamento dos provetes ensaiados. ....	100
Figura 58 - Evolução da energia dissipada dos vários provetes ensaiados.....	102
Figura 59 - Amortecimento equivalente dos quatro provetes estudados. ....	103
Figura 60 - Estado final de dano dos provetes (face superior do nó).....	104
Figura 61 - Resultados em termos de força-deslocamento dos provetes IP1 e ID1.....	105
Figura 62 - Envolventes força-deslocamento e identificação de danos dos provetes IP1 e ID1. ....	106
Figura 63 - Evolução da energia dissipada pelos provetes IP1 e ID1.....	107
Figura 64 - Amortecimento equivalente dos provetes IP1 e ID1. ....	107
Figura 65 - Danos observados nos provetes IP1 e ID1. ....	108
Figura 66 - Estado final de dano dos provetes IP1 e ID1 (face superior do nó).....	108
Figura 67 - Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos provetes IP1 e ID1.....	110
Figura 68 - Resultados em termos de força-deslocamento dos provetes IP2 e ID2.....	111
Figura 69 - Envolventes força-deslocamento e identificação de danos dos provetes IP2 e ID2. ....	111
Figura 70 - Evolução da energia dissipada pelos provetes IP2 e ID2.....	112
Figura 71 - Amortecimento equivalente dos provetes IP2 e ID2. ....	113
Figura 72 - Danos observados nos provetes IP2 e ID2. ....	113
Figura 73 - Estado final de dano dos provetes IP2 e ID2 (face superior do nó).....	114

Figura 74 - Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos provetes IP2 e ID2. .... 115

Figura 75 - Resultados em termos de força-deslocamento dos provetes IP1 e IP2. .... 116

Figura 76 - Envolventes força-deslocamento e identificação de danos dos provetes IP1 e IP2. .... 116

Figura 77 - Evolução da energia dissipada pelos provetes IP1 e IP2..... 117

Figura 78 - Amortecimento equivalente dos provetes IP1 e IP2. .... 117

Figura 79 - Estado final de dano dos provetes IP1 e IP2 (face superior do nó)..... 118

Figura 80 - Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos provetes IP1 e IP2. .... 119

Figura 81 - Resultados em termos de força-deslocamento dos provetes ID1 e ID2..... 120

Figura 82 - Envolventes força-deslocamento e identificação de danos dos provetes ID1 e ID2. .... 121

Figura 83 - Evolução da energia dissipada pelos provetes ID1 e ID2. .... 122

Figura 84 - Amortecimento equivalente dos provetes ID1 e ID2..... 122

Figura 85 - Estado final de dano dos provetes ID1 e ID2 (face superior do nó)..... 123

Figura 86 - Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos provetes ID1 e ID2..... 124



---

## Lista de Tabelas

Tabela 1 - Diâmetros interiores mínimos de dobragem (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967).....	15
Tabela 2 - Comprimentos de amarração, la (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967).....	15
Tabela 3 - Valores de k1 (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967). ....	16
Tabela 4 - Valores de k2 (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967). ....	16
Tabela 5 - Percentagem de armadura principal mínima nas vigas (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967).....	16
Tabela 6 - Percentagem de armadura transversal mínima nas vigas (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967). ....	17
Tabela 7 - Tensão resistente de compressão dos corpos de prova. ....	49
Tabela 8 - Diâmetros do mandril, Dh, e comprimentos da prelongação reta do gancho, Lh. ....	52
Tabela 9 - Resumo das propriedades mecânicas dos provetes. ....	57
Tabela 10 - Sensores de deslocamento utilizados. ....	70
Tabela 11 - Células de carga. ....	71
Tabela 12 - Relação entre a força de corte horizontal máxima e o limite imposto pelo EC8-1(NP EN 1998-1, 2010). ....	94
Tabela 13 - Momentos máximos nas vigas e pilares.....	94
Tabela 14 - Dano observado por drift (provete IP1).....	141
Tabela 15 - Dano observado por drift (provete IP2).....	144
Tabela 16 - Dano observado por drift (provete ID1). ....	147
Tabela 17 - Dano observado por drift (provete ID2). ....	150



---

# Capítulo 1

---

Introdução

---



# 1. Introdução

## 1.1. Enquadramento

O comportamento das construções às ações sísmicas tem ganho uma importância enorme ao longo dos últimos anos para quem estuda este tipo de fenómenos naturais, nomeadamente, para a engenharia sísmica e para a engenharia civil, quer no dimensionamento de edifícios novos, quer no reforço de edifícios já existentes.

O betão armado tem sido ao longo das últimas décadas uma das soluções estruturais mais empregues em toda a Europa. Com a evolução das características dos materiais, nomeadamente, do aço e do betão, e da regulamentação cada vez mais rigorosa, é possível proporcionar aos edifícios uma melhor resposta às ações sísmicas. O facto de se passar a usar armadura de alta aderência (armadura nervurada) em vez de armadura de aderência normal (armadura lisa) e betões com melhores características mecânicas fez com que a aderência aço-betão melhorasse consideravelmente, melhorando assim a resposta cíclica das estruturas.

Contudo, um número importante de edifícios existentes de betão armado foi construído antes da década de 70, anteriormente à introdução dos primeiros regulamentos estruturais que contemplam a ação sísmica com detalhe. A maioria destes edifícios terá sido construída com armadura lisa, à qual são atribuídas fracas características de aderência. A elevada vulnerabilidade sísmica deste tipo de edifícios é comprovada pelos estudos feitos em sismos recentes (Montenegro, Jugoslávia, 1979; Açores, Portugal, 1980, 1998; Kocaeli, Turquia, 1999; Atenas, Grécia, 1999; Molise, Itália, 2002, entre outros), que confirmam a fonte de risco que estes edifícios representam para a sociedade, quer em termos económicos, quer em termos das vidas humanas.

De facto, até à década de 60, a regulamentação estrutural não refere critérios específicos de dimensionamento sísmico. Desde então, e apenas para alguns edifícios de maior envergadura, foram empregues no dimensionamento de edifícios metodologias simplificadas na consideração da ação sísmica, com recurso a cargas horizontais equivalentes (Varum, 2008). Em Portugal a primeira norma que contempla o cálculo sísmico, bem como a conceção e pormenorização estrutural, na linha atual de análise sísmica, surge no início dos anos 80, o Regulamento de

Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA - Decreto-Lei N.º235/83 de 1983).

O comportamento dos edifícios de betão armado é fortemente condicionado pelo mecanismo de aderência aço-betão. Caso a aderência entre aço e betão não seja efetiva, ocorre escorregamento da armadura, fazendo diminuir a capacidade de dissipação de energia da estrutura quando sujeita a uma carga cíclica. O mecanismo de aderência aço-betão é que garante a transferência de tensões entre o aço e o betão, tendo um papel fundamental na limitação da abertura de fissuras e na sua distribuição ao longo dos elementos estruturais, contribuindo assim para minorar as deformações e danos mais localizados e severos. A degradação da aderência aço-betão com a consequente ocorrência do mecanismo do escorregamento das armaduras é uma das causas mais comuns de dano e colapso de edifícios de betão armado quando sujeitos à ação dos sismos. Este fenómeno assume particular importância em elementos de betão armado com armadura lisa, às quais estão associadas fracas características de aderência (Fernandes, 2010).

O comportamento dos nós viga-pilar é particularmente sensível ao fenómeno do escorregamento. Quando estas ligações são sujeitas a cargas cíclicas, a elevada concentração de esforços verificada nessa zona favorece a ocorrência do fenómeno do escorregamento.

A maioria dos trabalhos de investigação realizados sobre o comportamento cíclico de elementos de betão armado refere-se a elementos com armadura nervurada. Consequentemente, a influência da presença de armadura lisa no comportamento não-linear de elementos de betão armado e particularmente nas regiões críticas, tais como os nós viga-pilar, é ainda pouco conhecida. Os poucos estudos experimentais desenvolvidos recentemente sobre elementos de betão armado construídos com armadura lisa procuram determinar o comportamento da aderência, recorrendo a ensaios *pull-out* para o estudo local da aderência aço-betão; ensaios de elementos estruturais isolados (como vigas, pilares, ligações viga-pilar, entre outros) e, ensaios em estruturas à escala real (Fernandes, 2010). São vários os autores, entre eles Varum (2003), que evidenciam a importância da consideração dos efeitos da degradação da aderência e do escorregamento das armaduras na análise de estruturas de betão armado, para uma reprodução mais rigorosa do seu comportamento.

## 1.2. Motivação

Com base em observações feitas aos danos provocados em estruturas de betão armado pela ocorrência de sismos, confirma-se que as ligações entre pilares e vigas são as zonas mais afetadas, exibindo danos mais severos. Torna-se portanto necessário estudar o comportamento sísmico deste tipo de ligações viga-pilar e a sua influência no comportamento global das estruturas. Até porque, apesar dos vários estudos realizados acerca deste tipo de ligações, a sua maioria é referente à construção mais recente, em que os elementos resistentes (vigas e pilares) são executados com armadura nervurada. No que diz respeito a armadura lisa, a literatura alusiva a este assunto é menor, e se tivermos em conta a necessidade de conservar o edificado antigo, este tipo de estudos ganham ainda mais interesse. Assim, é de extrema importância analisar o desempenho da aderência bem como a influência do escorregamento das armaduras na resposta cíclica de estruturas com armadura lisa.

## 1.3. Objetivos

Este estudo tem como objetivo principal a análise da influência da aderência aço liso-betão e do mecanismo de escorregamento das armaduras no comportamento cíclico de nós viga-pilar, típicos da construção da década de 70. O presente estudo também visa a avaliação do nível de esforço axial na resposta cíclica de nós viga-pilar.

Além disso, esta investigação visa contribuir com um conjunto de resultados experimentais que contribuem para uma melhor compreensão do comportamento deste tipo de ligações, de modo a desenvolver e aperfeiçoar soluções de reforço mais económicas, eficientes e adequadas no sentido de proporcionar as estruturas existentes mais resistentes aos sismos.

## 1.4. Estratégia

Para caracterizar o comportamento das ligações viga-pilar face ao desempenho da tensão de aderência e ao escorregamento das armaduras lisas, realizar-se-á o estudo de quatro provetes nós viga-pilar, representativos de nós interiores de edifícios de

betão armado construídos até aos anos 70, sem dimensionamento face à ação sísmica. Os quatro provetes têm as mesmas características geométricas e igual pormenorização da armadura. Dois dos nós foram executados com armadura lisa e os outros dois nós com armadura nervurada. Foram betonados no mesmo dia e com o mesmo tipo de betão. Os quais serão ensaiados experimental, à escala real, até ao colapso, numa plataforma horizontal auto-equilibrada, onde serão submetidos a solicitações cíclicas.

Para melhor compreender a influência da aderência aço liso-betão no comportamento cíclico dos nós é estabelecida a comparação entre os resultados experimentais obtidos nos provetes com armadura nervurada com os alcançados nos provetes com armadura lisa.

Por outro lado, importa referir que estes provetes serão submetidos a diferentes níveis de esfoço axial no pilar no sentido de perceber a influência deste parâmetro no comportamento global destas ligações, nomeadamente, se contribui ou não para o aumento da resistência dos nós e se exerce um efeito benéfico face à força cortante horizontal.

### **1.5. Estrutura da dissertação**

A presente dissertação está organizada em oito capítulos. Neste primeiro capítulo é feito um breve enquadramento do tema e apresentadas as motivações que levaram ao seu desenvolvimento. São ainda referidos os objetivo e a estratégia adotada para alcançar esses mesmos objetivos.

No capítulo 2 caracterizam-se as estruturas reticuladas de betão armado construídas até a década de 70. É ainda realizada uma curta exposição da regulamentação aplicada na época, nomeadamente no que diz respeito à pormenorização das armaduras dos elementos (vigas e pilares). Por fim, menciona-se também alguns tipos de dano frequentes em edifícios solicitados por ações cíclicas.

No capítulo 3 apresentam-se alguns estudos experimentais realizados sobre elementos de betão armado, nos quais é abordado o comportamento dos nós viga-pilar. São referidas também algumas das técnicas de ensaio utilizadas para caracterizar o fenómeno da aderência e o escorregamento das armaduras.

O capítulo 4 é referente à concepção e execução dos provetes nós viga-pilar, onde são expostas as considerações adotadas na geometria dos provetes, no fabrico do betão e na elaboração e pormenorização das armaduras.

No capítulo 5 descreve-se o funcionamento da plataforma de ensaio horizontal e caracterizam-se os elementos que a compõem, nomeadamente, os elementos de reação, o sistema de aplicação de cargas e a instrumentação utilizada na monitorização dos provetes.

No capítulo 6 são apresentados os principais resultados experimentais obtidos nos ensaios cíclicos realizados, designadamente, a relação força-deslocamento e a respetiva envolvente, a evolução da energia dissipada pelo provete e o amortecimento equivalente em função da ductilidade. É ainda feita uma breve descrição do dano visualmente observado.

No capítulo 7 são analisados e discutidos os resultados experimentais apresentados no capítulo 6. Numa primeira fase, é feita uma análise global de todos os resultados, destacando-se as principais divergências entre provetes. Posteriormente, realiza-se uma análise comparativa entre os resultados dos provetes de armadura lisa e de armadura nervurada com o objetivo de perceber a influência do uso de armadura lisa. Compara-se ainda os resultados obtidos entre provetes submetidos a diferentes níveis de esforço axial.

Por fim, no capítulo 8 são expostas as principais conclusões retiradas das diferentes análises realizadas aos resultados obtidos. Neste capítulo são ainda apresentadas possíveis propostas de trabalhos futuros.



---

# Capítulo 2

---

Evolução da regulamentação de  
dimensionamento sísmico e  
vulnerabilidade dos edifícios  
construídos em betão armado  
na década de 70

---



## 2. Evolução da regulamentação de dimensionamento sísmico e vulnerabilidade dos edifícios construídos em betão armado na década de 70

Sismos recentes ocorridos por toda a Europa (Montenegro, Jugoslávia, 1979; Umbria/Marche, Itália, 1997; Kocaeli, Turquia, 1999; Atenas, Grécia, 1999; Molise, Itália, 2002; L'Aquila, Itália 2009) revelam que a predominância dos edifícios existentes em betão armado, não dimensionados ao sismo e com pormenorização inadequada, são o tipo de estruturas mais vulneráveis e constitui uma fonte de risco sísmico para as populações e economias, como demonstrado no estudo conduzido pelo LNEC (Relatório 260/00 – C3ES, LNEC, 2000).

Até à década de 60, a regulamentação estrutural não refere qualquer critério específico de dimensionamento sísmico. Talvez seja esta a principal razão pela qual a maioria dos edifícios construídos até aos anos 70 apresentarem uma insuficiente capacidade sísmica. Em Portugal, a primeira norma que contempla a ação sísmica de forma não muito simplificada surge no início da década de 1980, o Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes (RSA - Decreto-Lei N.º235/83 de 1983).

No entanto, estudos realizados sob o comportamento de estruturas, em sismos recentes, têm demonstrado que a existência de regulamentação sísmica avançada não garante por si só o bom desempenho dos edifícios (Garcia, 2011). Em primeiro lugar, porque existem muitas incertezas em muitos aspetos relacionados com os modelos numéricos usados no dimensionamento, nomeadamente em relação à definição do sismo de projeto, na estimativa da resposta estrutural, e na modelação do comportamento solo-estrutura. E em segundo lugar, o desempenho do sistema estrutural face a um sismo depende muito de aspetos locais de pormenorização e do seu estado de conservação. Assim, a análise das estruturas deve ser realizada com modelos refinados e rigorosos, e devem ser consideradas todas as modificações estruturais, reparações e reforços, segundo Fernandes (2010).

## 2.1. Caracterização dos edifícios em betão armado

Durante a década de 1950, generalizou-se, por todo o país, a utilização do betão armado como alternativa ao uso de alvenarias resistentes, na construção de edifícios habitacionais e industriais.

No que diz respeito ao parque edificado, segundo Appleton (2008), podem identificar-se duas fases distintas do betão armado. Essa distinção está diretamente relacionada com a consideração, ou não, da ação sísmica no dimensionamento das estruturas. Ou seja, existe uma primeira fase que remonta a construção de edifícios no período anterior à publicação da primeira regulamentação estrutural que remete para o cálculo sísmico. Sendo cada uma dessas fases marcadas pela tipologia estrutural utilizada na conceção dos edifícios e pela regulamentação aplicada.

A primeira fase do betão armado, decorrente entre os anos 40 e 60, apresenta estruturas reticuladas, formadas por sistemas de pórticos constituídos por vigas e pilares de betão armado. Estes edifícios caracterizam-se por apresentarem sistemas estruturais com reduzido grau de simetria e regularidade, integrando soluções de apoio viga-viga e uma grande irregularidade na distribuição dos pilares. Por outro lado, era frequente o recurso a vigas e pilares esbeltos, o que originava estruturas muito deformáveis. Verificando-se ainda a ausência ou inadequada pormenorização da armadura destes elementos. As lajes apresentavam alguma fragilidade no que diz respeito à continuidade e geralmente detêm apenas uma camada de armadura para resistir aos momentos positivos (Appleton, 2008).

Esta fase inicial é ainda caracterizada pelo uso de betão de baixa resistência (até C20/25) e pouco compacto. A armadura era constituída por varões de aço liso de baixa resistência à tração e muito dúcteis.

Embora a primeira norma nacional referente à ação sísmica, Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCS -Decreto N.º 41 658 de 1958), tenha surgido em 1958, a segunda fase do betão armado ocorre, de acordo com Appleton (2008), na sequência de uma relevante mudança na abordagem das ações sísmicas, impulsionada pela publicação do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP - Decreto N.º 44 04 de 1961 e Portaria N.º 713/71), em 1961, e pela publicação, em 1967, do novo Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA - Decreto N.º 47 723 de 1967).

O RSEP (Decreto N.º 41 658 de 1958) faz alusão, embora de uma forma um pouco primária, à necessidade de verificar a segurança dos edifícios à ação sísmica, com base em análises estáticas equivalentes, num dado zonamento sísmico e com recurso a coeficientes sísmicos a partir dos quais se determinam as forças horizontais representativas da ação dinâmica.

Atendendo à evolução da regulamentação, os edifícios de betão armado construídos nas décadas de 1960 e 1970 (segunda fase do betão armado), já apresentam, por exemplo, paredes de caixas de escadas e de elevadores. Para além disso, verifica-se a utilização de um betão com características mecânicas ligeiramente melhores, sobretudo nos anos 70, como inevitável consequência do aumento das exigências estruturais dos edifícios (vãos mais generosos e concretização de soluções como lajes fungiformes nervuradas), segundo Appleton (2008).

Na sua generalidade, os edifícios de betão armado executados até aos anos 70 apresentam graves deficiências sísmicas consequentes da fraca qualidade dos projetos, da ausência ou desapropriada pormenorização das armaduras, do próprio processo construtivo ou, nalguns casos ainda, de intervenções posteriores à construção inicial.

A bibliografia existente (Lima et al., 1983) refere que o betão empregue na construção desses edifícios não ultrapassava a classe de resistência de um B25 segundo o REBAP (Decreto-Lei n.º 349-C/83), o equivalente a um betão C20/25 pelo Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1). O betão era composto por agregados e por uma reduzida percentagem de cimento. Era frequente o uso de agregados rolados como o cascalho, o godo e as areias. Apesar do uso destes inerentes rolados permitirem um melhor arranjo das partículas, levando assim a uma maior compacidade do betão, as estruturas dessa época são descritas como tendo uma má compactação.

Os varões de aço utilizados na conceção do betão armado, nessa altura, eram designados por A235 NL, em que a letra N diz respeito ao tipo de processo de fabrico, neste caso, laminado a quente, e a letra L corresponde a configuração da superfície do aço, neste contexto, aço de superfície lisa. Este tipo de aço era normalmente denominado por aço macio e caracterizado por possuir um baixo teor em carbono, além disso, apresentava uma resistência relativamente baixa e uma deformação plástica considerável, o que lhe conferia uma boa ductilidade.

A espessura dos recobrimentos da armadura adotada era geralmente reduzida, de aproximadamente 1,5 cm, o que exponha a armadura aos agentes erosivos, sendo a oxidação um grave problema para as estruturas dos edifícios da época.

## **2.2. Disposições construtivas**

Neste ponto são expostas algumas das disposições construtivas mais relevantes, segundo o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA - Decreto N.º 47 723 de 1967), o regulamento em vigor na época dos anos 70 (que já impunha algumas das exigências que hoje em dia se estabelecem no projeto e na conceção de edifícios). São apresentadas as disposições gerais relativas a armadura, bem como, as disposições relativas a elementos estruturais, nomeadamente, vigas e pilares.

### **2.2.1. Aspetos gerais**

Segundo o REBA (Decreto N.º 47 723 de 1967), Artigo 41.º, nas estruturas de betão armado devem dispor-se, além das armaduras principais, armaduras secundárias que garantam a conveniente ligação entre partes dos elementos e que limitem o alargamento da fendilhação localizada. Os estribos das vigas e as cintas dos pilares deviam garantir convenientemente o envolvimento e o travamento de todas as armaduras longitudinais.

As distâncias mínimas entre varões devem ser tais que permitam realizar a betonagem em boas condições. Numa mesma camada de varões, a distância livre entre varões não deve ser inferior ao seu diâmetro, com o mínimo de 2 cm (Artigo 43.º do REBA).

O recobrimento das armaduras deve ser tal que garanta a aderência e a conservação desta durante a vida da obra. Os recobrimentos mínimos a adotar variam entre os 2 e os 4 cm, dependendo do ambiente em que se encontrem, assim, deve-se utilizar uma espessura de 2 cm de recobrimento em ambientes pouco agressivos, e uma espessura de 4 cm em ambientes muito agressivos. No caso de elementos protegidos, que não se encontrem diretamente expostos ao ambiente exterior, é satisfatória uma espessura de 1 cm (Artigo 44.º do REBA).

As dobragens dos varões devem ser executadas com diâmetros não inferiores aos indicados na Tabela 1, em função do diâmetro dos varões (Artigo 45.º do REBA).

**Tabela 1 - Diâmetros interiores mínimos de dobragem (REBA - Decreto N.47 723 de 1967).**

Tipo de aço	Ganchos e estribos	
	$\emptyset \leq 10 \text{ mm}$	$\emptyset > 10 \text{ mm}$
A24 Liso (A235 NL)	2,5 $\emptyset$	2,5 $\emptyset$
A40 (A400 NR)	5 $\emptyset$	6 $\emptyset$
A50 (A500 NR)	5 $\emptyset$	7 $\emptyset$

Segundo o Artigo 46.º do mesmo regulamento, as amarrações dos varões devem ser previstas de modo que a capacidade resistente destes se possa desenvolver integralmente. As amarrações de varões do tipo liso deverão terminar em forma de gancho. Os ganchos devem ter forma semicircular, com os diâmetros de curvatura interiores mínimos especificado na Tabela 1, e deverão ser prolongados por um troço reto de comprimento pelo menos igual a quatro vezes o diâmetro do varão. Nas amarrações de varões do tipo nervurado pode ser dispensado o uso de ganchos. De um modo geral, a amarração de varões deve ser feita prolongando-os dos comprimentos de amarração,  $l_a$ , indicados na Tabela 2.

**Tabela 2 - Comprimentos de amarração,  $l_a$  (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967).**

Tipo de aço	Classe de betão	
	B180 e B225 (B20 e B25)	B300, B350 e B400 (B30 e B35)
A24 Liso (A235 NL)	30 $\emptyset$	30 $\emptyset$
A40 (A400 NR)	50 $\emptyset$	40 $\emptyset$
A50 (A500 NR)	60 $\emptyset$	50 $\emptyset$

Segundo o mesmo artigo, os varões devem ser emendados o menos possível e, de preferência, em zonas em que a tensão a que estão submetidos seja relativamente baixa.

### 2.2.2. Vigas

De acordo com o Artigo 63.º do Capítulo IV do REBA, a altura útil  $h$  das vigas deve estar relacionada com o vão teórico,  $l$ , pela Fórmula (1):

$$\frac{l}{h} \leq k_1 k_2 \quad (1)$$

Em que  $k_i$  toma os seguintes valores (ver Tabela 3):

**Tabela 3 - Valores de  $k_1$  (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967).**

Condições de apoio	Valor de $k_1$
Vigas simplesmente apoiadas	1,0
Vigas duplamente encastradas	2,0
Vigas contínuas	1,2
Vigas em consola	0,3

E  $k_2$  tem os valores indicados na Tabela 4:

**Tabela 4 - Valores de  $k_2$  (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967).**

Tipo de aço	Valor de $k_2$
A24 Liso (A235 NL)	25
A40 (A400 NR)	20
A50 (A500 NR)	17

Segundo o Artigo 64.º, a percentagem de armadura principal mínima nas vigas deve satisfazer os mínimos especificados na tabela seguinte (ver Tabela 5):

**Tabela 5 - Percentagem de armadura principal mínima nas vigas (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967).**

Tipo de aço	A24 Liso (A235 NL)	A40 (A400 NR)	A50 (A500 NR)
Percentagem de armadura	0,20	0,15	0,12
$\omega_0(\%) = \frac{A}{b h} \times 100$			

Nas vigas, deverá dispor-se sempre de uma armadura transversal mínima, constituída por estribos com uma área de secção transversal total  $A_t$ , por estribo, no mínimo de (Fórmula (2)):

$$A_t = \omega_t b t \quad (2)$$

Em que  $b$  é a largura da viga,  $t$  é o espaçamento dos estribos, e as percentagens  $\omega_t$  são indicadas na Tabela 6, em função do tipo de aço.

Tabela 6 - Percentagem de armadura transversal mínima nas vigas (REBA - Decreto N. 47 723 de 1967).

Tipo de aço	A24 Liso (A235 NL)	A40 (A400 NR)	A50 (A500 NR)
Percentagem de armadura	0,10	0,06	0,05
$\omega_t(\%) = \frac{A_t}{b t} \times 100$			

Por outro lado, o diâmetro dos estribos não deverá ser inferior a 6 mm para o aço A24 (A235) e a 5 mm para os aços A40 (A400) e A50 (A500). A distância entre estribos não deve ser superior nem a 30 cm nem a 0,75 da altura útil das vigas, de acordo com o Artigo 65.º.

### 2.2.3. Pilares

Segundo o Artigo 69.º do Capítulo IV do REBA (Decreto N.º 47 723), os pilares devem, em geral, ter dimensões transversais superiores a  $\frac{1}{20}$  da sua altura, com o mínimo de 20 cm.

No que diz respeito a armadura longitudinal, segundo o artigo 70.º do mesmo capítulo, a secção transversal total da armadura longitudinal dos pilares não deve ser inferior nem a 0,8% da secção de betão necessária para resistir por si só ao esforço normal de cálculo nem a 0,4% da secção total do pilar, no caso de armaduras de aço A24 (A235); para os aços A40 (A400) ou A50 (A500), aqueles limites serão, respetivamente, 0,6% e 0,3%. Por outro lado, a armadura longitudinal deve compreender, no mínimo, quatro varões de 12 mm de diâmetro, no caso do aço A24 (A235), e de 10 mm, para os aços A40 (A400) ou A50 (A500). O espaçamento dos varões longitudinais não deve exceder 35 cm.

A distância entre os eixos das cintas não deve exceder o menor dos seguintes valores: 12 vezes o diâmetro dos varões da armadura longitudinal, a menor dimensão da secção do pilar e 25 cm. Sempre que se utilizarem nas armaduras longitudinais varões com diâmetro igual ou superior a 25 mm, a armadura transversal deve ser constituída por varões de diâmetro não inferior a 8 mm, conforme o Artigo 71.º.

### **2.3. Principais danos provocados nas estruturas de B.A. devido à ação sísmica**

A atividade sísmica em Portugal é suficientemente importante para que a sua ação sobre as construções possa ser ignorada. Uma das medidas a tomar para minimizar os riscos sísmicos na construção está relacionada com a conceção estrutural dos sistemas resistentes, segundo Maranhã (2011).

Neste ponto, é abordado os aspetos da construção que contribuem para um melhor ou pior comportamento das construções quando sujeitas à ação de sismos de grande magnitude.

A resposta das estruturas ao sismo depende de vários fatores que se podem dividir em dois grandes grupos, os relacionados com as condições externas da construção e os relacionados com as condições internas da construção.

São referidas em Maranhã (2011) causas externas como por exemplo a proximidade dos edifícios adjacentes e a topografia e geologia do terreno, e as internas, intrinsecamente ligadas à estrutura, como por exemplo a simplicidade e a simetria da estrutura, o grau de redundância da mesma, a ligação entre elementos construtivos, o facto de os pilares possuírem rigidez e resistência superiores às vigas, a uniformidade e regularidade em planta e em altura, a escolha das fundações e os detalhes construtivos.

Os danos mais generalizados que surgem nas estruturas durante a atuação de um sismo devem-se, sobretudo, à conceção estrutural, à regulamentação da época, sobre análise sísmica, em que os edifícios foram contruídos, à qualidade da pormenorização de armadura dos projetos, e até mesmo às alterações feitas durante e após a construção dos edifícios.

Segundo Lopes (2008), grande parte dos problemas que surgem durante os fenómenos sísmicos deve-se à conceção dos edifícios que raramente é a adequada, começando pelo local escolhido para implantar os edifícios, onde não se dá a devida importância às características do solo e o tipo de arquitetura, que em muitos casos implica estruturas com deficiente continuidade dos elementos estruturais e ligações um pouco deficitárias.

Uma má escolha do tipo de fundação pode levar a deformações excessivas do solo de fundação, que, perante a ocorrência de um sismo, pode dar origem ao fenómeno de

liquefação dos solos e originar assentamentos elevados, o que provoca inevitavelmente sérios danos na estrutura.

A interrupção ou enfraquecimento do sistema estrutural na base origina a redução brusca de rigidez. Normalmente, no piso térreo, é frequente a supressão de paredes para se obter grandes espaços livres, como lojas com grandes vitrinas, ou então pisos intermédios, onde é interrompida a continuidade da caixa de escadas ou de paredes. Estes são os tipos de irregularidades estruturais que, da observação de sismos do passado, mostram serem bastantes nocivos (Garcia, 2011).

O comportamento geral de uma estrutura melhora significativamente se houver uma boa ligação entre os seus elementos resistentes pois, oferece maior ductilidade à estrutura. O isolamento/separação dos elementos não vai permitir distribuir os esforços por outros elementos.

As ligações deficientes entre elementos estruturais podem levar à ocorrência de escorregamento das armaduras, devido à fraca aderência entre o aço e o betão. Em algumas situações, a fraca aderência deve-se aos reduzidos comprimento de amarração ou de ancoragem. O problema é agravado quando se utiliza armadura com superfície lisa (Garcia, 2011).

Um dos princípios básicos de dimensionamento consiste em garantir que a ação sísmica produza esforços tais que, no caso de gerarem rótulas plásticas, estas se formem nas vigas e não nos pilares (Figura 1). As vigas têm uma grande capacidade de dissipar energia e de redistribuir esforços. As vigas entram em colapso depois de formarem rótulas plásticas em número suficiente para formarem um mecanismo, e mesmo que colapsem, só uma pequena zona do edifício é afetada. Por outro lado, se se formarem rótulas plásticas nos pilares, pode aparecer mecanismos com menor capacidade de dissipação de energia. A rotura dos pilares pode provocar o colapso dos andares superiores (Maranha, 2011).

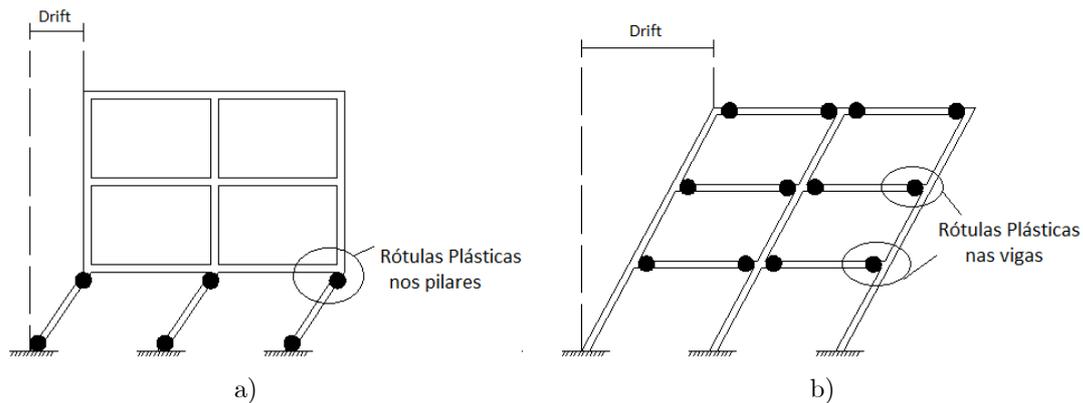


Figura 1 - Formação de rótulas plásticas: a) nos pilares; b) nas vigas.

As zonas das estruturas onde se formam as rótulas plásticas, têm de dispor de pormenorização adequada para se conseguir obter a ductilidade apropriada. Um problema frequente é a falta de pormenorização das armaduras transversais, estribos e cintas, sendo que a amarração deficiente ou o excessivo espaçamento das cintas pode provocar a encurvadura das armaduras por flexão ou rotura por corte. Também a elevada concentração de armadura nestas zonas pode levar ao surgimento de vazios no interior dos elementos de betão, devido a má compactação por excesso de armadura (Garcia, 2011).

Em edifícios mais antigos, é frequente encontrar pilares subdimensionados que dão origem a ligações pilar fraco – viga forte, o que origina sérios inconvenientes sendo o mais comum o fenómeno conhecido como “*soft storey*” (Hertanto, 2005), ver Figura 2.



Figura 2 - Mecanismo “*soft-storey*” devido à presença de lojas no rés-do-chão (Costa, 2010).

Segundo Varum (2003), não basta existir regulamentação sísmica atualizada é necessário garantir a qualidade dos projetos e das construções, de modo a que os edifícios alcancem capacidade mecânica para resistir às ações sísmicas.

O mesmo autor refere ainda que as causas mais frequentes de danos e colapso de edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica aparecem associadas aos seguintes efeitos/mecanismos:

- Estribos/cintas e confinamento deficitário;
- Ductilidade insuficiente;
- Aderência aço-betão deficitária;
- Ancoragem e sobreposição das armaduras desajustadas;
- Inadequada capacidade de resistência ao corte;
- Capacidade resistente à flexão insuficiente;
- Inadequada resistência ao corte em nós;
- Influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas;
- Irregularidades em planta e em altura (mudança brusca das características estruturais e/ou dos elementos);
- Influência dos modos de vibração altos;
- Mecanismo do tipo viga forte - pilar fraco.

Seguem-se algumas imagens ilustrativas dos danos mais frequentemente observados nestas estruturas ao longo dos anos.



a)



b)



c)

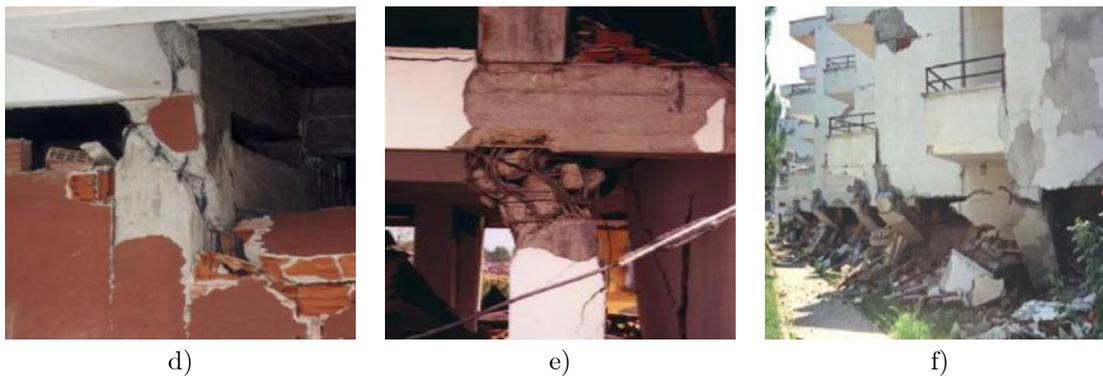


Figura 3 - a) Viga com comportamento não dúctil (Varum, 2003); b) Pilar de betão armado com inadequada armadura de esforço transversal (Arslan et al., 2007); c) Rotura por esforço transversal no pilar devido à desapropriada armadura transversal (Saatcioglu et al., 2001); d) Rotura por esforço transversal do pilar curto resultante da interrupção do preenchimento dos quadros do pórtico com alvenaria (Saatcioglu et al., 2001); e) Mecanismo viga forte-pilar fraco (Saatcioglu et al., 2001); f) Colapso do edifício devido à formação de rótulas plásticas nas extremidades dos pilares do piso térreo (Arslan et al., 2007).

---

# Capítulo 3

---

Estudos realizados sobre a  
aderência aço-betão

---



### 3. Estudos realizados sobre a aderência aço-betão

Segundo Fernandes et al. (2010), o desempenho dos edifícios de betão armado é fortemente condicionado pelo mecanismo de aderência aço-betão. É este mecanismo que garante a transferência de tensões entre o aço e o betão, tendo um papel fundamental na limitação da abertura das fissuras e na sua distribuição ao longo dos elementos estruturais, contribuindo assim para minorar as deformações e danos muito localizados.

Em elementos de betão armado sujeitos a ações cíclicas, a degradação da aderência pode ocorrer mesmo antes de ser atingida a cedência do aço ou a resistência máxima do betão (Varum, 2003). O comportamento das ligações viga-pilar é particularmente sensível ao fenómeno do escorregamento, sobretudo, se os elementos forem constituídos por armadura lisa.

Diversos autores, entre eles Varum (2003), evidenciam a importância de considerar os efeitos da degradação da aderência e do escorregamento das armaduras na análise das estruturas para uma reprodução mais realista do seu comportamento.

