M 2015

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESPOSTA CÍCLICA EM FLEXÃO BIAXIAL COM ESFORÇO NORMAL DE PILARES DE BETÃO ARMADO REPARADOS APÓS DANO PRÉVIO

PEDRO MANUEL MORAIS TEIXEIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESPOSTA CÍCLICA EM FLEXÃO BIAXIAL COM ESFORÇO NORMAL DE PILARES DE BETÃO ARMADO REPARADOS APÓS DANO PRÉVIO

PEDRO MANUEL MORAIS TEIXEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues

OUTUBRO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Família

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu sincero agradecimento a todas as pessoas e entidades que, de várias formas, proporcionaram a realização deste estudo, em particular:

Ao Professor António Arêde, o meu orientador, pelo apoio, motivação e vasto conhecimento transmitidos ao longo destes meses;

Ao Professor Hugo Rodrigues, o meu co-orientador, pelo seu aconselhamento e por toda a disponibilidade e apoio demonstrados no desenvolvimento deste estudo, particularmente nas campanhas experimentais realizadas no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) e Universidade de Aveiro (UA);

Ao Engenheiro André Furtado, pelo apoio imprescindível para a realização deste estudo, através da partilha de conhecimentos, dados e referências bibliográficas, assim como preciosa intervenção na campanha experimental realizada no LESE;

Ao Sr. Valdemar Luís e ao Nuno Pinto, do LESE, e à Engenheira Paula Silva, do LABEST, cujo apoio e dedicação possibilitaram a preparação e realização dos ensaios experimentais;

Ao Engenheiro Jorge Fonseca e ao Engenheiro José Miranda Melo, da UA, pelo apoio e disponibilidade demonstrados na campanha experimental aí realizada;

Ao Professor Nelson Vila Pouca, ao Professor Patrício Rocha e ao Engenheiro Pedro Delgado, pelo interesse demonstrado neste estudo e aconselhamento baseado em investigação prévia;

À STAP - Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas, S.A. e à Euromodal - Sociedade de Representações, Lda., pelo apoio logístico e técnico que permitiu a preparação dos ensaios experimentais;

Ao Armando Borges, que, paralelamente, realizou o seu estudo no LESE, igualmente sob orientação dos Professores António Arêde e Hugo Rodrigues, pela sua disponibilidade para ajudar sempre que necessário;

Aos meus amigos, pelo apoio que me deram durante este percurso e pela compreensão que demonstraram ao permanecerem como tal, independentemente de qualquer ausência ou falha da minha parte;

Finalmente, à minha família: mãe, pai e avó, pela preocupação, apoio e amor em todas as fases da minha vida.

RESUMO

O estudo da resposta de pilares de betão armado sujeitos a ações cíclicas horizontais é essencial para perceber de que forma os sismos afetam a integridade das estruturas, especialmente as que já existem e são especialmente vulneráveis a este tipo de ação, como é o caso de muitos edifícios existentes em zonas de atividade sísmica significativa – entre as quais se encontra Portugal – que não estão adequadamente preparados para essa eventualidade. Consequentemente, surge também a necessidade de realizar uma análise semelhante para situações de reparação dessas mesmas estruturas, de forma a restabelecer a sua função e, eventualmente, conseguir um melhoramento em relação à sua resistência sísmica original.

Embora um dos processos de reparação de pilares danificados mais habituais possa envolver o restabelecimento do reforço longitudinal por via de emendas soldadas, o comportamento destas não tem sido estudado com o nível de detalhe devido e, por essa razão, regulamentações como os Eurocódigos 2 e 8 proíbem a sua utilização nas zonas críticas de estruturas de betão armado. Assim, o primeiro foco deste trabalho dirigiu-se para o estudo de ligações soldadas de varões de aço tipicamente utilizados em pilares de edifícios, que culminou em ensaios de tração de provetes concebidos de acordo com regulamentação específica. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e na Universidade de Aveiro (UA). Os resultados experimentais obtidos são analisados e discutidos dando particular atenção ao comportamento dos provetes em termos de resistência e ductilidade, quando comparados com os resultados obtidos para varões simples.

Em seguida, define-se a solução a aplicar e procede-se à reparação dos pilares danificados previamente no âmbito de outro trabalho realizado no LESE, sendo estes ensaiados novamente, em flexão uniaxial e biaxial, com esforço axial constante e variável, com vista à comparação de resultados. Por fim, analisam-se e discutem-se os efeitos introduzidos pela reparação, através da observação da evolução do dano, comportamento histerético, degradação de rigidez e energia dissipada.

PALAVRAS-CHAVE: Pilares de betão armado, comportamento cíclico, ensaios experimentais biaxiais, esforço axial variável, soldadura para reparação e reforço de varões de aço.

ABSTRACT

The study of the reinforced concrete (RC) columns' response to horizontal cyclic loads is essential to understand how earthquakes affect the integrity of structures, essentially those already built and especially vulnerable to this type of action, as is the case with many existing buildings on significant seismic activity zones - among which is Portugal - which are not adequately prepared for that eventuality. Consequently, there is also the need to perform a similar analysis for the repairing of these situations same structures, so as to restore its function and possibly achieve an improvement in relation to its original seismic resistance.

Although one of the damaged columns' repairing main resorts is the reestablishment of the longitudinal reinforcement by means of welded joints, the behavior of such joints has not yet been studied in detail and, therefore, design code standards such as the Eurocodes 2 and 8 do not allow its use in critical zonas of RC structures. Consequently, this work's initial focus is the study of welding joints for steel bars typically used in building columns, proceeding with the tensile testing of specimens designed according to welding recommendations found in relevant code standards. These tests were done at the Laboratory of Earthquake and Structural Engineering (LESE) of the Engineering Faculty of Porto University (FEUP) and also at the Aveiro University (UA). The experimental results are analyzed and discussed with particular attention to the specimens' behavior in terms of strength and ductility compared to the results obtained for simple steel bars.

After the definition of a welding solution, the study proceeds to the repair of previously damaged columns in the context of another study carried out at LESE, which are tested again in uniaxial and biaxial bending with constant and variable axial force, in order to compare the results. Finally, the effects introduced by the repair process are analyzed and discussed, through the observation of damage evolution, hysteretic behavior, stiffness degradation and dissipated energy.

KEYWORDS: Reinforced concrete columns, cyclic behaviour, experimental biaxial testing, variable axial force, welded reinforcement steel.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS ..... **i**

RESUMO ..... **iii**

ABSTRACT ..... **v**

1. INTRODUÇÃO **1**

1.1. ENQUADRAMENTO **1**

1.2. OBJETIVOS **1**

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO **2**

2. SOLDADURA DE VARÕES DE AÇO PARA REPARAÇÃO DE PEÇAS DE BETÃO ARMADO **3**

2.1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS **3**

2.2. CARACTERÍSTICAS DOS PROVETES **3**

2.2.1. DEFINIÇÃO DOS COMPRIMENTOS DOS VARÕES E CORDÕES DE SOLDADURA 3

2.2.2. AÇO 8

2.2.2. ELÉTRODO 9

2.2.2.1. Propriedades mecânicas 9

3.2.2.2. Verificação de aplicabilidade 9

2.3. CAMPANHA EXPERIMENTAL **10**

2.3.1. INTRODUÇÃO 10

2.3.2. *SET-UP* DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO (UA) 11

2.3.3. *SET-UP* DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO (LESE) 12

2.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL **13**

2.4.1. INTRODUÇÃO 13

2.4.2. DANO OBSERVADO 13

2.4.3. DIAGRAMAS TENSÃO-EXTENSÃO 15

2.4.3.1. Introdução 15

2.4.3.2. Ensaios Monotónicos 15

2.4.3.3. Ensaios Cíclicos 20

2.5. COMENTÁRIOS FINAIS 22

3. CAMPANHA EXPERIMENTAL DE PILARES REPARADOS – MODELOS, TIPOS DE ENSAIO E *SET-UP* EXPERIMENTAL 23

3.1. INTRODUÇÃO 23

3.1.1. OBJETIVOS 23

3.1.2. COMPORTAMENTO HISTERÉTICO DE PILARES DE BETÃO ARMADO 23

3.1.3. ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE PILARES DE BA REPARADOS E REFORÇADOS APÓS DANO PRÉVIO 25

3.2. PILARES ORIGINAIS E REPARAÇÃO APÓS DANO PRÉVIO 26

3.2.1. INTRODUÇÃO 26

3.2.2. GEOMETRIA E SECÇÃO DOS PILARES ORIGINAIS 26

3.3. REPARAÇÃO DOS PILARES DANIFICADOS 27

3.3.1. INTRODUÇÃO 27

3.3.2. PILAR PC12_NV21 27

3.3.3. PILAR PC12_NV24 29

3.3.4. PILAR PC12_NV22 30

3.3.5. PILARES PC12_NV23, PC02_N20 E PC01_N19 31

3.4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS 33

3.4.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DOS PILARES ORIGINAIS 33