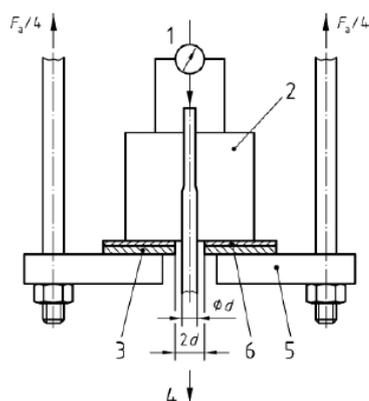
A maioria dos estudos experimentais realizados sobre o comportamento cíclico de elementos de B.A. foram desenvolvidos para elementos com armadura nervurada, que apresentam, em geral, boas condições de aderência. No entanto, no que diz respeito à influência da armadura lisa no comportamento não-linear de elementos de B.A., em particular, ao nível das ligações viga-pilar, é, ainda, pouco conhecida. O mesmo acontece para o mecanismo de escorregamento, em que o número de modelos analíticos e numéricos desenvolvidos para descrever o comportamento da aderência aço-betão em elementos com armadura lisa sujeitos a ações cíclicas, é ainda bastante limitado (Fernandes et al., 2010).

#### 3.1. Técnicas de ensaio

Neste ponto é feito um apanhado das principais técnicas de ensaio utilizadas para o estudo do mecanismo de escorregamento das armaduras, com destaque para as ligações viga-pilar executadas com armadura de aderência normal e sujeitas a cargas cíclicas.

No decorrer dos últimos anos, tem-se verificado cada vez mais a necessidade de perceber o comportamento cíclico dos elementos de betão armado, nomeadamente, o mecanismo de aderência aço-betão. A degradação da aderência e a conseqüente ocorrência do fenómeno de escorregamento das armaduras é uma das principais causas de dano e colapso das estruturas de betão armado sujeitas a ações como as induzidas pelos sismos. Os efeitos do escorregamento são particularmente nefastos em elementos com armadura lisa. Alguns estudos experimentais desenvolvidos recentemente sobre elementos de betão armado construídos com armadura lisa, têm procurado caracterizar o comportamento da aderência, através de ensaios *pull-out*, para o estudo local da aderência aço-betão, bem como, ensaios a elementos estruturais isolados (vigas, pilares, ligações viga-pilar, ligações pilar-sapata, entre outros) e a estruturas à escala real.

Uma das técnicas mais simples e utilizadas para caracterizar a aderência aço-betão consiste na realização de ensaios de arrancamento de varões de aço (*pull-out*), ancorados em blocos de betão. Na extremidade livre do varão é realizada a medição do escorregamento relativo entre o aço e o betão, enquanto na outra extremidade é aplicada uma força de tração, no sentido de extrair o varão do bloco de betão, como representado no esquema da Figura 4. É bastante frequente o recurso a este tipo de ensaios para a determinação da eficiência dos vários tipos de ancoragens e emendas de varões.



Legenda:

- 1 – LVDT;
- 2 – Provete;
- 3 – Chapa de aço;
- 4 – Força de tração;
- 5 – Chapa de suporte;
- 6 – Chapa de suporte de borracha.

Figura 4 - Esquema do ensaio de arrancamento, segundo a Norma EN 10080 (EN 10080,2005).

Varum (2003) tem vindo a desenvolver estudos sobre a avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes, dimensionados e construídos até finais dos anos 70. Estes estudos visam: avaliar experimentalmente o comportamento de edifícios de

B.A., desenvolver modelos numéricos capazes de reproduzir com rigor a sua resposta estrutural, desenvolver metodologias simplificadas para a análise não-linear dinâmica de estruturas irregulares, e desenvolver ferramentas numéricas para a otimização de reforço para este tipo de estruturas.

Foram realizados ensaios pseudo-dinâmicos, à escala real, de dois pórticos de quatro pisos (ver Figura 5), executados com armadura lisa, representativos dos edifícios construídos até aos anos 70 (os ensaios decorreram no Laboratório ELSA). Estes pórticos foram submetidos a ações sísmicas com diferentes intensidades com o intuito de avaliar a capacidade destes edifícios, com e sem alvenaria, e ainda avaliar a eficiência de diversas técnicas de reparação e reforço.



Figura 5 - Plataforma de ensaio, Varum (2003).

Nesta investigação, foram utilizados modelos numéricos para o estudo do pórtico e das alvenarias, estes modelos foram calibrados com os resultados experimentais, e tendo em consideração o escorregamento das armaduras lisas. Estes modelos demonstraram ser adequados para a determinação da resposta não-linear destas estruturas.

Da análise dos resultados obtidos, o autor verificou que o comprimento das rótulas plásticas correspondia apenas a 40% dos valores empíricos apresentados na literatura, devido ao escorregamento das armaduras. Observou ainda uma maior concentração de dano junto das ligações dos elementos estruturais. Para além disso, concluiu também que a largura da laje que contribuiu para a resistência à flexão juntamente com a viga é sensivelmente 45% inferior à indicada nos regulamentos, devido às fracas características de aderência da armadura utilizada (armadura de

aderência normal). Por fim, o autor apurou que a inclusão de painéis de alvenaria altera significativamente o comportamento global das estruturas.

Segundo o autor, “os ensaios realizados demonstraram que a vulnerabilidade destas construções, dimensionadas sem características sísmo-resistentes, que constituem uma parte importante dos edifícios existentes na Europa, são uma fonte de alto risco para as populações. Foi ainda comprovado que soluções de reforço adequadamente selecionadas, podem reduzir consideravelmente este risco para níveis aceitáveis de acordo com a atual filosofia dos códigos de dimensionamento e avaliação da segurança estrutural”.

Melo (2009) com recurso a uma ferramenta de análise não linear, *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2007), que incorpora modelos de escorregamento, procurou modelar e calibrar uma viga simplesmente apoiada de dois tramos, e realizar a previsão da resposta cíclica de quatro provetes nós viga-pilar interiores. Os provetes detinham dimensões correntes, representativas da construção dos anos 70, no entanto, diferiam entre si, no tipo e na quantidade de armadura, três dos provetes eram constituídos por armadura lisa e o restante por armadura nervurada, com o objetivo de estudar o efeito do escorregamento neste tipo de elementos. O autor concretizou ainda a modelação sem considerar o escorregamento da armadura de forma a perceber a importância que a aderência tem no comportamento de elementos estruturais com armadura de aço liso, perante as ações sísmicas.

Posteriormente, o autor confrontou os resultados da modelação com os resultados obtidos experimentalmente, o que lhe permitiu concluir que o mecanismo do escorregamento dos varões de aço em elementos realizados com armadura de aderência normal (lisa) limita consideravelmente a resposta cíclica das estruturas, e ainda que as ferramentas numéricas não lineares que consideram o escorregamento representam melhor a resposta das ações cíclicas de elementos estruturais de B.A., sobretudo, os executados com aço liso.

Por outro lado, segundo o autor, este trabalho de investigação permitiu ainda concluir que: a ocorrência de escorregamento faz diminuir a rigidez dos elementos, bem como a quantidade de energia dissipada internamente; a resistência do elemento não depende do escorregamento, uma vez que a diminuição de rigidez é independente da resistência; o nível de esforço axial no pilar influencia a resistência, sendo esta

maior para níveis de esforços axiais mais elevados, até se atingir a resistência à compressão do betão.

Garcia (2011) desenvolveu um estudo sobre a influência do mecanismo de aderência aço-liso-betão no comportamento cíclico de nós viga-pilar. Para tal, o autor procedeu ao ensaio de seis provetes, à escala real, representativos das ligações viga-pilar interiores de estruturas existentes, da década de 70, com dimensões correntes, pilares com 3 m de altura e vigas com 4 m de vão, destinadas à habitação (ver Figura 6).

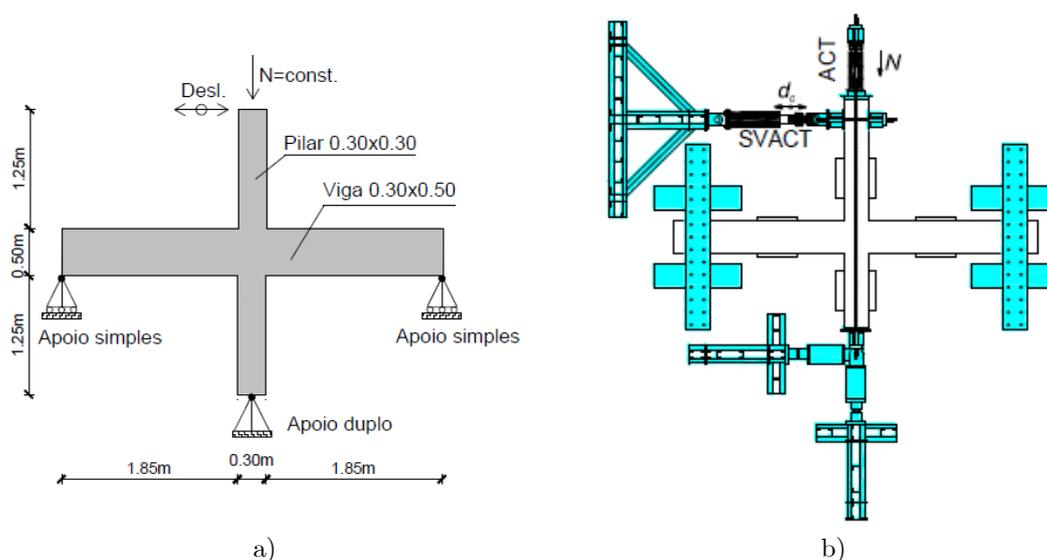


Figura 6 - a) Esquema de ensaio (Garcia, 2011); b) Plataforma horizontal de ensaio (Fernandes et al., 2010).

Os vários nós estudados apresentavam as mesmas dimensões geométricas e possuem a mesma quantidade de armadura longitudinal e transversal diferindo entre si, sobretudo, na pormenorização construtiva da armadura, mais propriamente, na localização das emendas dos varões da armadura longitudinal, de forma a perceber quais as zonas das estruturas mais vulneráveis à ação sísmica, face aos pormenores construtivos que dispõem. Um dos provetes ensaiados possuía armadura longitudinal contínua nos elementos mas apresenta a particularidade de dois dos varões longitudinais colocados para resistir aos momentos positivos a meio vão, levantarem  $45^\circ$  para resistir aos momentos negativos nas extremidades das vigas. Um outro provete apresentava características distintas, nomeadamente, armadura nervurada, corrida ao longo dos elementos e sem emendas. Por fim, o autor procurou perceber ainda a diferença em considerar as cargas quase-permanentes atuantes nas vigas

durante o ensaio, para isso, submeteu um dos provetes ao pré-carregamento nas extremidades das vigas antes do ensaio cíclico.

Perante os resultados obtidos, o autor procedeu a sua análise, comparando os resultados dos diferentes provetes com os resultados conseguidos pelo provete padrão, onde a armadura longitudinal é contínua ao longo dos elementos, de modo a perceber qual o desempenho dos diferentes pormenores construtivos. O que permitiu ao autor concluir que as estruturas de betão armado constituídas por armadura lisa têm um desempenho limitado perante as solicitações dinâmicas e que as ligações viga-pilar podem sofrer danos significativos quando as estruturas são solicitadas por ações cíclicas.

Por fim, segundo o autor, foi possível retirar outras conclusões importantes, tais como: as emendas da armadura nos pilares não afetam a resistência máxima, nem induzem rotura prematura do pilar onde esta se localiza, estas emendas não se revelaram condicionantes para a resposta do nó viga-pilar; as emendas da armadura longitudinal nas vigas não afetam a resistência destes elementos, mas sim o padrão de distribuição dos danos, verificando-se maior concentrando do dano nos pilares; para o provete com armadura a 45° na viga, a menor quantidade de armadura longitudinal inferior nas vigas junto ao nó, produz uma redução na resistência e antecipa o início da fissuração nas vigas; o padrão final de dano e o modo de rotura não é significativamente alterado com este pormenor construtivo; a resistência do provete com armadura lisa é inferior à correspondente no provete com armadura nervurada, devido por um lado à melhor aderência dos varões nervurados, mas também à maior resistência do aço destes varões; a consideração dos esforços iniciais nas vigas não produz alterações significativas no comportamento global do provete. Mariano (2011) desenvolveu um trabalho experimental com o objetivo de analisar a resposta cíclica de nós viga-pilar exteriores de edifícios de B.A., realizados com armadura lisa. Neste sentido, o autor procedeu ao ensaio, à escala real, de seis provetes nós viga-pilar com diferentes soluções construtivas. Permitindo assim, estudar a influência relativa de cada solução no comportamento global do nó, e demonstrar que alguns fatores como o tipo de carregamento aplicado, as propriedades da armadura e os detalhes de ancoragem influenciam o comportamento das ligações viga-pilar.

A semelhança de outros trabalhos realizados, os provetes ensaiados pretendiam ilustrar edificações típicas da década de 1970, com 4 andares, destinadas à habitação, cujos elementos construtivos apresentavam dimensões correntes, pilares com 3 m de comprimento e vigas com vãos de 4 m.

Neste estudo, as principais variáveis observadas foram: a perda de rigidez da ligação; a capacidade de dissipação de energia; o arranjo das armaduras e a sua eficiência; a resistência do betão e a deformabilidade do nó; a capacidade de amortecimento equivalente; o comprimento das rótulas plásticas; a curvatura média e rotações absolutas dos elementos que compõem o nó.

Desta forma, o autor concluiu que: o tipo de carregamento aplicado repercute-se no comportamento do nó após ter sido atingida a sua capacidade resistente máxima; a existência de emendas nos varões longitudinais do pilar superior não se revela determinante na resposta do nó viga-pilar no que respeita a capacidades resistentes máximas; o detalhe da armadura da viga na ancoragem ao pilar revela ser um fator importante a ter em conta, sendo notória a sua influência na resposta global do provete; o uso de armadura nervurada reflete-se numa maior propagação do dano ao longo dos elementos que compõem o nó; a resistência máxima alcançada no provete com armadura nervurada foi superior à atingida nos provetes com armadura lisa, podendo-se relacionar com o facto de este tipo de armadura apresentar maior resistência.

Fernandes (2012) propôs-se a estudar o comportamento cíclico de elementos de B.A. com armadura lisa, nomeadamente, a influência do escorregamento das armaduras na resposta sísmica destes elementos. Para tal, a autora começou por ensaiar provetes nós viga-pilar interiores, à escala real, e sem pormenorização específica para resistir às ações sísmicas (típicos dos anos 70). A autora realizou ainda um ensaio cíclico de uma viga de betão armado recolhida de uma estrutura existente. Por outro lado, elaborou modelos numéricos não-lineares para simular a resposta dos elementos ensaiados, o que lhe permitiu verificar a importância de considerar o efeito de escorregamento na modelação numérica deste tipo de estruturas, de forma a reproduzir com rigor a sua resposta às ações cíclicas.

Segundo a autora, os resultados experimentais obtidos neste estudo, permitiram-lhe concluir que o mecanismo de escorregamento dos varões de aço em elementos realizados com armadura lisa limita significativamente a resposta cíclica destes

elementos. A influência deste mecanismo foi particularmente relevante na distribuição de dano. Verificando ainda, que a resistência destes elementos foi condicionada pela fraca aderência das armaduras. Por outro lado, a autora, refere ainda a necessidade de reformular as expressões indicadas no Eurocódigo 2 para (NP EN 1992-1-1) o cálculo da capacidade resistente de elementos B.A. com armadura lisa, no sentido de obter valores mais fiáveis.

Louro (2011) realizou um trabalho de investigação sobre a aderência aço-betão em elementos estruturais, recorrendo a ensaios de arrancamento, *pull-out tests*, segundo as especificações da Norma EN 10080 [31]. Os provetes estudados foram elaborados com armadura de aderência normal e betão com francas propriedades mecânicas. Pretendendo com este estudo, analisar o comportamento da aderência aço-betão para vários tipos de ancoragem e para diferentes diâmetros de armadura lisa, os provetes foram executados de acordo com as disposições da legislação aplicada na época dos anos 70, de forma a recriar as condições que se praticavam na altura.

Assim, para os ensaios sem gancho, com ancoragem somente com amarração reta, a autora observou que: a superfície dos varões influencia os resultados, observando-se que para alguns casos a diminuição de tensão pode ser relativa a uma superfície bastante lisa e pouco ondulada; de igual modo o aumento da tensão, quando não o era esperado, dever-se a uma superfície de varão mais irregular, com algumas ondulações, consequência do fabrico do aço; o diâmetro do varão não influencia os resultados; para comprimentos de amarração muito longos, a tensão média tem tendência a diminuir; a diferença de tensões para armadura lisa e nervurada é cerca de 12 vezes maior para a armadura nervurada.

Por outro lado, no caso dos ensaios com ancoragem em gancho, segundo a autora, é visível a influência do diâmetro nos resultados, já que a tensão no gancho depende da tensão no aço, que aumenta com o aumento de diâmetro; a existência, ou não, do comprimento reto de amarração em provetes com gancho não influi na variação de tensão provocada no gancho.

Santos (2012) desenvolveu um estudo no sentido de caracterizar o comportamento monotónico da aderência aço-betão em elementos estruturais de B.A.. Para isso, o autor realizou vários ensaios de arrancamento (*Pull-Out*) e um ensaio de viga (*beam test*), de acordo com a Norma EN 10080 (EN 10080,2005) e com o CEB – Bulletin D’information n° 217 (CEB 217, 1993). Os provetes estudados foram executados

com betões correntes de baixa e média resistência, e varões de aço com diferentes tipos de superfície (armadura nervurada e armadura lisa). Por outro lado, foram utilizados betões com diferentes níveis de vibração, manual e mecânica, e diferentes níveis de confinamento, com e sem estribos, no caso da viga, com o objetivo de verificar a influência da aderência dos diferentes fatores.

Este trabalho de investigação permitiu ao autor retirar inúmeras conclusões, tais como: a aderência varia com o diâmetro dos varões nervurados; quanto maior for a classe de resistência do betão, maior é a sua tensão de aderência máxima e maior é o seu escorregamento; os ensaios realizados em varões nervurados atingem a rotura do varão de aço por tração, independentemente do tipo de amarração, reta ou em gancho; os varões nervurados possuem uma tensão de aderência máxima superior, em cerca de 75%, relativamente aos varões lisos; o uso de equipamento mecânico na vibração dos betões aumenta em cerca de 16% a aderência entre aço e betão; entre outras.

### **3.2. Aderência aço-betão**

De acordo com Melo (2009), a análise de estruturas de betão armado, na generalidade dos casos, é feita assumindo uma aderência perfeita entre o aço e o betão, o que implica total compatibilidade de deformações entre os dois materiais. No entanto, esta hipótese só é válida para os estados iniciais de carregamento e para valores de tensão pouco significativos. Para valores significativos de carregamento, simultaneamente à formação de fendas, a aderência aço-betão sofre degradação dando origem a deslocamentos relativos entre a armadura e o betão envolvente, ocorrendo assim o fenómeno do escorregamento das armaduras.

Segundo Brisotto (2011), pode-se afirmar que o fenómeno de aderência envolve dois aspetos principais: o mecanismo de transferência de forças entre os varões de aço e o betão envolvente e a capacidade do betão de resistir a essa força. Vários autores, entre eles Eligehausen et al. (1983) e ACI Committee 408 (1991), afirmam que esta transferência de forças entre os materiais é resultado de três mecanismos distintos: a aderência química, o atrito e a aderência mecânica, os quais ocorrem devido a diferentes fenómenos que se desenvolvem na interfase do aço-betão. Esta divisão é meramente didática, não sendo possível determinar-se cada componente

isoladamente, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos. Além disso, de acordo com Fusco (1995), o valor da aderência entre um varão de aço e o betão que o envolve é fortemente condicionado pela retração, pela fluência e pela fissuração do betão. Desta forma, com recurso a determinado tipo ensaios, como por exemplo, ensaios de arrancamento, é possível determinar valores médios globais de aderência. A adesão ou aderência química surge durante as reações de presa do cimento devido as ligações físico-químicas na interface de ambos os materiais. Este mecanismo depende da rugosidade e da limpeza da superfície dos varões. Geralmente, considera-se que a aderência química é destruída pelas ações de serviço ou até mesmo pela retração do betão (Fernandes e Debs, 2005). No entanto, estudos recentes mostram que este mecanismo pode ter grande contribuição na aderência no caso de se usar varões revestidos com resinas époxi (ACI Committee 408, 1991). Este mecanismo é caracterizado por uma resistência de adesão,  $R_{b1}$ , e pode ser apurado através da separação de um bloco betão sobre uma chapa metálica, como ilustra a Figura 7 (Fernandes e Debs, 2005).

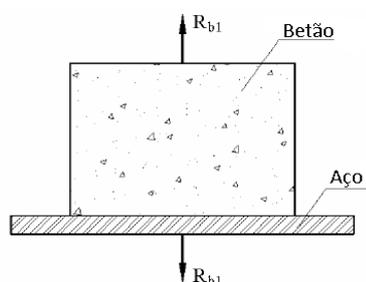


Figura 7 - Aderência por adesão (aderência química), adaptado de Fernandes e Debs (2005).

A componente relativa ao atrito é proveniente da ação das forças de atrito existentes entre o aço e o betão. Dependendo assim, do coeficiente de atrito entre estes dois materiais, que varia com a rugosidade dos varões de aço (Fernandes e Debs, 2005). O mecanismo de aderência por atrito, o qual se manifesta devido à pressão transversal do betão sobre a armadura como, por exemplo, a de retração ou de confinamento, pode ser determinado através de ensaios de arrancamento, que consistem na aplicação de uma força de tração,  $R_{b2}$ , no varão, conforme mostra a Figura 8 (Fernandes e Debs, 2005).

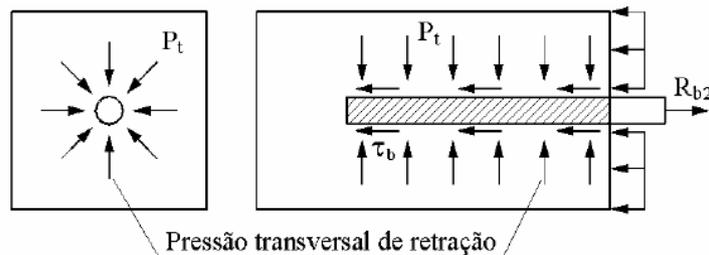


Figura 8 - Aderência por atrito (Fernandes e Debs, 2005).

Relativamente ao mecanismo de aderência mecânica, este manifesta-se principalmente nos varões nervurados, e é influenciado pela forma, altura, inclinação e distância entre nervuras. Esta componente,  $R_{b3}$ , resulta da interação mecânica entre o aço e o betão, como consequência da presença de saliências na superfície dos varões de aço. Após a rotura da aderência química, as nervuras criam forças concentradas de compressão no betão perpendiculares às nervuras que evitam o escorregamento (Filho, 2005). Contudo, o efeito da aderência mecânica também está presente na armadura lisa, consequência das irregularidades superficiais e ondulações inerentes ao processo de fabrico, como demonstrado na Figura 9, o que permite mobilizar alguma resistência mecânica, embora bastante inferior a mobilizada pelos varões.

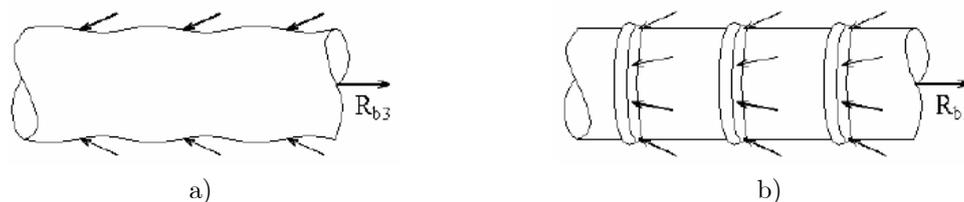


Figura 9 - Aderência mecânica: a) Armadura lisa; b) armadura nervurada (Fernandes e Debs 2005).

A destruição da aderência é um processo que geralmente está associado a um determinado estado de deformação e fissuração. Dependendo da forma da interação entre a armadura e o betão, os modos de rotura da aderência podem ser classificados, de acordo com FIB (2000) Bulletin n.10, em dois grandes grupos: rotura por escorregamento direto do varão (*pullout*) e por fendilhação do recobrimento do betão (*splitting*). Em linhas gerais, o escorregamento ocorre quando o nível de confinamento (produzido pela armadura transversal) no elemento é tal que ocorre o corte e o esmagamento do betão entre as nervuras e, assim, o escorregamento do varão de aço. Já a rotura por fendilhação ocorre quando o confinamento é

insuficiente, levando ao aparecimento de fissuras longitudinais no elemento. Neste caso, o dano é devido principalmente à tensão de tração radial causada pelas nervuras. As fissuras propagam-se para os bordos do elemento provocando o destacamento do recobrimento de betão e conseqüentemente a perda de aderência (Brisotto, 2011).

Como já foi referido anteriormente, a separação da aderência em três parcelas distintas (adesão, atrito e aderência mecânica) é simplesmente esquemática. Embora alguns autores apresentem curvas teóricas (curvas tensão de aderência *versus* escorregamento) separando cada um destes mecanismos.

Um exemplo disso é a curva apresentada por Leonhard e Monnig (1977) que compara o comportamento global das armaduras nervuradas e lisas, em situações em que a rotura ocorre por escorregamento das armaduras (ver Figura 10). O primeiro troço, comum a ambos os tipos de armadura, onde se desenvolvem tensões de aderência sem que ocorram deslocamentos relativos entre os materiais, corresponde à aderência por adesão. O troço ascendente, no caso da armadura nervurada, está relacionado com o mecanismo de aderência mecânica (e apresenta uma acentuada inclinação). No caso da armadura lisa, o troço é menos íngreme e está relacionado com a aderência por atrito. Onde os troços da curva são horizontais ou descendentes significa que a aderência foi destruída e os varões deslizam livremente (com resistência ao atrito insuficiente).

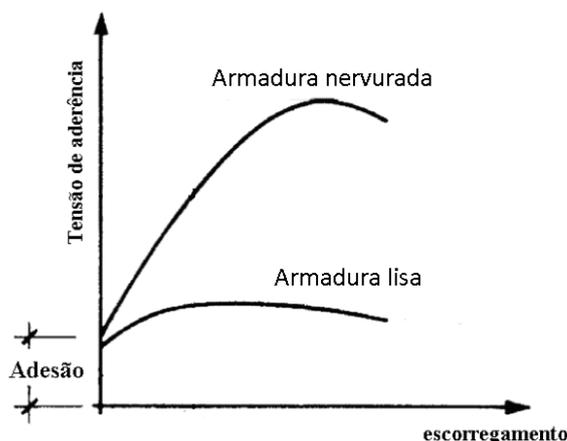


Figura 10 - Curvas tensão de cedência *versus* escorregamento (para armadura lisa e nervurada), adaptado de Leonhard e Monnig (1977).

---

Além do exemplo exposto anteriormente, existem outros autores que apresentam curvas de tensão de aderência *versus* escorregamento que descrevem de forma detalhada este fenómeno da aderência, como por exemplo, as curvas apresentadas por Tassios (1979) e pelo FIB (2000) Bulletin n.10.

A Figura 11 representa a curva tensão de aderência *versus* escorregamento apresentada por Tassios (1979). Segundo o modelo desenvolvido pelo referido autor, antes da tensão de aderência química,  $\tau_o$ , ser atingida, ocorrem deslocamentos extremamente pequenos entre os materiais. Com o aumento do carregamento, a tensão de cedência também aumenta e alcança o nível  $\tau_o$ , quando ocorre a rotura da adesão. Para níveis de carregamento mais altos, há mobilização do imbricamento mecânico entre a pasta de cimento e as irregularidades superficiais da armadura, tanto para armaduras nervuradas como para armaduras lisas. Após a tensão  $\tau_A$ , surgem as primeiras fissuras internas (transversais), devido às tensões de tração da força de arrancamento ultrapassarem a resistência à tração do betão. A partir desta fase, observa-se uma redução significativa da rigidez do betão, representada no diagrama pela redução do declive da curva (segundo Brisotto, 2011).

A partir da tensão  $\tau_A$  inicia-se o processo de fendilhação e, à medida que o carregamento aumenta, ocorre a propagação destas fissuras (longitudinais e radiais), originando a destruição parcial do imbricamento mecânico e são mobilizadas as forças de atrito. Quando o nível de tensão  $\tau_B$  é atingido, as armaduras lisas são completamente arrancadas, em virtude da componente de atrito não ser suficiente para manter a aderência, deixando um orifício quase intacto no betão. No caso das armaduras lisas, ainda existe uma pequena possibilidade de ocorrer a fendilhação do betão (troço BF da curva) quando a espessura do recobrimento das armaduras é reduzida (segundo Brisotto, 2011).

Para armaduras nervuradas, o imbricamento mecânico é muito maior e somente quando não há confinamento suficiente, é que o betão rompe por fendilhação generalizada (tramo BF da curva). Caso contrario, entre os níveis de tensão  $\tau_B$  e  $\tau_{bn}$ , as armaduras nervuradas apresentam escorregamento devido ao esmagamento do betão entre armaduras. Quando a tensão  $\tau_{bn}$  é atingida o único mecanimo que resta é o atrito. Após o pico do driagrama, ocorre a queda da curva até certo valor, que carcteriza a tensão de aderência residual  $\tau_{br}$ . Quando a fendilhação se desenvolve ao

longo de todo o recobrimento a tensão residual é quase nula, ramo CG (segundo Brisotto, 2011).

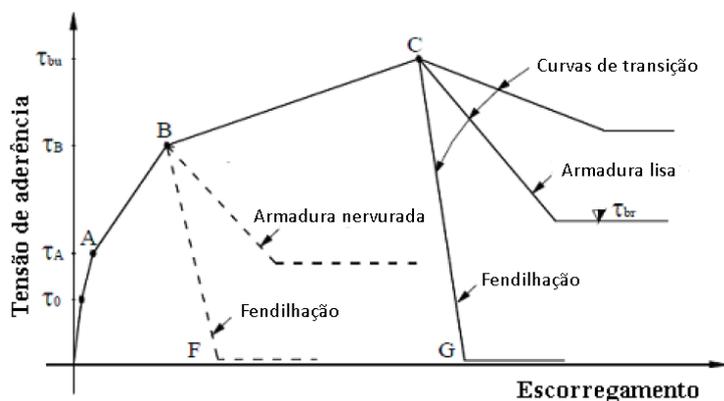


Figura 11 - Curva teórica de tensão de aderência *versus* escorregamento apresentada por Tassios (1979), adaptado de Tassios (1979).

A aderência pode ser afetada por diversos fatores relacionados com as características e propriedades dos materiais que constituem o betão armado e, também, pelo meio em que as estruturas se inserem. Entre os fatores que afetam a aderência aço-betão podem destacar-se: tipo, velocidade e duração do carregamento; propriedades do betão (resistência e composição granulométrica); classe do aço; escorregamento das armaduras; comprimentos de ancoragem; recobrimento e espaçamento das armaduras; quantidade e posição de armadura transversal; diâmetro das armaduras; nível de confinamento; características das nervuras; temperatura; entre outros (Brisotto, 2011; Fernandes, 2000).

### 3.3. Outros parâmetros que influenciam o comportamento dos nós viga-pilar

Para além da aderência aço-betão, existem outros parâmetros, não menos importantes, que influenciam o comportamento das ligações viga-pilar de betão armado, perante as ações sísmicas, os quais podem estar relacionados com a geometria das ligações, com a intensidade das tensões de corte no nó, com a resistência dos materiais constituintes (em particular, do betão), com o confinamento do nó e com o próprio tipo de carregamento atuante na ligação.

De acordo com Alva (2004), Pantazopoulou e Bonacci (1993) realizaram uma compilação de resultados experimentais obtidos por vários autores, identificando os principais parâmetros que influenciam a resposta estrutural deste tipo de ligações. Segundo os mesmos, os parâmetros são: aderência aço-betão; armadura transversal; nível de esforço axial no pilar; resistência à compressão do betão; tensões de corte no nó e o confinamento dos elementos e da própria ligação.

Os mesmos autores referem ainda que os ensaios experimentais revelaram uma significativa influência da resistência à compressão do betão sobre a capacidade do nó. Além disso, os ensaios mostraram também que a taxa de armadura transversal no nó, nomeadamente, estribos, influencia a capacidade resistente e o comportamento global da ligação, em termos de deslocamentos e rotações, perante carregamentos cíclicos de elevada intensidade.

### **3.3.1. Armadura transversal**

A armadura transversal tem duas funções essenciais: contribuir para a resistência ao corte do nó e aumentar o grau de confinamento da ligação, aumentando a resistência do pilar e promovendo o mecanismo de biela diagonal. Assim, assume-se que a resistência do nó seja dada pela contribuição da biela diagonal e pela parcela resistente da armadura transversal (Alva, 2004).

No estudo desenvolvido por Alva (2004), confirmou-se a tendência de que o aumento da área de estribos promove o aumento da resistência do nó. Além disso, observou-se que a área de estribos influencia o padrão de fissuração e os deslocamentos globais da ligação, especialmente para solicitações de elevada intensidade.

De acordo com Brisotto (2011), a eficiência da armadura transversal, no comportamento da ligação, depende do tipo, quantidade e posição em relação à armadura longitudinal ancorada. Segundo Eligehausen et al. (1983), este tipo de armadura não tem muita influência na tensão de aderência máxima, quando a rotura da aderência ocorre por escorregamento da armadura. Além disso, acima de determinado valor o acréscimo deste tipo de armadura passa a ser menos eficiente, não contribuindo para o aumento do desempenho.

Segundo Mariano (2011), diferentes autores (Hegger et al., 2003; Ortiz, 1993; Scott, 1999) defendem que, quando não existem estribos na zona do nó, a resistência à tração do betão, por si só, revela-se insuficiente perante às tensões tangenciais de corte desenvolvidas nessa zona, originando fissuras diagonais, e conseqüente

rearranjo das tensões internas do nó. Ainda assim, a ligação é capaz de absorver pequenos aumentos do esforço de corte, porém o agravamento do carregamento conduz à propagação das fissuras e ao inevitável destacamento do recobrimento da armadura levando o nó ao colapso por corte.

### 3.3.2. Nível de esforço axial no pilar

Em qualquer estrutura corrente, o elemento estrutural responsável pela transmissão de cargas para as fundações é o pilar. A intensidade destes esforços depende de diversos aspetos, como o tipo de solicitações aplicadas no edifício, nomeadamente, nos pisos e na cobertura; a configuração estrutural e até o próprio peso dos materiais utilizados. É normal que as ligações viga-pilar estejam sujeitas a diversos esforços de confinamento por parte do pilar, no entanto, surge a dúvida se o esforço axial contribui, ou não, para o aumento da resistência do nó. Em relação a esta questão, surgem algumas divergências por parte dos investigadores que tentam perceber a influência deste parâmetro no comportamento global de nós viga-pilar em B.A., sujeitos a ações cíclicas.

Paulay e Priestley (1992) referem que a força normal no pilar exerce um efeito benéfico face à força cortante horizontal. Por outro lado, no modelo desenvolvido por Hwang e Lee (1999) a força normal também exerce influência na resistência do nó. Na realidade, o que acontece é que com o aumento da intensidade da força normal, a altura da zona comprimida do pilar aumenta e, conseqüentemente, a área da biela diagonal (segundo Alva, 2004).

Segundo o estudo realizado por Alva (2004), não existe uma evidente correlação entre a força normal e a resistência ao corte do nó, tanto no caso de ações cíclicas como monotónicas. O autor refere ainda que, no caso de nós internos solicitados por ações cíclicas, Kitayama et al. (1991) afirmam que a força normal, embora não pareça exercer influência na resistência ao corte, pode acelerar o colapso da biela diagonal de betão para elevadas forças normais, após o escorregamento das armaduras longitudinais das vigas. Pantazopoulou e Bocacci (1994) citam que, provavelmente, a força normal tenha mais influência sobre a deformabilidade da ligação do que sobre a resistência do nó.

Assim, verifica-se a necessidade do desenvolvimento de estudos futuros sobre a influência deste parâmetro no comportamento destes elementos, de forma a obter informações mais conclusivas.

### 3.3.3. Tipo de carregamento atuante

Em relação ao tipo de carregamento atuante, os nós estão sujeitos a ações que podem variar segundo o sentido, intensidade e reversibilidade. Este último aspecto é característico das ações de natureza cíclica.

Segundo Garcia (2011), existem, essencialmente, dois tipos de carregamento nas estruturas: o estático, que pode atuar permanentemente na estrutura, e o dinâmico, onde o tempo de atuação na estrutura varia. O carregamento estático pode ser de longa duração, de curta duração ou monotónico. As ações dinâmicas podem ser de vários tipos, entre as quais estão as ações cíclicas, caracterizadas por uma determinada amplitude do deslocamento ou tensão.

Os carregamentos monotónicos são caracterizados por um incremento de força, ou de deslocamento, sempre crescente e normalmente a velocidade constante, e sem inversão do sentido de carregamento. Este tipo de solicitação não provoca fadiga na aderência entre a armadura e o betão, obtendo-se valores mais elevados para a tensão última da aderência (Garcia, 2011).

De acordo com Melo (2009), segundo CEB (1996), as cargas cíclicas dividem-se em duas categorias, a primeira é designada por número baixo de ciclos (*low-cycle*), com menos de cem ciclos, mas com grandes intervalos de tensão de aderência, produzindo problemas no estado limite último, característico de sismos e ventos fortes. A segunda categoria é designada por número elevado de ciclos (*high-cycle*) que resulta na fadiga da estrutura, com baixos intervalos de tensão de aderência, característico dos carregamentos do estado de serviço. De acordo com o tipo de força aplicada, o carregamento cíclico pode ser repetido ou unidirecional (similar ao carregamento monotónico), com rotura por fadiga, ou alternado, característico de sismos.

Uma das principais características da ação cíclica é a deterioração progressiva da aderência que pode ser observada através de incrementos no escorregamento. Quando se trata de carregamentos cíclicos (repetido ou alternado), a evolução do dano é evidenciada pelo progressivo aumento de microfissuras na estrutura. Os principais efeitos associados à aplicação de cargas cíclicas no betão são a perda da rigidez do material e o aparecimento de deformações permanentes, decorrentes da evolução da fissuração (Garcia, 2011).

Alva (2004) refere que o aumento do número de ciclos de carregamento, para uma mesma amplitude de força, produz um aumento das deformações nos estribos e um

aumento dos deslocamentos globais na ligação, como consequência da deterioração mecânica do betão.