3.4.2. AÇO 33

3.4.3. MICROBETÃO DE REPARAÇÃO 33

3.4.4. ESPESSURA DE RECOBRIMENTO NA ZONA DE REPARAÇÃO 34

3.5. TRAJETÓRIAS DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL 35

3.6. ESFORÇO AXIAL 35

3.7. *SET-UP* DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO 36

3.7.1. *SET-UP* DE ENSAIO 36

3.7.2. INSTRUMENTAÇÃO 40

4. ANÁLISE DE RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL 43

4.1. INTRODUÇÃO 43

4.2. EVOLUÇÃO DO DANO NOS PILARES ENSAIADOS 44

4.2.1. DANO OBSERVADO 44

4.2.2. DISTRIBUIÇÃO DO DANO 49

4.2.3. RELAÇÃO DANO VERSUS *DRIFT* 49

4.3. COMPORTAMENTO HISTERÉTICO FORÇA-DESLOCAMENTO 50

4.3.1. AVALIAÇÃO DO DESLOCAMENTO DE *YIELDING* E DO DESLOCAMENTO ÚLTIMO ... 50

4.3.2. ANÁLISE GLOBAL 51

4.3.3. ANÁLISE DE DUCTILIDADE 57

4.4. DEGRADAÇÃO DE FORÇA 58

4.5. DEGRADAÇÃO DE RIGIDEZ 59

4.6. DISSIPAÇÃO DE ENERGIA 60

4.7. COMENTÁRIOS FINAIS 61

5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 63

5.1. SUMÁRIO DAS CONCLUSÕES 63

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 64

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Hipóteses de provetes soldados consideradas…… 4
Figura 2.2 – Tipos de ligações soldadas ……..…… 5
Figura 2.3 – Provete tipo 1A……. 6
Figura 2.4 – Provete tipo 1B……. 6
Figura 2.5 – Provete tipo 2A……. 7
Figura 2.6 – Provete tipo 2B……. 7
Figura 2.7 – Resultados dos ensaios de tração de amostras de aço recebido no LESE……... 8
Figura 2.8 – Tensões no plano que define um cordão de ângulo…….. 10
Figura 2.9 – Lei de variação dos ensaios cíclicos realizados na UA…….. 11
Figura 2.10 – *Set-up* e instrumentação do laboratório da UA……. 12
Figura 2.11 – *Set-up* de ensaio do LABEST…… 12
Figura 2.12 – Ensaio de um provete de tipo 2……... 13
Figura 2.13 – Provete de tipo 2 após a rotura……... 14
Figura 2.14 – Ensaio de um provete de tipo 1……... 14
Figura 2.15 – Provete de tipo 1 após a rotura……... 14
Figura 2.16 – Diagramas tensão-extensão dos ensaios monotónicos realizados no LABEST…. 16
Figura 2.17 – Diagramas tensão-extensão dos ensaios monotónicos realizados na UA…….. 17
Figura 2.18 – Diagramas tensão-extensão dos ensaios cíclicos realizados na UA…… 20
Figura 3.1 – Exemplo do ciclo histerético força-deslocamento de um pilar de BA…… 24
Figura 3.2 – Disposição de armaduras dos pilares……... 26
Figura 3.3 – Pormenores da reparação do pilar PC01_NV1A…….. 28
Figura 3.4 – Pormenores da reparação do pilar PC01_NV1A…….. 28
Figura 3.5 – Pormenores da reparação do pilar PC01_NV1A…….. 29
Figura 3.6 – Pormenores da reparação do pilar PC01_NV1B…….. 30
Figura 3.7 – Pormenores da reparação do pilar PC12_NV1A…….. 30
Figura 3.8 – Pormenores da reparação do pilar PC12_NV1B…….. 31
Figura 3.9 – Pormenores da reparação do pilar PC12_N1A…….. 32
Figura 3.10 – Pormenores da reparação do pilar PC12_N1B…… 32
Figura 3.11 – Argamassa de reparação e gravilha……... 33
Figura 3.12 – Curva granulométrica da gravilha utilizada…… 34
Figura 3.13 – Trajetórias de deslocamento aplicadas…….. 35

Figura 3.14 – Relação entre deslocamento horizontal e esforço axial para ensaios com esforço axial variável…… 36
Figura 3.15 – *Set-up* de ensaio: esquema…….. 37
Figura 3.16 – *Set-up* de ensaio: vista geral…… 37
Figura 3.17 – *Set-up* de ensaio: atuadores…… 38
Figura 3.18 – *Set-up* de ensaio: pórticos de reação……. 38
Figura 3.19 – Varão de aço pré-esforçado para fixação do pilar à laje do laboratório…… 39
Figura 3.20 – Atuador vertical e placas metálicas deslizantes no topo do pilar……... 39
Figura 3.21 – Esquema de instrumentação adotado…… 40
Figura 3.22 – Cavaletes……. 41
Figura 3.23 – LVDTs para medição dos deslocamentos laterais do atuador vertical……. 41
Figura 3.24 – Inclinómetros……... 42
Figura 4.1 – Exemplo de uma fenda na base do pilar……. 44
Figura 4.2 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC01_NV1A…… 45
Figura 4.3 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC01_NV1B…… 45
Figura 4.4 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC12_NV1A…… 46
Figura 4.5 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC12_NV1B…… 46
Figura 4.6 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC12_N1A…….. 47
Figura 4.7 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC12_N1B…….. 47
Figura 4.8 – Evolução do dano na face Norte do pilar PC12_NV1A……. 48
Figura 4.9 – Evolução do dano na face Norte do pilar PC12_NV1B……. 48
Figura 4.10 – Evolução do dano observado……... 50
Figura 4.11 – Método para determinação do deslocamento de *yielding* e do deslocamento último…… 51
Figura 4.12 – Comparação de resultados do pilar PC01_NV19 com os pilares PC01_NV1A e PC01_NV1B…….. 51
Figura 4.13 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_NV21 e PC12_NV1A…….. 52
Figura 4.14 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_NV21 e PC12_NV1B…….. 52
Figura 4.15 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_NV21 e PC12_N1A……. 53
Figura 4.16 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_NV21 e PC12_N1B……. 53
Figura 4.17 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_N1A e PC12_NV1A…….. 54
Figura 4.18 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_N1B e PC12_NV1B…….. 54
Figura 4.19 – Envolventes força-*drift* para os ensaios uniaxiais……. 55
Figura 4.20 – Envolventes força-*drift* para os ensaios biaxiais…….. 55

Figura 4.21 – Degradação de força sob carregamento cíclico…… 58
Figura 4.22 – Degradação de força para os ensaios uniaxiais…….. 59
Figura 4.23 – Degradação de força para os ensaios biaxiais…… 59
Figura 4.24 – Degradação de rigidez para os ensaios uniaxiais…… 60
Figura 4.25 – Degradação de rigidez para os ensaios biaxiais…….. 60
Figura 4.26 – Energia dissipada acumulada…….. 61

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas dos aços A400 e A500……. 8
Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios de tração de amostras de aço recebido no LESE…… 9
Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas do elétrodo…….. 9
Tabela 2.4 – Distribuição dos ensaios pela UA e LESE……. 11
Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios monotónicos realizados no LESE…… 18
Tabela 2.6 – Resultados dos ensaios monotónicos realizados na UA……. 19
Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios cíclicos realizados na UA…….. 21
Tabela 3.1 – Propriedades dos materiais utilizados nos pilares originais…… 33
Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios aos provetes cilíndricos……. 34
Tabela 3.3 – Espessura de recobrimento para cada pilar…….. 34
Tabela 4.1 – Correspondência de ensaios para comparação de resultados……. 43
Tabela 4.2 – Comprimento de zona danificada…….. 49
Tabela 4.3 – Resumo dos resultados dos ensaios uniaxiais……. 56
Tabela 4.4 – Resumo dos resultados dos ensaios biaxiais…… 56

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Os desastres naturais são, provavelmente, o maior desafio que a Engenharia Civil enfrentou desde a sua génese. Particularmente no caso dos sismos, as perdas humanas, danos estruturais e prejuízos económicos que ainda hoje podem provocar, até mesmo nos países mais desenvolvidos, permanecem como motivo de preocupação para a comunidade científica, que assim continua a trabalhar rumo ao aperfeiçoamento do entendimento da interação dos edifícios com este fenómeno.

A resposta estrutural face a sismos recentes permitiu perceber que a maior parte dos colapsos de pilares de betão armado (BA) ocorreram devido a tensões de corte elevadas, falta de confinamento do betão do núcleo e efeitos das ações bidirecionais normalmente associadas aos sismos (Saatcioglu & Ozcebe, 1989).

O estudo da resposta e comportamento não linear de pilares de BA sujeitos a ações sísmicas, traduzidas laboratorialmente por ensaios de flexão biaxial com esforço axial, é ainda uma área cuja investigação se encontra pouco desenvolvida, quando comparada com o conhecimento existente sobre a resposta à ação de flexão uniaxial com esforço axial (Rodrigues, 2012). Consequentemente, esta lacuna agrava-se quando se refere à avaliação experimental dessa mesma resposta para pilares reparados após dano prévio, uma situação cujo estudo é de todo o interesse, uma vez que uma parte muito significativa dos edifícios existentes em países localizados em zonas de forte atividade sísmica poderá não estar convenientemente preparada para resistir a esse tipo de solicitação, estando, portanto, sujeita a sofrer danos severos que requerem uma intervenção profunda.

1.2. OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho passou pela avaliação dos efeitos dos processos de reparação em seis pilares de BA previamente danificados no âmbito de outros trabalhos, através de uma análise comparativa entre os ensaios antes e após reparação, sem que se procedessem a medidas de reforço adicionais recorrentes em trabalhos análogos, tais como, por exemplo, a instalação de mantas CFRP. Para tal, tornou-se necessário colocar, inicialmente, um enfoque especial no comportamento das ligações soldadas de varões de aço correntemente utilizados como armadura longitudinal de pilares, uma vez que para a realização deste tipo de reparações não abundam os estudos com critérios substancialmente definidos e estabelecidos.

Assim, a primeira fase deste trabalho passou pela definição de provetes soldados, suportada em regulamentação existente, seguida da realização de ensaios de tração e análise dos respetivos resultados, em termos de resistência e ductilidade. Desta forma, numa primeira fase foi possível perceber de que forma o comportamento do aço é afetado pelo processo de soldadura

Numa segunda fase, os pilares previamente danificados foram reparados com recurso à solução de soldadura adotada segundo os resultados dos ensaios dos provetes soldados e a um microbetão cuja composição foi cuidadosamente planeada, para que apresentasse um comportamento adequado. Por fim, procedeu-se ao ensaio dos seis pilares reparados, em condições de carga semelhantes aos pilares originais, possibilitando assim uma análise comparativa.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é composta por cinco capítulos. O capítulo 2 refere-se ao estudo do processo de soldadura realizado com base em regulamentação existente, através da qual se definiram provetes posteriormente ensaiados à tração. São pormenorizadas todas as especificações dos provetes, desde propriedades dos materiais (aço e elétrodo), ao comprimento e espaçamento dos cordões de soldadura, assim como as especificidades dos ensaios monotónicos e cíclicos. Finalmente, confrontam-se e comentam-se os resultados dos ensaios dos provetes em comparação com os varões simples de referência.

O capítulo 3 contém breves descrições do comportamento de pilares de BA sujeitos a ensaios de flexão uniaxial e biaxial com esforço axial constante e variável, assim como um levantamento de exemplos de investigação prévia focada em assuntos análogos ao deste trabalho, nomeadamente, ensaios experimentais de pilares reparados e reforçados após dano prévio. Seguidamente, introduz-se a campanha experimental dos pilares reparados, iniciando-se pela descrição da geometria, disposição de armadura dos pilares iniciais e materiais utilizados nos pilares originais, seguida da descrição pormenorizada dos processos de reparação por soldadura, baseados nas conclusões do capítulo 2 e incluindo todos os contratempos e problemas encontrados, assim como as respetivas soluções encontrada para os mesmos. Detalham-se ainda as propriedades do microbetão de reparação, assim como o *set-up* de ensaio e instrumentação utilizados nos ensaios.