Segundo Filho (2005), o comportamento do betão sobre ações cíclicas repetidas pode ser comparado com o comportamento que este apresenta perante ações de longa duração. Ou seja, o efeito de repetição das cargas produz um aumento da deformação, gerando um agravamento das fissuras dos elementos fletidos, sendo este fenómeno semelhante ao que se desencadeia quando existem cargas permanentes (“fluência”).

De acordo com Garcia (2011), o autor Popov (1984) refere que os nós sujeitos a carregamentos cíclicos apresentam maiores problemas ao nível de aderência, devido à alternância de esforços solicitados que provocam a perda de aderência inicial e aumenta gradualmente em função dos ciclos aplicados.

O comportamento do aço sobre carregamento cíclico interessa sobre o ponto de vista da fadiga das armaduras, e depende de uma série de fatores, tais como a presença ou não de nervuras, diâmetro dos varões, existência de dobras ou desvios dos varões de aço e emendas por sobreposição.

### **3.3.4. Resistência à compressão do betão**

A resistência do betão à compressão é um dos parâmetros fundamentais no comportamento de nós viga-pilar. Segundo Mariano (2011), os autores Ha et al. (1992) e Scott (1999) desenvolveram algumas pesquisas com betão de alta resistência, e afirmam que o uso dos mesmos aumentam consideravelmente a capacidade do nó.

Segundo Alva (2004), com base em modelos teóricos, para o caso de nós externos, a resistência do nó é bastante condicionada pela resistência à compressão do betão, sendo esta, em muitos casos, mais determinante que a influência dos estribos.

A resistência do nó perante as forças de corte cresce com o aumento da resistência à compressão do betão. A maioria dos investigadores assumem que esse acréscimo seja proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão do betão (Alva, 2004).

### **3.3.5. Dimensões dos elementos (relação entre as alturas das seções da viga e do pilar)**

É uma das variáveis mais importantes a considerar neste tipo de estudo, pois diferentes tamanhos de nós significam diferentes intensidades de tensões no mecanismo diagonal (biela). Alva (2004) afirma que a relação entre as alturas da

secção do pilar e da viga exerce uma influência direta no comportamento do nó. Alturas de viga significativamente maiores que as alturas do pilar conferem ao nó comportamentos menos favoráveis perante ações cíclicas, em particular, às de origem sísmica. Esta diferença geométrica dos seus elementos dá origem a que as rótulas plásticas se desenvolvam primeiramente nos pilares (*soft-storey*), comportamento este indesejável na filosofia usual de projeto de estruturas de betão armado. Por esse motivo, a norma americana ACI 318 (1995) estabelece que a soma dos momentos resistentes nominais das seções dos pilares, localizadas imediatamente acima e abaixo da viga, seja maior que  $6/5$  da soma dos momentos resistentes nominais das seções da viga que chegam ao pilar.

A Figura 12 ilustra algumas das geometrias usuais de nós viga-pilar.

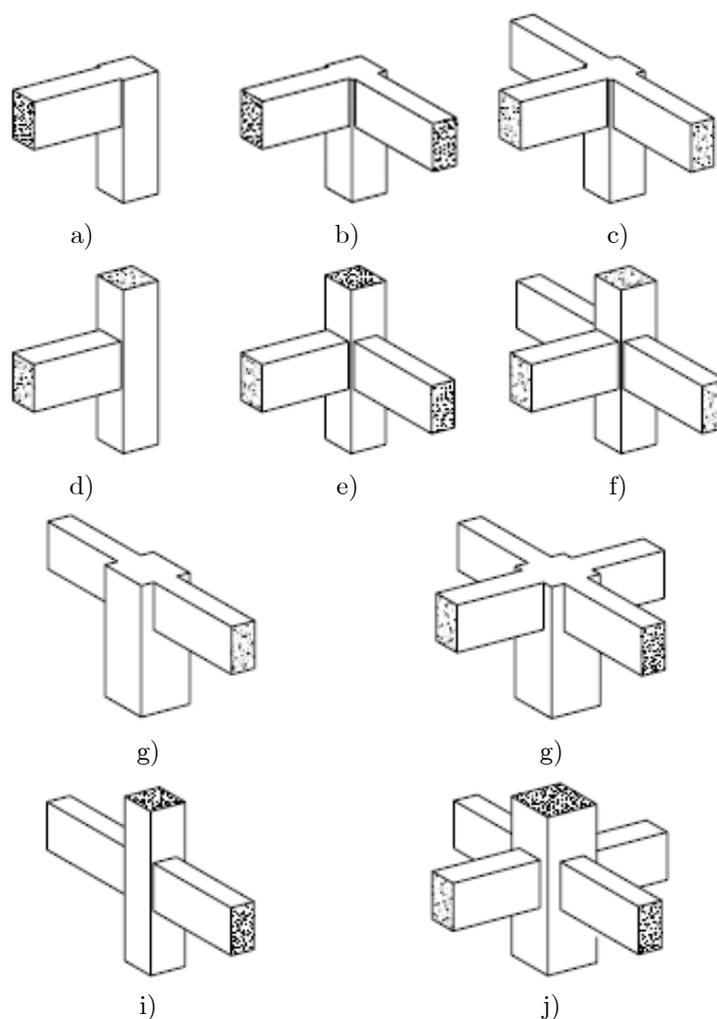


Figura 12 - Geometrias usuais de nós, adaptado de Paulay e Priestley (1992).

### 3.3.6. Outros fatores

Além dos fatores referidos anteriormente, existem outras variáveis que podem influenciar o comportamento dos nós viga pilar de B.A., tais como a presença de lajes, de vigas transversais e questões relacionadas com os detalhes construtivos da armadura, como a forma de ancoragem dos varões, o raio de curvatura das ancoragens e o diâmetro dos varões longitudinais dos elementos constituintes da ligação viga-pilar.

## 3.4. Tipos de rotura de nós viga-pilar

De acordo com Garcia (2011), os autores Barbosa et al. (2001) referem que existem cinco possibilidades de rotura do nó sob carregamento cíclico:

- Rotura por tensão diagonal de tração (ocorre quando as tensões de tração provenientes do momento fletor não são absorvidas pela armadura);
- Rotura por tensões de tração normais às armaduras principais (ocorre no betão pela tensão de fendilhação, por causa da mudança de direção dos varões da armadura principal tracionada);
- Rotura por escorregamento das armaduras principais (deve-se à cedência da armadura dentro da ligação, esta rotura causa grandes deformações no nó);
- Rotura por deficiente ancoragem;
- Rotura por esmagamento do betão nas zonas comprimidas (pode acontecer quando o betão na zona do nó possui uma resistência à compressão inferior a resistência dos elementos estruturais, vigas e pilares).

---

# Capítulo 4

---

Conceção e execução dos provetes

---



## 4. Conceção e execução dos provetes

Neste capítulo são mencionadas as considerações tidas em conta na conceção e execução dos provetes. Os nós viga-pilar em estudo são uma extensão de campanhas de ensaios anteriormente desenvolvidas no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Foram executados e ensaiados quatro provetes em B.A. representativos de ligações viga-pilar interiores de estruturas existentes, sendo designadas por nós interiores planos.

São referidos os fatores que auxiliaram na escolha das características geométricas dos provetes, na determinação da quantidade de armadura longitudinal e transversal, bem como, nas disposições construtivas adotadas. Por outro lado, são estudadas as propriedades mecânicas dos materiais empregues na construção dos nós, como a classe de betão e o tipo de aço, assim como todo o processo envolvido no fabrico dos vários provetes.

### 4.1. Características geométricas

Na elaboração dos provetes teve-se em consideração as características do betão e a pormenorização das armaduras das estruturas concebidas até aos anos 70, destinadas a habitação. Os nós viga-pilar ensaiados pretendem simular a ligação de vigas com pilares interiores (Figura 13 a)). Estes simulam a ligação entre duas vigas com secção  $0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$  e vão de 4,0 m, e dois pilares com secção  $0,30 \times 0,40 \text{ m}^2$  e 3,0 m de altura, secções equivalentes às dos edifícios correntes. As dimensões dos elementos foram adaptadas às características do esquema de ensaio adotado, de forma a reproduzir o funcionamento estrutural idealizado e representado na Figura 13 b)).

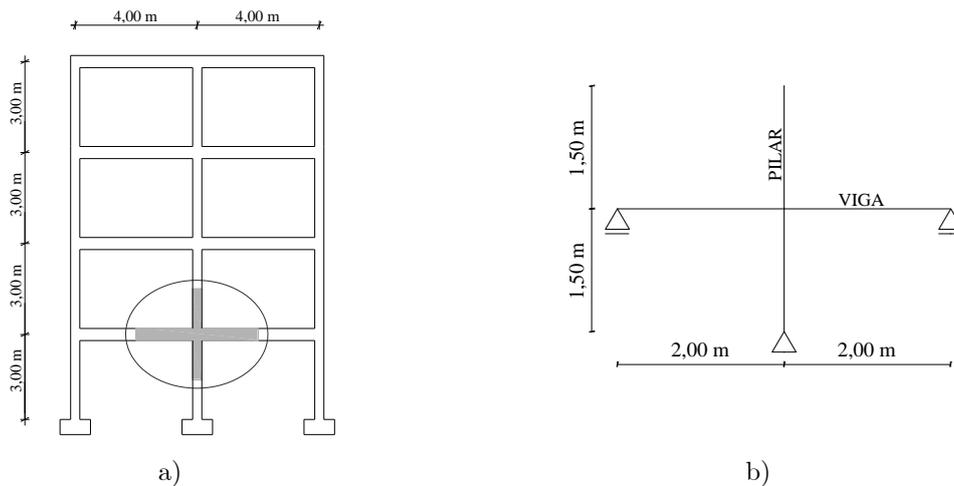


Figura 13 - a) Nós viga-pilar em estudo; b) Esquema estrutural e condições de apoio idealizadas para o ensaio.

O comprimento total dos pilares é de 2,88 m e das vigas é de 4,50 m. O comprimento do pilar superior é 1,70 m e do inferior é 1,18 m. Em relação às vigas, ambas têm 2,25 m de comprimento, como é visível na Figura 14. Todos os provetes possuem as mesmas características geométricas, as secções transversais dos pilares e das vigas são  $0,30 \times 0,40 \text{ m}^2$  e  $0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$ , respetivamente (ver Figura 14).

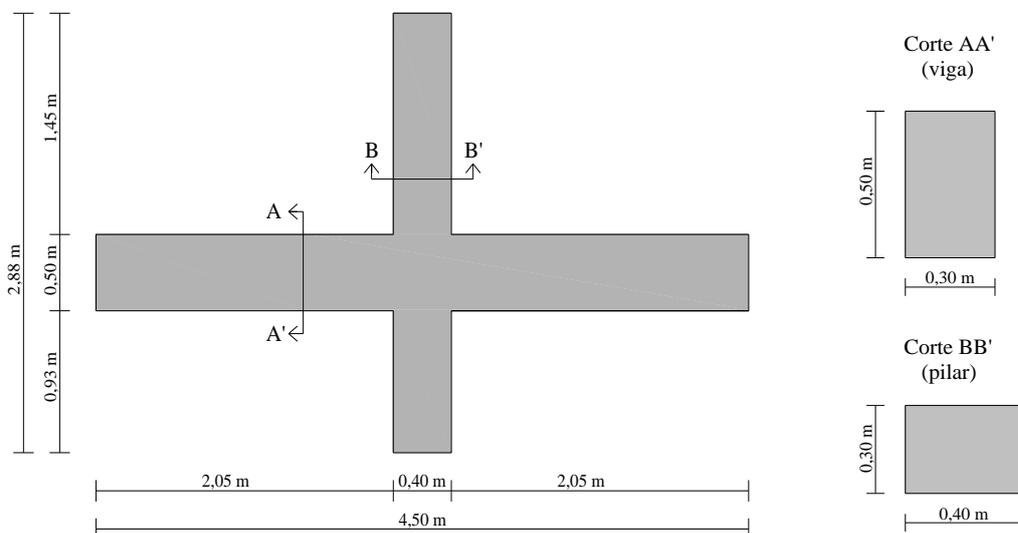


Figura 14 - Geometria e secções transversais dos provetes nós viga-pilar.

## 4.2. Propriedades dos materiais

### 4.2.1. Betão

O betão utilizado na execução dos provetes é um betão com fracas características mecânicas, com classe de resistência C16/20, segundo o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1), o equivalente ao B20 segundo o REBAP (Decreto-Lei n.º 349-C/83), este betão apresenta propriedades mecânicas similares ao betão utilizado até aos anos de 70. O betão de classe C16/20 é caracterizado por ser um betão estrutural com fraca capacidade resistente, que possui uma resistência média ( $f_{cm}$ ) de 24 MPa aos 28 dias, segundo o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1).

Para determinar as propriedades mecânicas do betão à compressão foram realizados ensaios de compressão a três provetes cilíndricos, com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, e com um tempo de cura de 28 dias. Os resultados dos ensaios realizados apresentam-se na Tabela 7. O valor médio da tensão de rotura do betão à compressão,  $f_{cm}$  é de 17,5 MPa.

**Tabela 7 - Tensão resistente de compressão dos corpos de prova.**

Designação	Peso (Kg)	Tensão, $f_c$ (MPa)
Provete 1	12,178	17,0
Provete 2	12,168	16,8
Provete 3	12,280	18,8
Média		17,5

### 4.2.2. Aço

A armadura utilizada até à década de 70 na construção era constituída por aço macio designado por A235 NL, de baixa resistência. Para a conceção dos provetes em estudo, foi adotado um aço com a mesma designação, mas com propriedades mecânicas diferentes. Atualmente, o aço A235 NL produzido apresenta maior resistência e menor ductilidade, os valores da tensão de rotura à tração ( $f_{tk}$ ) e da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% ( $f_{sk}$ ) são superiores. Provavelmente, esta diferença de resistência poderá resultar da quantidade de teor em carbono utilizada na produção de cada um dos aços, o aço produzido na atualidade, exibe uma maior percentagem de carbono.

Neste estudo, foram executados ensaios de tração simples, segundo a norma EN ISO 6892-1 (2009). Ensaíram-se seis varões de armadura lisa, três de diâmetro 8 mm (ver Figura 15 a)) e três de diâmetro 12 mm (ver Figura 15 b)). Os diâmetros em causa são referentes à armadura transversal e à armadura longitudinal utilizada na execução dos provetes, respetivamente.

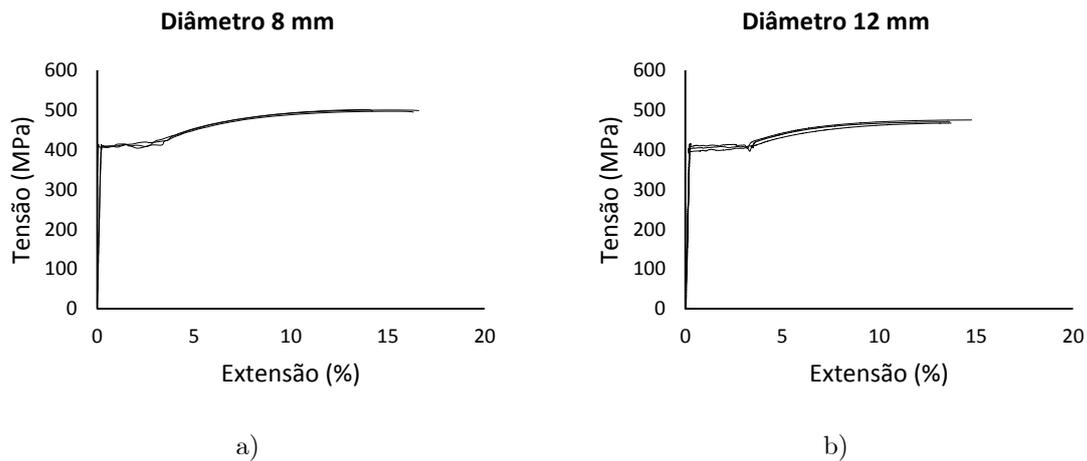


Figura 15 - Ensaios de tração simples realizados ao aço A235 NL: a) Diâmetro 8 mm; b) Diâmetro 12 mm.

Tendo em conta os resultados dos ensaios apresentados da Figura 15, observa-se que o aço A235 NL apresenta uma capacidade resistente superior à da classe A235. Para os diâmetros 8 mm e 12 mm a tensão de rotura ( $f_{um}$ ) é de aproximadamente 495 MPa e 470 MPa, e a tensão de cedência ( $f_{ym}$ ) é de 410 MPa e 405 MPa respetivamente, valores muito superiores aos característicos  $f_{uk} = 360$  MPa e  $f_{yk} = 235$  MPa do aço utilizado nos anos 70 (REBA - Decreto N.º 47 723 de 1967).

Por outro lado, realizaram-se ainda ensaios de tração ao aço nervurado A400 NR SD, foram estudados três varões de diâmetro 8 mm (ver Figura 16 a)) e quatro varões de diâmetro 12 mm (ver Figura 16 b)).

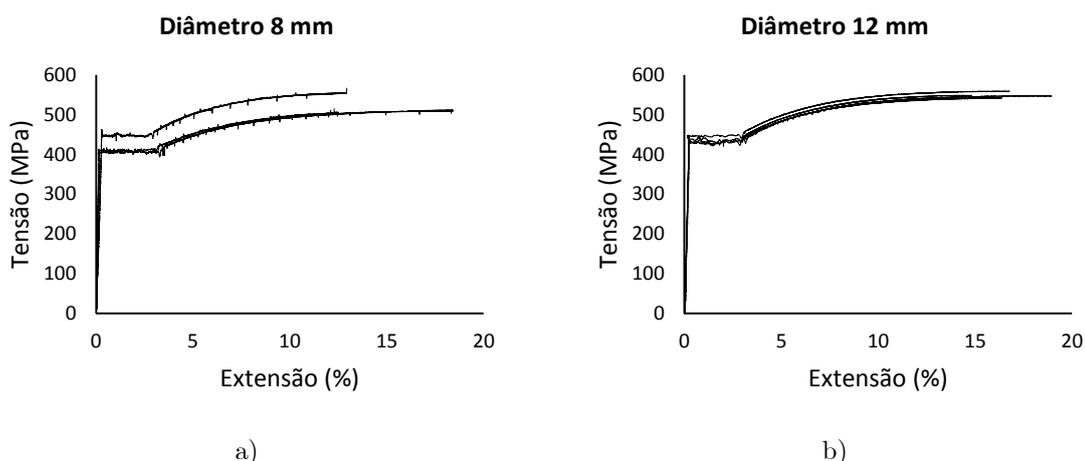


Figura 16 - Ensaio de tração ao aço A235 NR (nervurado): a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm.

Segundo os resultados obtidos e apresentados na Figura 16, o aço A400 NR SD apresenta valores médios para a tensão de cedência ( $f_{ym}$ ) na ordem dos 430 MPa no caso do diâmetro 8 mm e de 440 MPa para o diâmetro 12 mm. No que diz respeito a tensão última ( $f_{um}$ ), os varões de 8 mm apresentam um valor médio de 530 MPa e os varões de 12 mm apresentam um valor que ronda os 550 MPa. Valores estes superiores aos esperados, segundo o REBAP (Decreto-Lei n.º 349-C/83) a tensão de cedência,  $f_{yk} = 400$  MPa e tensão última,  $f_{tk} = 460$  MPa.

### 4.3. Disposições construtivas da armadura

Os quatro provetes em estudo têm a mesma quantidade e igual pormenorização da armadura, longitudinal e transversal, sendo que dois deles são executados com armadura lisa (A235 NL) e os outros dois com armadura nervurada (A400 NR SD). As disposições construtivas da armadura foram baseadas nas recomendações instituídas pelo REBA (REBA - Decreto N.º 47 723 de 1967) e pelo RBA (Decreto N.º 25 948 de 1935), legislação em vigor na década dos anos 70.

A ancoragem dos varões longitudinais das vigas e pilares é efetuada por gancho, como é recomendado pelo REBA (REBA - Decreto N.º 47 723 de 1967), com um diâmetro do mandril específico,  $D_h$ , neste caso, um diâmetro de  $4\phi$  e, para além disso, a extremidade do gancho deve ser prolongada de um comprimento  $L_h$ , cerca de  $4\phi$ , como ilustra a Figura 17.



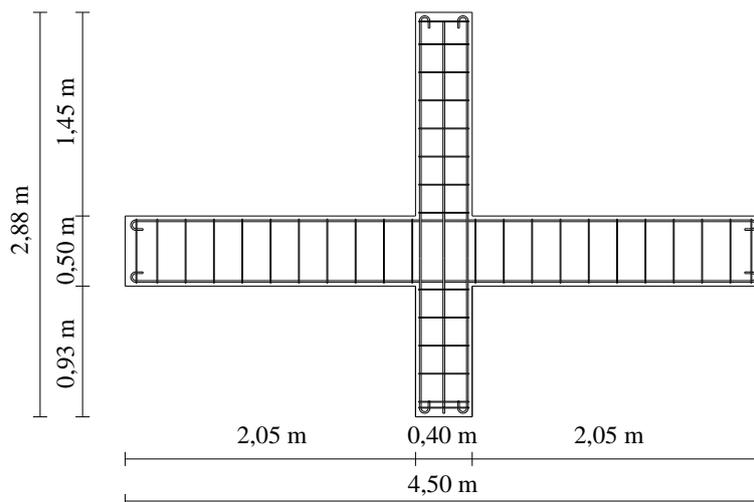
Figura 17 - Pormenorização da ancoragem gancho: a) Diâmetro do mandril,  $D_h$ ; b) Comprimento da extremidade do gancho,  $L_h$  (Garcia, 2011).

Na Tabela 8 apresenta-se as respectivas dimensões utilizadas, nomeadamente, o diâmetro do mandril,  $D_h$ , e o comprimento da extremidade do gancho,  $L_h$ .

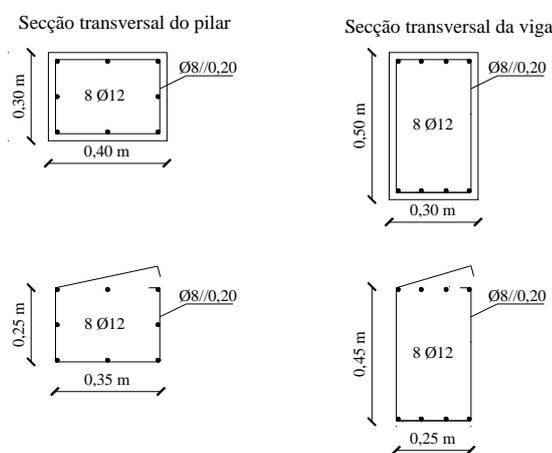
Tabela 8 - Diâmetros do mandril,  $D_h$ , e comprimentos da prelongação reta do gancho,  $L_h$ .

Aço	Diâmetro (mm)	$D_h$ (mm)	$L_h$ (mm)
A235 NL	12	48	48
A400 NR SD	12	48	48

A armadura longitudinal das vigas é constituída por 8 varões de diâmetro 12 mm, 4 varões superiores e 4 varões inferiores, e a armadura transversal é composta por estribos com diâmetro de 8 mm afastados de 0,20 m (ver Figura 18 b)). Nos pilares, a armadura longitudinal é constituída por 8 varões de diâmetro 12 mm, 3 varões em cada face, e a armadura transversal por cintas com diâmetro de 8 mm afastadas de 0,20 m (ver Figura 18 b)). Os varões longitudinais das vigas e pilares são contínuos ao longo dos elementos, não possuindo emendas, como ilustra a Figura 18 a)). A amarração da armadura transversal nas vigas e pilares é feita com gancho a 90°, conforme o pormenor das cintas e estribos apresentado na Figura 18 b)). Por fim, importa referir que os nós não possuem qualquer tipo de armadura transversal, cintas ou estribos, na zona de ligação entre vigas e pilares (ver Figura 18 a)). O recobrimento adotado é de 2 cm em todos os provetes.



a)



b)

Figura 18 - Armadura longitudinal e transversal dos provetes: a) em planta; b) em corte.

Os provetes foram identificados com as iniciais IP e ID, o I refere-se ao tipo de nó, neste caso, nós interiores. O P e o D dizem respeito ao tipo da armadura, o P no caso de armadura lisa (*plain*) e o D para armadura nervurada (*deformed*). Para diferenciar os dois provetes de armadura lisa um do outro, foi acrescentado à sigla IP os números 1 e 2, o mesmo acontece para os provetes de armadura nervurada. Importa mencionar que os provetes de armadura lisa e provetes de armadura nervurada diferem entre si, unicamente, no nível de esforço axial a que são sujeitos. Assim, os provetes IP1 e ID1 são submetidos a um esforço axial de 450 kN, enquanto que os provetes IP2 e ID2 são sujeitos a um esforço axial inferior, cerca de 305 kN.

#### 4.4. Fabrico das armaduras

As fases referentes ao corte, dobragem e montagem das armaduras têm elevada relevância no resultado final, o que, de um modo geral, necessita de tempo e dedicação para se obterem as disposições das armaduras definidas na conceção dos provetes.

Para a produção e montagem das armaduras de cada um dos nós foram executadas 14 cintas para os pilares, com aproximadamente 1,3 m de perímetro, e 22 estribos para as vigas, com 1,5 m de perímetro. Relativamente a armadura longitudinal, esta é constituída por 8 varões, com aproximadamente 2,8 m de comprimento, para os pilares e 8 varões, com aproximadamente 4,4 m de comprimento, para as vigas. Todos os varões longitudinais terminaram em gancho, como já foi referido anteriormente.

A montagem das armaduras foi realizada com recurso as tradicionais amarrações de arame queimado. Esta etapa é de extrema importância, pois qualquer alteração do número de varões longitudinais ou transversais, bem como, da sua disposição ou localização, poderá influenciar o desempenho global do nó.

As imagens que se seguem (Figura 19 b) e c)) realçam alguns pormenores da montagem e amarração das armaduras. A Figura 19 a) mostra o aspeto final das armaduras dos provetes.



a)



Figura 19 - Pormenores gerais da montagem e amarração da armadura: a) Vista geral do aspeto final das armaduras; b) Pormenor da amarração das armaduras longitudinais em gancho; c) Pormenorização das armaduras na zona de ligação do nó.

#### 4.5. Cofragem

Os provetes foram betonados na horizontal e a cofragem utilizada foi do tipo contraplacado marítimo, como mostra a Figura 20 a). Para garantir o recobrimento de 2 cm das armaduras foram utilizados espaçadores de PVC (ver Figura 20 b) e c)).

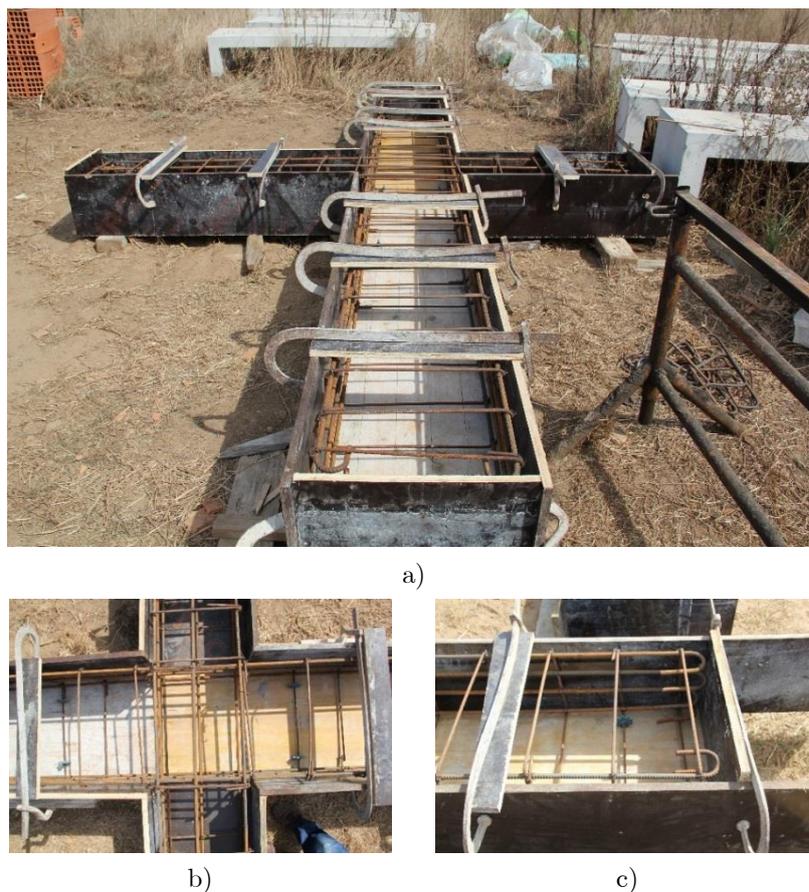


Figura 20 - Detalhes da cofragem dos provetes: a) Vista geral da cofragem; b) Zona de ligação do nó; c) Pormenor dos espaçadores em PVC.

#### 4.6. Betonagem

O betão foi fornecido por uma central de betão fixa através de um camião betoneira. A colocação do betão foi realizada gradualmente para garantir uma boa compactação e, em simultâneo, foi utilizado um vibrador de agulha para realizar a vibração mecânica, como ilustra a Figura 21 a). Terminada a betonagem e a compactação do betão, houve a preocupação de se efetuar um acabamento superficial melhorado, no sentido de se obter uma superfície lisa e plana, ver Figura 21 b).



a)



b)

**Figura 21 - Betonagem dos provetes: a) Colocação e vibração do betão; b) Aspeto final da superfície do provete.**

Para cada um dos provetes, na fase de betonagem, foram recolhidas amostras cilíndricas para análise e caracterização das propriedades mecânicas do betão à compressão.

#### 4.7. Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na execução dos provetes

Neste último ponto, apresentam-se, na Tabela 9, as propriedades mecânicas dos materiais utilizados na execução dos provetes nós viga-pilar em estudo. Nomeadamente, os valores médios da tensão de compressão do betão ( $f_{cm}$ ), que foram obtidos nos ensaios de compressão realizados as amostras cilíndricas com mais de 28 dias de cura. Assim como, os valores médios da tensão de rotura ( $f_{um}$ ) e da tensão de cedência ( $f_{ym}$ ) do aço.

**Tabela 9 - Resumo das propriedades mecânicas dos provetes.**

Provete	Betão		Aço		
	C16/20		$\phi$ 8 mm	$\phi$ 12 mm	
	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ym}$ (MPa)	$f_{um}$ (MPa)	$f_{ym}$ (MPa)	$f_{um}$ (MPa)
IP1	17,5	410	495	405	470
IP2					
ID1	17,5	430	530	440	550
ID2					



---

# Capítulo 5

---

Método de ensaio

---



## 5. Método de ensaio

O presente capítulo é referente à plataforma de ensaio horizontal utilizada para o estudo dos provetes nós viga-pilar de betão armado. Assim, é realizada uma descrição geral do funcionamento da plataforma e caracterizado cada um dos elementos que a constituem, nomeadamente, os elementos de reação, o sistema de aplicação de cargas e a instrumentação utilizada na monitorização dos ensaios.

### 5.1. Funcionamento da plataforma de ensaio

Este tipo de ensaios cíclicos consistem em aplicar uma lei de deslocamentos que faz variar no tempo o deslocamento lateral imposto no topo do pilar superior do provete, para avaliar o comportamento da ligação viga-pilar quando solicitada por cargas cíclicas (ver Figura 22 b)). Para o efeito, a plataforma de ensaio dispõe de três apoios: um apoio duplo na base do pilar inferior e um apoio simples em cada uma das extremidades das vigas, com o objetivo de simular as restrições a que os elementos estão sujeitos “*in situ*” (ver Figura 22 a)). Os apoios das vigas são simples para permitir a movimentação do nó segundo o eixo longitudinal das vigas e o apoio duplo na base do pilar inferior para simular o esforço axial e de corte a que os pilares estão sujeitos a meio do piso, permitindo apenas a rotação.

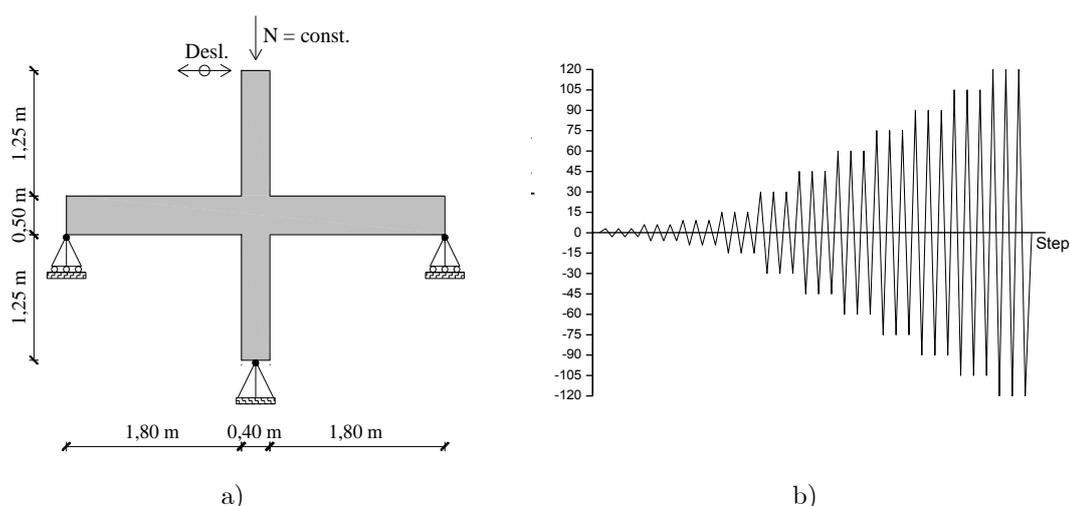


Figura 22 - a) Esquema de ensaio; b) Lei de deslocamentos aplicada.

No topo do pilar superior, é ainda aplicada uma força concentrada de valor aproximadamente constante, segundo o eixo do pilar, para simular o esforço axial a que um pilar está sujeito (ver Figura 22 a)). Neste estudo, o esforço axial aplicado no pilar é de 450 kN no caso dos provetes IP1 e ID1, o que corresponde a um valor de esforço axial reduzido de aproximadamente 23%, típico em pilares de edifícios com 4 a 5 pisos e vãos de aproximadamente 4,0 m. No caso dos provetes IP2 e ID2 o esforço axial imposto é de 305 kN, ao qual corresponde um valor de esforço axial reduzido de 15%, típico em edifícios com 3 a 4 pisos.

A lei de deslocamentos laterais impostos é representada na Figura 22 b) e foi a mesma para os quatro provetes estudados. Que consiste na imposição de ciclos completos com inversão de sinal para 18 níveis de deslocamento, de amplitude crescente até um máximo de 120 mm. Para cada nível de deslocamentos, repetem-se 3 ciclos completos de igual amplitude.

## 5.2. Descrição da plataforma de ensaio

Na Figura 23 a) é representado o esquema de ensaio adotado, bem como as condições de apoio e as solicitações no topo do pilar superior, designadamente, o esforço axial ( $N$ ) e o deslocamento lateral ( $d_p$ ), de acordo com o funcionamento estrutural idealizado. O deslocamento imposto no topo do pilar,  $d_p$ , foi aplicado com recurso a um servo-atuador hidráulico (SVACT). Por outro lado, o esforço axial,  $N$ , foi imposto através de um atuador (ACT) colocado e centrado no topo do pilar, que faz reação através de um sistema estrutural composto por elementos metálicos transversais ligados por dois varões de aço paralelos ao pilar, um na face superior e o outro na face inferior do mesmo, constituindo assim um sistema auto-equilibrado pilar/varões, para tal, é necessário garantir a mesma distância entre os dois varões e o eixo do pilar. Os provetes foram ensaiados na horizontal. Eventuais esforços e deformações verticais decorrentes do peso próprio do provete são minimizados por quatro apoios verticais, realizados com recurso a esferas de reduzido atrito. Os apoios deslizantes nas vigas são realizados através de um conjunto de rolamentos que só impedem o deslocamento transversal da viga. Testes preliminares realizados comprovaram que o conjunto de todas as forças de atrito desenvolvidas nas esferas de apoio do provete e nos apoios de rolamentos nas vigas correspondem a uma

diferença entre forças horizontais (diferença entre a força aplicada pelo servo-atuador e a reação horizontal registada no apoio transversal do pilar) de valor igual a 1 kN (2,5% da força lateral máxima imposta no provete durante o ensaio), segundo Fernandes (2010).

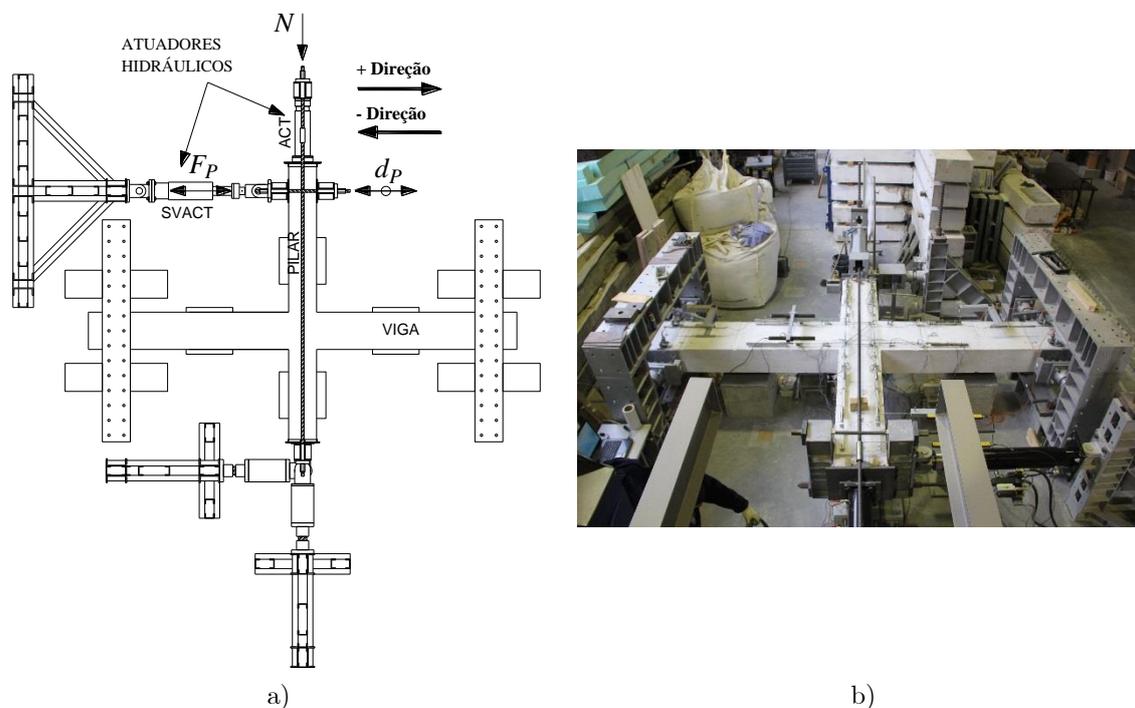
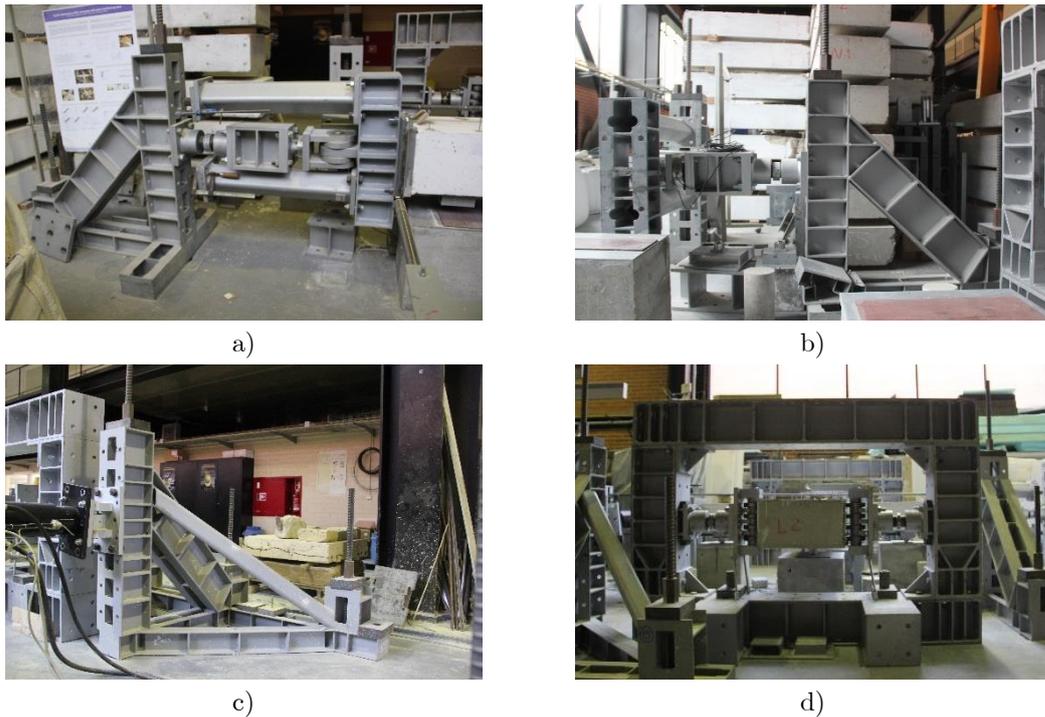


Figura 23 - Plataforma de ensaio: a) Em planta; b) Vista global.

A plataforma de ensaio apresentada na Figura 23 é composta por um conjunto de elementos metálicos perfilados de elevada rigidez, por dois atuadores hidráulicos, slides e outras peças destinadas a eliminar o atrito e as folgas.

Tendo em conta o esquema representado na Figura 23 a), é notória a existência de cinco estruturas metálicas distintas, duas delas garantem o apoio duplo na base do pilar inferior do provete (ver Figura 24 a) e b)), uma outra proporciona o apoio ou reação ao servo-atuador responsável pela imposição da lei de deslocamentos no topo do pilar superior do provete (ver Figura 24 c)), e os restantes dois pórticos metálicos garantem o apoio das extremidades das vigas (ver Figura 24 d)).



**Figura 24 - Elementos metálicos de reação: a) e b) Apoio duplo na base do pilar inferior; c) Estrutura metálica de reação ao servo-atuador; d) Pórtico metálico de reação para a viga.**

Importa ainda referir que toda a estrutura metálica foi devidamente fixada à laje de piso através de varões de aço pré-esforçados. A elevada tensão aplicada nos varões pré-esforçados, provoca uma força de atrito entre os elementos metálicos e a superfície da laje impedindo assim a movimentação das peças.

A ligação entre o provete e a estrutura de reação é garantida por três apoios, um na base do pilar inferior, simulando um apoio duplo (ver Figura 25 a)), e os outros dois apoios nas extremidades das vigas, que simulam apoios simples, recorrendo para isso, a slides que se encontram afixados nos pórticos metálicos de reação das vigas (ver Figura 25 c) e d)).

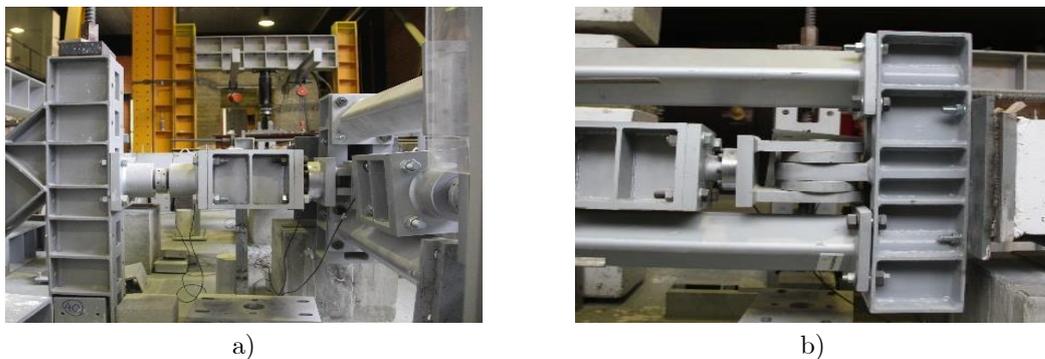




Figura 25 - Ligações do provete à estrutura de reação: a) Ajustadores; b) Rótula; c) Pórtico metálico onde são afixados os slides; d) pormenor de um slide.

A simulação do apoio duplo na base do pilar é alcançada graças às peças metálicas ajustáveis representadas na Figura 25 a) que impedem os movimentos nas duas direções do plano horizontal e permitem a rotação do provete através de uma rótula, como mostra a Figura 25 b).

Surge ainda a necessidade de recorrer a dispositivos mecânicos como o exposto na Figura 26 a) para facilitar a movimentação do provete aquando da aplicação dos deslocamentos no topo do pilar. Como é visível na Figura 26 b), foram colocadas chapas metálicas sobre os blocos de apoio para minimizar o atrito entre estes e o próprio provete.



Figura 26 - Ligações dos apoios: a) Esfera de aço; b) Blocos de nivelamento.

Como já foi referido anteriormente, nestes ensaios, as solicitações laterais impostas são aplicadas por um atuador hidráulico com capacidade de 200 kN e um curso de 400 mm. Este servo-atuador possui duas rótulas, uma em cada extremidade, para que este apenas tenha esforços axiais, como mostra a Figura 27.

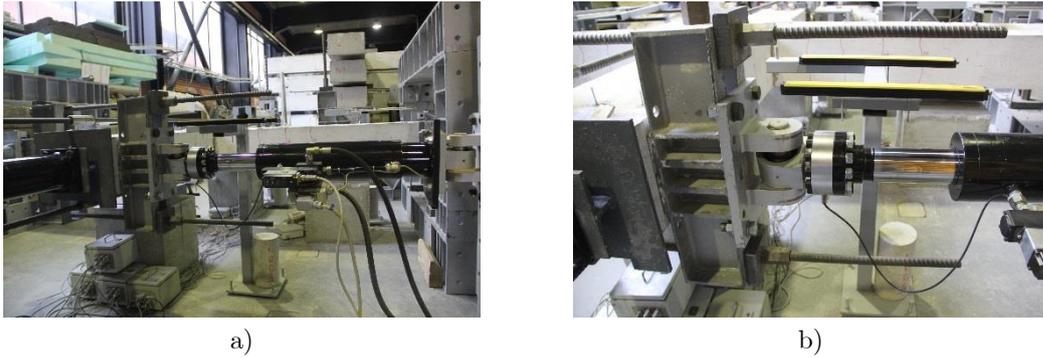


Figura 27 - a) Servo-atuador; b) Pormenor de uma das rótulas.

Para simular o carregamento a que um pilar se encontra sujeito, foi instalado no topo do pilar superior um atuador hidráulico com 500 kN de capacidade (ver Figura 28 b)), que se encontra de certa forma unido à base do pilar inferior por varões de aço como mostra a Figura 28 a). Este sistema auto-equilibrado garante um nível de esforço axial praticamente constante ao longo do ensaio.



Figura 28 - a) Sistema auto-equilibrado adotado; b) Atuador hidráulico utilizado para aplicação do esforço axial.

Ambos os atuadores possuem células de força para monitorizar as reações, como mostra a Figura 29.

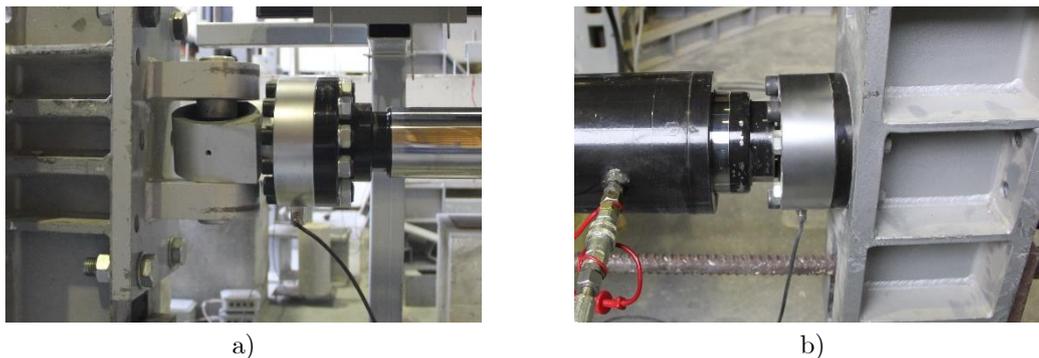


Figura 29 - Células de carga: a) pormenor da célula de carga do servo-atuador; b) pormenor da célula de carga do atuador.

Foram ainda utilizadas duas células de carga no apoio duplo, base do pilar inferior, para monitorização das forças de reação aí desenvolvidas, para além das células associadas ao servo-atuador e ao atuador, ver Figura 30.

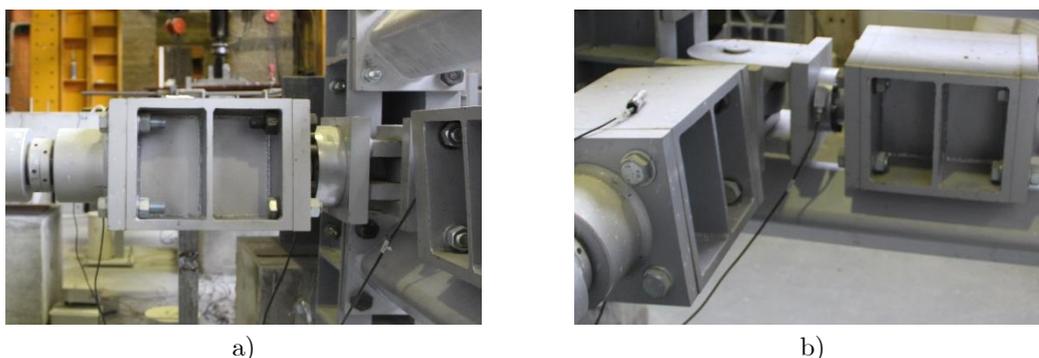


Figura 30 - Células de carga: a) e b) Pormenores das células de carga do apoio duplo.

Antes da colocação do provete na plataforma de ensaio, é necessário fixar com buchas mecânicas, as chapas metálicas nas faces das extremidades das vigas para minimizar o atrito entre os slides e o próprio provete (ver Figura 31 a) e b)). Por outro lado, houve a necessidade de colocar peças metálicas no topo do pilar superior e na base do pilar inferior (ver Figura 31 c) e d)), que permitam fazer a ligação entre o atuador e o provete e a ligação do nó à estrutura metálica de reação de forma a proporcionar o apoio duplo idealizado neste esquema de ensaio.

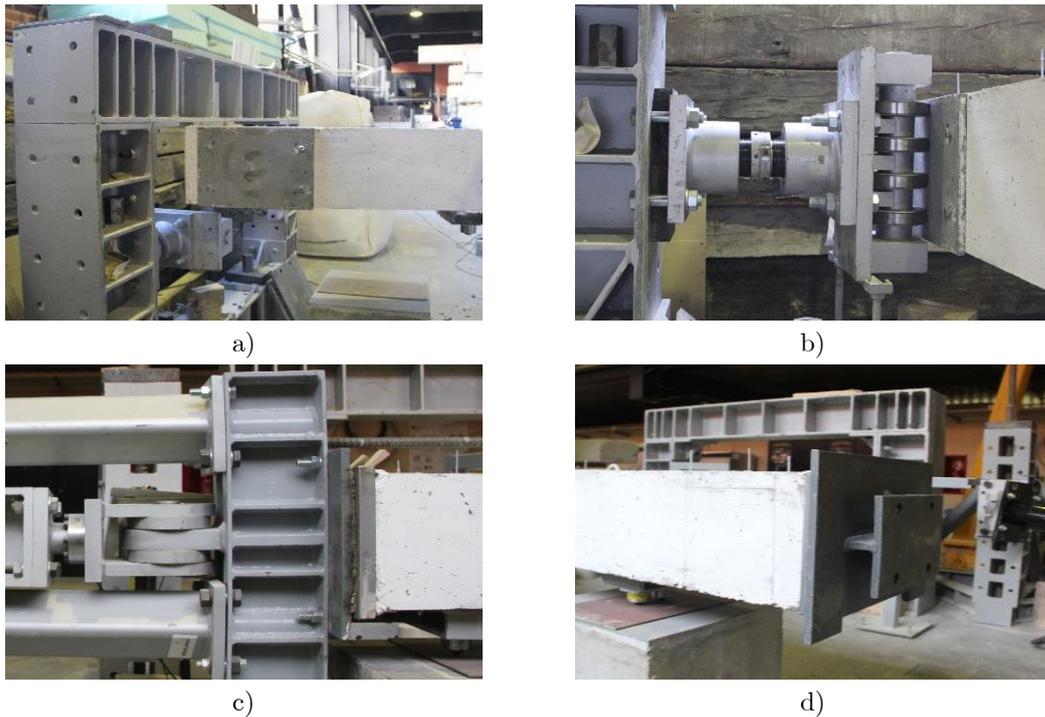
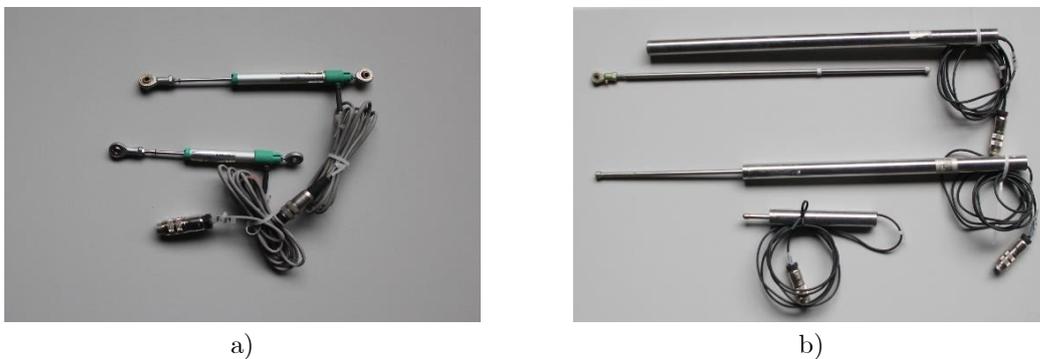


Figura 31 - Preparação do provete: a) Capa metálica afixada nas extremidades da viga; b) Pormenor da chapa em contacto com o slide; c) Peça metálica na base do pilar inferior; d) Peça metálica no topo do pilar superior.

### 5.3. Instrumentação de monitorização

A monitorização dos deslocamentos relativos foi feita com recurso a diferentes transdutores de deslocamento (ver Figura 32): os potenciómetros (da GEFTRAN) com um curso de 25 mm e 50 mm, os LVDTs (da APPLIED MEASUREMENTS LTD) com um curso de 10 mm até 250 mm, os transdutores lineares (da TURCK) com 400 mm de curso e os transdutores de fio com curso de 500 mm.



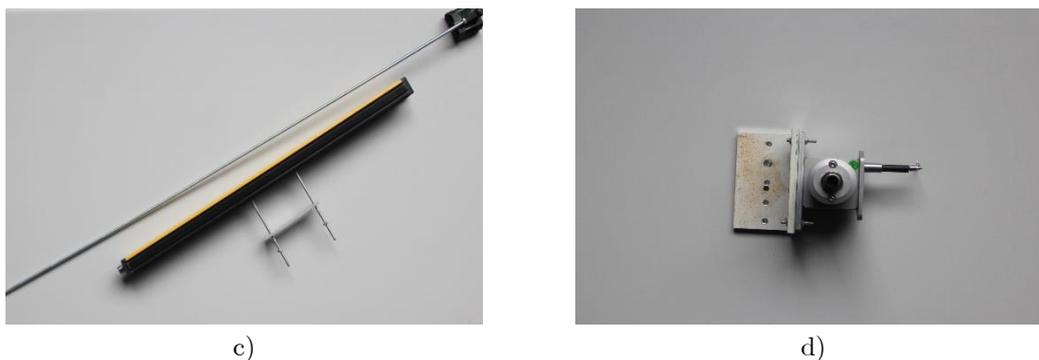


Figura 32 - Sensores utilizados: a) Potenciômetros (da GEFRAN); b) LVDTs (da APPLIED MEASUREMENTS LTD); c) Transdutores lineares (Barras TURCK); d) Transdutores de fio.

Na Figura 33 encontra-se esquematizado a disposição dos sensores utilizados na monitorização dos provetes.

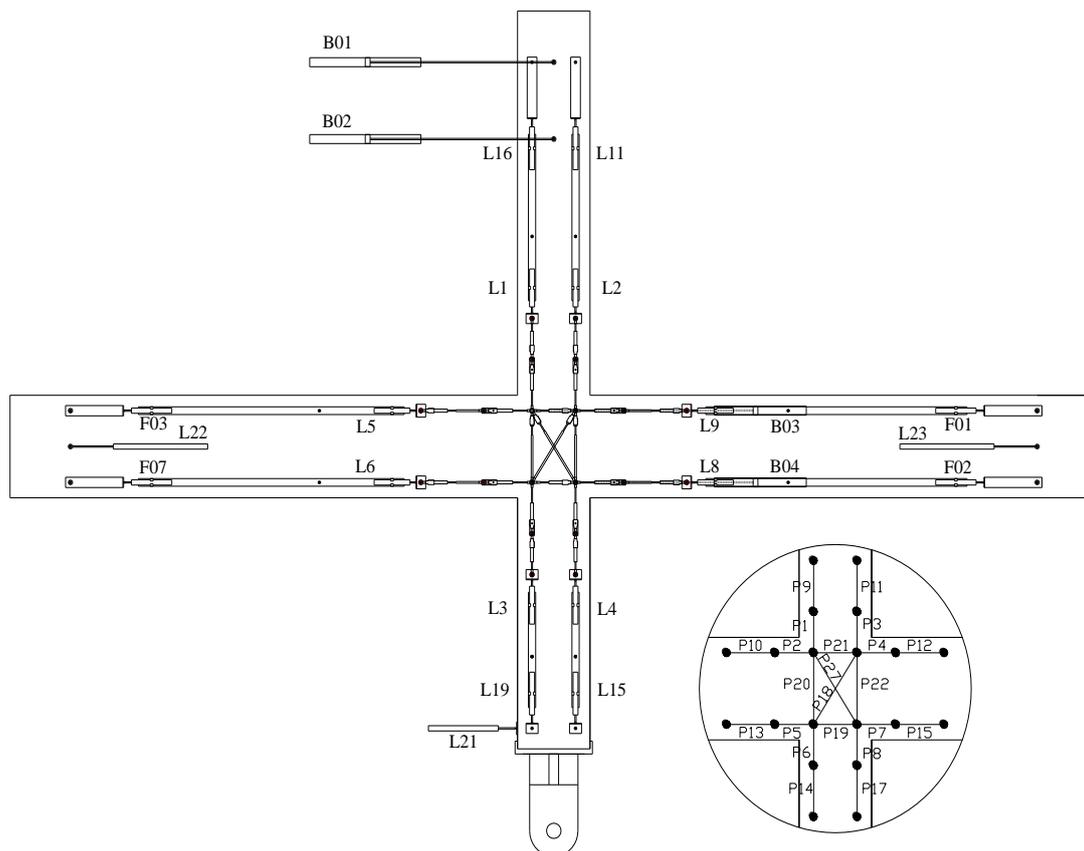


Figura 33 - Esquematização da disposição dos sensores.

Os sensores representados na Figura 33 e designados pela letra P correspondem aos potenciômetros da GEFRAN. Os LVDTs são identificados pela letra L, os

transdutores lineares (barras TURCK) pela letra B e por fim, os transdutores de fio pela letra F.

Todos os sensores foram colocados na face superior do provete, com exceção de um LVDT, designado por L21, que foi instalado na face lateral do pilar inferior, como mostra a Figura 33.

Foram monitorizados os deslocamentos laterais no topo do pilar, nos apoios esquerdo e direito das vigas e os deslocamentos relativos entre vários pontos junto ao nó, para melhor compreender a deformação a nível local nesta zona crítica.

Os LVDTs L22 e L23 foram utilizados na determinação dos deslocamentos absolutos nas extremidades das vigas. Por outro lado, o LVDT designado por L21 foi utilizado para registar os deslocamentos absolutos na base do pilar inferior.

Os potenciómetros e os transdutores de fio, bem como os restantes LVDTs tiveram como função a monitorização dos deslocamentos relativos que ocorrem entre as várias secções dos elementos (vigas e pilares).

Os transdutores lineares, também conhecidos por barras TURCK, foram empregues com o objetivo de determinar os deslocamentos absolutos. As barras B01 e B02 permitem controlar o deslocamento imposto na extremidade do pilar superior e determinar a rotação absoluta. Os transdutores B03 e B04 permitem conhecer a rotação absoluta no nó.

As tabelas que se seguem (Tabelas 10 e 11) especificam a quantidade de sensores e células de carga utilizados na motorização dos provetes, quer em termos de deslocamentos, quer em termos de forças alcançadas.

**Tabela 10 - Sensores de deslocamento utilizados.**

Designação	Curso (mm)	Quantidade (uni.)
Potenciómetro	25	14
	50	8
LVDT	10	8
	25	4
	150	1
	250	2
Transdutores lineares	400	4
Transdutores de fio	500	4
Total		45

Tabela 11 - Células de carga.

---

Células de carga	Capacidade (kN)	Quantidade (uni.)
C100	100	1
C200	200	1
C300	300	1
C500	500	1
Total		4

---



---

# Capítulo 6

---

Resultados experimentais

---



## 6. Resultados experimentais

Neste capítulo são expostos os principais resultados experimentais conseguidos nos ensaios cíclicos dos nós viga-pilar. Para caracterizar o comportamento dos provetes apresentam-se: as relações força-deslocamento/*drift*; as envolventes da relação força-deslocamento, onde são destacados os pontos correspondentes aos danos visualmente observados; a evolução da energia dissipada em função do *drift* imposto; a capacidade de amortecimento equivalente em função da ductilidade em deslocamento e a descrição do dano observado.

### 6.1. Considerações gerais

Neste ponto, para além da exposição breve de conceitos base, são feitas algumas considerações gerais para cada um dos parâmetros usados na caracterização do comportamento dos provetes.

#### 6.1.1. Relação força-deslocamento

Os ensaios foram realizados com controlo de deslocamento e consistiram na imposição de uma lei de deslocamentos laterais no topo do pilar, cujos resultados obtidos são representados através de gráficos força-deslocamento (ver Figura 34 b)). Assim, a relação força-deslocamento traduz-se na força aplicada no topo do pilar para um certo nível de deslocamento previamente estabelecido (lei de deslocamentos). A lei de deslocamentos impostos é representada na Figura 34 a) e foi a mesma para os quatro ensaios.

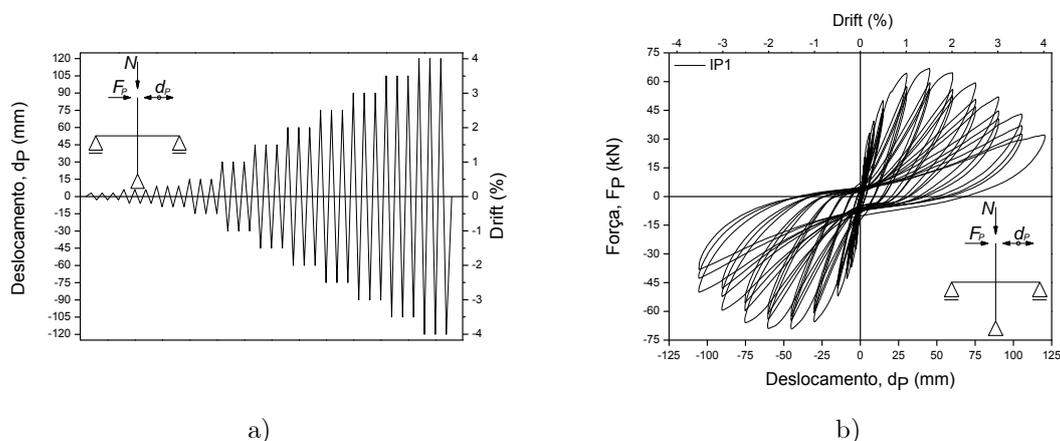


Figura 34 - a) Lei de deslocamentos laterais impostos no topo do pilar ( $dp$ ); b) Exemplo de um gráfico força-deslocamento (gráfico força-deslocamento do provete IP1).

A lei de deslocamentos implementada consistiu, basicamente, na imposição de ciclo com inversão de sentido para vários níveis de deslocamento, de amplitude crescente até um máximo de 120 mm, ao qual corresponde um *drift* de 4,0%. Para cada nível de deslocamento, repetem-se três ciclos de igual amplitude.

Neste tipo de ensaios onde os nós são submetidos a um carregamento cíclico, devido a fenómenos histeréticos do material, o diagrama força-deslocamento apresenta ciclos de histerese, que se caracterizam pela não coincidência das curvas definidas nas fases de descarregamento e recarregamento, como se pode observar na Figura 34 b).

Para cada um dos provetes são mencionados os valores da força máxima atingida durante o ensaio e da força obtida no último ciclo da lei de deslocamentos aplicada. Para ambas as forças são ainda referidos os respetivos deslocamentos em que ocorrem. Importa ainda referir que, os valores mencionados dizem respeito aos deslocamentos positivos, ou seja, são retirados do quadrante positivo do gráfico força-deslocamento, admitindo-se que, de uma forma genérica, os diagramas são simétricos.

As envolventes força-deslocamento resultam da união, através de segmentos de reta, de todos os pontos máximos no sentido positivo e mínimos no sentido negativo dos ciclos histeréticos. Cada segmento de reta caracteriza a evolução da rigidez dos provetes ao longo do ensaio. Por outro lado, são assinalados na envolvente os pontos (de A a F) que correspondem a diferentes danos observados, no sentido de facilitar a compreensão da variação da rigidez:

A - Início da fissuração das vigas;

B - Início da fissuração dos pilares;

C - Deslocamento de cedência;

D - Início da fissuração por corte no interior do nó;

E - Destacamento de betão no interior do nó;

F - Força última (redução da resistência em 20% da força máxima atingida).

Para cada uma das diferentes fases de dano destaca-se a força e o deslocamento a que ocorrem. Para além disso, é quantificada a rigidez inicial e a pós-pico, sendo a rigidez inicial caracterizada pela tangente dos segmentos de reta que fazem a união entre a origem e o ponto ao qual corresponde o início da fissuração nas vigas. Já a rigidez pós-pico resulta da diferenciação de valores entre o ponto ao qual corresponde

a força última e o ponto que o antecede, regra geral, o ponto que corresponde ao destacamento de betão.

Nesta dissertação, tal como em Garcia (2011), optou-se por determinar o deslocamento de cedência através do ajuste da curva bi-linear à envolvente força-deslocamento. É um processo iterativo, que resulta do cumprimento, em simultâneo, de duas condições, por um lado, a área abaixo da curva da envolvente ( $A_1$ ) deverá ser igual à área abaixo da reta bi-linear ( $A_2$ ), como ilustra a Figura 35 a), por outro lado, as áreas acima e abaixo da reta bi-linear deverão ser aproximadamente iguais, como mostra a Figura 35 b).

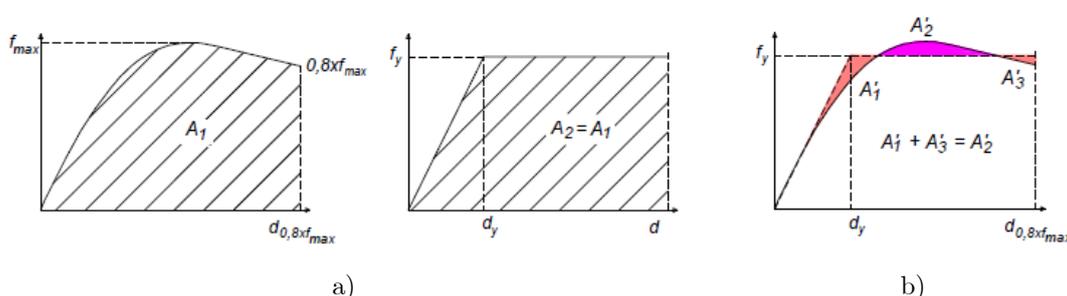


Figura 35 - Ajuste da curva bi-linear à envolvente força-deslocamento, determinação do ponto de deslocamento de cedência: a) 1ª condição; b) 2ª condição (Garcia, 2011).

### 6.1.2. Energia dissipada

A energia dissipada está relacionada com as forças exteriores que atuam no nó e corresponde à energia total dissipada internamente, considerando-se o nó como um todo, uma vez que as forças aplicadas num dos elementos do nó produzem esforços nos restantes.

A energia dissipada é determinada através da integração da relação força-deslocamento, aplicando-se a regra dos trapézios para estimar a soma acumulativa da área abaixo da curva para cada *step*. A energia dissipada total,  $E$ , é então obtida pela Fórmula (3):

$$E_i = E_{(i-1)} + \frac{F_{(i-1)} + F_i}{2} (d_i - d_{(i-1)}) \quad (3)$$

Onde  $d$  é o deslocamento imposto no topo do pilar e  $F$  a força que é necessário aplicar para se obter o deslocamento  $d$ .

Importa ainda mencionar que, a energia dissipada total resulta da soma da energia dissipada pelo provete e da energia armazenada sobre a forma de energia potencial elástica. Neste estudo, teve-se apenas em consideração a energia dissipada

internamente pelos elementos (plástica), desprezando-se a energia potencial elástica que é recuperável. Para subtrair a energia potencial elástica da energia dissipada total recorreu-se a uma rotina em MATLAB que determina os mínimos da função, que correspondem à energia potencial plástica, ou seja, à energia que é realmente dissipada no interior dos provetes. Na Figura 36 é representada a evolução da energia dissipada total, ao longo do ensaio, e a respetiva energia potencial plástica, exibida a vermelho.

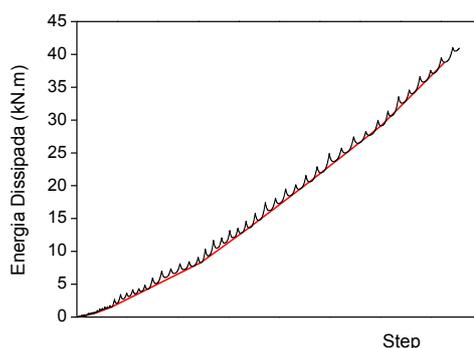


Figura 36 - Exemplo de um gráfico de energia dissipada total e respetiva curva de energia potencial plástica, representada a vermelho (gráfico de energia dissipada do provete IP1).

### 6.1.3. Amortecimento equivalente

Uma vez que os provetes são submetidos a um processo controlado de carregamento cíclico cujas respostas não são perfeitamente simétricas, adotou-se a formulação apresentada em Varum (2003) para o cálculo do amortecimento equivalente dos provetes.

Para o caso de análise não linear, torna-se imprescindível considerar a dissipação de energia dos ciclos de histerese.

Em Varum (2003) é referido que o método mais comum para definir o valor do amortecimento é através da relação força-deslocamento que determina o amortecimento para metade de cada ciclo histerético completo, ver Fórmula (4):

$$\xi_{eq} = \frac{1}{\pi} \times \frac{A_{half-loop}}{F_{m\acute{a}x.} \times D_{m\acute{a}x.}} \quad (4)$$

Em que:

$A_{half-loop}$  é a área abaixo da curva força-deslocamento para cada semi-círculo;

$F_{m\acute{a}x}$  é a força máxima atingida em cada ciclo histerético;

$D_{m\acute{a}x}$  é o deslocamento máximo imposto em cada ciclo.

Como ilustra a Figura 37:

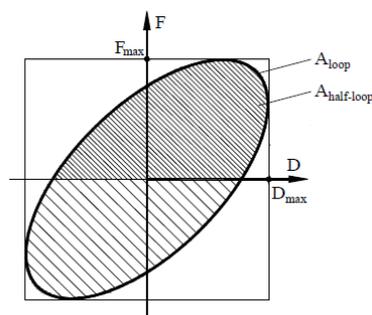


Figura 37 - Amortecimento para um ciclo de histerese, adaptado de Varum (2003).

Segundo Priestley (1997), o amortecimento equivalente de estruturas de betão armado é definido em função da ductilidade requisitada pelo deslocamento imposto. A ductilidade corresponde ao rácio entre o máximo deslocamento imposto de cada ciclo histerético ( $\Delta d$ ) e o deslocamento correspondente à cedência ( $\Delta y$ ), ver Fórmula (5).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta d}{\Delta y} \quad (5)$$

Os resultados da relação amortecimento equivalente-ductilidade são apresentados apenas até à força última.

#### 6.1.4. Danos observados

Relativamente ao dano observado, é feita uma representação e uma breve descrição da evolução do dano geral que cada provete apresenta até atingir a rotura. São ainda apresentadas fotografias ilustrativas do dano na zona de rotura. Em anexo, é exposta, para cada um dos provetes, a evolução do dano ao longo do ensaio.

## 6.2. Apresentação dos resultados

Neste ponto são apresentados os resultados obtidos de forma individual para cada um dos quatro provetes ensaiados.

### 6.2.1. Proвете IP1

#### 6.2.1.1. Relação força-deslocamento

Da observação do gráfico força-deslocamento (Figura 38 a)), verifica-se que o valor da força resistente máxima é de aproximadamente 66,9 kN no sentido positivo do

deslocamento lateral imposto e surge para um ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 45$  mm, ao qual corresponde um *drift* de 1,5%. No último ciclo completo,  $\Delta = \pm 105$  mm, a força registada é de 43,1 kN no sentido positivo, cerca de 64% da força máxima obtida ao longo do ensaio.

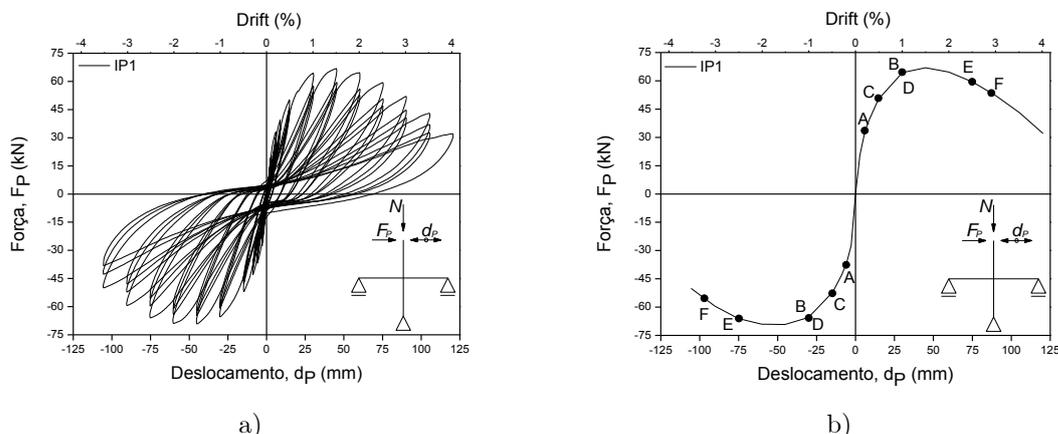


Figura 38 - Relação força-deslocamento do provete IP1: a) Gráfico da relação força-deslocamento (ciclos histeréticos); b) Envolventes força-deslocamento e identificação de danos.

A Figura 38 b) representa as envolventes força-deslocamento que permitem compreender melhor a evolução da rigidez do provete IP1 ao longo do ensaio, verifica-se que as primeiras fissuras surgem nas vigas, junto ao nó, para um ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 6$  mm, ao qual corresponde um *drift* de 0,2%, cuja força aplicada ronda os 34 kN (no sentido positivo). Seguidamente surgem as fissuras nos pilares para um *drift* de 1,0% (ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 30$  mm).

Ainda para o *drift* de 1,0% surgem as fissuras diagonais no interior do nó. O destacamento de betão nessa zona ocorre, após atingir-se a força resistente máxima durante o ensaio, para um *drift* de 2,5% ( $\Delta = \pm 75$  mm) e para uma força de sensivelmente 60 kN.

A força última, que ronda os 54 kN no sentido positivo do deslocamento, ocorre para um deslocamento  $\pm 87$  mm, ou seja, para um *drift* de 2,9%. Por outro lado, o deslocamento de cedência ocorre para um *drift* de 0,49% ( $\Delta = \pm 14,8$  mm).