O capítulo 4 apresenta comparações criteriosas dos resultados da campanha experimental, por forma a avaliar os efeitos da reparação em parâmetros de resposta tais como o dano observado, força máxima atingida, ductilidade última, degradação de força, degradação de rigidez e dissipação de energia.

Finalmente, no capítulo 5 são reunidas as conclusões mais relevantes retiradas dos resultados apresentados nos capítulos 2 e 4, assim como algumas sugestões para investigação futura.

2

SOLDADURA DE VARÕES DE AÇO PARA REPARAÇÃO DE PEÇAS DE BETÃO ARMADO

2.1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

Devido à reduzida validação experimental das técnicas de reparação de pilares com recurso a varões soldados, os regulamentos existentes descartam a sua utilização para efeitos de reparação em zonas sísmicas, como é o caso do Eurocódigo 2 (IPQ, 2010a), que proíbe a aplicação desta solução nas zonas críticas das estruturas de betão armado. No contexto de um pilar correntemente utilizado em edifícios, replicado no âmbito deste trabalho, corresponde à zona de formação de rótula plástica.

O objetivo deste trabalho prendeu-se, portanto, com uma análise detalhada dos efeitos da soldadura no comportamento de varões de aço ensaiados à tração, destinados à reparação de pilares de BA, por sua vez ensaiados em condições a detalhar no capítulo respetivo desta dissertação. Com efeito, à exceção de um dos trabalhos (Correia, 2014) focados na reparação de pilares de BA anteriormente realizados no LESE, não foram ensaiados provetes soldados com vista a uma avaliação cuidada do seu comportamento, antes de aplicadas as soluções no processo de reparação, ainda que no estudo referido não tenham sido documentados os seus resultados, servindo estes apenas como uma validação preliminar. Refira-se ainda que as ligações soldadas foram sempre realizadas de forma não enquadrada em regulamentação existente, no que diz respeito ao comprimento e espaçamento dos cordões de soldadura.

Assim, este capítulo relata a definição de um conjunto de provetes de varões soldados segundo a norma BS EN ISO 17660-1:2006 (BSI, 2008), as especificações dos ensaios de tração realizados e a análise dos respetivos resultados.

2.2. CARACTERÍSTICAS DOS PROVETES

2.2.1. DEFINIÇÃO DOS COMPRIMENTOS DOS VARÕES E CORDÕES DE SOLDADURA

Nos estudos de reparação de pilares de betão armado realizados anteriormente, as emendas por soldadura não seguiram regras específicas relativamente a comprimento e profundidade dos cordões. No contexto deste trabalho, pretendia-se aplicar as indicações dadas pela norma BS EN ISO 17660-1:2006 (BSI, 2008), de forma a validar as mesmas e avaliar o comportamento dos provetes comparativamente com os varões simples de aço.

Inicialmente, consideraram-se três hipóteses, a partir das quais seriam definidos os provetes: soldadura topo-a-topo e soldadura por sobreposição unilateral e bilateral de varões. Na Figura 2.1 são apresentados esquemas representativos destas hipóteses, nos quais os varões identificados com a letra E correspondem aos varões existentes na sapata e pilar, que ligam aos varões de emenda P por soldadura topo-a-topo e aos varões de amarração A por cordões de soldadura laterais.

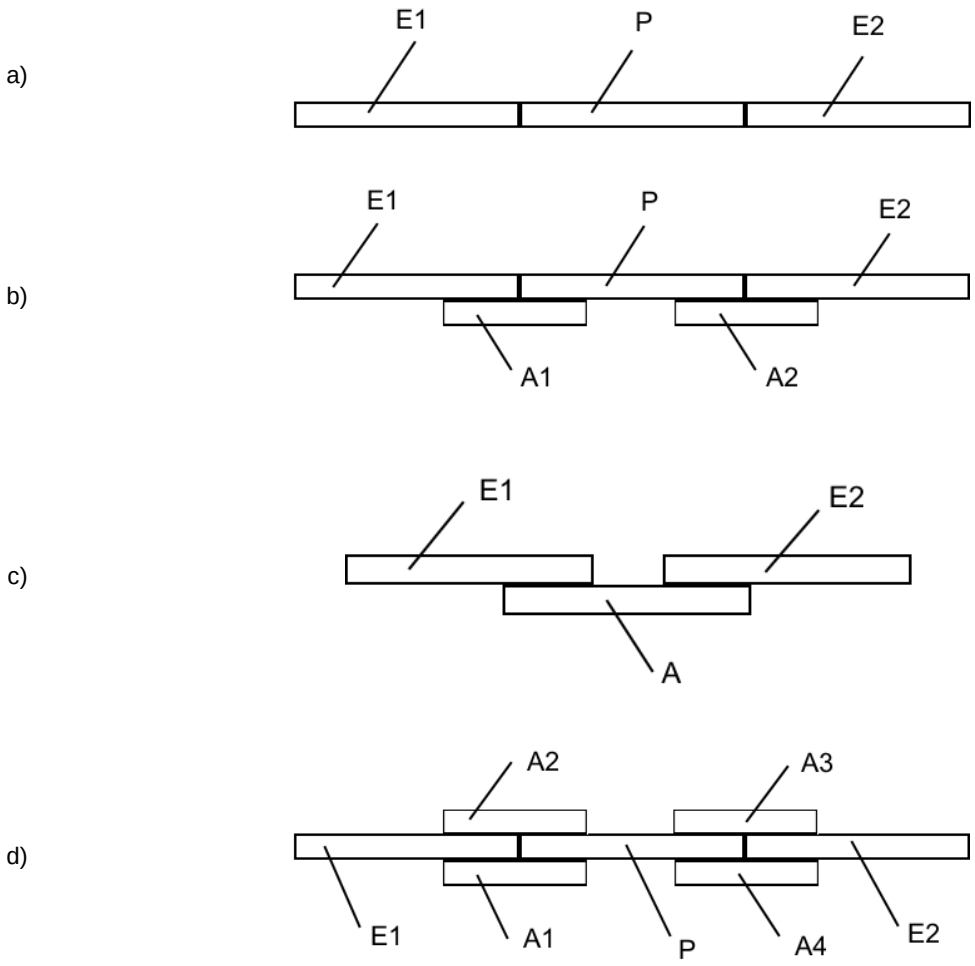


Figura 2.1 – Hipóteses de provetes soldados consideradas: a) sobreposição topo-a-topo; b) sobreposição unilateral de varões (variante 1); c) sobreposição unilateral de varões (variante 2); d) sobreposição bilateral de varões

O comportamento das soldaduras topo-a-topo (Figura 2.1a) face a solicitações cíclicas não é satisfatório (Riva *et al.*, 2001), logo, esta solução só seria aplicável em simultâneo com uma outra, de sobreposição. A solução de soldadura por sobreposição bilateral de varões foi também descartada (Figura 2.1d), uma vez que correspondia a um aumento excessivo da área efetiva de armadura, em comparação com a situação inicial, portanto, mais adequada para uma utilização em contexto de reforço e não de reparação apenas – não se enquadrando, assim, no âmbito deste trabalho.

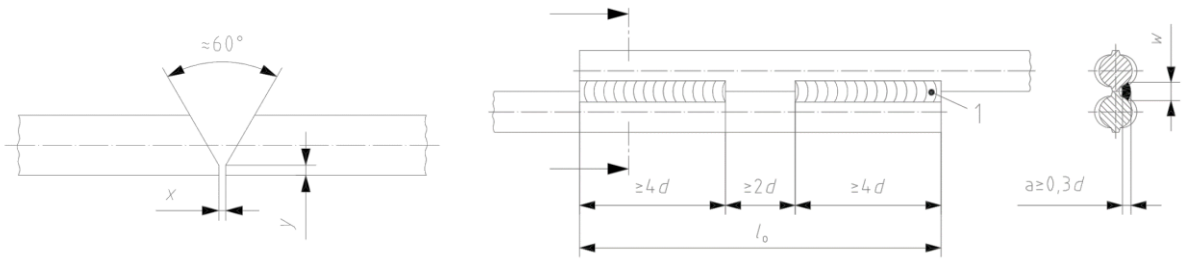
Assim, as duas soluções adotadas consistiram nas seguintes:

- Solução tipo 1: emenda de continuidade soldada topo-a-topo aos varões representativos da armadura existente no pilar e sapata, com dois varões de empalme soldados lateralmente e cordões de soldadura descontínuos dos dois lados – ver Figura 2.1b;
- Solução tipo 2: emenda com um varão de empalme soldado lateralmente (também com cordões de soldadura descontínuos dos dois lados) nas extremidades aos varões representativos da armadura existente no pilar e sapata – ver Figura 2.1c.

A diferença essencial entre as duas tipologias baseia-se na opção de assegurar, ou não, continuidade no alinhamento dos varões que representavam os varões existentes na sapata e no pilar, pretendendo-se, assim, durante e após o ensaio de tração, avaliar visualmente os efeitos da força de desvio associada à excentricidade existente nos provetes de tipo 2, fenómeno que já havia sido observado em trabalhos anteriores (Correia, 2014). Para cada uma destas duas tipologias, optou-se por criar duas variantes (A e B), cada uma correspondendo a um diferente comprimento do tramo central entre empalmes (10 e 5 diâmetros, respetivamente), de forma a conseguir, também, um diferente posicionamento da rótula plástica aquando da realização dos ensaios dos pilares. Para cada provete, adotaram-se as nomenclaturas $$-#-M ou $$-#-C, onde:

- $$ toma os valores "1A", "1B", "2A" e "2B", consoante a tipologia e variante do provete;
- # representa o número do provete;
- "M" corresponde a um ensaio monotónico e "C" a um ensaio cíclico.

Na Figura 2.2a encontra-se uma das possibilidades de ligação topo-a-topo indicadas pela norma ISO 17660-1:2006 (BSI, 2008), nomeadamente, a que foi adotada no contexto deste trabalho, por ser a mais facilmente aplicável num contexto de obra. Na Figura 2.2b apresentam-se as recomendações da mesma norma para uma ligação por sobreposição de duas barras de diâmetro *d*, onde os comprimentos de cordão indicados dizem respeito à situação de soldadura apenas num dos lados; numa nota referida a este esquema, a norma indica que o comprimento mínimo de cordão 4*d* pode ser reduzido para 2.5*d*, quando a soldadura é aplicada dos dois lados, tendo sido esta a opção utilizada, assim como o espaçamento mínimo entre cordões 2*d*. Conservativamente, optou-se pela aplicação de uma espessura de cordão tal que este ficasse à face de ambos os varões – a secção 2.2.2.2 contempla um estudo mais detalhado deste aspeto, tendo em conta as propriedades mecânicas do elétrodo a utilizar. Nas Figuras 2.3 a 2.6 apresentam-se exemplos finalizados de cada um dos quatro tipos de provetes idealizados.



a) b)

Figura 2.2 – Tipos de ligações soldadas: a) ligação soldada topo-a-topo; b) ligação soldada por sobreposição (BSI, 2008)



Figura 2.3 – Provete tipo 1A

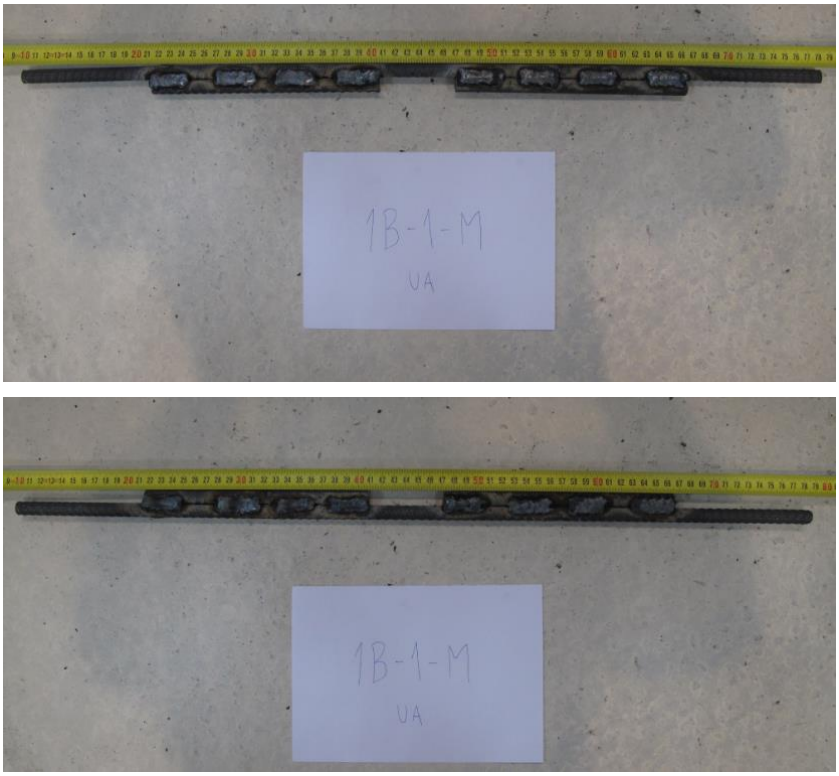


Figura 2.4 – Provete tipo 1B

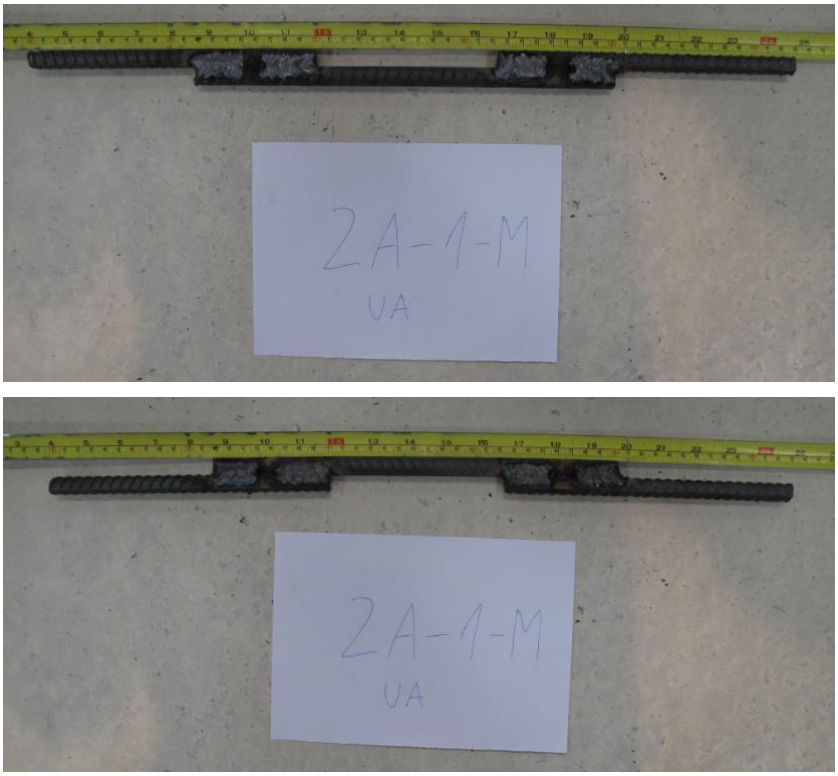


Figura 2.5 – Provete tipo 2A

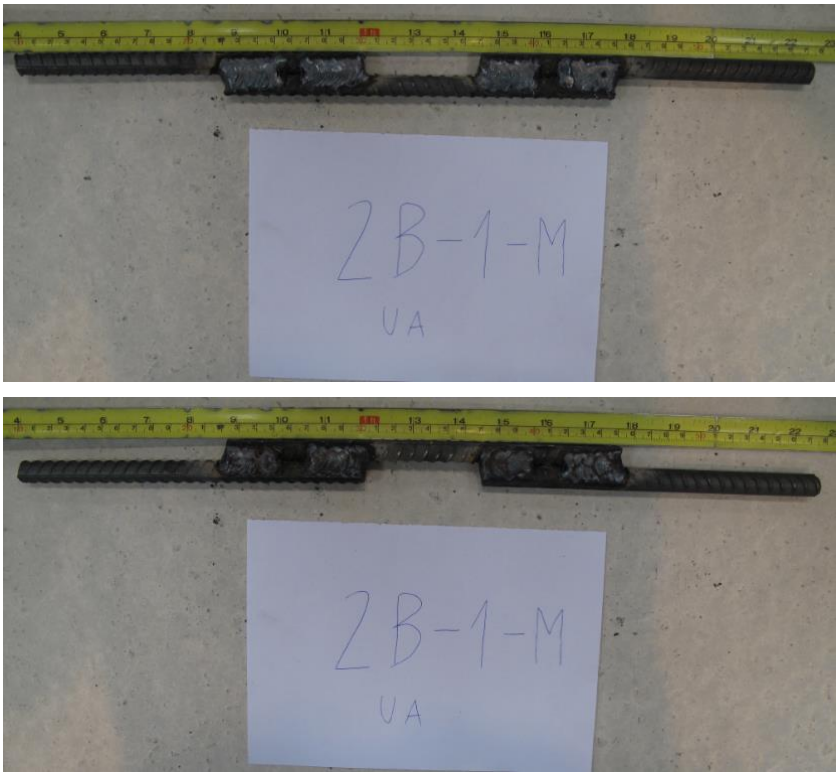


Figura 2.6 – Provete tipo 2B

2.2.2. AÇO

Pretendia-se realizar os provetes com aço da classe A500, o mesmo que foi utilizado nos pilares a reparar. As propriedades mecânicas deste tipo de aço, podem ser encontradas na Tabela 2.1. Realizaram-se ensaios de tração para verificar a conformidade do lote de aço recebido no LESE, cujos resultados podem ser consultados na Figura 2.7 e na Tabela 2.2, sendo que os mesmos demonstram que, na realidade, as características do aço aproximavam-se da classe A400.

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas dos aços A400 e A500 (LNEC, 2010)

Classe	Módulo de Elasticidade E [GPa]	Tensão de cedência R_e [MPa]	Tensão de rotura à tração R_m [MPa]	Extensão total na força máxima A_{gt} [%]
A400	200	400	460	8
A500	200	500	550	8

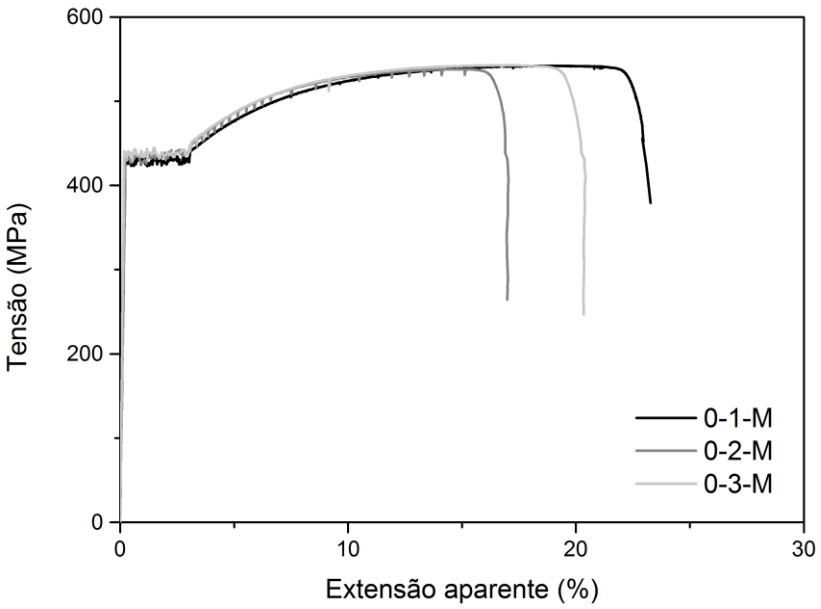


Figura 2.7 – Resultados dos ensaios de tração de amostras de aço recebido no LESE

Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios de tração de amostras de aço recebido no LESE

Amostra	Módulo de elasticidade E [GPa]	Tensão de cedência R_e [MPa]	Tensão última R_m [MPa]	Extensão total na força máxima A_{gt} [%]
1	205.75	426.10	542.10	18.94
2	186.39	436.32	537.85	14.94
3	245.68	440.80	542.50	17.18
Média	212.61	434.41	540.82	17.02

2.2.2. ELÉTRODO

2.2.2.1. Propriedades mecânicas

O elétrodo utilizado, modelo OK 46.00 da marca ESAB, corresponde à classe 38 0 RC 11, segundo a norma BS EN ISO 2560:2005 (BSI, 2006). As propriedades mecânicas do mesmo encontram-se na Tabela 2.3, sendo que o processo de soldadura aplicado denomina-se por *shielded metal arc welding* (SMAW).

Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas do elétrodo 38 0 RC 11

Tensão de cedência f_y [MPa]	Tensão última f_u [MPa]	Extensão última ε_u [%]
400	510	28

Comparando as propriedades mecânicas do elétrodo 38 0 RC 11 com as do aço A400, verifica-se menor resistência máxima do primeiro em relação ao segundo. Sendo estes elétrodos aqueles que estavam imediatamente disponíveis para serem utilizados no LESE, realizaram-se alguns cálculos de verificação da sua aplicabilidade nos provetes definidos, pretendendo-se assegurar que, quando os mesmos fossem ensaiados à tração, a rotura não ocorresse pelos cordões de soldadura.

3.2.2.2. Verificação de aplicabilidade

Com o intuito de avaliar a aplicabilidade do elétrodo imediatamente disponível no LESE, realizou-se uma pequena verificação baseada na teoria de ligações soldadas de estruturas metálicas. Como ponto de partida para o cálculo, assumiu-se que um cordão de soldadura para uma ligação por sobreposição (ver perspetiva transversal da Figura 2.2) se assemelha a um cordão de ângulo (Figura 2.8), assunção a partir da qual se aplicou o método direcional do Eurocódigo 3 (IPQ, 2010b) (equação 2.1) para determinação do valor de cálculo da resistência do mesmo.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad e \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \tag{2.1}$$

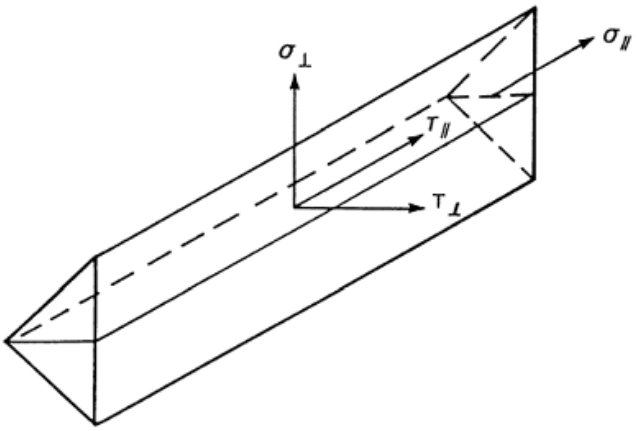


Figura 2.8 – Tensões no plano que define um cordão de ângulo (IPQ, 2010b)

Para o cálculo das tensões atuantes no plano que define o cordão de ângulo, em função da espessura de soldadura *a*, utilizaram-se, naturalmente, os comprimentos referidos na secção 2.2.1, assim como uma força máxima correspondente à tensão de rotura expectável para um aço da classe A500, sendo que a tensão última resistente f_u correspondeu não à do aço A500 mas à do elétrodo, uma vez que esta é menor. Refira-se ainda que se tomaram os valores 1 e 1.25 para os coeficientes β_w e γ_{M2}, respetivamente. Realizado o cálculo, obteve-se uma estimativa de espessura mínima *a* de 2 mm para garantir a segurança da ligação e, sendo esta inferior aos limites mínimos de 3 e 6 mm impostos pelo Eurocódigo 3 (IPQ, 2010b) e pela norma BS EN ISO 17660-1:2006 (BSI, 2008), respetivamente, avançou-se para a realização dos provetes com o elétrodo já referido.

2.3. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.3.1. INTRODUÇÃO

Os ensaios de tração foram divididos entre o Laboratório de Tecnologia do Betão Estrutural (LABEST) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e o laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro (UA), uma vez que, por indisponibilidade ou inadequação do equipamento, o primeiro não possibilitou a realização de ensaios monotónicos para os provetes de tipo 1 nem de ensaios cíclicos para qualquer tipo de provete. Os ensaios cíclicos foram unicamente de tração, com carga e descarga, sendo que a lei de variação pode ser encontrada na Figura 2.9. No total, realizaram-se 45 ensaios, distribuídos da forma indicada na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Distribuição dos ensaios pelos laboratórios da UA e da FEUP

Provete	Ensaio			
	Monotónico		Cíclico	
	UA	FEUP	UA	FEUP
0	3	3	3	0
1A	6	0	3	0
1B	6	0	3	0
2A	3	3	3	0
2B	3	3	3	0
Total	45			

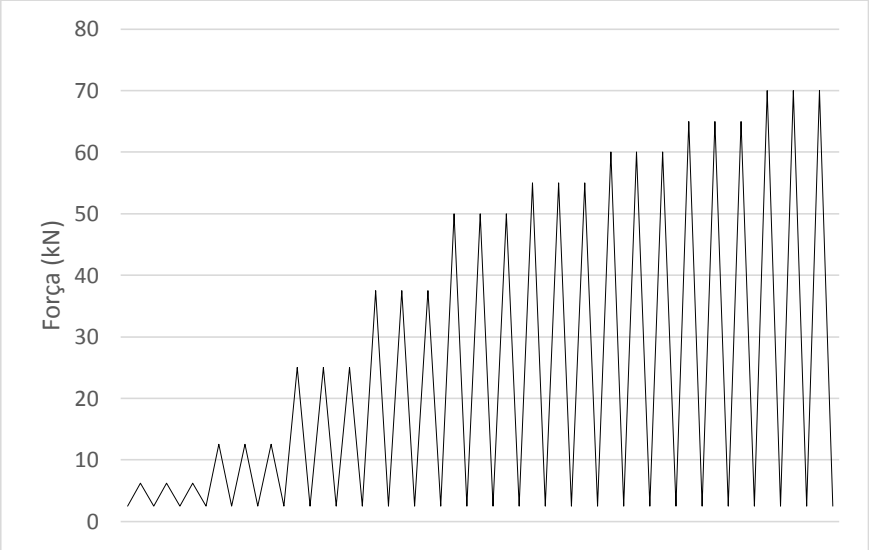


Figura 2.9 – Lei de variação dos ensaios cíclicos realizados na UA

2.3.2. *SET-UP* DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO (UA)

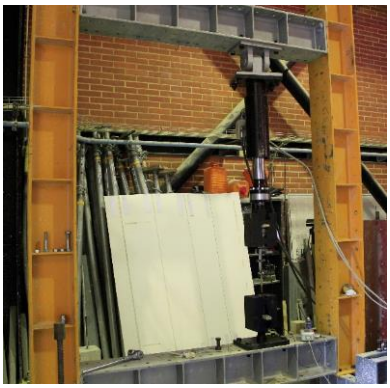
O *set-up* de ensaio existente na UA pode ser observado na Figura 2.10. Foram colocados LVDTs (*Linear Variable Displacement Transducers*) nas zonas centrais dos provetes, o que resultou em alguns problemas de medição nos provetes de tipo 2, devido à acentuada curvatura provocada nestes pela força de desvio. Tais problemas tiveram expressão na não linearidade dos troços elásticos dos diagramas força-deslocamento obtidos, o que dificultou a determinação de parâmetros tais como o módulo de elasticidade, a tensão de cedência e os vários parâmetros de extensão dos provetes. De forma a tentar minimizar os efeitos da curvatura nos resultados dos ensaios, optou-se, a partir de certo momento, por colocar o LVDT numa direção ortogonal à mesma.

a) b)





c) d)



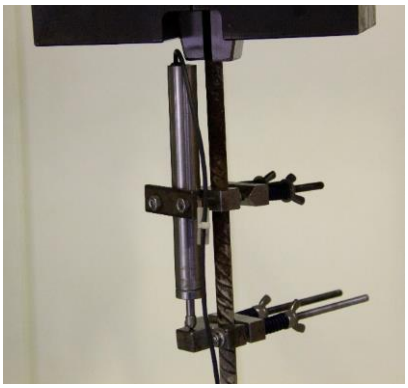


Figura 2.10 – *Set-up* e instrumentação do laboratório da UA: a) garra inferior; b) garra superior e atuador vertical; c) perspetiva geral; d) LVDT

2.3.3. *SET-UP* DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO (LABEST)

O *set-up* de ensaio existente no LABEST pode ser observado na Figura 2.11. Para medição dos deslocamentos, utilizou-se o transdutor interno da máquina de ensaio, tendo a extensão aparente sido calculada através de um comprimento de referência igual ao comprimento entre garras, medido antes de cada ensaio.





Figura 2.11 – *Set-up* de ensaio do LABEST

2.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.4.1. INTRODUÇÃO

A presente secção inclui uma análise dos ensaios introduzidos neste capítulo, com base em observação visual e em parâmetros medidos através dos diagramas de tensão-extensão resultantes, pretendendo-se, como já foi referido, fazer uma comparação entre o comportamento dos provetes soldados e dos provetes simples.

2.4.2. DANO OBSERVADO

Como foi referido na secção 2.2.1, a eventual curvatura dos provetes, aquando da sua solicitação à tração, foi uma das questões mais importantes tida em conta na conceção dos mesmos. De facto, como era expectável, este efeito foi mais notório nos provetes de tipo 2, dada a excentricidade da linha de ação da força de tração em relação ao eixo do varão de empalme. No caso dos provetes de tipo 1, este efeito foi precavido através da introdução de uma barra de continuidade soldada topo-a-topo, tendo sido bem menos notório o seu aparecimento. Na Figura 2.12 é possível observar a curvatura significativa das zonas de empalme – que se manifesta desde logo a partir de um nível de carga reduzido –, sendo de notar que, no entanto, a linha de ação da força de tração se mantém perfeitamente alinhada, não só durante todo o ensaio, como também após a rotura (Figura 2.13).

Nas Figuras 2.14 e 2.15 é possível observar várias fases de um ensaio de um provete de tipo 1, assim como o seu estado após a rotura, não sendo visível uma perturbação significativa do alinhamento dos vários varões que o constituem. Refira-se que nenhum dos provetes ensaiados sofreu rotura por um cordão de soldadura, tendo esta acontecido sempre segundo uma secção de varão simples, na zona central entre empalmes ou numa das extremidades.