Por fim, importa ainda referir que, a rigidez inicial é de + 5,7 kN/mm e a rigidez pós-pico é de - 0,5 kN/mm.

#### 6.2.1.2. Energia dissipada

No que diz respeito a evolução da energia dissipada do provete IP1, observando a Figura 39, verifica-se que, no decorrer do ensaio, a energia dissipada apresenta maior

taxa de crescimento à medida que aumenta o nível de *drift* imposto. No último ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 105$  mm o valor da energia dissipada é de 38,8 kN·m.

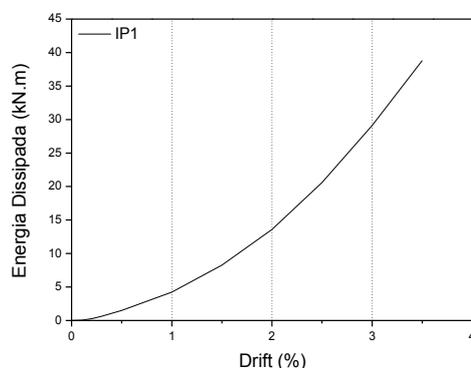


Figura 39 - Evolução da energia dissipada do provete IP1.

### 6.2.1.3. Amortecimento equivalente

O provete IP1 alcançou um deslocamento máximo imposto de  $\Delta = \pm 120$  mm (no sentido positivo do deslocamento) e conseqüentemente, uma ductilidade em deslocamento de 8,1 m/m.

Atendendo à Figura 40 observa-se que o amortecimento equivalente cresceu no decorrer do ensaio de 5,8% até 10,3%, aproximadamente.

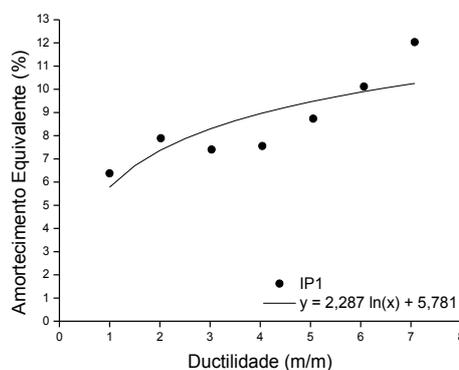


Figura 40 - Amortecimento equivalente do provete IP1.

Segundo Priestley (1997), para elementos de betão armado, quando a ductilidade é igual a 1, o amortecimento equivalente toma o valor de 5%, o que se verifica para este caso em estudo.

#### 6.2.1.4. Danos observados

Observando a Figura 41 é notório um padrão de danos com maior concentração de fissuras no interior do nó, com prolongação, sobretudo, pelas vigas. Surgindo ainda fissuras com menor expressão nos pilares. Geralmente, a fissuração que surge nos elementos nó, vigas e pilares, coincide com a armadura transversal dos mesmos. No anexo 1 é visível a evolução do dano ao longo do ensaio, sendo feita uma representação individual das fissuras para cada nível de *drift*.

No decorrer do ensaio verifica-se que as primeiras fissuras surgem nas extremidades das vigas, junto ao nó, ou seja, nas zonas tracionadas próximas do nó. Seguidamente desenvolvem-se as fissuras nos pilares, próximo do nó. Continuamente, observa-se o início da fissuração por corte no interior do nó (fissuras na diagonal). A partir do *drift* de 1% ( $\Delta \pm 30\text{mm}$ ) a fissuração no interior do nó intensifica-se com o aumento do *drift* levando o provete à rotura por esmagamento do betão no nó.

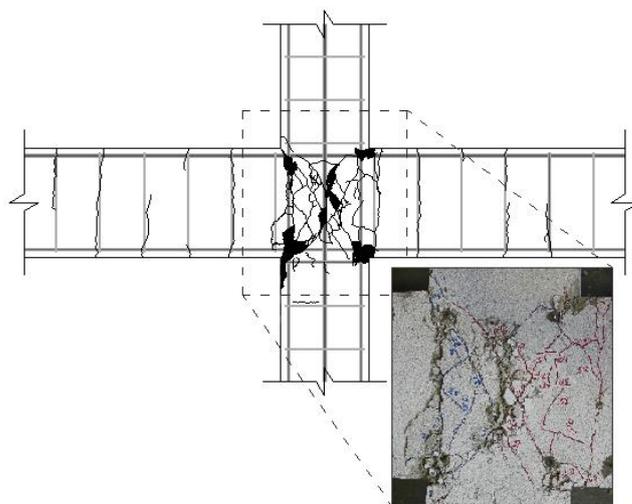


Figura 41 - Estado final de dano do provete IP1 (face superior do nó).

### 6.2.2. Provete IP2

#### 6.2.2.1. Relação força-deslocamento

Tendo em atenção o gráfico força-deslocamento representado na figura 42 a), conclui-se que o provete IP2 atinge a sua resistência máxima para uma força de aproximadamente 65,6 kN em ambos os sentidos do deslocamento lateral imposto. A força máxima é atingida no ciclo  $\Delta = \pm 60$  mm o equivalente a um *drift* de 2,0%. No último ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 105$  mm a força máxima registada é de

sensivelmente 53,4 kN, cerca de 81% da força máxima, que neste caso corresponde à força última.

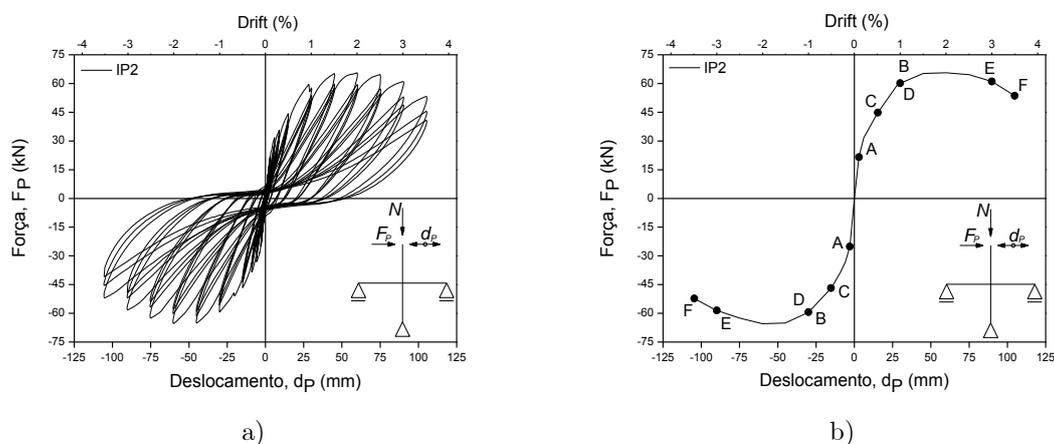


Figura 42 - Relação força-deslocamento do provete IP2: a) Gráfico da relação força-deslocamento (ciclos histeréticos); b) Envolventes força-deslocamento e identificação de danos.

Na figura 42 b), que representa a envolvente da relação força-deslocamento, observa-se que o início da fissuração nas vigas ocorre para o ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 3$  mm ao qual corresponde um *drift* de 0,1%, cuja força aplicada ronda os 22 kN. Posteriormente, surgem as primeiras fissuras nos pilares e as fissuras diagonais no interior do nó para um *drift* de 1,0% ( $\Delta = \pm 30$  mm).

Mais uma vez, em semelhança ao que aconteceu com o provete IP1, o destacamento de betão no interior do nó dá-se após atingir-se a força resistente máxima para um *drift* de 3,0% ( $\Delta = \pm 90$  mm) e para uma força de aproximadamente 61 kN.

Neste caso, o deslocamento de cedência ocorre para um *drift* de 0,51% ( $\Delta = \pm 15,4$  mm).

Por fim, importa ainda referir que a rigidez inicial ronda os + 7,3 kN/mm e a pós-pico - 0,5 kN/mm.

### 6.2.2.2. Energia dissipada

Relativamente a evolução da energia dissipada do provete IP2, observando a Figura 43, verifica-se que no último ciclo de deslocamento imposto  $\Delta = \pm 105$  mm o valor da energia dissipada é de 35,0 kN·m.

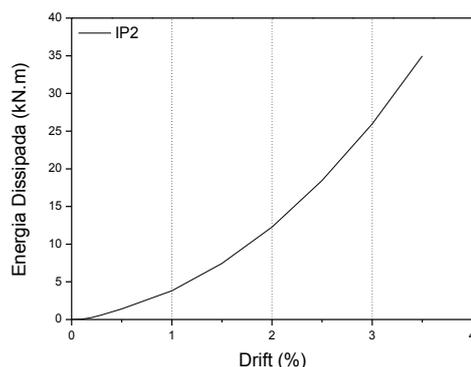


Figura 43 - Evolução da energia dissipada do provete IP2.

### 6.2.2.3. Amortecimento equivalente

O provete IP2 atingiu um deslocamento máximo imposto de  $\Delta = \pm 105$  mm e uma ductilidade de 6,8 m/m.

No que diz respeito ao amortecimento equivalente verifica-se, no decorrer do ensaio, uma variação de 6,3% até 8,4%, sensivelmente, como ilustra a Figura 44.

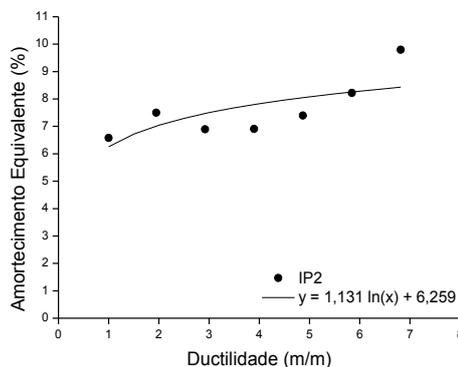


Figura 44 - Amortecimento equivalente do provete IP2.

### 6.2.2.4. Danos observados

Em termos da evolução do dano do provete IP2, confirma-se, novamente, que as primeiras fissuras surgem nas vigas e seguidamente, nos pilares, junto ao nó. Em simultâneo, verifica-se o aparecimento de fissuras na diagonal no interior do nó devido ao esforço cortante. Verifica-se ainda que, a partir do *drift* de 1% ( $\Delta \pm 30$ mm) a fissuração no interior do nó intensifica-se, com o aumento do deslocamento imposto, levando o provete à rotura por esmagamento do betão no nó.

Através da Figura 45, onde é representado o dano geral do provete em análise, é evidente uma maior intensidade de fissuras no interior do nó. No anexo 2 é possível observar a evolução do dano para os diferentes níveis de *drift*.

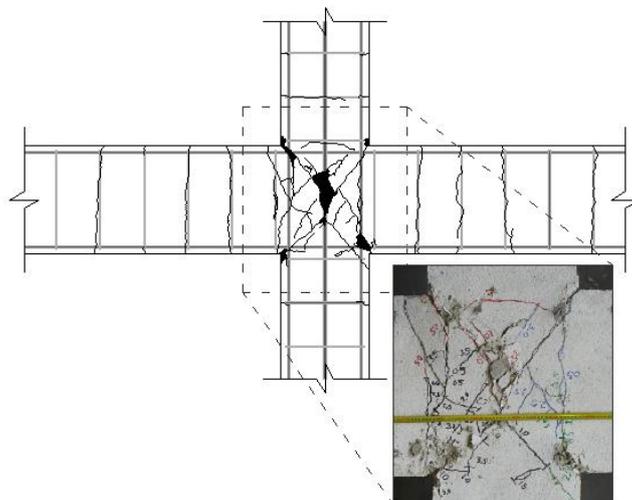


Figura 45 - Estado final de dano do provete IP2 (face superior do nó).

### 6.2.3. Provete ID1

#### 6.2.3.1. Relação força-deslocamento

Tendo em consideração a relação força-deslocamento representada na Figura 46 a), observa-se que a força resistente máxima ronda os 66,7 kN para ambos os sentidos do deslocamento imposto, e surge para um deslocamento  $\Delta = \pm 25$  mm ao qual corresponde um *drift* de sensivelmente 0,8%. No último ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 105$  mm a força registada é de aproximadamente 44,9 kN nos dois sentidos, ou seja, cerca de 67% da força máxima atingida pelo provete ID1 ao longo do ensaio.

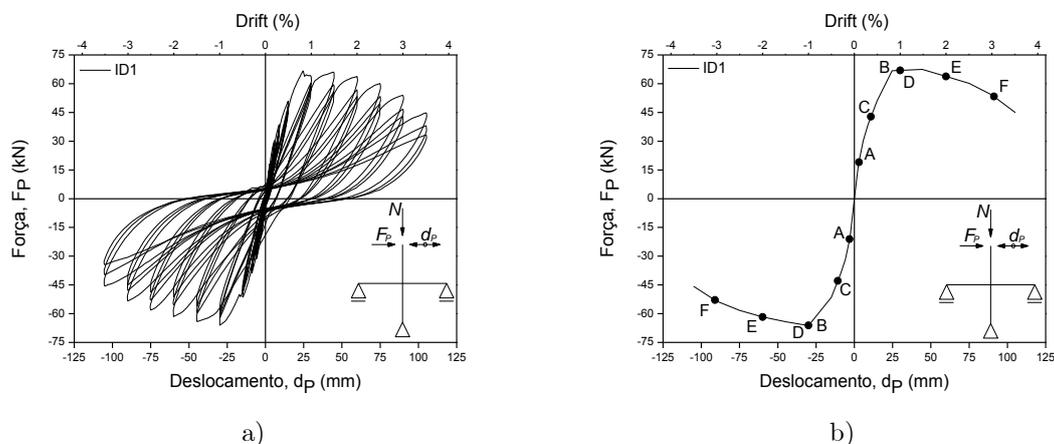


Figura 46 - Relação força-deslocamento do provete ID1: a) Gráfico da relação força-deslocamento (ciclos histeréticos); b) Envolventes força-deslocamento e identificação de danos.

No gráfico da Figura 46 b), onde são assinaladas as diferentes etapas da evolução do dano na envolvente da relação força-deslocamento do provete ID1, observa-se que as primeiras fissuras surgem nas vigas para um *drift* de 0,1% ( $\Delta = \pm 3$  mm), cuja força aplicada é de aproximadamente 19 kN, no sentido positivo do deslocamento. Nos pilares, as primeiras fissuras surgem junto ao nó para um *drift* de 1,0%, ou seja, para um deslocamento imposto de  $\Delta = \pm 30$  mm. Ainda para o *drift* de 1,0% começam a surgir as fissuras diagonais no interior do nó, o destacamento de betão nesta zona ocorre para um *drift* de 2,0% ( $\Delta = \pm 60$  mm) e para uma força de 64 kN.

A força última é de sensivelmente 53 kN e ocorre para um *drift* de 3,0% e o deslocamento de cedência surge para um *drift* de 0,36% ( $\Delta = \pm 10,8$  mm).

Por último, a rigidez inicial ronda os + 6,3 kN/mm, já a rigidez de pós-pico ronda os - 0,4 kN/mm.

### 6.2.3.2. Energia dissipada

Tendo em conta a Figura 47 conclui-se que, em termos de energia dissipada, o provete ID2 atinge um valor de 39,4 kN·m, no último ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 105$  mm.

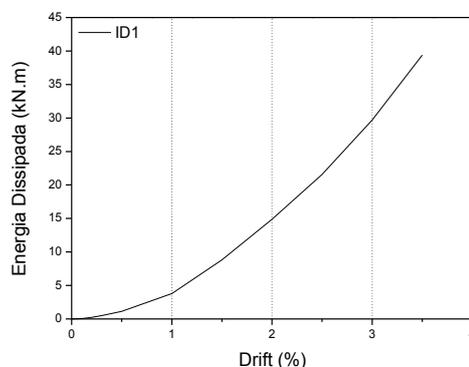


Figura 47 - Evolução da energia dissipada do provete ID1.

### 6.2.3.3. Amortecimento equivalente

O provete ID1 conseguiu um deslocamento máximo imposto de  $\Delta = \pm 105$  mm e uma ductilidade de 9,7 m/m.

Atendendo à Figura 48 é possível observar que o amortecimento equivalente cresceu no decorrer do ensaio de 4,2% até 11,2%, aproximadamente.

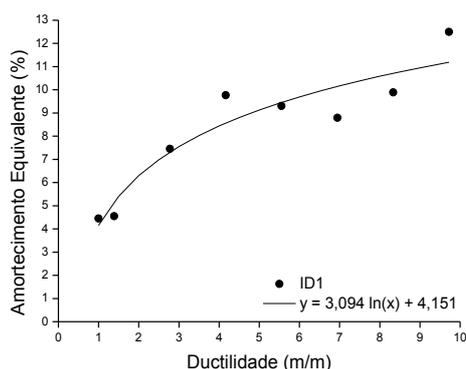


Figura 48 - Amortecimento equivalente do provete ID1.

#### 6.2.3.4. Danos observados

Na Figura 49 é visível um padrão de danos com maior concentração de fissuras no interior do nó, embora haja uma distribuição considerável do dano pelas vigas. Ainda assim, verifica-se o aparecimento de fissuras com reduzida expressão nos pilares, sobretudo, junto ao nó. No anexo 3 é possível observar com mais detalhe a evolução do dano ao longo do ensaio (para diferentes níveis de *drift*).

Mais uma vez, verifica-se que as primeiras fissuras surgiram nas vigas, nomeadamente, nas zonas tracionadas próximas do nó. O início da fissuração por corte no interior do nó e as primeiras fissuras nos pilares surgem, praticamente, em simultâneo, para um *drift* de 1,0%. A partir deste nível de *drift* a fissuração no interior do nó intensifica-se levando o provete à rotura por esmagamento do betão no interior do nó.

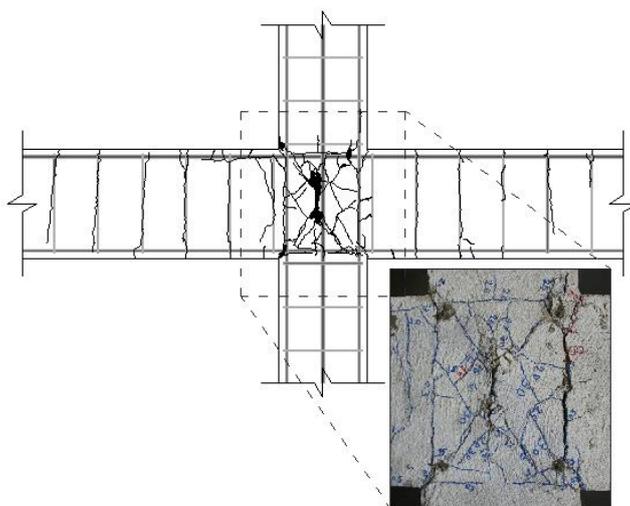


Figura 49 - Estado final de dano do provete ID1 (face superior do nó).

### 6.2.4. Provete ID2

#### 6.2.4.1. Relação força-deslocamento

Observando o gráfico força-deslocamento do provete ID2, representado na Figura 50 a), conclui-se que a força resistente máxima é de 65,9 kN para ambos os sentidos do deslocamento imposto, e surge para um ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 45$  mm (*drift* de 1,5%) no sentido positivo e  $\Delta = \pm 30$  mm (*drift* de 1,0%) no sentido negativo do deslocamento. No último ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 120$  mm, para um *drift* de 4,0%, a força registada é de aproximadamente 38,0 kN, cerca de 58% da força máxima atingida ao longo do ensaio.

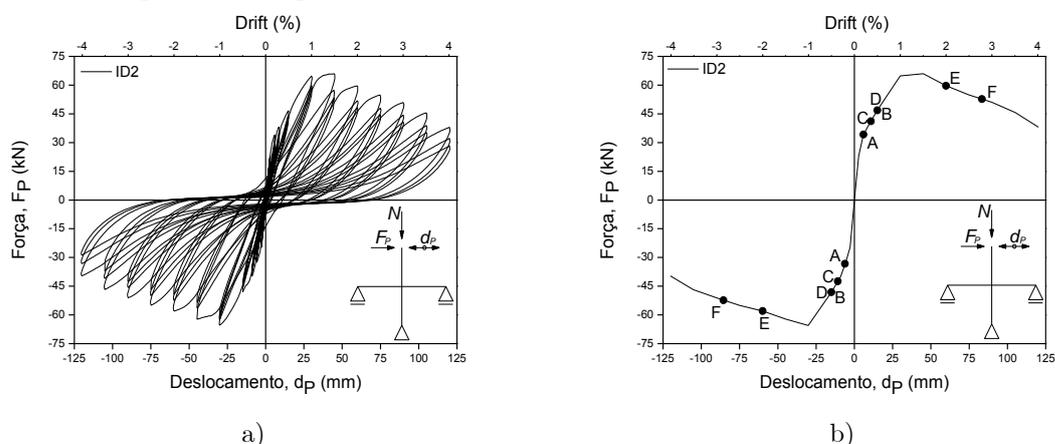


Figura 50 - Relação força-deslocamento do provete ID2: a) Gráfico da relação força-deslocamento (ciclos hysteréticos); b) Envolturas força-deslocamento e identificação de danos.

Através da observação da envolvente da Figura 50 b) pode-se concluir que o início da fissuração nas vigas surge para um *drift* de 0,2% ( $\Delta = \pm 6$  mm), cuja força registada ronda os 34 kN em ambos os sentidos do deslocamento. Nos pilares as primeiras fissuras surgem para um *drift* de 0,5%, ou seja, para um deslocamento imposto de  $\Delta = \pm 15$  mm. Verifica-se ainda que para o *drift* de 0,5% desenvolvem-se as fissuras diagonais no interior do nó. O destacamento de betão no nó ocorre após atingir-se a força resistente máxima, para um *drift* de 2,0% ( $\Delta = \pm 60$  mm) e para uma força de aproximadamente 60 kN.

A força última de valor próximo dos 52 kN ocorre para um *drift* de 2,8% ( $\Delta = \pm 84$  mm), no sentido positivo. E o deslocamento de cedência surge para um *drift* de 0,36% ( $\Delta = \pm 10,9$  mm).

A rigidez inicial é de + 5,7 kN/mm e a rigidez de pós-pico de - 0,3 kN/mm.

### 6.2.4.2. Energia dissipada

O provete ID2 apresenta, no último ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 120$  mm, um valor para a energia dissipada de 38,8 kN·m, como é visível na Figura 51.

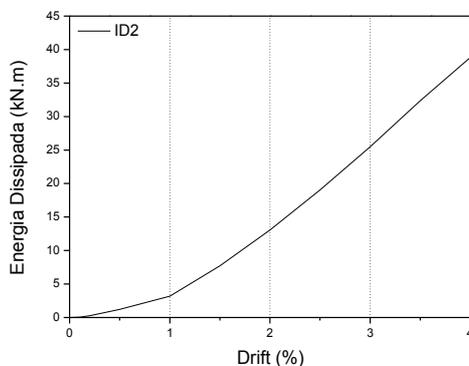


Figura 51 - Evolução da energia dissipada do provete ID2.

### 6.2.4.3. Amortecimento equivalente

O provete ID2 atingiu um deslocamento máximo de  $\Delta = \pm 120$  mm e uma ductilidade de 11,0 m/m.

Observando a Figura 52 verifica-se que o amortecimento equivalente cresceu ao longo do ensaio de 4,8% até 9,1%, aproximadamente.

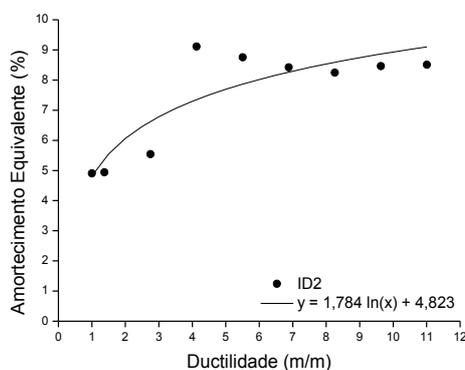


Figura 52 - Amortecimento equivalente do provete ID2.

Importa ainda referir que, em semelhança ao que se verifica para os provetes anteriores, também o provete ID2 apresenta para uma ductilidade igual a 1, um amortecimento equivalente próximos dos 5%.

#### 6.2.4.4. Danos observados

Observando a Figura 53 verifica-se, novamente, um padrão de dano com maior concentração de fissuras no interior do nó. No anexo 4 é representada a evolução do dano ao longo do ensaio (para diferentes níveis de *drift*).

Por outro lado, em semelhança ao que se verifica para os nós anteriores, as primeiras fissuras surgem nas vigas. De seguida, as fissuras diagonais no interior do nó e as primeiras fissuras nos pilares surgem para um *drift* de 0,5%. A partir deste *drift*, a fissuração intensifica-se de tal modo que acaba por levar o provete à rotura por esmagamento do betão no interior do nó.

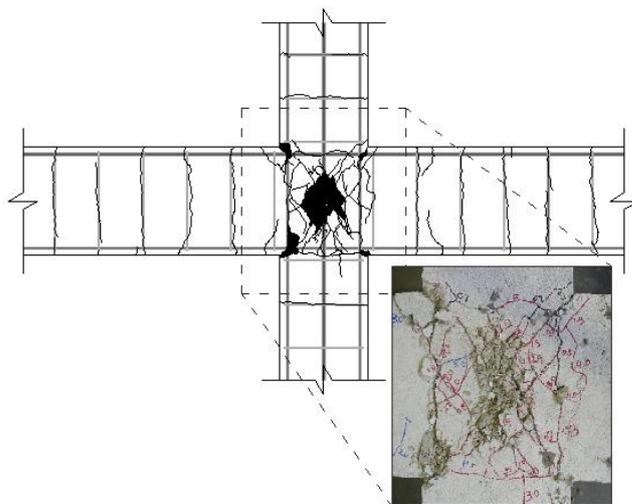


Figura 53 - Estado final de dano do provete ID2 (face superior do nó).

### 6.3. Resistência ao corte do nó e capacidade à flexão dos elementos

Através dos registos fotográficos do dano causado em cada um dos provetes, verifica-se que a formação de rótulas plásticas nos elementos vigas e pilares, é praticamente nula, surgindo assim, a necessidade de estudo a tensão de corte na ligação dos elementos do nó.

Segundo Hakuto et al. (2000), a maior incerteza na avaliação do desempenho sísmico de pórticos de betão armado é o comportamento dos nós viga-pilar com insuficiente armadura transversal na ligação dos elementos do nó. A maioria das estruturas concebidas até aos anos 70 não possuem qualquer armadura de corte na ligação do nó. Foram realizados ensaios a este tipo de ligações no sentido de determinar a sua

resistência ao corte e verificar se a encurvadura das armaduras longitudinais do pilar ocorre nesta zona do nó. Geralmente, a rotura dos nós viga-pilar sem armadura transversal deve-se à intensa fissuração diagonal que pode, eventualmente, levar à insuficiente compressão diagonal no nó. Para controlar a deformação prematura nos pilares é necessário conceber ligações adequadas.

A tensão tangencial gerada neste tipo de ligações é, normalmente, expressa em termos de tensão nominal de corte ou através das principais tensões de compressão/tração, como ilustra a Figura 54.

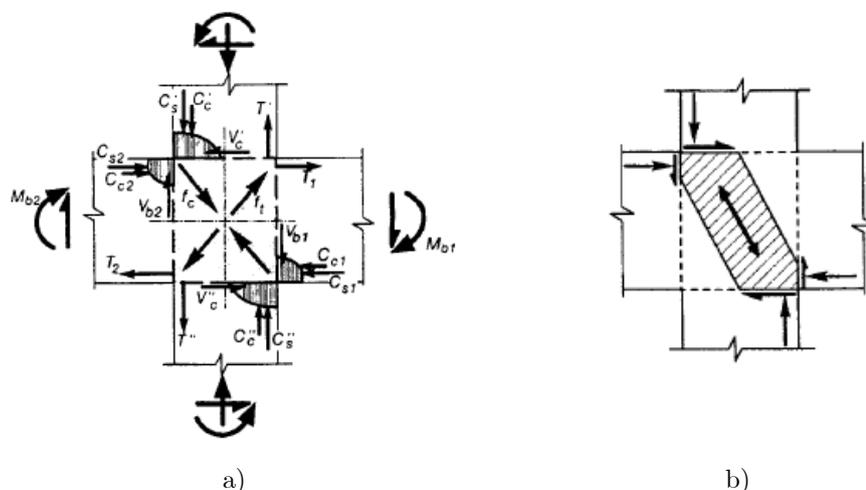


Figura 54 - Nó viga-pilar interior submetido a uma carga lateral , adaptado de Hakuto et al. (2000): a) esforços atuantes nas vigas e pilares; b) mecanismo de escora, equilíbrio das forças de compressão do betão nas vigas e pilares.

A tensão nominal de corte horizontal ( $v_{jh}$ ) na zona de ligação do nó pode ser determinada pela Fórmula (6):

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} \tag{6}$$

Em que:

$V_{jh}$  é a força de corte horizontal atuante na ligação do nó, que pode ser calculada através da Fórmula (7):

$$V_{jh} = \frac{M_{b1}}{j_{d1}} + \frac{M_{b2}}{j_{d2}} - V'_c \tag{7}$$

Sendo que,  $M_{b1}$  e  $M_{b2}$  são os momentos atuantes nas vigas, nas secções contíguas à ligação do nó (ver Figura 54 a)), e  $j_{d1}$  e  $j_{d2}$  os braços das forças, ou seja, a distância entre a resultante da força de tração e a de compressão do betão, ver Figura 55:

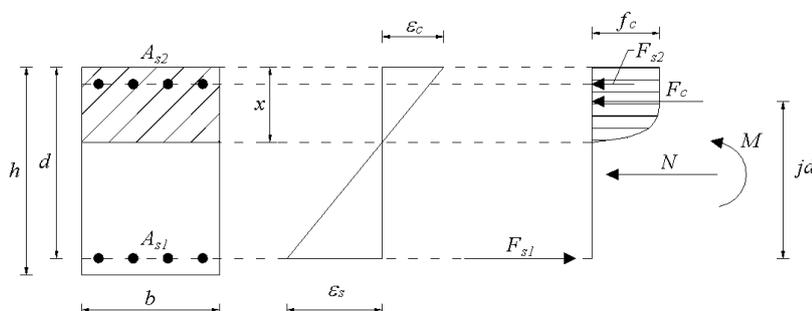


Figura 55 - Diagrama parábola-retângulo de tensões idealizado, adaptado de Melo (2014).

Por outro lado,  $V'_c$  é o esforço transverso atuante no pilar superior, que neste caso, corresponde ao valor da força horizontal aplicada no topo do pilar superior do provete pelo servo-atuador.

Voltando a Fórmula (6),  $b_j$  é a largura efetiva do nó, que para este caso de estudo, toma o valor de 0,30 m:

$$\text{Se } b_c > b_w: b_j = \min\{b_c; (b_w + 0.5 \cdot h_c)\} \quad (8a)$$

$$\text{Se } b_c < b_w: b_j = \min\{b_w; (b_c + 0.5 \cdot h_c)\} \quad (8b)$$

Onde,  $b_c$  é a dimensão da seção transversal do pilar, ou seja, a largura do pilar e  $b_w$  a largura da viga.

$h_c$  é a profundidade dos pilares, ou por outras palavras, a altura da seção transversal do pilar na direção considerada, neste caso, 0,30 m.

De acordo com Hakuto et al. (2000), uma das abordagens da avaliação da resistência ao corte em nós viga-pilar interiores sem armadura transversal consiste em assumir que a resistência ao corte é atingida no ponto inicial da tensão diagonal, ou seja, quando se verifica o início da fissuração por corte no nó. Contudo, este critério torna-se conservador, uma vez que, o nó pode transferir, de forma significativa, o esforço de corte mesmo após atingir a tensão diagonal, através de mecanismos de compressão, como mostra a Figura 54 b). Nesse caso, a rotura do nó ocorre como consequência da falta de compressão diagonal. Isto é, por esmagamento da escora

diagonal comprimida, que irá ocorrer quando a resistência à compressão da escora for suficientemente enfraquecida pela tensão de corte e pela intensificação da fissuração na ligação do nó. Os mesmos autores sugerem ainda que, para evitar a rotura de compressão diagonal, a tensão nominal de corte pode ser limitada a um valor que depende da resistência à compressão do betão.

Assim, o critério de rotura mais simples para uma ligação nó viga-pilar interior sem armadura de corte parece ser um critério de rotura de compressão diagonal. Esta abordagem é reconhecida pela NZS 3101 (1995) que especifica que, para evitar a rotura por compressão diagonal nas ligações viga-pilar,  $v_{jh}$  não deve exceder  $0,2f_c$ .

Conforme o Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2010), a compressão diagonal induzida no nó pelo mecanismo de biela não deve exceder a resistência do betão à compressão ( $f_c$ ) na presença de extensões de tração transversais. Para nós viga-pilar interiores, na falta de um modelo mais preciso, poderá satisfazer-se o requisito anterior recorrendo a Fórmula (9), ou seja, se a força de corte horizontal na ligação não for excedida. Na Fórmula (9),  $v$  é o esforço normal reduzido na zona do pilar acima do nó,  $h_{jc}$  é a distância entre as camadas extremas da armadura do pilar e  $\eta$  é dada pela Formula (10), onde  $f_{ck}$  é o valor característico da resistência do betão à compressão, em MPa.

$$V_{jh} \leq \eta \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_{jc} = \bar{V}_{jh}^{EC8} \quad (9)$$

$$\eta = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) \quad (10)$$

Na Tabela 12 são apresentados os valores da força de corte horizontal máxima ( $V_{jh,max}$ ) e o correspondente nível de *drift* ( $\Delta V_{jh,max}$ ) a que ocorre, e a relação entre a força de corte horizontal máxima e o limite do EC8-1 ( $\bar{V}_{jh}^{EC8}$ ) (NP EN 1998-1, 2010). É ainda exposta a relação entre a tensão nominal de corte horizontal máxima ( $v_{jh,max}$ ) e o valor médio da resistência do betão à compressão ( $f_{cm}$ ).

**Tabela 12 - Relação entre a força de corte horizontal máxima e o limite imposto pelo EC8-1(NP EN 1998-1, 2010).**

Provete	Força de corte horizontal			
	$\Delta V_{jh,max}$ (%)	$V_{jh,max}$ (kN)	$V_{jh,max}/\sqrt{V_{jh}^{EC8}}$	$v_{jh,max} / f_{cm}$
IP1	1,5	478,2	1,56	0,56
IP2	2,0	451,7	1,13	0,56
ID1	1,0	457,3	1,49	0,53
ID2	1,0	452,6	1,13	0,53

Verifica-se que todos os provetes alcançaram o limite da força de corte horizontal imposto pelo Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2010), sendo que, os provetes IP1 e ID1 ultrapassaram esse limite em cerca de 50%.

Por outro lado, conclui-se que o valor recomendado pela NZS 3101 (1995) para a tensão nominal de corte é excedido nos quatro provetes ensaiados, rondado um valor próximo dos 0,50  $f_{cm}$ .

Neste estudo, a capacidade máxima à flexão das vigas e pilares ( $M_{EC2}$ ) foi determinada de acordo com a metodologia apresentada no Eurocode 2, Parte 1-1 (EC2-1-1), isto é, admitindo a hipótese de Bernoulli-Navier (secções planas). Por outro lado, é admitido uma distribuição parábola-retângulo de tensões idealizada para o betão e um diagrama de tensão-deformação bilinear para o aço. Neste caso é assumido que a capacidade máxima de flexão ocorre para uma extensão de betão de 0,35%.

Os valores dos momentos máximos impostos ( $M_{exp,max}$ ) sobre as vigas e pilares, no decorrer dos ensaios, e a respetiva relação ( $M_{exp,max}/\sqrt{M_{EC2}}$ ) são apresentados na Tabela 13.

**Tabela 13 - Momentos máximos nas vigas e pilares.**

Provete	Vigas		Pilares	
	$M_{exp,max}$ (kN·m)	$M_{exp,max}/\sqrt{M_{EC2}}$	$M_{exp,max}$ (kN·m)	$M_{exp,max}/\sqrt{M_{EC2}}$
IP1	84,8	1,01	84,6	0,69
IP2	81,2	0,97	80,8	0,74
ID1	86,8	0,92	82,4	0,65
ID2	82,9	0,88	80,8	0,71

De acordo com a metodologia do EC2-1-1, verifica-se que as vigas dos provetes de armadura lisa (IP1 e IP2) alcançaram resultados próximos da resistência máxima à flexão, o mesmo não se verifica para os provetes de armadura nervurada (ID1 e ID2). Por outro lado, confirma-se que os pilares não atingiram esses mesmos resultados, isto, para os quatro os provetes ensaiados.



---

# Capítulo 7

---

Análise e discussão dos resultados  
experimentais

---



## 7. Análise e discussão dos resultados experimentais

No presente capítulo é realizada a análise e discussão dos resultados experimentalmente obtidos e apresentados no capítulo anterior.

Como já foi referido anteriormente, dois dos provetes foram executados com armadura lisa (IP1 e IP2) e os outros dois provetes com armadura nervurada (ID1 e ID2). Os vários provetes foram ainda sujeitos a dois níveis de esforço axial distintos, os provetes IP1 e ID1 foram submetidos a uma carga axial de 450 kN e os provetes IP2 e ID2 de 305kN.

Inicialmente, será realizada uma análise global dos resultados de todos os provetes, dando-se ênfase aos aspetos mais relevantes.

Posteriormente, para melhor compreender a influência da aderência aço liso-betão no comportamento cíclico dos nós é estabelecida a comparação entre os resultados experimentais obtidos nos provetes com armadura nervurada com os alcançados nos provetes com armadura lisa. Por outro lado, são comparados os resultados dos provetes submetidos a esforço axial distinto, de forma a perceber a influência deste parâmetro no comportamento global destas ligações.

### 7.1. Análise global

#### 7.1.1. Relação força-deslocamento

Na Figura 56 apresentam-se as relações força-deslocamento, indicando-se também os respetivos níveis de *drift*.

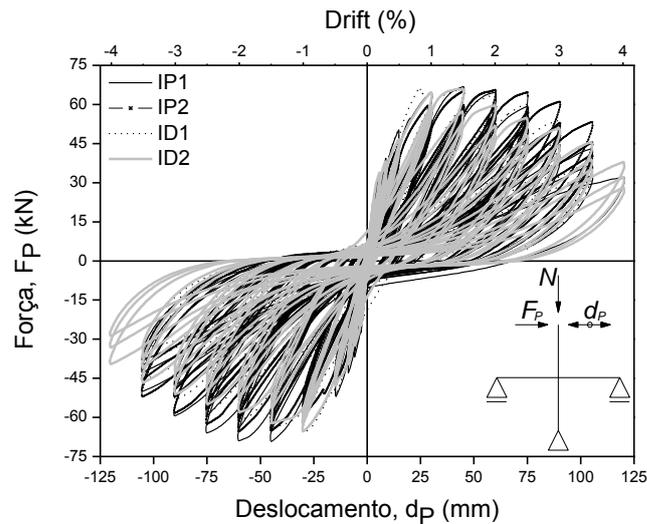


Figura 56 - Resultados em termos de força-deslocamento.

A Figura 57 mostra as envolventes da relação força-deslocamento dos quatro provetes ensaiados. Constata-se que as envolventes seguem todas a mesma tendência. Por outro lado, verifica-se que a força resistente máxima alcançada pelos vários provetes varia entre os 65 kN e os 67 kN no sentido positivo do deslocamento lateral imposto. Por fim, no último ciclo da lei de deslocamentos aplicada, averigua-se que a máxima força resistente varia entre os 38 kN e os 53 kN no sentido positivo do deslocamento. Destaca-se que o provete ID2 atinge o ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 120$  mm, ao contrário dos restantes provetes, que apenas alcançaram um ciclo de deslocamento completo de  $\Delta = \pm 105$  mm.

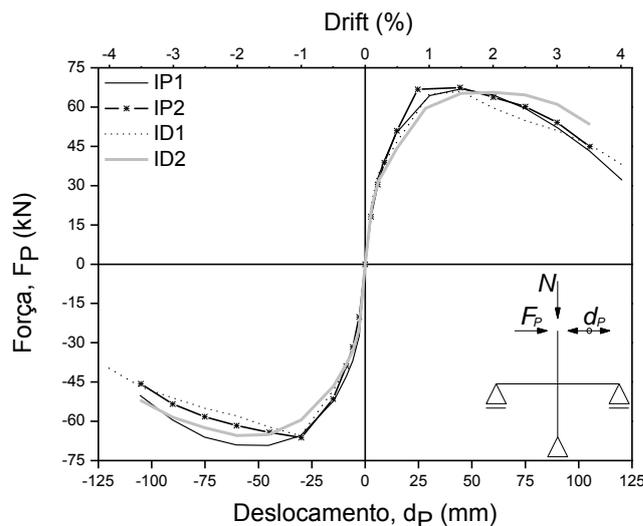


Figura 57 - Envolventes força-deslocamento dos provetes ensaiados.

No decorrer dos ensaios, observa-se que as primeiras fissuras surgem nas extremidades das vigas, junto ao nó, no caso dos provetes IP2 e ID1 surgem para um *drift* de 0,1% ( $\Delta = \pm 3$  mm) e para os restantes provetes para um *drift* de 0,2% ( $\Delta = \pm 6$  mm). Na maioria dos casos, as primeiras fissuras nos pilares surgem para um *drift* de 1,0% ( $\Delta = \pm 30$  mm), com exceção do provete ID2, onde surgem mais cedo, para um *drift* de 0,5% ( $\Delta = \pm 15$  mm). Relativamente ao início da fissuração por corte no interior do nó, observa-se que as primeiras fissuras na diagonal aparecem para um *drift* de 1,0% no caso dos provetes IP1, IP2 e ID1 e para um *drift* de 0,5% no caso do provete ID2. Conclui-se ainda que, as fissuras diagonais no nó surgem praticamente aquando as primeiras fissuras nos pilares.

A cedência dos provetes com armadura lisa (IP1 e IP2) inicia-se para um deslocamento de aproximadamente 15 mm, ou seja, para um *drift* próximo dos 0,5%, já para os provetes de armadura nervurada (ID1 e ID2) o ponto de cedência ocorre para um *drift* de 0,36% ( $\Delta = \pm 11$  mm). Assim sendo, de acordo com o esperado, confirma-se que os provetes de armadura nervurada apresentam maior ductilidade, uma vez que, a ductilidade resulta do rácio entre o máximo deslocamento de cada ciclo histerético e o deslocamento correspondente à cedência.

Na Tabela 14 são apresentados os valores de força máxima alcançada, *drift* associados e deslocamentos de cedência ( $\Delta_y$ ) para os quatro provetes estudados.

**Tabela 14 – Força máxima atingida, valor de drift associado e deslocamento de cedência.**

Provete	Força máxima, $F_{Pmax}$	<i>Drift</i> (%)	$\Delta_y$ (mm)
IP1	66,9	1,5	14,8
IP2	65,6	2,0	15,4
ID1	66,7	0,8	10,8
ID2	65,9	1,5	10,9

Por último, verifica-se que os valores da rigidez inicial variam entre os 5,7 kN/mm e os 7,3 kN/mm e a rigidez pós-pico varia entre os 0,3 kN/mm e os 0,5 kN/mm, para os vários provetes ensaiados, nota-se ainda que, existe uma diferença próxima dos 5,0 kN/mm entre a rigidez inicial e após-pico.

### 7.1.2. Energia dissipada

Na Figura 58 é representada a evolução da energia dissipada em função do nível de *drift* imposto para os vários provetes ensaiados. Da sua análise, consta-se que as várias curvas de energia dissipada apresentam todas a mesma tendência. Para o *drift* de 3,5%, o provete ID1 é o que dissipa mais energia, cerca de 39,4 kN·m, e o provete IP2 é o que dissipa menos energia, aproximadamente 35,0 kN·m, já o provete IP1 apresenta um valor para a energia dissipada de 38,8 kN·m. Relativamente ao provete ID2, verifica-se que, no último ciclo de deslocamento imposto  $\Delta = \pm 120$  mm, ao qual corresponde um *drift* de 4,0%, o valor da energia dissipada é de 38,8 kN·m.

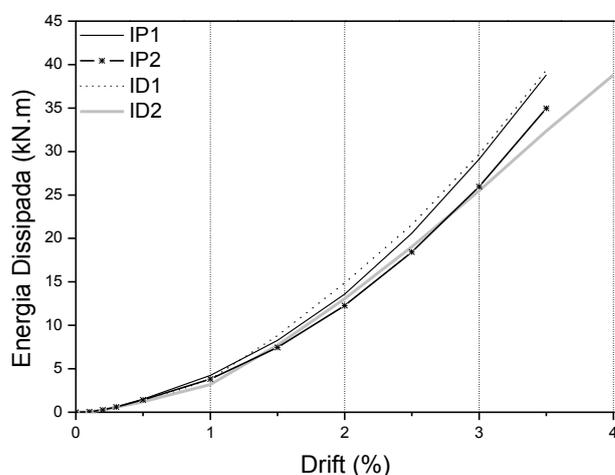


Figura 58 - Evolução da energia dissipada dos vários provetes ensaiados.

### 7.1.3. Amortecimento equivalente

Observando a Figura 59, verifica-se que, em termos de relação amortecimento equivalente/ductilidade, tanto os provetes de armadura lisa (IP1 e IP2) como os provetes de armadura nervurada (ID1 e ID2) apresentam semelhanças entre si. Por outro lado, existem semelhanças entre os provetes IP1 e ID1, cujo valor do esforço axial a que foram submetidos é comum, o mesmo acontece para os provetes IP2 e ID2. Ao longo dos ensaios, os vários provetes apresentam um crescimento do amortecimento equivalente com o aumento do dano. O provete IP1 é o que detém maior percentagem de amortecimento durante praticamente todo o ensaio, variando entre os 5,8% e os 10,3%. Já o provete ID2 é o que possui menor amortecimento equivalente durante praticamente todas as etapas de ductilidade, apresentando uma taxa de variação entre os 4,8% e os 9,1%. No último ciclo de deslocamento imposto,

os provetes de armadura lisa (IP1 e IP2) apresentam ambos uma ductilidade em deslocamento de aproximadamente 7 m/m. Por outro lado, os provetes de armadura nervurada apresentam, no último ciclo do deslocamento imposto, uma ductilidade em deslocamento que varia entre os 9,7 m/m e os 11,0 m/m, com o provete ID1 a obter o menor valor e o ID2 o maior. De todos os provetes, o ID1 tem a maior tendência de crescimento do amortecimento equivalente com o aumento da ductilidade, variando entre os 4,2% e os 11,2%. Por fim, importa referir que o provete IP2 apresenta uma variação do amortecimento de 6,3% até 8,4%, sensivelmente.

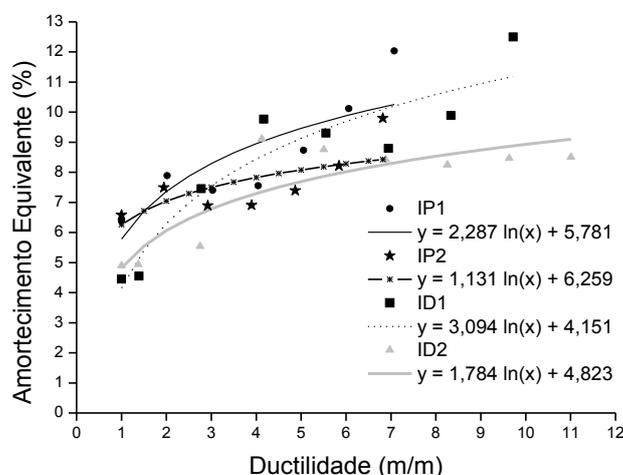


Figura 59 - Amortecimento equivalente dos quatro provetes estudados.

#### 7.1.4. Danos observados

Na Figura 60 são ilustrados os danos registados no final de cada ensaio, onde se representa ainda, o padrão de fissuração observado para cada provete, na sua face superior, onde é notório um padrão de danos com maior concentração de fissuras no interior do nó, o que permite concluir que os provetes ensaiados colapsam por rotura no nó.

A principal causa deste tipo de rotura deve-se, sobretudo, à ausência de estribos no interior do nó. Contudo, neste estudo, o facto dos pilares serem robustos, com secção transversal de 0,30 m por 0,40 m, que lhes confere uma elevada resistência, também influencia o comportamento dos nós, quando solicitados por cargas cíclicas. Desta forma, confirma-se que as ligações dos nós não possuem resistência mecânica suficiente para resistir às tensões diagonais de tração, originadas pelos esforços de

flexão induzidos nos elementos. Para agravar o processo de degradação do betão, surge o esforço de corte devido ao esforço axial aplicado no topo do pilar.

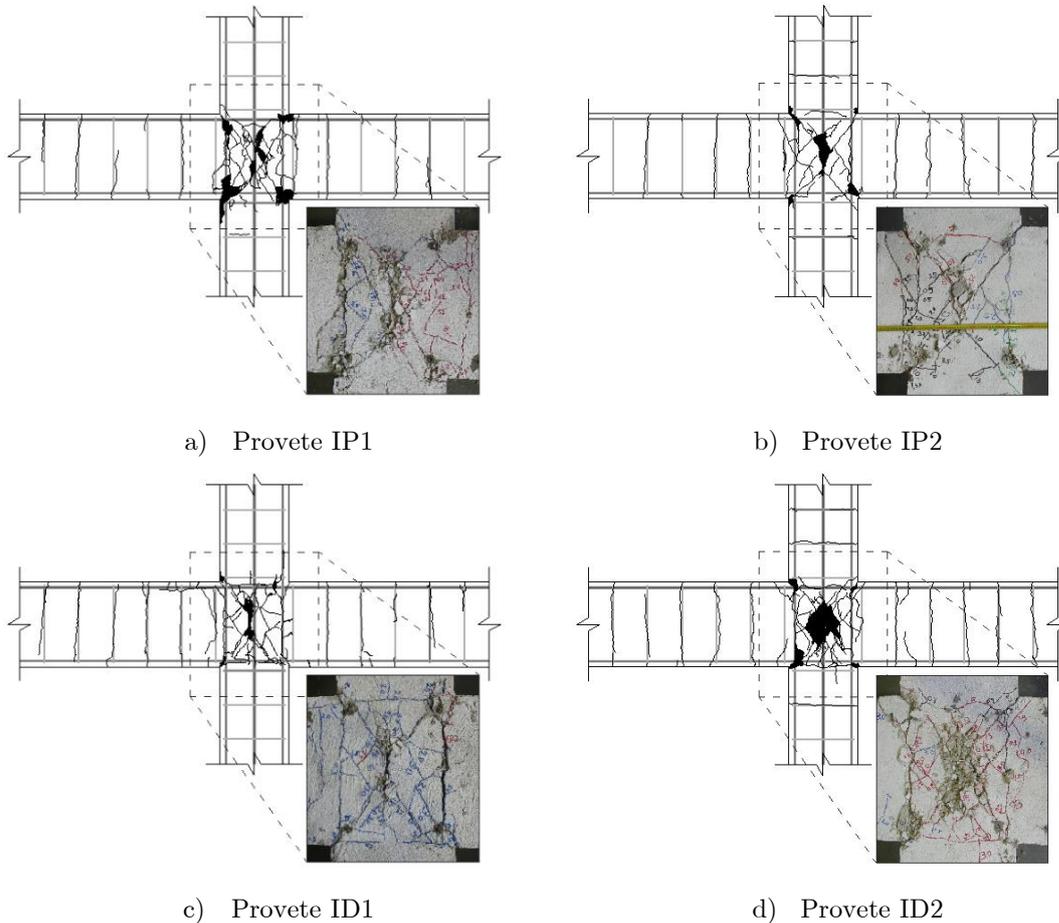


Figura 60 - Estado final de dano dos provetes (face superior do nó).

## 7.2. Influência do tipo de armadura

### 7.2.1. Análise comparativa dos resultados experimentais dos provetes IP1 e ID1

#### 7.2.1.1. Relação força-deslocamento

Em termos de comportamento global e de acordo com os resultados na Figura 61 e Figura 62, conclui-se que o nó com armadura lisa (provetes IP1) atinge a sua resistência máxima para uma força de aproximadamente 66,9 kN, no sentido positivo do deslocamento lateral imposto. A força máxima é atingida no ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 45$  mm, ao qual corresponde um *drift* igual a 1,5%. Relativamente ao nó com

armadura nervurada (provetes ID1), a força máxima é atingida no ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 30$  mm, correspondente a um *drift* de 1,0%, e é aproximadamente igual a 66,7 kN nos dois sentidos do deslocamento. No último ciclo de deslocamento completo,  $\Delta = \pm 105$  mm, o valor da força no nó com armadura lisa (IP1) é igual a cerca de 64% da força máxima atingida durante o ensaio, para o sentido positivo do deslocamento. Este resultado indica que nós com armadura lisa, mesmo para elevados níveis de deformação apresentam uma limitada redução de resistência. Relativamente ao nó com armadura nervurada (ID1), a força aplicada máxima no último ciclo do ensaio corresponde a 67% da força máxima atingida durante todo o ensaio, para o sentido positivo e negativo do deslocamento. Em termos da evolução do dano, as primeiras fissuras surgem nas vigas, junto ao nó, no caso do provete IP1 para o nível de deslocamento  $\Delta = \pm 6$  mm e para o provete ID1 para um deslocamento de  $\Delta = \pm 3$  mm. Seguidamente surgem as fissuras nos pilares, na proximidade do nó, para um deslocamento de  $\Delta = \pm 30$  mm, em ambos os provetes. Em simultâneo, e para o mesmo nível de deslocamento, inicia-se a fissuração por corte no interior do nó, nos dois provetes. O destacamento do betão no interior do nó ocorre no provete ID1 para níveis de *drift* inferiores aos correspondentes no provete IP1. Tanto no provete IP1 como no provete ID1 o destacamento do betão ocorre após se atingir a resistência máxima.

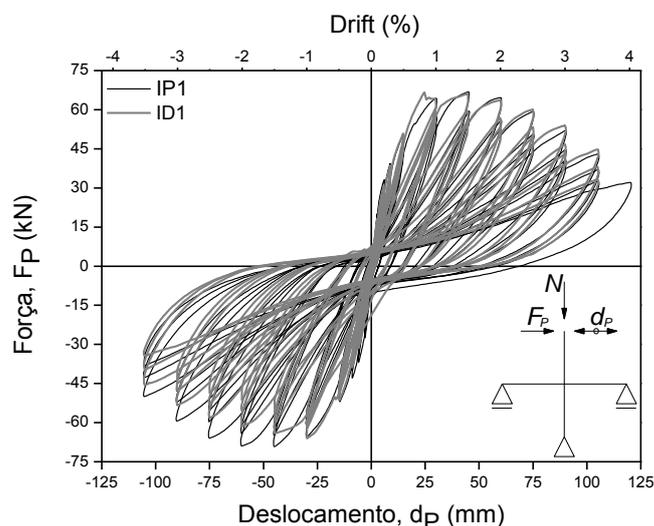


Figura 61 - Resultados em termos de força-deslocamento dos provetes IP1 e ID1.

Estabelecendo a comparação entre os resultados dos dois provetes, conclui-se que o valor da força máxima atingida pelo nó com armadura lisa (provetes IP1) é muito

próximo do valor da força máxima atingida pelo nó com armadura nervurada (provete ID1). O nó ID1 atinge a força máxima para um nível de deslocamento mais baixo do que o nó IP1. Por outro lado, devido às propriedades do betão serem idênticas nos dois provetes, a sua rigidez inicial é igual até ao início da fissuração. Por fim, verifica-se que após o início da fissuração, e para maiores níveis de deslocamento imposto, a rigidez do nó IP1 é inferior à rigidez do nó ID1.

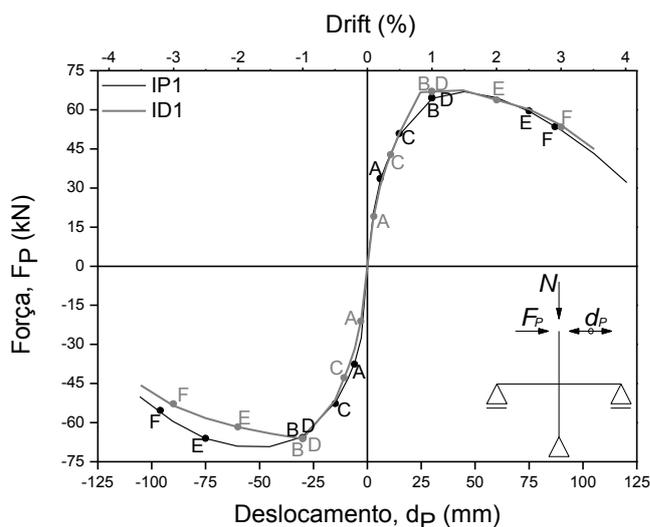


Figura 62 - Envolventes força-deslocamento e identificação de danos dos provetes IP1 e ID1.

### 7.2.1.2. Energia dissipada

Na Figura 63 é representada a evolução da energia dissipada em função do nível de *drift* imposto ao longo dos ensaios.

Comparando a quantidade de energia dissipada pelos dois provetes para cada intervalo de *drift*, verifica-se que a energia dissipada por ambos os provetes é semelhante em todos os intervalos. Para o último nível de *drift* imposto, o provete de armadura lisa (IP1) apresenta um valor de 38,8 kN·m e no caso do provete com armadura nervurada (ID1) 39,4 kN·m.

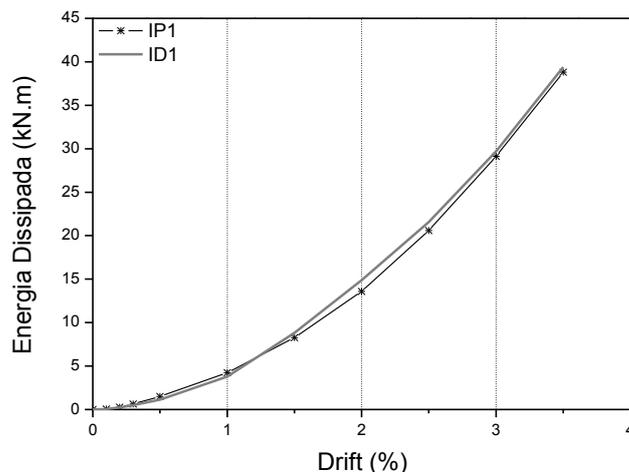


Figura 63 - Evolução da energia dissipada pelos provetes IP1 e ID1.

### 7.2.1.3. Amortecimento equivalente

Tendo em conta a Figura 64, que representa a relação amortecimento/ductilidades dos provetes IP1 e ID1, observa-se que, no que diz respeito ao amortecimento equivalente, o provete de armadura lisa (IP1) detém maior amortecimento que o provete de armadura nervurada (ID1), até ao valor de ductilidade 7,1 m/m. No entanto, para o deslocamento máximo imposto, o provete com armadura nervurada (ID1) apresenta maior percentagem de amortecimento equivalente. Em relação à ductilidade, o provete ID1 possui maior ductilidade, cerca de 12% a mais que o provete IP1, como seria de esperar.

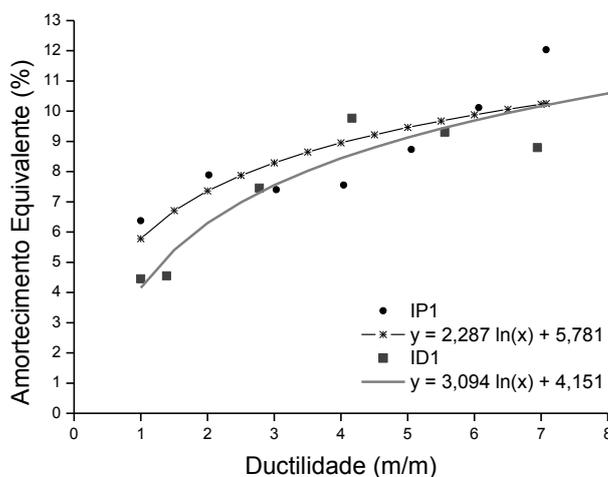
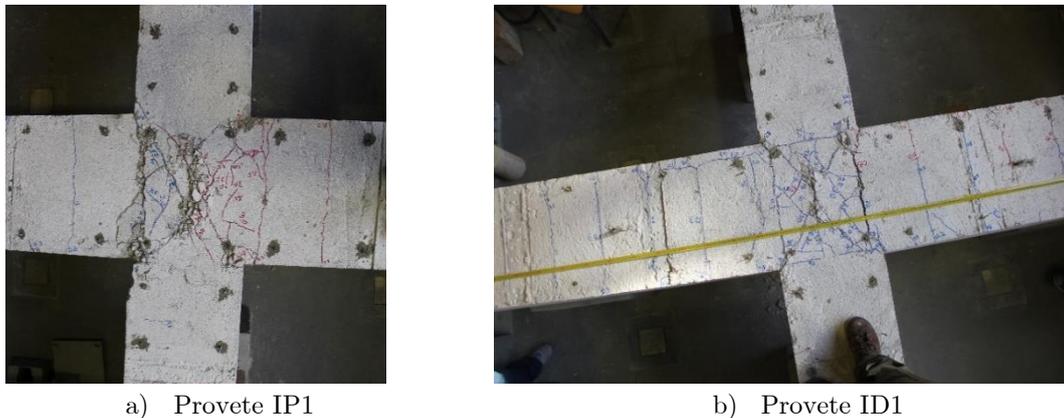


Figura 64 - Amortecimento equivalente dos provetes IP1 e ID1.

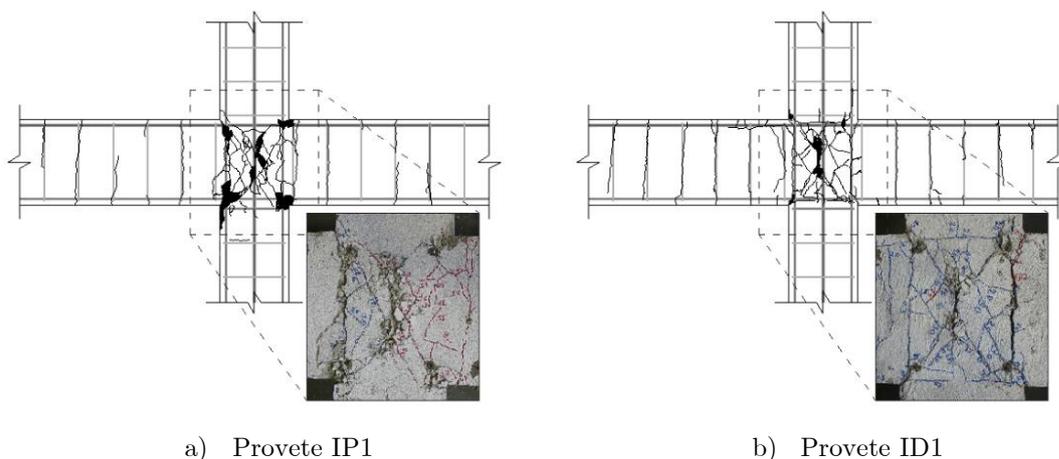
#### 7.2.1.4. Danos observados

Na Figura 65 são ilustrados os danos registados no final dos ensaios dos provetes IP1 e ID1. Na Figura 66 representa-se o padrão de fissuração observado no final do ensaio de cada provete, na sua face superior.



**Figura 65 - Danos observados nos provetes IP1 e ID1.**

O provete de armadura nervurada, apesar de colapsar por rotura do nó, tal como acontece com o provete de armadura lisa, apresenta uma maior distribuição do dano pelos seus elementos estruturais, sobretudo, pelas vigas, em relação ao provete de armadura lisa. Este facto deve-se a maior aderência dos varões nervurados que permite uma melhor uniformização do dano por todos os elementos constituintes do nó. Esta distribuição do dano influencia o comportamento e resposta do nó.

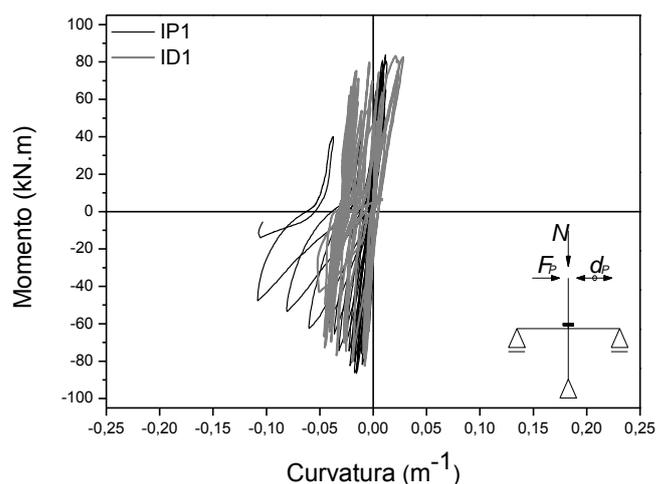


**Figura 66 - Estado final de dano dos provetes IP1 e ID1 (face superior do nó).**

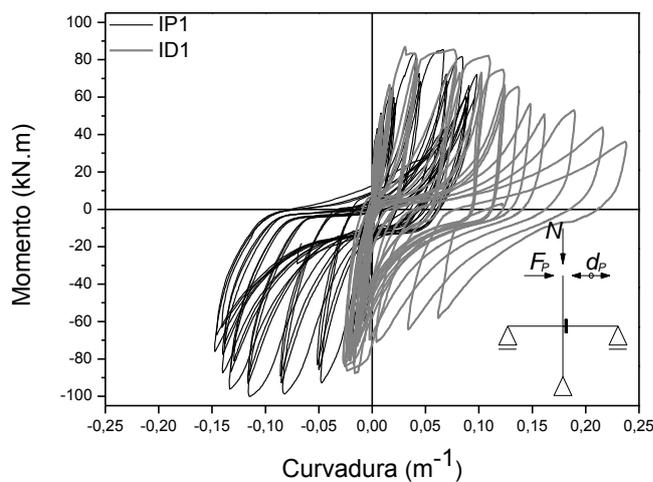
### 7.2.1.5. Relação momento-curvatura

Na Figura 67 representa-se a relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais, em concreto, do pilar superior e da viga à direita da ligação do nó. A curvatura considerada corresponde à curvatura média no primeiro troço de cada elemento instrumentado (ver Figura 33).

Analisando as relações momento-curvatura representadas na Figura 67, verifica-se que nos pilares estas relações têm comportamento idêntico e o momento máximo tem o valor de aproximadamente  $83 \text{ kN}\cdot\text{m}$  tanto para o provete IP1 como para o provete ID1. Em relação às vigas, os momentos máximos atingidos são próximos dos  $86 \text{ kN}\cdot\text{m}$  para ambos os provetes (IP1 e ID1). Teoricamente, os momentos máximos atingidos pelo provete de armadura nervurada deveriam ser superiores aos valores alcançados pelo provete de armadura lisa, uma vez que a resistência da armadura nervurada é superior à lisa. Contudo, para este caso de estudo, verifica-se que os valores dos momentos máximos atingidos pelo provete de armadura lisa (IP1) são muito próximos dos valores conseguidos pelo provete de armadura nervurada (ID1). Esta situação deve-se, provavelmente, ao facto do provete com armadura nervurada apresentar sinais evidentes de encurvadura para fora do plano, durante o decorrer do ensaio, o que levou ao fim do ensaio mais cedo do que previsto, isto é, antes da armadura atingir a tensão máxima em tração.



a) Pilar superior



b) Viga da direita

Figura 67 - Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos provetes IP1 e ID1.

## 7.2.2. Análise comparativa dos resultados experimentais dos provetes IP2 e ID2

### 7.2.2.1. Relação força-deslocamento

Na Figura 68 apresentam-se as relações força-deslocamento, indicando-se também os respetivos níveis de *drift*. A Figura 69 mostra as envolventes da relação força-deslocamento, assinalando-se os pontos correspondentes aos danos visualmente observados.

De acordo com os resultados observados na Figura 68 e Figura 69, conclui-se que o nó com armadura lisa (IP2) atinge a sua resistência máxima para uma força de sensivelmente 65,6 kN, no sentido positivo do deslocamento imposto. A força máxima é atingida no ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 60$  mm, ao qual corresponde um *drift* de 2,0%. No que diz respeito ao provete com armadura nervurada (ID2), a força máxima atingida ronda o mesmo valor, ou seja, os 65,9 kN mas, para um ciclo de deslocamento inferior ( $\Delta = \pm 45$  mm), correspondente a um *drift* de 1,5%. No último ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 105$  mm, o valor da força no nó com armadura lisa é igual a cerca de 81% da força máxima atingida durante o ensaio, para o sentido positivo do deslocamento. Por outro lado, o nó com armadura nervurada (ID2) apresenta, no último ciclo de deslocamento, uma força máxima de sensivelmente 58% da força máxima atingida durante todo o ensaio. Em termos de dano, as primeiras fissuras surgem nas vigas, no caso do provete IP2 para o nível de deslocamento  $\Delta =$

$\pm 3$  mm e para o provete ID2 para um deslocamento de  $\Delta = \pm 6$  mm. Posteriormente, aparecem as fissuras nos pilares, para um deslocamento de  $\Delta = \pm 30$  mm no caso do provete IP2 e para um deslocamento de  $\Delta = \pm 15$  mm no caso do nó nervurado. Em simultâneo, e para os mesmos níveis de deslocamento, inicia-se a fissuração por corte no interior do nó. Mais uma vez, verifica-se que o destacamento do betão ocorre no caso do provete ID2 para níveis de *drift* inferiores aos correspondentes no provete IP2. Tanto no provete IP2 como no provete ID2 o destacamento do betão ocorre após se atingir a resistência máxima.

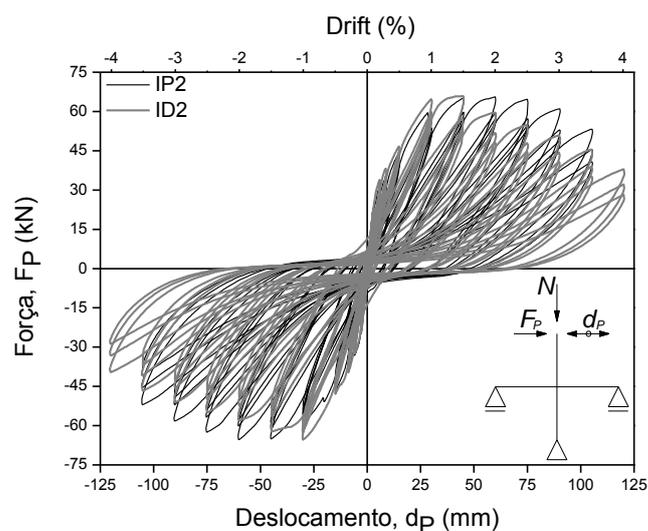


Figura 68 - Resultados em termos de força-deslocamento dos provetes IP2 e ID2.

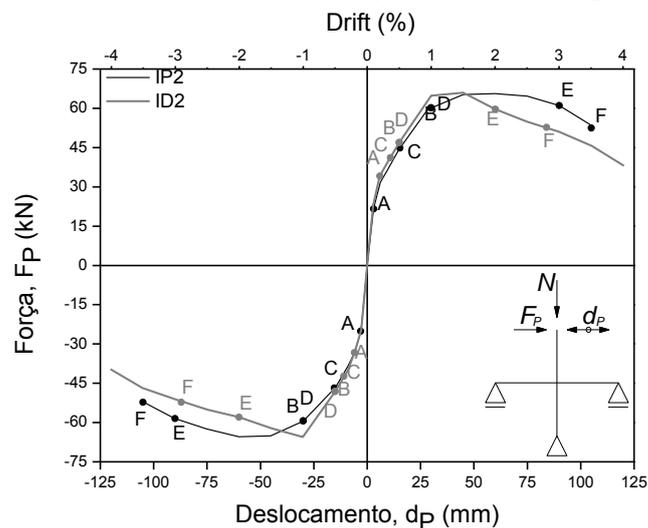


Figura 69 - Envolturas força-deslocamento e identificação de danos dos provetes IP2 e ID2.

### 7.2.2.2. Energia dissipada

Na Figura 70 é representada a evolução da energia dissipada em função do nível de *drift* imposto. Através da mesma, observam-se valores ligeiramente diferentes de energia dissipada para os dois provetes, sendo que o provete de armadura lisa (IP2) apresenta um valor de aproximadamente 35,0 kN·m, para um nível de *drift* de 3,5%, e no caso do provete com armadura nervurada (ID2) 38,8 kN·m, para um *drift* de 4,0%. Assim, a energia total dissipada pelo nó IP2 é inferior, em cerca de 10%, à energia dissipada pelo nó ID2. Comparando a quantidade de energia dissipada pelos dois provetes para cada intervalo de *drift*, verifica-se que a energia dissipada por ambos os provetes é semelhante até aos 3,0% de *drift*.

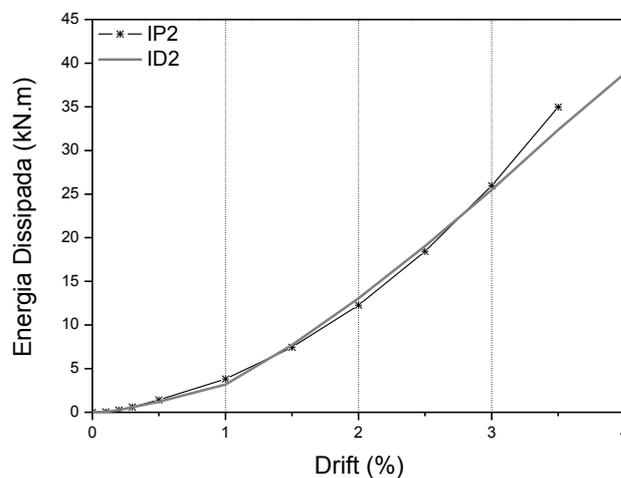


Figura 70 - Evolução da energia dissipada pelos provetes IP2 e ID2.

### 7.2.2.3. Amortecimento equivalente

Atente na Figura 71, que representa a relação amortecimento equivalente/ductilidade dos provetes IP2 e ID2, observa-se que, em relação ao amortecimento, o provete de armadura lisa (IP2) detém maior amortecimento que o provete de armadura nervurada (ID2), até ao valor de ductilidade 6,8 m/m. Em relação à ductilidade, o provete IP2 possui menor ductilidade, cerca de 38% a menos que o provete ID2.

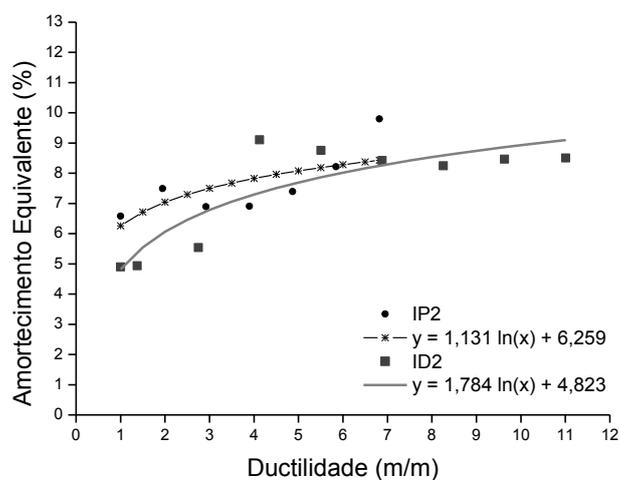


Figura 71 - Amortecimento equivalente dos provetes IP2 e ID2.

#### 7.2.2.4. Danos observados

Na Figura 72 são ilustrados os danos registados no final dos ensaios dos provetes IP2 e ID2 e na Figura 73 representa-se o padrão de fissuração observado no final de cada ensaio (na sua face superior).