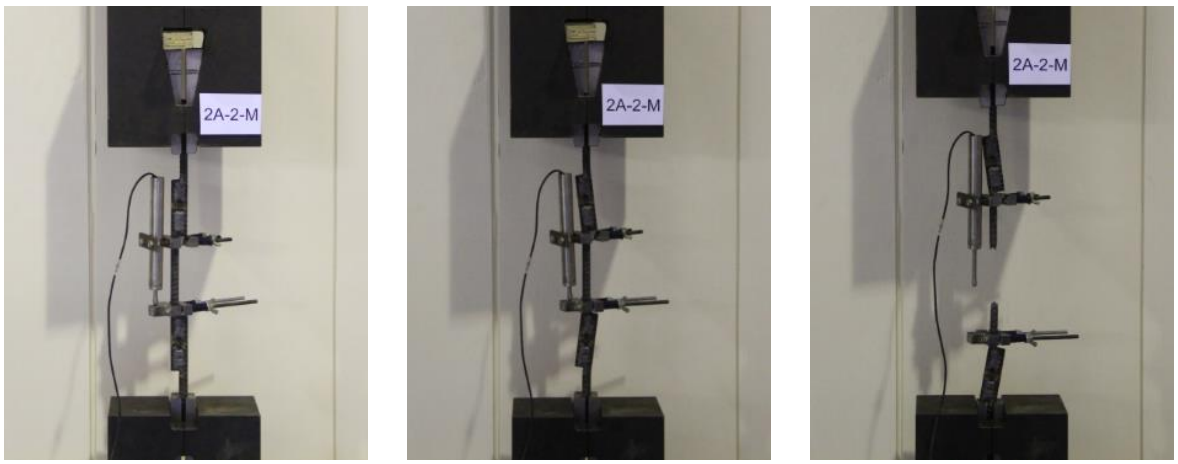


Figura 2.12 – Ensaio de um provete de tipo 2



Figura 2.13 – Provete de tipo 2 após a rotura



Figura 2.14– Ensaio de um provete de tipo 1



Figura 2.15 – Provete de tipo 1 após a rotura

2.4.3. DIAGRAMAS TENSÃO-EXTENSÃO

2.4.3.1. Introdução

Os diagramas tensão-extensão foram traçados a partir dos dados fornecidos pela instrumentação detalhada na secção 2.3. Note-se que os valores apresentados para a extensão correspondem a uma extensão aparente, uma vez que se assume uma secção de varão constante durante todo o ensaio, o que, naturalmente, não corresponde à realidade.

2.4.3.2. Ensaios Monotónicos

Os resultados obtidos nos ensaios monotónicos realizados no LABEST e UA encontram-se representados nas Figuras 2.16 e 2.17 e sumarizados nas Tabelas 2.5 e 2.6, respetivamente.

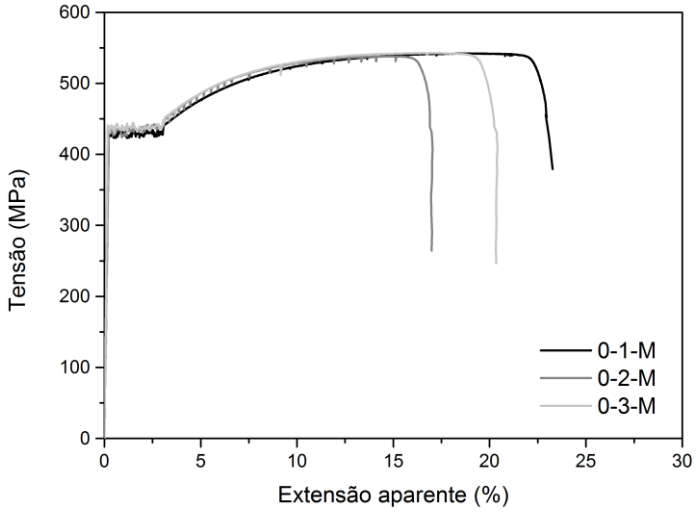
Analisando, primeiramente, os resultados dos ensaios realizados no LABEST, que estabelecem uma comparação entre varões simples e provetes soldados de tipo 2, verifica-se:

- Decréscimo acentuado do módulo de elasticidade médio, a rondar os 35% para os provetes 2A e os 45% para os provetes 2B, provavelmente devido a: i) "flexão" originada pelo desvio da força de tração, que parece ser maior nos provetes 2B, uma vez que o troço livre mais curto (5Φ) é também mais rígido, forçando os "topos" a rodar mais e provocando maior "extensão de 2ª ordem"; ii) menor rigidez tangencial das soldaduras entre varões, uma vez que $G=E/(2*(1+\upsilon))$;
- Aumento ligeiro da tensão de cedência média para os provetes de tipo 2, rondando os 2.5%, eventualmente devido a um endurecimento do aço provocado pelas altas temperaturas que este atinge durante o processo de soldadura;
- Incremento acentuado da extensão na cedência para os provetes 2A e 2B (aproximadamente 40 e 70%, respetivamente), associado, naturalmente, ao já referido decréscimo do módulo de elasticidade, sendo claro pelos diagramas tensão-extensão que o patamar de cedência sofre um encurtamento em relação ao que se observa no caso dos varões simples;
- Incremento de 6 a 7% da tensão última média para os provetes 2A e 2B, provavelmente devido à mesma razão apontada para o aumento da tensão de cedência;
- Decréscimo acentuado da extensão total na força máxima, a rondar os 40% para os provetes 2A e os 50% para os provetes 2B, sendo observável pelos diagramas tensão-extensão que também a extensão última é afetada, assumindo-se que os efeitos acumulados de extensão axial e curvatura de desvio levam a uma combinação de tensões que resulta numa antecipação da rotura.

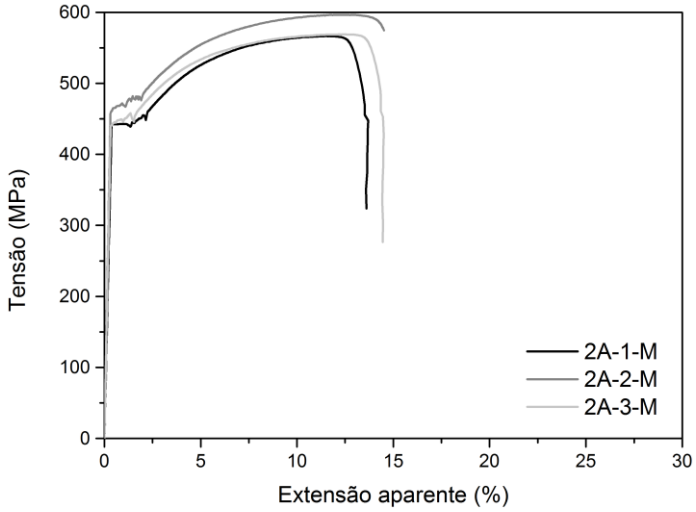
Relativamente aos ensaios realizados na UA, que permitiram, essencialmente, uma comparação entre varões simples e provetes soldados de tipo 1, verifica-se:

- Decréscimo do módulo de elasticidade médio, mais acentuado para os provetes 1B (33%) do que para os provetes 1A (10%);
- Decréscimo pouco significativo da tensão de cedência média para os provetes de tipo 1;
- Incremento acentuado da extensão de cedência média, mais acentuado nos provetes 1B (cerca de 40%), no entanto, os patamares de cedência não foram afetados tão negativamente como no caso dos provetes de tipo 2;
- Tensão última média praticamente inalterada em relação aos varões simples;Valor médio da extensão total na força máxima a rondar o valor obtido para os varões simples, havendo um pequeno acréscimo para os provetes 1A e decréscimo para os provetes 1B.

a)



b)



c)

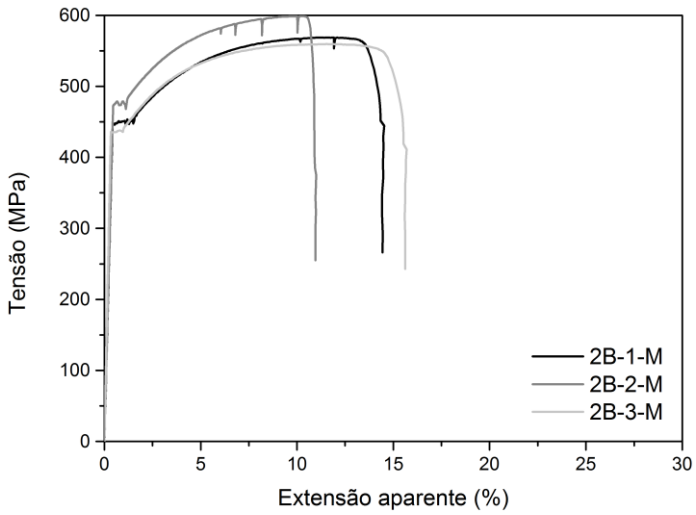
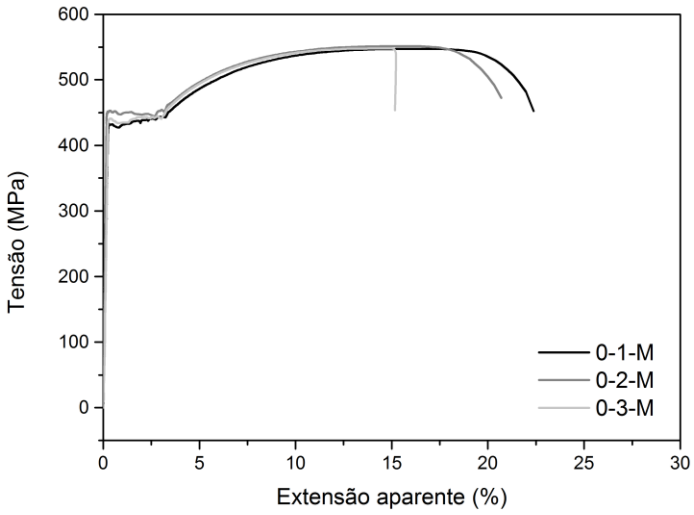
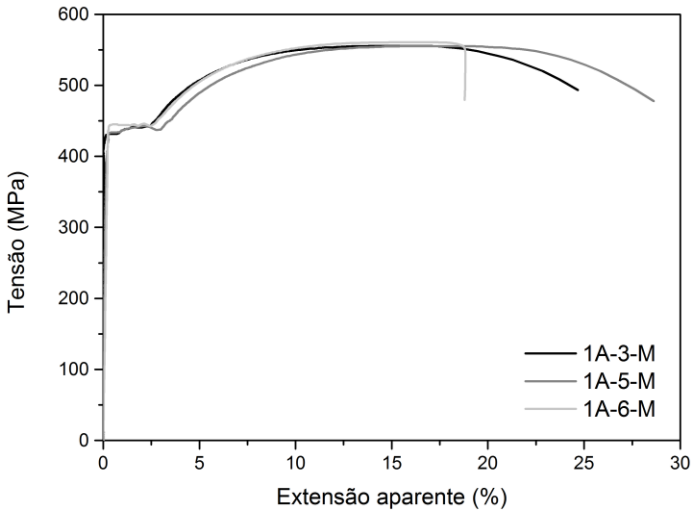


Figura 2.16 – Diagramas tensão-extensão dos ensaios monotónicos realizados no LABEST: a) provetes tipo 0; b) provetes tipo 2A; c) provetes tipo 2B

a)



b)



c)

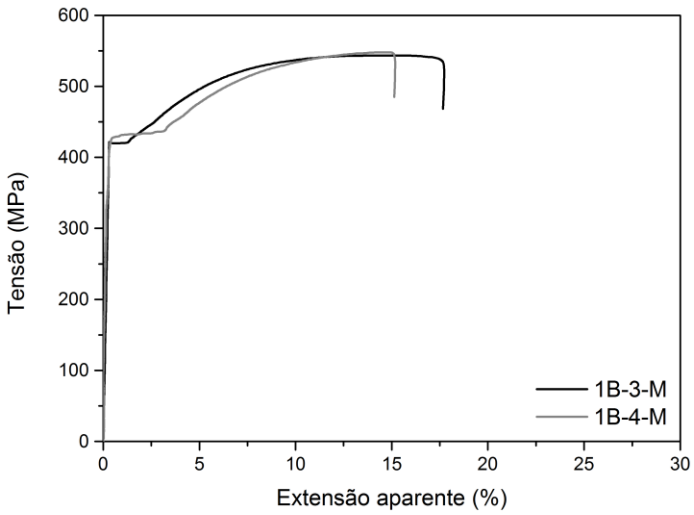


Figura 2.17 – Diagramas tensão-extensão dos ensaios monotónicos realizados na UA: a) provetes tipo 0; b) provetes tipo 1A; c) provetes tipo 1B

Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios monotónicos realizados no LABEST

Provete	Módulo de elasticidade [GPa]	Tensão de cedência [MPa]	Extensão na cedência [%]	Tensão última [MPa]	Extensão total na força máxima [%]
0-1-M	205.75	425.60	0.21%	542.10	18.94%
0-2-M	186.39	436.31	0.23%	537.85	14.94%
0-3-M	245.68	439.16	0.27%	542.50	17.18%
Média	212.61	433.69	0.24%	540.82	17.02%
D. pad.	21.38	5.06	0.02%	2.10	1.42%
C. var.	10.06%	1.17%	9.13%	0.39%	8.33%
2A-1-M	118.21	439.10	0.36%	566.40	11.67%
2A-2-M	145.23	456.91	0.31%	596.52	12.55%
2A-3-M	134.78	439.26	0.33%	569.04	12.50%
Média	132.74	445.09	0.33%	577.32	12.24%
D. pad.	9.63	7.24	0.02%	13.62	0.35%
C. var.	7.26%	1.63%	5.34%	2.36%	2.86%
2B-1-M	103.64	446.26	0.46%	568.60	11.51%
2B-2-M	104.25	471.62	0.45%	598.87	10.00%
2B-3-M	132.73	432.16	0.33%	559.47	11.57%
Média	113.54	450.01	0.41%	575.65	11.03%
D. pad.	11.75	14.14	0.05%	16.84	0.63%
C. var.	10.35%	3.14%	12.38%	2.93%	5.72%

Tabela 2.6 – Resultados dos ensaios monotónicos realizados na UA

Provete	Módulo de elasticidade [GPa]	Tensão de cedência [MPa]	Extensão aparente na cedência [%]	Tensão última [MPa]	Extensão aparente na força máxima [%]
0-1-M	162.60	428.11	0.28%	546.94	15.68%
0-2-M	256.93	446.69	0.19%	551.05	15.42%
0-3-M	209.03	420.31	0.24%	548.15	14.41%
Média	209.52	431.70	0.24%	548.71	15.17%
D. pad.	33.35	9.58	0.03%	1.49	0.47%
C. var.	15.92%	2.22%	13.47%	0.27%	3.13%
1A-1-M	-	-	-	550.71	-
1A-2-M	-	-	-	556.35	-
1A-3-M	182.54	430.43	0.16%	555.56	15.48%
1A-4-M	-	-	-	555.29	-
1A-5-M	222.38	423.84	0.28%	555.06	17.62%
1A-6-M	180.28	435.57	0.26%	560.70	16.28%
Média	195.07	429.95	0.23%	555.61	16.46%
D. pad.	19.34	4.80	0.05%	2.91	0.88%
C. var.	9.91%	1.12%	22.50%	0.52%	5.36%
1B-1-M	-	-	-	547.92	-
1B-2-M	-	-	-	547.68	-
1B-3-M	136.59	421.50	0.31%	543.33	15.12%
1B-4-M	142.23	422.00	0.37%	547.76	14.65%
1B-5-M	-	-	-	547.76	-
1B-6-M	-	-	-	553.21	-
Média	139.41	421.75	0.34%	547.94	14.89%
D. pad.	2.82	0.25	0.03%	2.86	0.24%
C. var.	2.02%	0.06%	8.82%	0.52%	1.58%
2A-1-M	-	-	-	552.16	-
2A-2-M	-	-	-	552.16	-
2A-3-M	-	-	-	555.80	-
Média	-	-	-	553.37	-
D. pad.	-	-	-	1.72	-
C. var.	-	-	-	0.31%	-
2B-1-M	-	-	-	551.68	-
2B-2-M	-	-	-	551.45	-
2B-3-M	-	-	-	553.77	-
Média	-	-	-	552.30	-
D. pad.	-	-	-	1.04	-
C. var.	-	-	-	0.19%	-

2.4.3.3. Ensaios Cíclicos

Os resultados obtidos nos ensaios cíclicos realizados na UA encontram-se representados na Figura 2.18 e sumarizados na Tabela 2.7, respetivamente. Sobre estes resultados, importa referir o seguinte:

- Tal como havia acontecido com os provetes ensaiados monotonicamente, verificou-se um decréscimo do módulo de elasticidade, neste caso, a rondar os 20%;
- A tensão de cedência dos provetes soldados manteve-se praticamente inalterada em relação aos provetes simples;
- Os provetes soldados atingiram uma resistência última média ligeiramente superior à dos provetes simples;
- A extensão total na força máxima nos provetes soldados rondou os valores obtidos nos provetes simples.

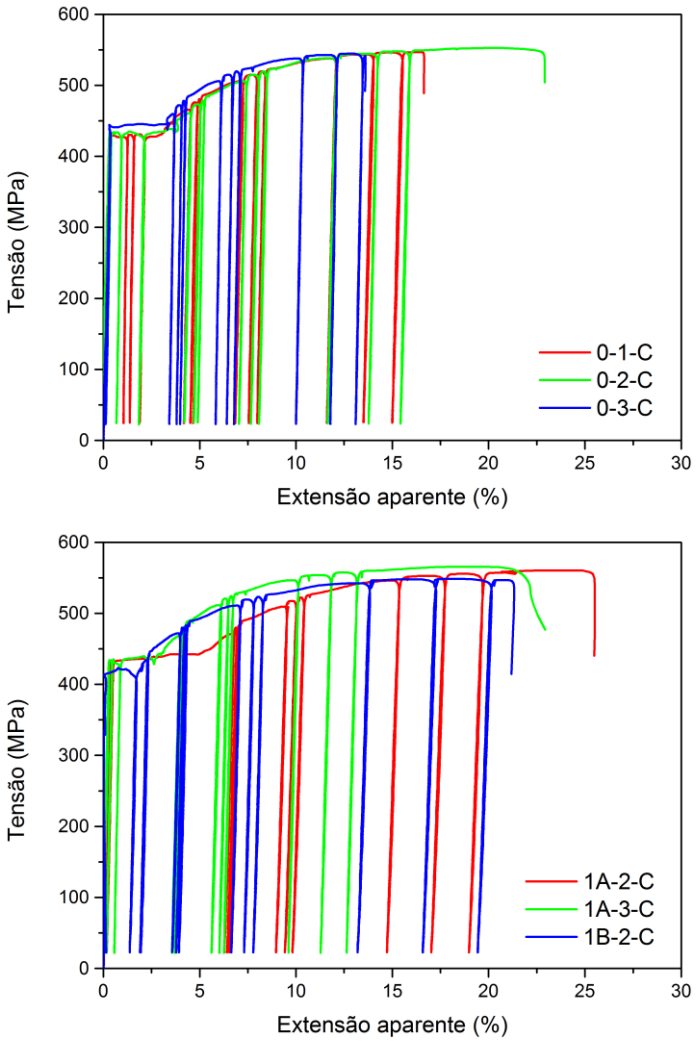


Figura 2.18 – Diagramas tensão-extensão dos ensaios cíclicos realizados na UA: a) provetes tipo 0; b) provetes tipo 1A e 1B

Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios cíclicos realizados na UA

Provete	Módulo de elasticidade [GPa]	Tensão de cedência [MPa]	Extensão na cedência [%]	Tensão última [MPa]	Extensão total na força máxima [%]
0-1-C	173.64	426.98	0.35%	546.78	16.46%
0-2-C	160.01	433.41	0.32%	552.50	20.27%
0-3-C	147.75	442.50	0.38%	544.38	12.85%
Média	160.47	434.30	0.35%	547.89	16.53%
D. pad.	9.16	5.51	0.02%	3.41	2.62%
C. var.	5.71%	1.27%	6.06%	0.62%	15.88%
1A-1-C	-	-	-	562.46	-
1A-2-C	142.12	433.88	0.38%	560.46	23.92%
1A-3-C	119.05	433.72	0.32%	565.51	18.91%
Média	130.59	433.80	0.35%	562.81	21.42%
D. pad.	9.42	0.07	0.02%	2.08	2.05%
C. var.	7.21%	0.02%	7.00%	0.37%	9.55%
1B-1-C	-	-	-	563.01	-
1B-2-C	125.05	416.83	0.39%	548.55	18.55%
1B-3-C	-	-	-	548.94	-
Média	125.05	416.83	0.39%	553.50	18.55%
D. pad.	0.00	0.00	0.00%	6.73	0.00%
C. var.	0.00%	0.00%	0.00%	1.22%	0.00%
2A-1-C	-	-	-	547.68	-
2A-2-C	-	-	-	549.99	-
2A-3-C	-	-	-	548.39	-
Média	-	-	-	548.69	-
D. pad.	-	-	-	0.97	-
C. var.	-	-	-	0.18%	-
2B-1-C	-	-	-	553.53	-
2B-2-C	-	-	-	554.11	-
2B-3-C	-	-	-	550.97	-
Média	-	-	-	552.87	-
D. pad.	-	-	-	1.36	-
C. var.	-	-	-	0.25%	-

2.5. COMENTÁRIOS FINAIS

Através dos ensaios realizados, retiraram-se as seguintes conclusões principais:

- As ligações soldadas tiveram um comportamento adequado, não se verificando, em nenhum ensaio, a rotura dos provetes segundo as mesmas;
- Nos ensaios monotónicos, verificou-se um acréscimo da tensão última média nos provetes soldados de tipo 2 em relação aos provetes simples (inalterada nos provetes de tipo 1); o módulo de elasticidade da ligação como um todo foi globalmente afetado pelas extensões adicionais introduzidas pela curvatura devida à força de desvio, verificando-se um decréscimo dos valores respetivos; alguns parâmetros de ductilidade, tais como a extensão total na força máxima e a extensão última, sofreram maior perturbação nos provetes de tipo 2;
- Nos ensaios cíclicos, verificou-se igualmente um decréscimo global do módulo de elasticidade e um aumento muito ténue da tensão última média, sendo que, em termos de extensão total na força máxima, os provetes soldados obtiveram resultados semelhantes aos dos provetes simples.