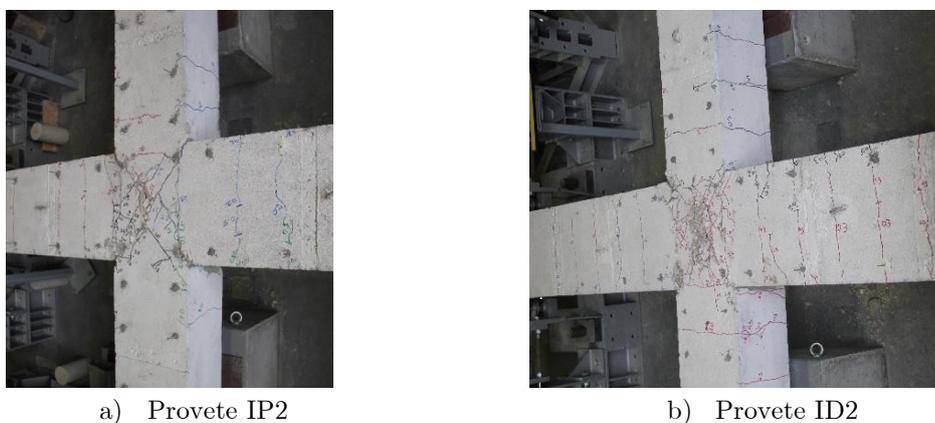
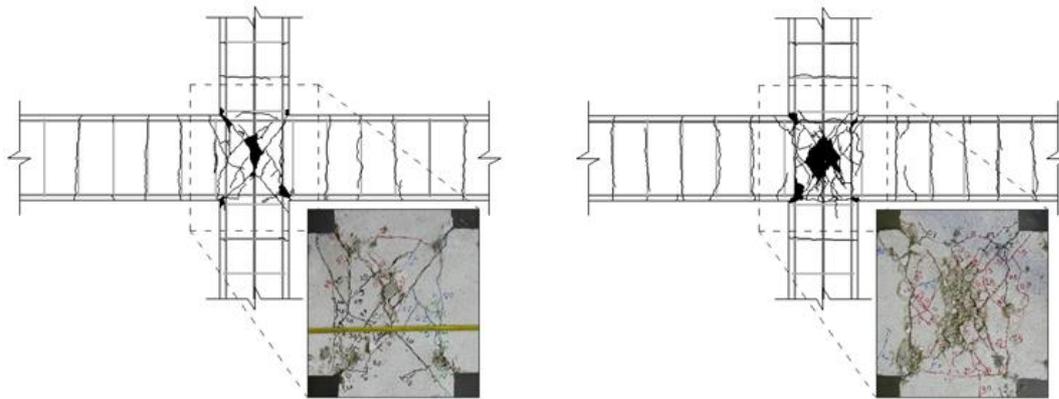


Figura 72 - Danos observados nos provetes IP2 e ID2.

Como já foi referido anteriormente, ambos os provetes colapsaram por rotura do nó, e tal como acontece com os provetes anteriores (IP1 e ID1), verifica-se que o provete de armadura nervurada apresenta uma maior distribuição do dano pelos seus elementos estruturais, sobretudo, pelas vigas, em relação ao provete de armadura lisa.



a) Provete IP2

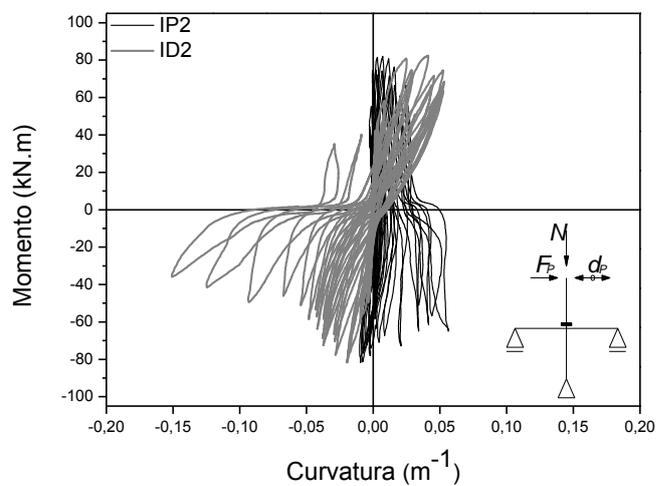
b) Provete ID2

Figura 73 - Estado final de dano dos provetes IP2 e ID2 (face superior do nó).

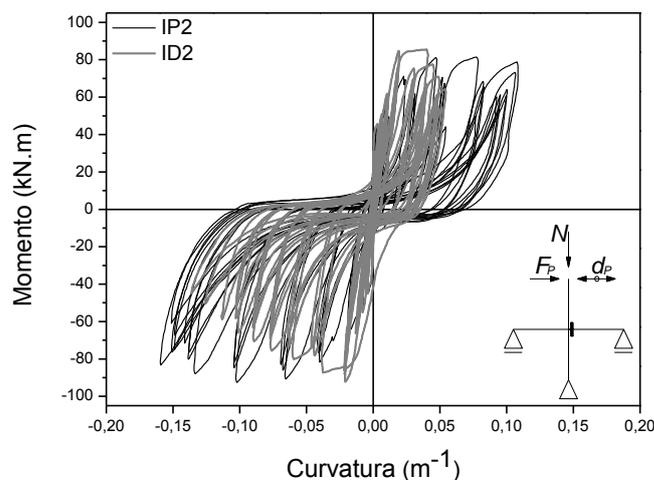
### 7.2.2.5. Relação momento-curvatura

Na Figura 74 representa-se a relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais, vigas e pilares. Como já foi referido anteriormente, a curvatura considerada corresponde à curvatura média no primeiro troço de cada elemento instrumentado.

Observando as relações momento-curvatura representadas na Figura 74, verifica-se que o momento máximo tem o valor de aproximadamente 82 kN·m para o provete IP2 e para o provete ID2, nos pilares. Em relação às vigas, os momentos máximos atingidos nas vigas são aproximadamente 81 kN·m para o provete IP2 e 86 kN·m para o provete ID2. Os momentos máximos atingidos no provete com armadura nervurada são ligeiramente superiores ao provete com armadura lisa.



a) Pilar superior



b) Viga da direita

Figura 74 - Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos provetes IP2 e ID2.

### 7.3. Influência do nível de esforço axial

#### 7.3.1. Análise comparativa dos resultados experimentais dos provetes com armadura lisa (IP1 e IP2)

##### 7.3.1.1. Relação força-deslocamento

Tendo em conta os resultados apresentados na Figura 75 e Figura 76, verifica-se que o provete IP1 atinge a sua resistência máxima para uma força de aproximadamente 66,9 kN, no ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 45$  mm. No caso do provete IP2, a força máxima é atingida no ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 60$  mm e é sensivelmente de 65,6 kN. No último ciclo de deslocamento completo,  $\Delta = \pm 105$  mm, o valor da força no nó IP1 é igual a cerca de 64% da força máxima atingida durante o ensaio. Para o nó IP2 a força aplicada máxima no último ciclo do ensaio corresponde a 81% da força máxima atingida durante o ensaio. Em termos da evolução do dano, as primeiras fissuras surgem nas vigas, no caso do provete IP1 para o nível de deslocamento  $\Delta = \pm 6$  mm e para o provete IP2 para um deslocamento de  $\Delta = \pm 3$  mm. Nos pilares as primeiras fissuras aparecem para um deslocamento de  $\Delta = \pm 30$  mm, em ambos os provetes. Em simultâneo, e para o mesmo nível de deslocamento, inicia-se a fissuração por corte no interior do nó, para os dois provetes. O destacamento do betão ocorre para um *drift* de 2,5% no caso do provete IP1 e para um drift de 3,0% no caso do provete IP2.

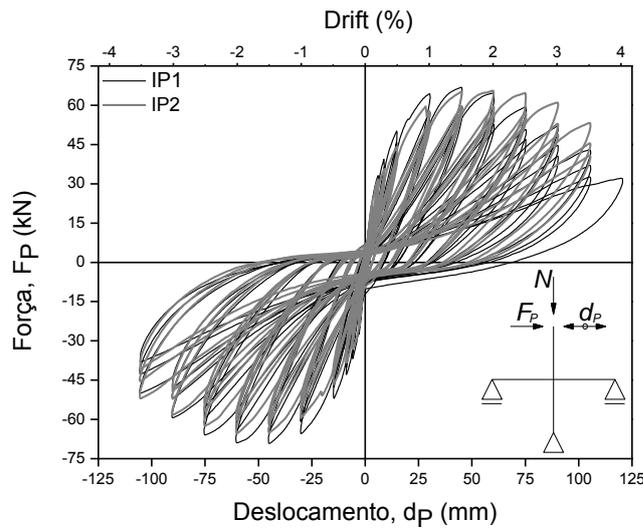


Figura 75 - Resultados em termos de força-deslocamento dos provetes IP1 e IP2.

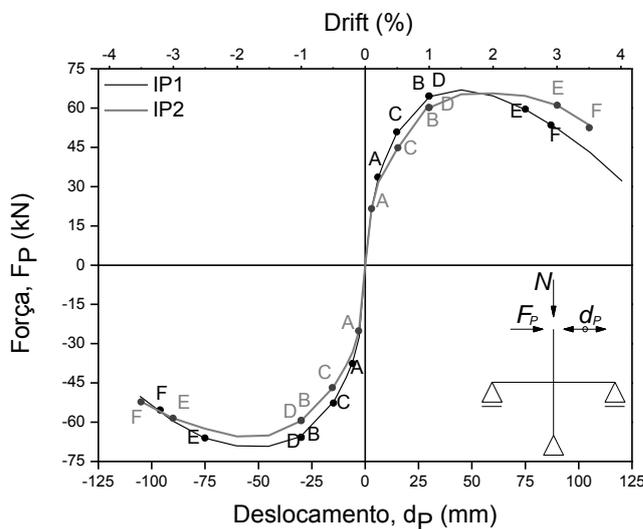


Figura 76 - Envoltórias força-deslocamento e identificação de danos dos provetes IP1 e IP2.

Estabelecendo a comparação entre os resultados dos dois provetes, conclui-se que a força máxima atingida por ambos os provetes é próxima. Ou seja, para este caso de estudo, o aumento do esforço axial em 145 kN fez aumentar a resistência em apenas 2,0%. O nó IP1 atinge a força máxima para um nível de deslocamento mais baixo do que o nó IP2. Até à fissuração, a rigidez é idêntica nos dois nós, após a fissuração o nó IP1 apresenta maior rigidez que o nó IP2 até ao nível de *drift* 1,5%.

### 7.3.1.2. Energia dissipada

Em termos de energia dissipada, e de acordo com o gráfico da Figura 77, verifica-se que o aumento do esforço axial em 145 kN fez aumentar a energia total dissipada pelo nó IP1 em cerca de 11%, em relação à energia dissipada pelo nó IP2.

Comparando a quantidade de energia dissipada pelos dois provetes, verifica-se que o provete IP1 é o que dissipa mais energia ao longo de todo o ensaio.

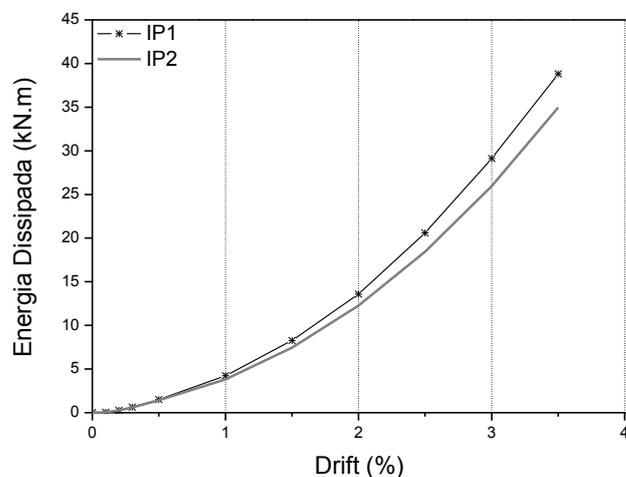


Figura 77 - Evolução da energia dissipada pelos provetes IP1 e IP2.

### 7.3.1.3. Amortecimento equivalente

Considerando a Figura 78, que representa a relação amortecimento/ductilidade dos provetes IP1 e IP2, observa-se que o provete IP1 detém maior amortecimento que o provete IP2, para valores de ductilidade superiores a 1,5 m/m. Em termos de ductilidade, verifica-se que o aumento do esforço axial em 145 kN fez aumentar a ductilidade do provete IP1 em 19%.

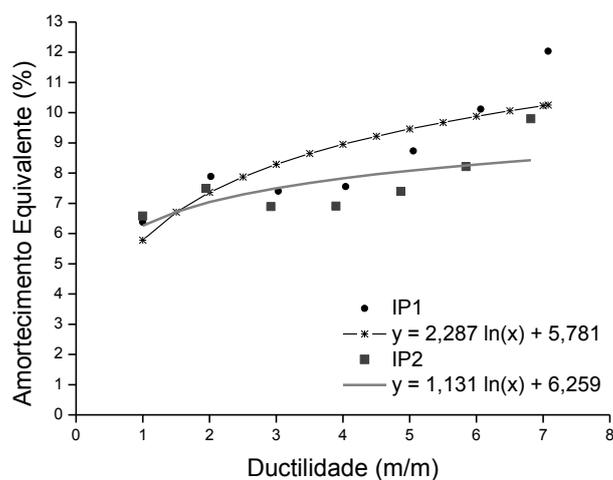


Figura 78 - Amortecimento equivalente dos provetes IP1 e IP2.

#### 7.3.1.4. Danos observados

Observando os danos dos provetes IP1 e IP2, representados na Figura 79, nota-se que em ambos os provetes o dano concentra-se nas interfaces viga-nó e no nó. Contudo, o provete IP1 apresenta maior degradação no interior do nó devido ao maior nível de esforço axial a que foi submetido.

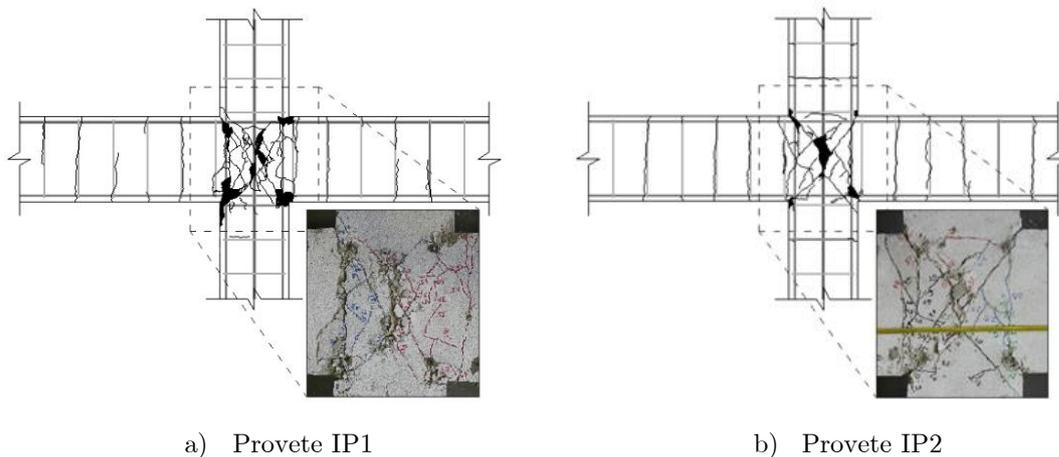
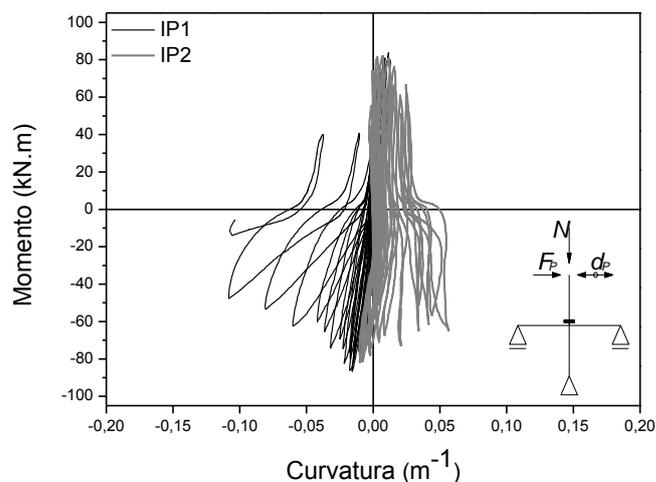


Figura 79 - Estado final de dano dos provetes IP1 e IP2 (face superior do nó).

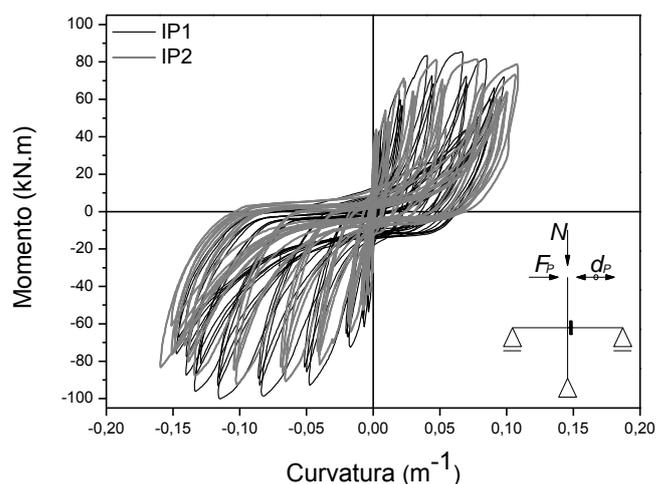
#### 7.3.1.5. Relação momento-curvatura

Na Figura 80 representa-se a relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos nós IP1 e IP2.

Observando as relações momento-curvatura dos pilares (Figura 80 a)), verificam-se valores para os momentos máximos muito próximos, variando entre os 82KN·m e os 83 kN·m, o que significa que a diferença de esforço axial não alterou significativamente o momento máximo. Em relação às vigas, o provete IP1 atinge um momento máximo de 86 kN·m e o provete IP2 um momento de 81 kN·m (Figura 80 b)).



a) Pilar superior



b) Viga da direita

Figura 80 - Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos provetes IP1 e IP2.

### 7.3.2. Análise comparativa dos resultados experimentais dos provetes com armadura nervurada (ID1 e ID2)

#### 7.3.2.1. Relação força-deslocamento

De acordo com os resultados obtidos na Figura 81 e Figura 82, conclui-se que o nó ID1 atinge a sua resistência máxima para uma força de sensivelmente 66,7 kN, para um deslocamento de  $\pm 25$  mm, ao qual corresponde um drift de 0,8%. No que diz respeito ao provete ID2, a força máxima atingida ronda os 65,9 kN, para um ciclo de deslocamento superior ( $\Delta = \pm 45$  mm), correspondente a um drift de 1,5%. No

último ciclo de deslocamento  $\Delta = \pm 105$  mm, o valor da força no nó ID1 é igual a cerca de 67% da força máxima atingida durante o ensaio. Por outro lado, o nó ID2 apresenta, no último ciclo de deslocamento, uma força máxima de sensivelmente 58% da força máxima. Em termos de dano, as primeiras fissuras surgem nas vigas, no caso do provete ID1 para o nível de deslocamento  $\Delta = \pm 3$  mm e para o provete ID2 para um deslocamento de  $\Delta = \pm 6$  mm. Seguidamente, aparecem as fissuras nos pilares, para um deslocamento de  $\Delta = \pm 30$  mm no caso do provete ID1 e para um deslocamento de  $\Delta = \pm 15$  mm no caso do nó ID2. Em simultâneo, e para os mesmos níveis de deslocamento, inicia-se a fissuração por corte no interior do nó. O destacamento do betão ocorre para um drift de 2,0% ( $\Delta = \pm 60$  mm) em ambos os casos.

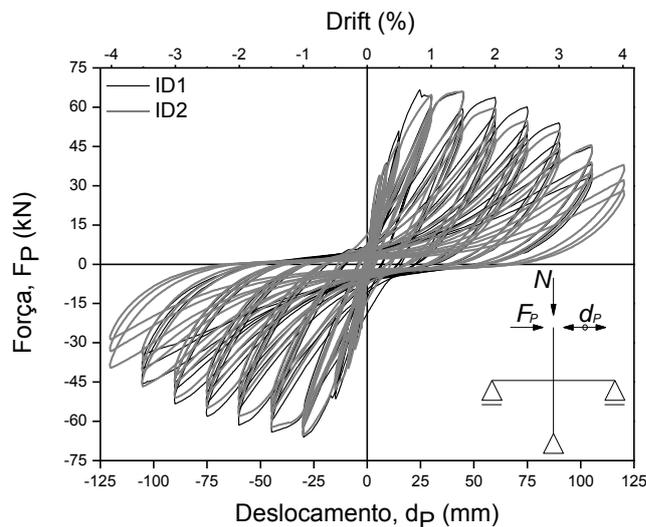


Figura 81 - Resultados em termos de força-deslocamento dos provetes ID1 e ID2.

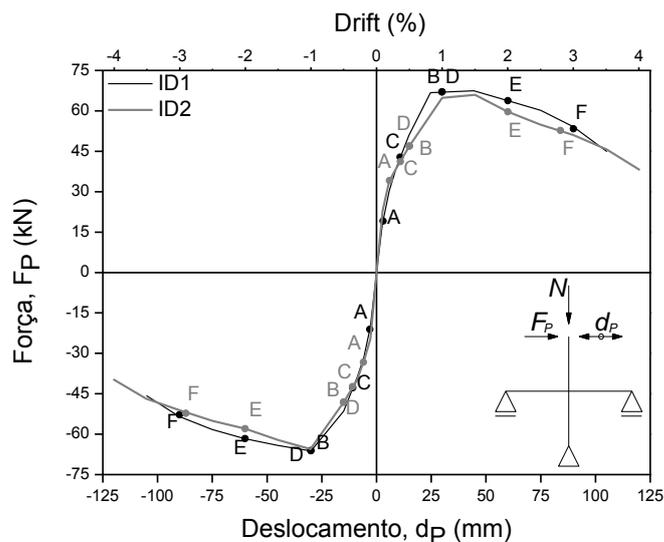


Figura 82 - Envolventes força-deslocamento e identificação de danos dos provetes ID1 e ID2.

Do confronto dos resultados dos nós ID1 e ID2, conclui-se que, para este caso de estudo, o aumento do esforço axial em 145 kN fez aumentar a resistência do provete ID1 em apenas 1,2%. Por outro lado, até à fissuração, a rigidez é idêntica nos dois nós, após a fissuração o nó ID1 apresenta maior rigidez que o nó ID2.

### 7.3.2.2. Energia dissipada

Na Figura 83 é representada a evolução da energia dissipada, verificam-se valores ligeiramente diferentes de energia dissipada para os dois provetes, sendo que o provete ID1 apresenta um valor de aproximadamente 39,4 kN·m, para um nível de *drift* de 3,5%, e no caso do provete ID2 de 38,8 kN·m, para um *drift* de 4,0%. Comparando a quantidade de energia dissipada pelos dois provetes para cada intervalo de *drift*, verifica-se que a energia dissipada pelo provete ID1 é sempre superior a energia dissipada pelo provete ID2.

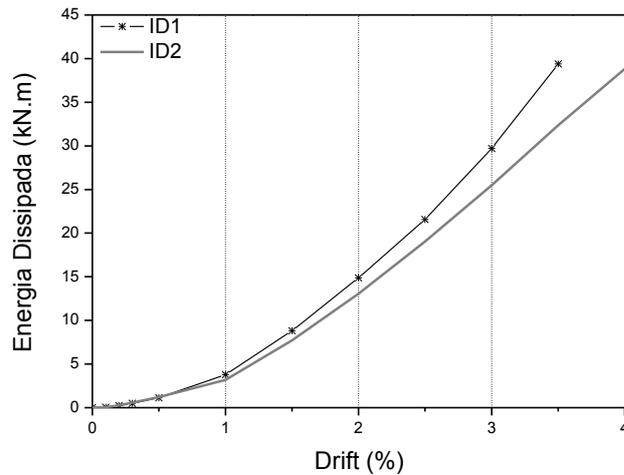


Figura 83 - Evolução da energia dissipada pelos provetes ID1 e ID2.

### 7.3.2.3. Amortecimento equivalente

Atente na Figura 84, que representa a relação amortecimento equivalente/ductilidade dos provetes de armadura nervurada, observa-se que, em relação ao amortecimento, o provete ID1 possui maior amortecimento que o provete ID2, a partir do valor de ductilidade 1,7 m/m. Em relação à ductilidade, o aumento do esforço axial em 145 kN fez diminuir a ductilidade do provete ID1 em cerca de 12%.

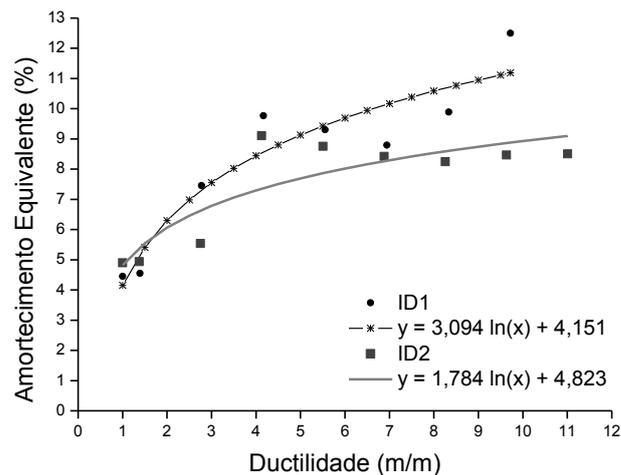


Figura 84 - Amortecimento equivalente dos provetes ID1 e ID2.

#### 7.3.2.4. Danos observados

Observando os danos finais dos provetes ID1 e ID2, representados na Figura 85, verifica-se, novamente, que o dano concentra-se nas interfaces viga-nó e no nó. Contudo, estes dois provetes apresentam uma distribuição uniforme de fissuras pelos seus elementos estruturais, sobretudo, pelas vigas.

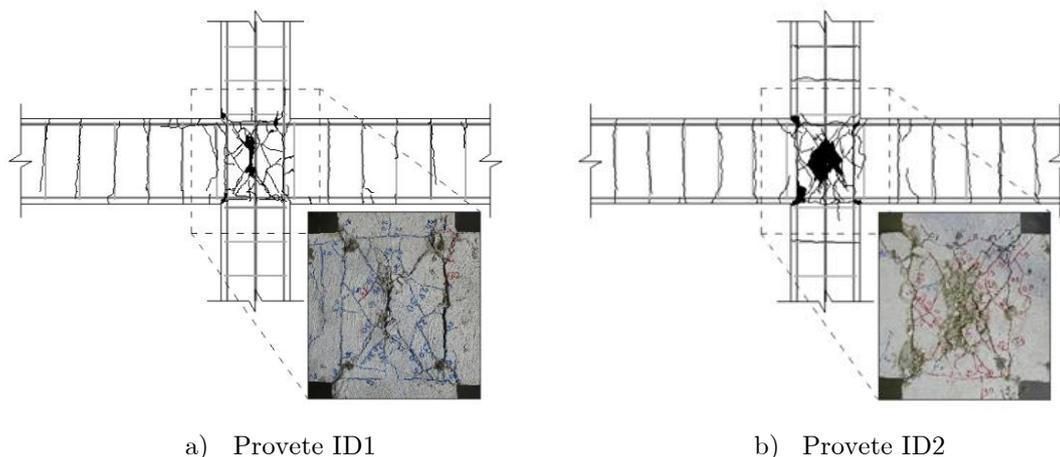
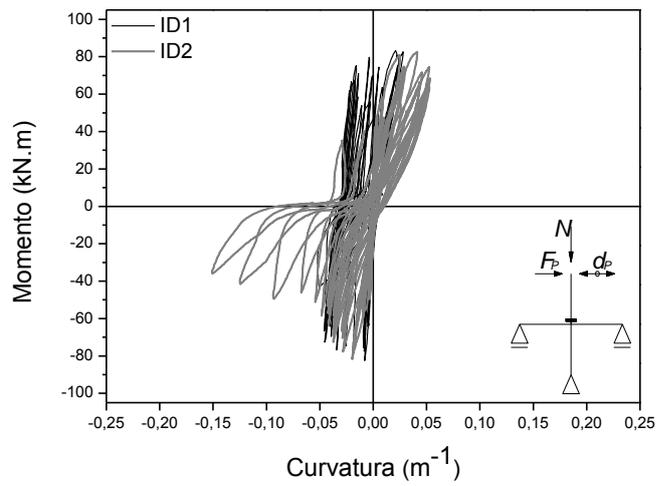


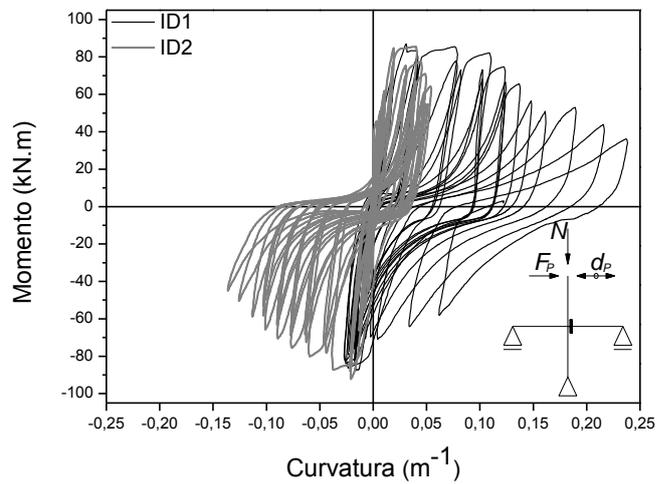
Figura 85 - Estado final de dano dos provetes ID1 e ID2 (face superior do nó).

#### 7.3.2.5. Relação momento-curvatura

Observando as relações momento-curvatura representadas na Figura 86, verifica-se que o momento máximo nos pilares tem o valor de aproximadamente 83 kN·m para o provete ID1 e 82kN·m para o provete ID2. Em relação às vigas, os valores dos momentos máximos atingidos ronda os 86 kN·m para ambos os provetes. Assim, o aumento do esforço axial não se revelou significativo no que diz respeito aos momentos máximos atingidos nestes elementos.



a) Pilar superior



b) Viga da direita

Figura 86 - Relação momento-curvatura nas extremidades dos elementos estruturais dos provetes ID1 e ID2.

---

# Capítulo 8

---

Conclusões e possíveis ações de  
desenvolvimento futuro

---



## 8. Conclusões e possíveis ações de desenvolvimento futuro

### 8.1. Conclusões

Com base nos resultados obtidos, conclui-se que muitas das estruturas de betão armado contruídas até à década de 70, com recurso a armadura lisa, não se encontram devidamente preparadas para resistir a solicitações dinâmicas, tais como as induzidas por sismos. Estes edifícios apresentam uma insuficiência na sua ductilidade para resistir a este tipo de fenómenos, com as ligações viga-pilar a serem as zonas mais afetadas por esta carência, devido às fracas soluções construtivas adotadas nessa época. A partir de certos níveis de deformação imposta, os mecanismos de aderência aço-betão degradam-se ocorrendo o fenómeno do escorregamento das armaduras e conseqüentemente a performance dos elementos às ações cíclicas fica limitada.

Este estudo incide sobre nós viga-pilar interiores planos. Foram construídos e ensaiados quatro provetes, sendo dois com armadura lisa e dois com armadura nervurada, possibilitando assim uma análise comparativa entre nós de armadura lisa e nós de armadura nervurada, com o objetivo de avaliar a influência do escorregamento da armadura longitudinal no comportamento cíclico de elementos estruturais de betão armado representativos de edifícios dimensionados e construídos sem consideração da ação sísmica. Além disso, a influência do nível de esforço axial também foi avaliada.

Com base nos resultados obtidos é possível enumerar as seguintes conclusões:

- De uma forma genérica, os quatro provetes apresentaram um comportamento global semelhante para as várias solicitações cíclicas impostas;
- Os valores da resistência máxima alcançada pelos provetes com armadura lisa (IP1 e IP2) são muito próximos dos resultados obtidos nos provetes com armadura nervurada (ID1 e ID2), uma vez que os vários provetes ensaiados possuem as mesmas características geométricas, a mesma quantidade de armadura, materiais com propriedades semelhantes e igual pormenorização

construtiva, diferindo apenas no tipo de armadura e no nível de esforço axial instalado no pilar;

- Os nós com armadura nervurada, ID1 e ID2, atingem a sua resistência máxima para o deslocamento imposto de 25 mm e 45 mm, respetivamente. Por outro lado, os nós com armadura lisa, IP1 e IP2, atingem a força máxima para o deslocamento de 45 mm (nó IP1) e 60 mm (nó IP2);
- Até ao início da fissuração a rigidez é semelhante em todos os provetes. Após fissuração os provetes de armadura nervurada (ID1 e ID2) apresentam valores de rigidez nas recargas e descargas cíclicas ligeiramente superiores aos dos provetes de armadura lisa (IP1 e IP2). Conclui-se que após o início da fissuração, os provetes com armadura lisa apresentaram uma redução de aproximadamente 92,2% da rigidez inicial e os provetes com armadura nervurada uma redução de aproximadamente 94,2%;
- O maior nível de esforço axial no pilar dos provetes IP1 e ID1 relativamente aos provetes IP2 e ID2 não provocou um aumento significativo da resistência máxima;
- Os provetes de armadura nervurada (ID1 e ID2) apresentam maior degradação de resistência após atingir-se a resistência máxima que os outros provetes;
- De um modo geral, para os vários nós estudados, a evolução do dano respeita a mesma sequência. As primeiras fissuras ocorreram nas vigas junto ao nó, seguidamente, surgem as fissuras nos pilares e no interior do nó (fissuração diagonal);
- Para o deslocamento máximo imposto de 105 mm, comum aos quatro provetes, os valores da resistência são próximos para os vários nós;
- Para valores de *drift* inferiores a 2,0%, a evolução da energia dissipada é semelhante em todos os provetes;
- Relativamente à energia dissipada, o nó ID1 apresenta um valor ligeiramente superior ao nó IP1. No caso dos nós IP2 e ID2, verifica-se que a energia dissipada pelo nó ID2 é superior, em cerca de 10%, à do nó IP2. Assim, conclui-se que os provetes com armadura nervurada (ID1 e ID2) dissipam

mais energia que os provetes análogos com armadura lisa (IP1 e IP2), confirmando-se, de acordo com Varum (2003), a menor capacidade de dissipação de energia das estruturas com armadura lisa, devido ao fenómeno de escorregamento das armaduras;

- Os provetes IP1 e ID1 dissipam mais energia que os provetes IP2 e ID2, pelo facto do nível de esforço axial instalado no pilar ser maior;
- O crescimento do amortecimento equivalente com o aumento da exigência de ductilidade é mais acentuado nos provetes com armadura nervurada do que nos provetes com armadura lisa;
- Para o deslocamento máximo imposto, os provetes com armadura nervurada são os que apresentam maior ductilidade;
- No último ciclo de deslocamento imposto, os provetes de armadura nervurada (ID1 e ID2) apresentam maior amortecimento equivalente que os provetes de armadura lisa (IP1 e IP2), embora se verifique o contrário para valores mais baixos de ductilidade;
- Os vários provetes estudados apresentam um padrão de danos com maior concentração de fissuras no interior do nó e nas ligações viga-nó;
- Nos nós com armadura nervurada (ID1 e ID2) observa-se uma maior distribuição do dano pelos seus elementos estruturais, sobretudo, pelas vigas, em relação aos provetes de armadura lisa (IP1 e IP2);
- A formação de rótulas plásticas nos elementos construtivos do nó, vigas e pilares, é praticamente nula em todos os provetes;
- Os quatro provetes ensaiados colapsam por rotura do nó devido à ausência de estribos no interior do nó.

Apesar das conclusões aqui mencionadas, a vulnerabilidade das estruturas monolíticas de betão armado com armadura lisa não é apenas condicionada pelo desempenho deste tipo de ligações, mas também é influenciada por aspetos associados ao seu comportamento global, nomeadamente pela distribuição da sua rigidez, da resistência e da massa, tanto em planta como em altura.

## 8.2. Possíveis ações de desenvolvimento futuro

Tendo em conta o trabalho desenvolvido nesta campanha de ensaios, para caracterizar o desempenho dos nós viga-pilar, e face aos resultados e conclusões obtidas, propõe-se a extensão desta campanha de ensaios, no sentido de explorar outras variáveis que possam influenciar o comportamento deste tipo de ligações, destacando-se:

- A influência das características geométricas dos elementos que compõem o nó;
- O desempenho dos nós viga-pilar com e sem armadura transversal no interior das ligações, de forma a compreender a sua influência no modo de rotura dos nós;
- A influência da percentagem de armadura longitudinal nas vigas e nos pilares, no comportamento dos nós submetidos a ações sísmicas;
- Analisar de forma mais exaustiva como é que o nível de esforço axial no pilar influencia a resistência e o modo de rotura do nó, quando submetido a ações cíclicas;
- Estudar a influência da existência de lajes a descarregar nas vigas, no sentido de aproximar os provetes o mais possível da realidade.

Dado que os provetes estudados colapsaram por rotura no nó, sugere-se o reforço dos mesmos, para que sejam novamente ensaiados, no sentido de perceber se estes voltam a colapsar por rotura no nó ou por formação de rótulas plásticas nos elementos que o compõem.

Outros estudos a desenvolver poderão passar pela proposta e análise de soluções de reforço deste tipo de ligações, reforços tecnicamente viáveis e económicos, para melhorar o desempenho sísmico deste tipo de nós viga-pilar.

Por outro lado, seria interessante fazer um estudo comparativo entre os resultados obtidos neste tipo de ensaios, ensaios cíclicos, com os resultados conseguidos através de ensaios dinâmicos, realizados em pórticos, no sentido de perceber se os resultados dos ensaios cíclicos são semelhantes.

Por fim, mas não menos importante, alerta-se para a necessidade de criar modelos numéricos para este tipo de ligações viga-pilar, recorrendo a ferramentas de análise não linear. A calibração destes modelos com base em resultados experimentais

permitirá desenvolver análises paramétricas que ajudem a compreender melhor o comportamento dos elementos de betão armado com armadura lisa.



## Referências bibliográficas

[A]

ACI Committee 408 (1991). Abstract of State of the art report: Bond Under Cyclic Loads. ACI Materials Journal, v. 88, n. 6, p. 669-73.

Appleton, J. (2008). Reforço Sísmico de Estruturas de Betão. Encontro Nacional de Betão Estrutural, Guimarães.

Alva, G. (2004). Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Nós de Pórtico de Concreto Armado Submetido a Ações Cíclicas. São Paulo: Universidade de São Paulo.

Arslan, M. e Korkmaz, H. (2007). What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey. Engineering Failure Analysis, 14, p. 1-22.

[B]

Barbosa, L. e Almeida, P. (2001). Nós de pórtico em estruturas de concreto armado, Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON: Foz do Iguaçu. p. 16.

Brisitto, D. (2011). Um modelo elasto-plástico para análise de aderência em peças de concreto armado. Universidade Federal do Rio Grande.

[C]

CEB 217, R.; Balázs e CEB - Bulletin D´information n° 217, (1993). Bulletin D´information n° 217 - Selected Justification Notes -Bond and Detailing Lausanne, CEB - Comite euro-international du beton.

CEB (1996). RC elements under cyclic loading, Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford Publications, London.

CEN, Eurocódigo 2 (2004): Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

CEN, Eurocódigo 8 (2010): Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Costa, A.; Ferreira, M.e Oliveira, C. (2010). O grande sismo de Sichuan: Impactos e lições para o futuro, 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica (Documento de conferência). FEUP e IST - Departamento de Engenharia Civil.

[E]

Eligehausen, R.; Popov, E. e Bertero, V. (1938). Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations, Report n. UCB/EERC 83/23, Unversity of California, Berkeley.

EN 10080 (2005). EN 10080 - Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - General, CEN, p. 70.

EN ISO 6892 (2009). Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test at room temperature.

[F]

Fernandes, C.; Melo, J.; Varum, H.e Costa, A. (2010). Comportamento cíclico de nós viga/pilar com armadura lisa, in VI Congresso Internacional sobre Patologíay Recuperación de Estructuras 2010: Córdoba, Argentina.

Fernandes, C. (2012). Cyclic Behaviour of RC Elements With Plain Reinforcing Bars. Universidade de Aveiro, Aveiro. Tese de Doutoramento.

Fernandes, R. (2000). Influência das acções repetidas na aderência aço-betão, Tese de Doutoramento, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Fernandes, R.e Debs, A. (2005). A influência das acções repetidas na aderência aço-concreto, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FIB (2000). Bond of reinforcement in concrete, Bulletin d'Information de la Federation Internationale du Beton, n. 10.

Filho, J. (2005). Estudo Teórico-Experimental da Influência das Cargas Cíclicas na Rigidez de Vigas de Concreto Armado. São Paulo: Universidade de São Paulo.

Fusco, P. (1995). Técnicas de armar estruturas de concreto, São Paulo: Pini.

[G]

Garcia, R. (2011). Mecanismo de aderência aço-betão na resposta cíclica de nós. Universidade de Aveiro, Aveiro. Tese de Mestrado.

[H]

Ha, G.; Kim, J.e Chung, L. (1992). Response of reinforced high-strength concrete beam column joints under load reversals: Magazine of Concrete Research.

Hakuto, S.; Park, R. e Tanaka, H. (1999). Effect of deterioration of bond of beam bars passing through interior beam-column joints on flexural strength and ductility. ACI Struct. J., 96(5), 858–864.

Hegger, S.; Sherif, A e Roeser, W. (2003). Nonseismic design of beam-column joints, ACI Structural Journal. Vol. V. 100.

Hertanto, E. (2005). Seismic Assessment of pre-1970's reinforced concrete structure. Christchurch, New Zealand: University of Canterbury.

Hwang, S. e Lee, H. (1999). Analytical model for predicting shear strenghts of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance. ACI Structural Journal, v.96, n.5, p.846-57.

[K]

Kitayama, K.; Otani, S.e Aoyama, H. (1991). Development of design criteria for RC interior beam-column joints. In: Design of beam-column joints for seismic resistance, ACI Special Publication SP-123, American Concrete Institute, Detroit, p.97-123.

[L]

Leonhardt, F. e Monnig, E.(1977). Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 1.ed, Rio de Janeiro, Interciência, v.1.

Lima, J.; Monteiro, V. e Mun, M.(1983). Esforços Normais e de Flexão REBAP-1983: 6.<sup>a</sup> edição, ed. L.N.E. Civil, Lisboa.

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.

Lopes, M. (2008). Sismos e Edifícios. 1ª Edição, ed. orion. 2008: Recomendado pela Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica.

Louro, S. (2011). Estudo da aderência aço-betão em elementos estruturais de BA. Universidade de Aveiro, Aveiro. Tese de Mestrado.

[M]

Maranha, P. (2011). Apontamentos da unidade curricular: Projeto de Estruturas Correntes – Sismologia, Conceção Estrutural e Redução de Danos. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra. Departamento de Eng<sup>a</sup>. Civil.

Mariano, D. (2011). Resposta cíclica de nós viga-pilar de edifícios de BA. Universidade de Aveiro, Aveiro. Tese de Mestrado.

Mazzoni, S.; McKenna, F.; Scott, M.e Fenves, G. (2007). OpenSees commend language manual, University of California, Berkeley.

Melo, J. (2009). Influência do escorregamento na resposta cíclica de elementos de BA. Universidade de Aveiro, Aveiro. Tese de Mestrado.

Melo, J.; Varum, H.e Taizina, R. (2014). NONLINEAR MODELLING OF RC ELEMENTS BUILT WITH PLAIN REINFORCING BARS. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul AUG. 25-29.

[O]

Ortiz, I. (1993). Strut-and-tie modelling of reinforced concrete. Short beams and beam-column joints, London: University of Westminster.

[P]

Pantazopoulou, S. e Bonacci, J. (1994). On earthquake resistance reinforced concrete frame connections. Canadian Journal of Civil Engineering, v.21, n.2, p.307-28.

Paulay, T. e Priestley, M. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, 2nd. New York: John Wiley & Sons.

Popov, E. (1984). Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading, ACI Journal.

Priestley, M. (1997). Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings, Journal of Structural Engineering. Vol. Vol. 120, n.º No. 8.

[R]

RBA - Regulamento do Betão Armado (1960), Decreto n.º 42 873, de 12 de Março de 1960.

REBA - Regulamento de Estruturas de Betão Armado (1967), Aprovado pelo Decreto n.º 47723, Diário da Republica.

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (1983), Aprovado pelo Decreto-Lei n.º 349-C/83, Diário da Republica.

RSA - Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (1983), Decreto-Lei N.º 235/83, Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisboa, Portugal.

RSCS - Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (1958), Decreto n.º 41 658.

RSEP - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (1961), Aprovado pelo Decreto n.º 44041.

[S]

Saatcioglu, M.; Mitchell, D.; Tinawi, R.; Gardner, N.; Gillies, A.; Ghobarah, A.; Anderson, D. e Lau, D. (2001). The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake – damage to structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28, p. 715-737.

Santos, R. (2012). Avaliação da aderência aço-betão em elementos estruturais de BA. Universidade de Aveiro, Aveiro. Tese de Mestrado.

[V]

Varum, H. (2003). Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings. Universidade de Aveiro, Aveiro. Tese de Doutoramento.

Varum, H. (2008). Avaliação e reforço sísmico de estruturas, Universidade de Aveiro.

[S]

Scott, R.. Behaviour of high strength concrete beam-column connections, Second International Conference on High-Performance Concrete, performance and Quality.

[T]

Tassios, T. (1979). Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions, CEB, Bulletin d'Information, AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete Under Seismic Actions. p. 67-122.

The Design of Concrete Structures, NZS 3101:1995, Standards New Zealand, Wellington, 1995.

---

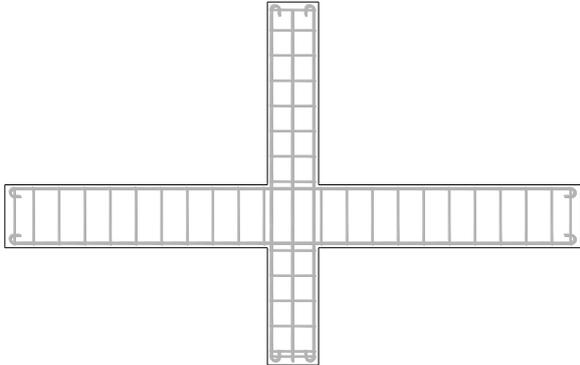
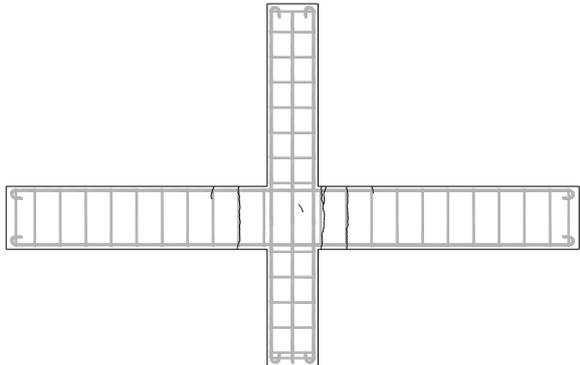
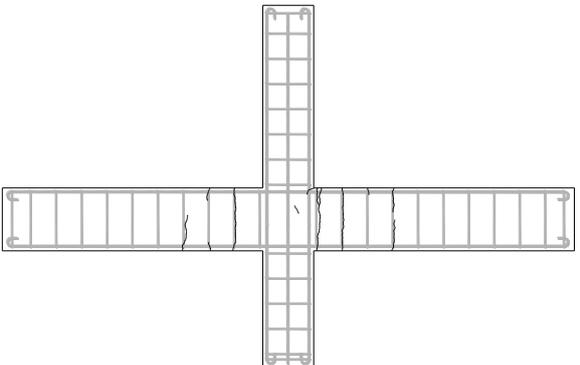
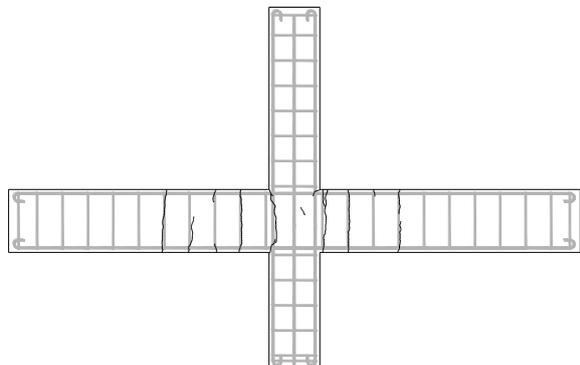
# ANEXOS

---

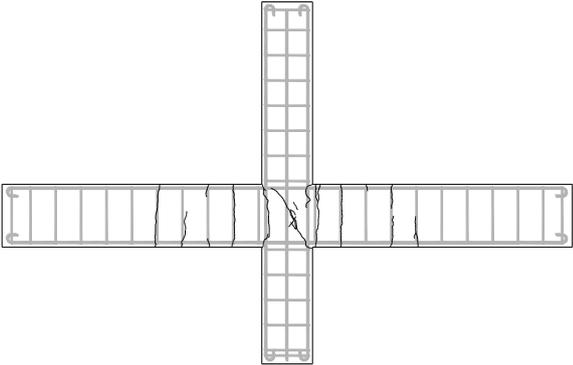


## Anexo 1 – Provette IP1

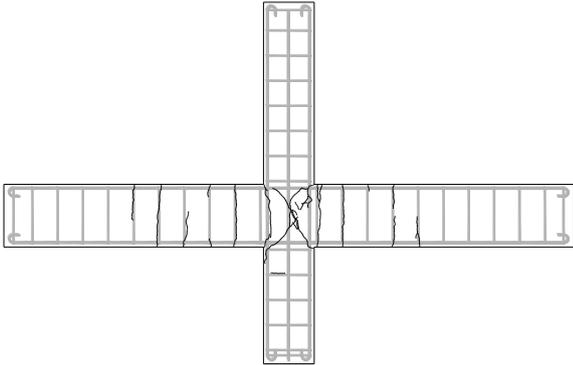
Tabela 14 - Dano observado por drift (provette IP1).

Provette IP1	
<i>Drift</i>	Dano
0,1% (3 mm)	
0,2% (6 mm)	
0,3% (9 mm)	
0,5% (15 mm)	

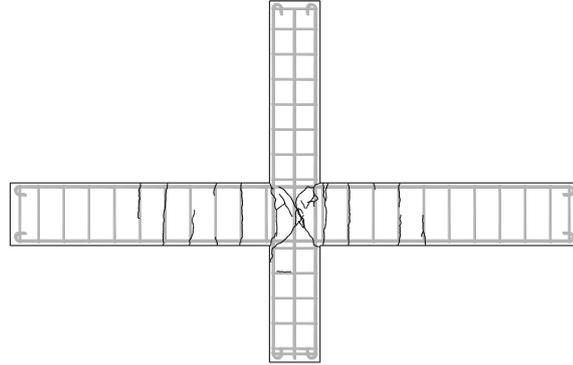
1,0% (30 mm)



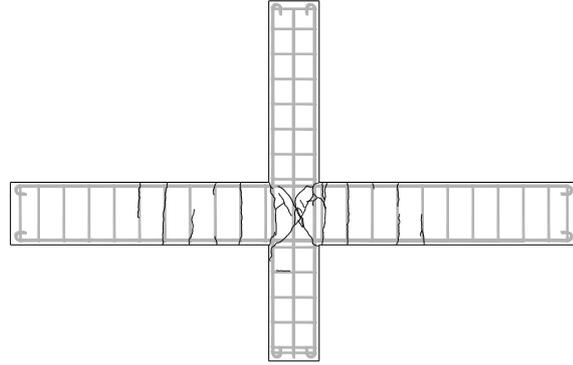
1,5% (45 mm)



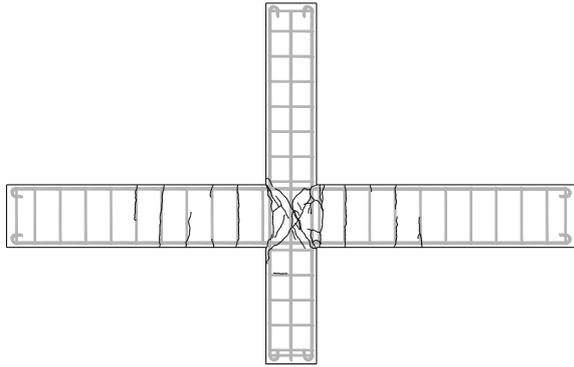
2,0% (60 mm)



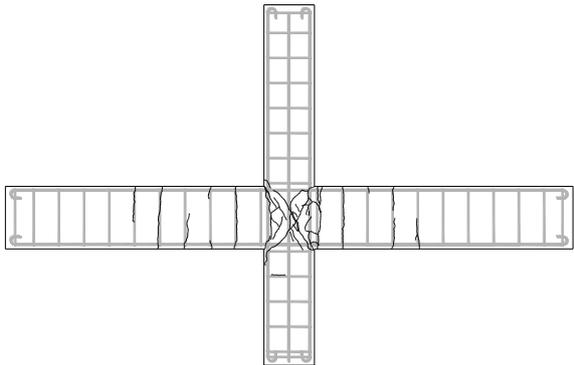
2,5% (75 mm)



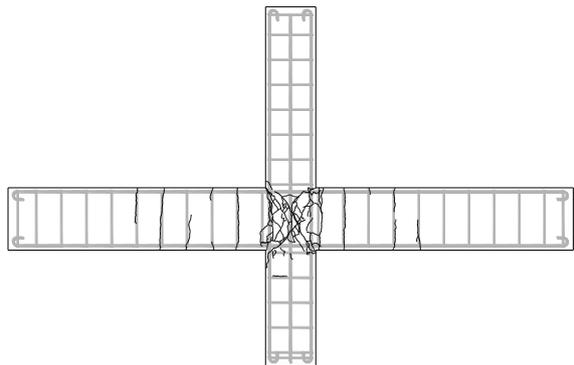
3,0% (90 mm)



3,5% (105 mm)

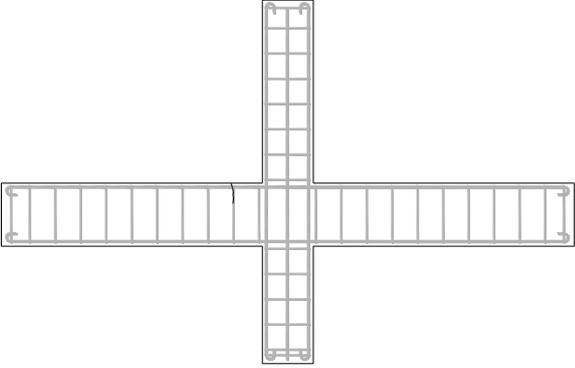
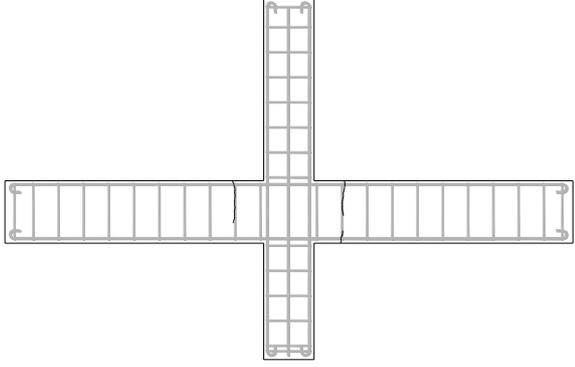
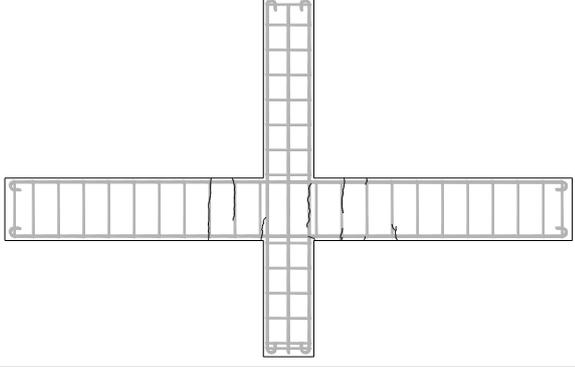
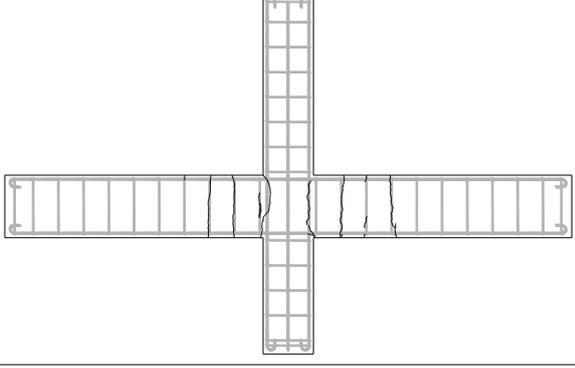


4,0% (120 mm)

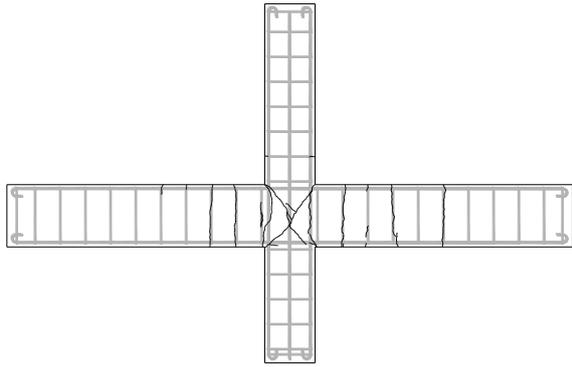


Anexo 2 – Provete IP2

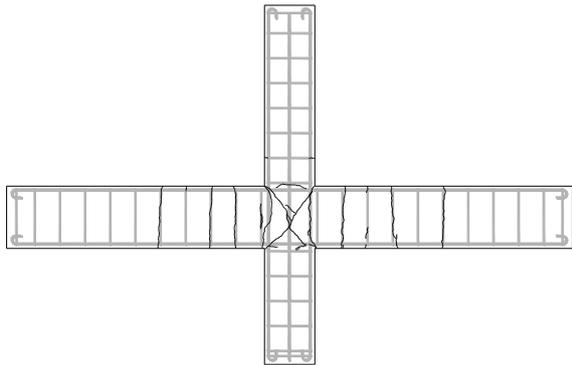
Tabela 15 - Dano observado por drift (provete IP2).

Provete IP2	
<i>Drift</i>	Dano
0,1% (3 mm)	
0,2% (6 mm)	
0,3% (9 mm)	
0,5% (15 mm)	

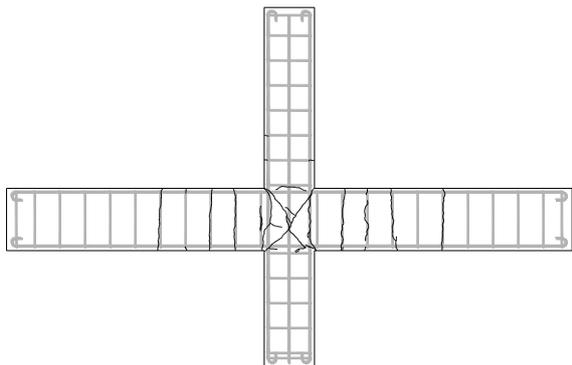
1,0% (30 mm)



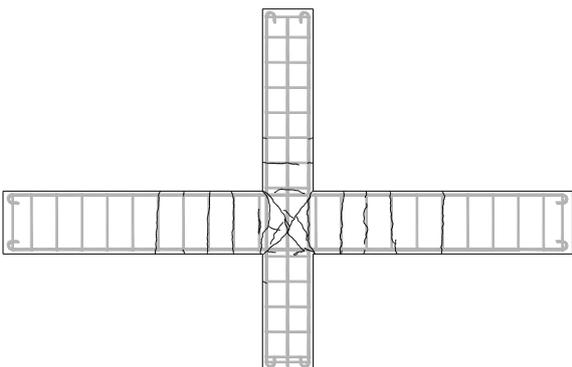
1,5% (45 mm)



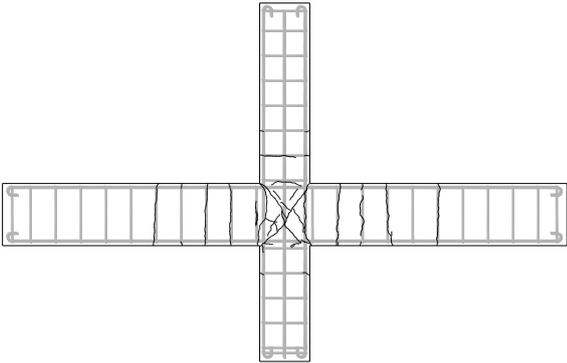
2,0% (60 mm)



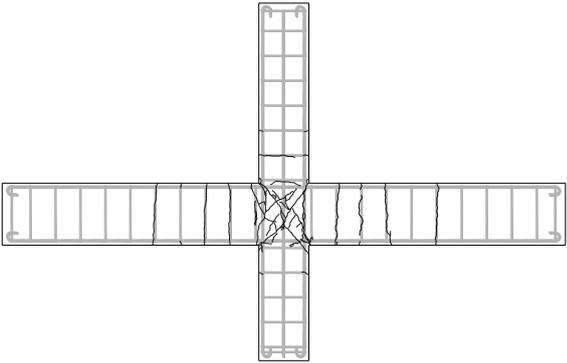
2,5% (75 mm)



3,0% (90 mm)

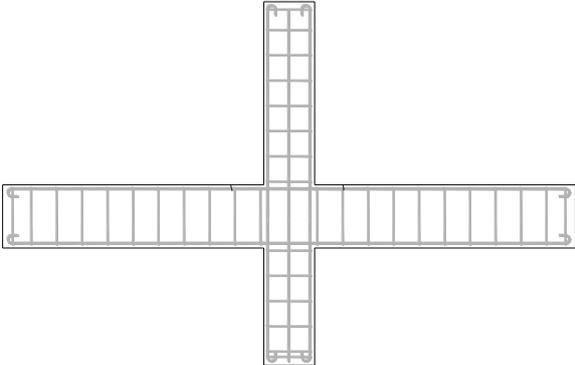
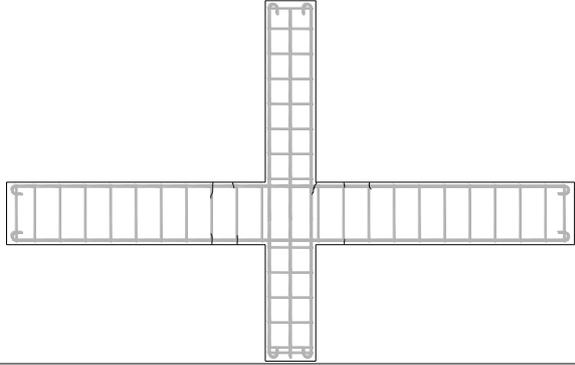
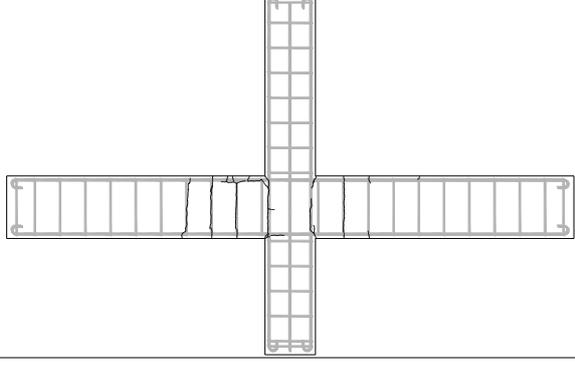
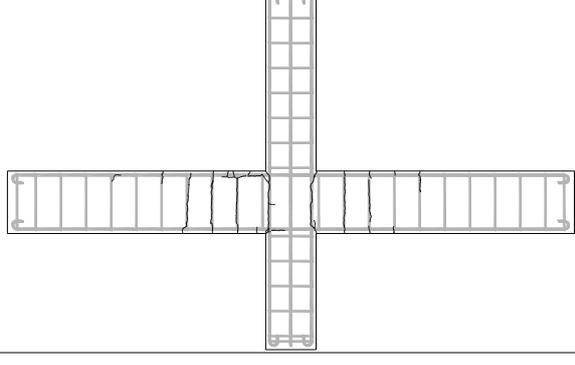


3,5% (105 mm)

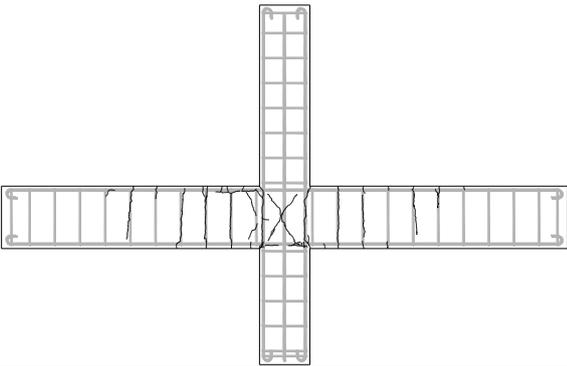


## Anexo 3 – Provete ID1

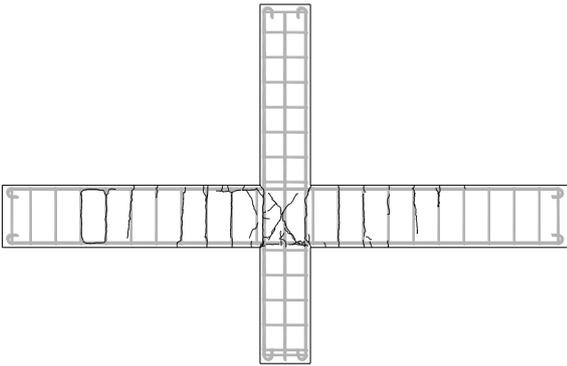
Tabela 16 - Dano observado por drift (provete ID1).

Provete ID1	
<i>Drift</i>	Dano
0,1% (3 mm)	
0,2% (6 mm)	
0,3% (9 mm)	
0,5% (15 mm)	

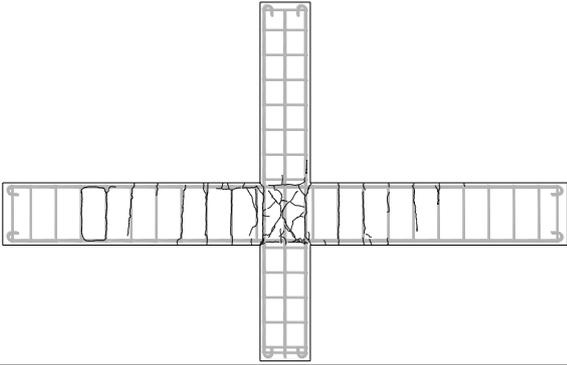
1,0% (30 mm)



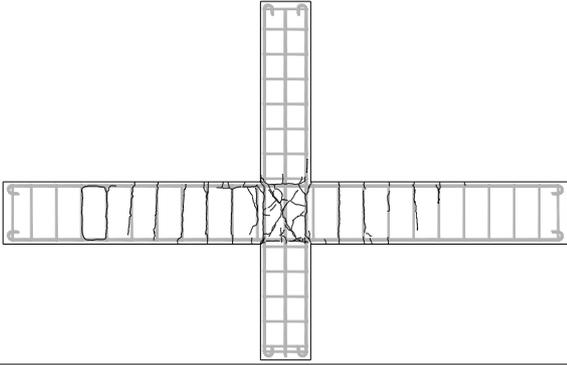
1,5% (45 mm)



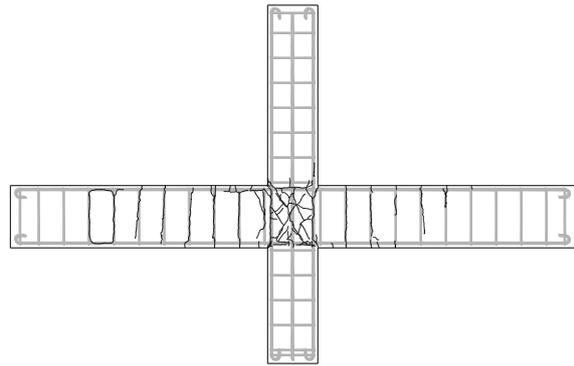
2,0% (60 mm)



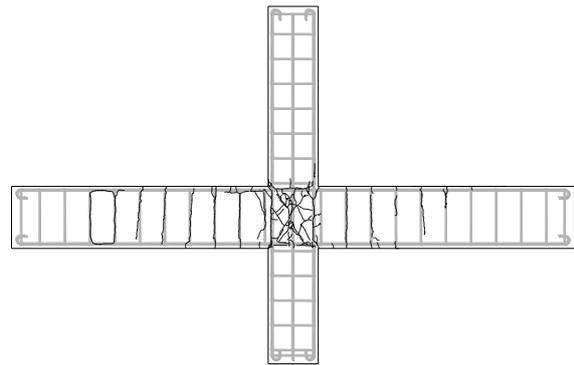
2,5% (75 mm)



3,0% (90 mm)

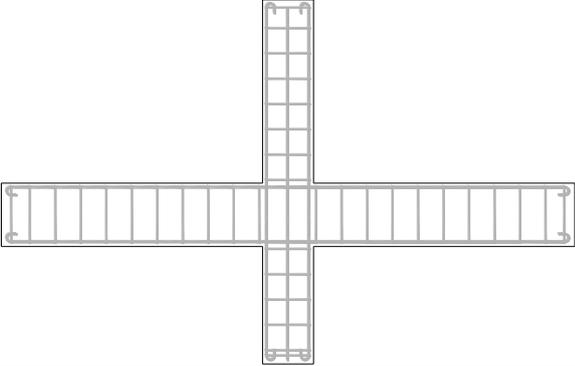
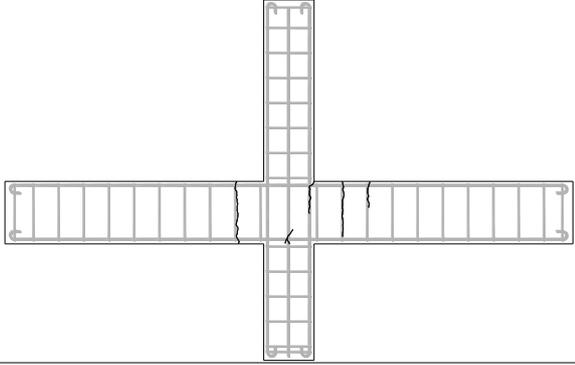
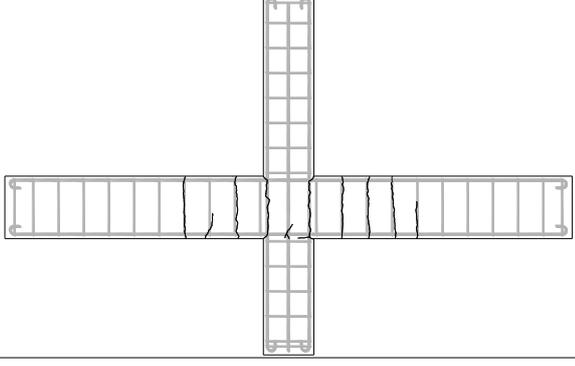
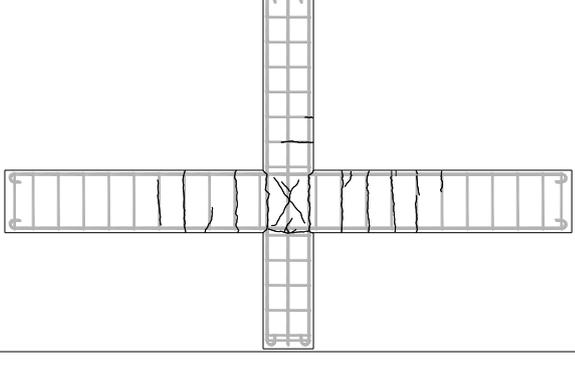


3,5% (105 mm)

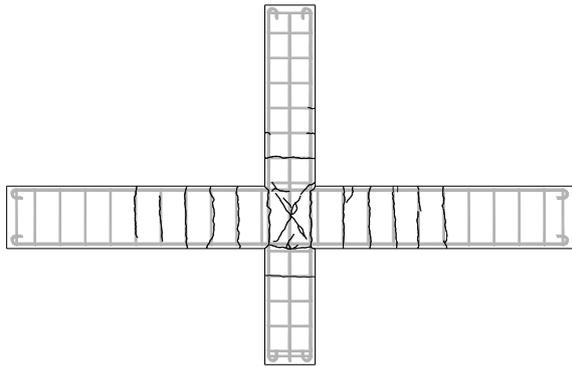


Anexo 4 – Provede ID2

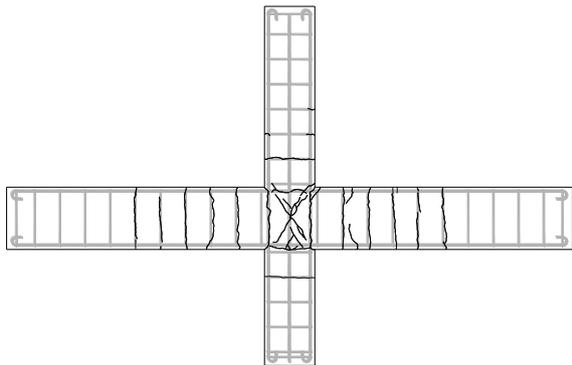
Tabela 17 - Dano observado por drift (provede ID2).

Provede ID1	
<i>Drift</i>	Dano
0,1% (3 mm)	
0,2% (6 mm)	
0,3% (9 mm)	
0,5% (15 mm)	

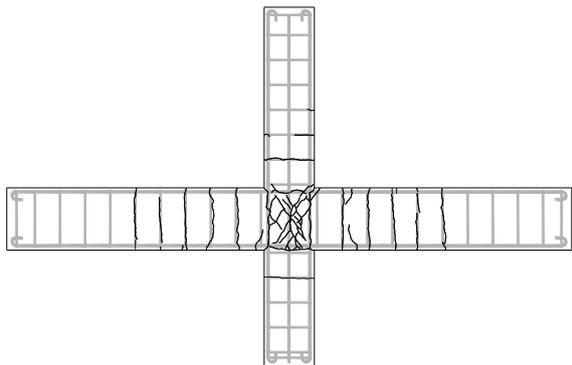
1,0% (30 mm)



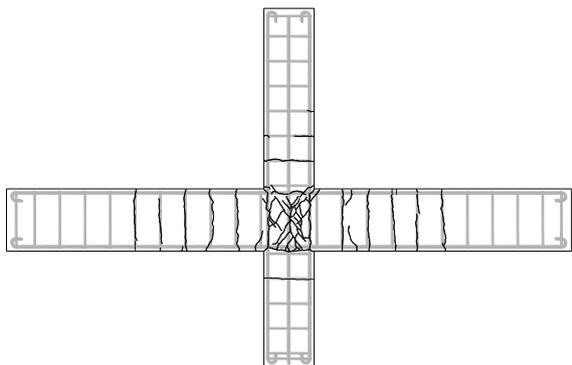
1,5% (45 mm)



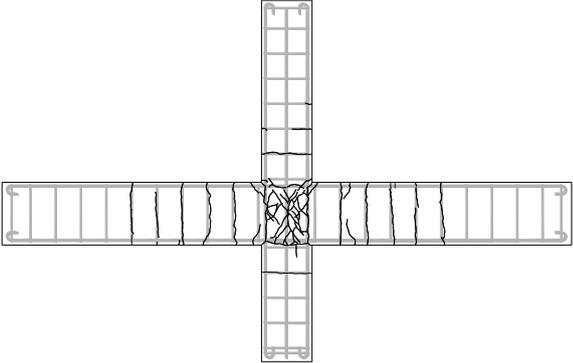
2,0% (60 mm)



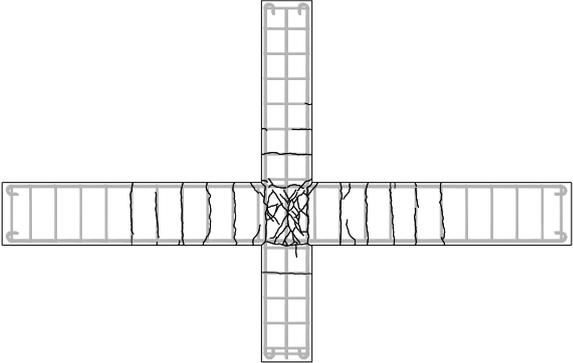
2,5% (75 mm)



3,0% (90 mm)



3,5% (105 mm)



4,0% (120 mm)