3

CAMPANHA EXPERIMENTAL DE PILARES REPARADOS – MODELOS, TIPOS DE ENSAIO E *SET-UP* EXPERIMENTAL

3.1. INTRODUÇÃO

3.1.1. OBJETIVOS

Os ensaios experimentais, em elementos à escala real, são fundamentais para compreender o comportamento de elementos estruturais, sendo que o número de ensaios de flexão biaxial com esforço axial variável realizados é bastante inferior ao número de ensaios de flexão uniaxial, o que tem limitado o conhecimento sobre a interação entre as duas direções ortogonais.

O trabalho experimental descrito nesta secção foi realizado no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), pertencente à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e consistiu na reparação (após dano prévio) e teste de seis pilares de betão armado (BA) retangulares. Em termos de geometria e reforço longitudinal, os espécimes eram idênticos entre si, sendo que foram utilizadas diferentes soluções de reparação, assim como diferentes condições de ensaio, que se encontram detalhadas no presente capítulo.

3.1.2. COMPORTAMENTO HISTERÉTICO DE PILARES DE BETÃO ARMADO

Os pilares desempenham um papel preponderante na resposta de edifícios de BA quando sujeitos a ações sísmicas, uma vez que, além do peso próprio da estrutura, suportam também as cargas horizontais devidas ao vento e aos sismos. Quando um pilar é considerado como um elemento individual, as características da secção e as propriedades do aço e betão são as mais relevantes para a caracterização da sua resposta a ações horizontais. No entanto, quando um pilar se encontra instalado num edifício, vários outros fatores influenciam o seu comportamento, desde elementos não estruturais, tais como paredes de alvenaria de enchimento e escadas – que podem ser causadoras do efeito conhecido por *short column*, raramente considerado no dimensionamento de edifícios (Rodrigues *et al.*, 2010) –, a ligações com outros elementos, como por exemplo, ligações pilar-viga. A própria localização em planta do pilar é importante quando este é sujeito a uma ação sísmica, uma vez que os pilares exteriores, particularmente os que se localizam nos cantos dos edifícios, estão mais sujeitos a variações do esforço axial do que os pilares interiores, nos quais este se mantém praticamente constante.

Uma vez que o presente trabalho se dedica ao estudo da resposta de pilares de BA, cujo comportamento histerético não linear é governado pela flexão, apresentam-se, na Figura 3.1, as características mais comuns do comportamento típico destes elementos no contexto de um ensaio com carga horizontal uniaxial e esforço axial constante.

Da análise da Figura 3.1, destacam-se as seguintes particularidades:

- Os pontos C e Y correspondem, respetivamente, ao início da fendilhação do pilar e à cedência das armaduras, fenómenos aos quais estão associados reduções da rigidez do elemento, como se observa pela diminuição sucessiva do declive da linha vermelha, que corresponde a uma aproximação da envolvente força-deslocamento;
- As linhas US1 a US4 demonstram que, a partir da cedência, a rigidez de descarga do elemento diminui progressivamente com o aumento do deslocamento imposto;
- A zona P evidencia o efeito de *pinching*, designação típica para a redução da rigidez de recarga que é provocada, entre outros efeitos, pelo deslizamento pelas fendas abertas ao longo do ensaio, antes de se fecharem novamente;
- A zona 1 indica a redução da rigidez de carga e o aumento da degradação de força para ciclos sucessivos de igual nível de deslocamento imposto, já na fase final do ensaio, quando a degradação do betão e a encurvadura da armadura longitudinal na zona da rótula plástica são muito significativas.

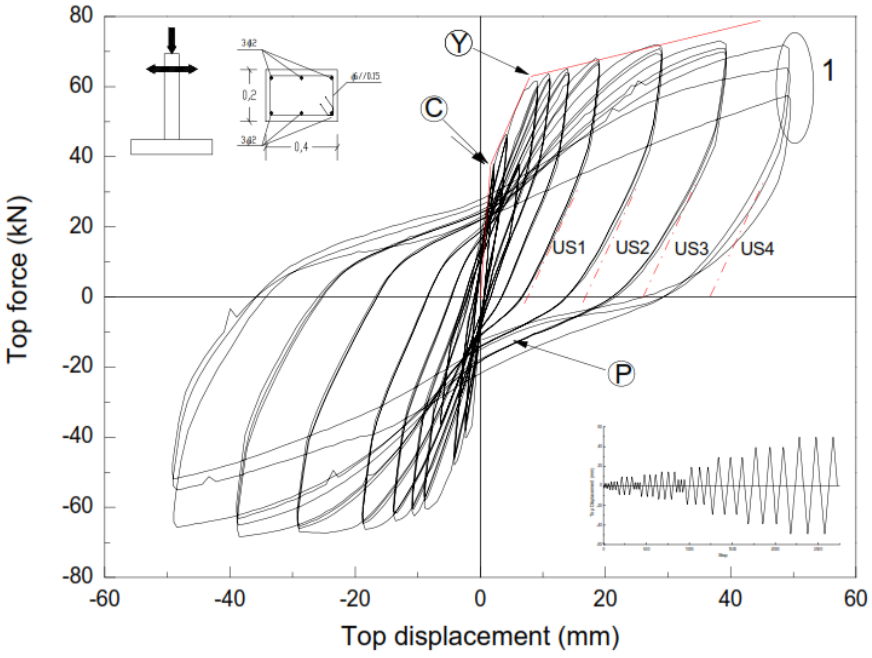


Figura 3.1 – Exemplo do ciclo histerético força-deslocamento de um pilar de BA (Rodrigues *et al.*, 2012)

A influência da excitação multiaxial nos danos em estruturas de BA relacionados com atividade sísmica é clara (Lejano, 2007) (Takizawa & Ayoama, 1976). A resposta de um pilar de BA à flexão biaxial com esforço axial constante resulta, essencialmente, numa aceleração e aumento do nível de dano, numa redução da força, rigidez e ductilidade máxima assim como no aumento da degradação de força (Rodrigues, 2012). Por outro lado, as evidências experimentais disponíveis apontam para que as zonas de rótula plástica se fixem em certos valores teóricos, não sendo afetadas significativamente pela flexão biaxial (Bousias *et al.*, 1992) (Rodrigues *et al.*, 2013a) (Rodrigues *et al.*, 2013b).

Também a já referida variação do esforço axial que ocorre durante um sismo pode alterar drasticamente a resposta de uma secção de BA em termos de força e rigidez, assim como todas as suas propriedades histeréticas (Rodrigues *et al.*, 2015a). Os primeiros resultados disponíveis evidenciam uma influência similar do esforço axial variável em ensaios uniaxiais e biaxiais (CEB, 1996) (Low & Moehle, 1987), nomeadamente, um aumento da rigidez e força, assim como aumento da degradação de força para esforços axiais elevados e diminuição da mesma para esforços axiais mais baixos. Trabalhos mais recentes demonstraram os efeitos do esforço axial variável combinado com flexão biaxial: ocorrência de estados de dano para níveis de *drift* mais baixos que o correspondente ensaio com esforço axial constante; redução da força máxima, do patamar pós-cedência e, consequentemente, da ductilidade última do elemento, assim como degradação de força acelerada; no entanto, a degradação de rigidez apresenta um comportamento mais suavizado (Rodrigues *et al.*, 2015a).

3.1.3. Estudos experimentais de pilares de BA reparados e reforçados após dano prévio

Tal como já foi referido, o estudo do comportamento de pilares solicitados biaxialmente é ainda bastante reduzido em comparação com o caso de pilares socilitados uniaxialmente, diferença que se acentua ainda mais quando se trata de pilares reparados e/ou reforçados. A modificação local de componentes isolados de elementos estruturais ou não-estruturais procura melhorar a capacidade de deformação de componentes deficientes, de forma a que estes não atinjam o seu estado limite enquanto o edifício tem uma resposta ao nível adequado (Rodrigues *et al.*, 2015b).

O processo de reparação e reforço de pilares de BA previamente danificados, com vista à realização de novos ensaios e à comparação de resultados com os pilares originais, foi abordado no contexto de alguns trabalhos anteriormente realizados no LESE (Rocha *et al.*, 2006) (Rocha, 2011) (Correia, 2014) (Rodrigues *et al.*, 2015b). Todos estes estudos utilizaram – após a reparação das armaduras longitudinais por via de emendas soldadas – soluções de reforço semelhantes, nomeadamente, confinamento da zona de formação da rótula plástica por via de mantas CFRP ou barras de aço, tendo estas técnicas apresentado os seguintes resultados: aumento da força máxima e aumento da ductilidade, estando este, no entanto, associado a uma rigidez inicial inferior; atraso do nível de dano para um determinado nível de drift, em comparação com os pilares originais, embora o reforço por CFRP e barras de aço resulte numa concentração de dano significativa na base do pilar (Rocha *et al.*, 2006) (Rocha, 2011) (Rodrigues, 2015b). Estes últimos três estudos confrontaram, inclusivamente, ensaios de pilares apenas reparados (através da reposição da armadura longitudinal por soldadura e aumento da armadura transversal) com outros pilares reparados e reforçados da forma já descrita, uma opção semelhante à que foi objeto de estudo aprofundado no presente trabalho, tendo sido observado um comportamento satisfatório e semelhante ao das soluções reforçadas (Rocha *et al.*, 2006) (Rodrigues *et al.*, 2015b), ainda que a incorreta definição das ligações soldadas possa levar à sua rotura precoce (Rocha, 2011).

3.2. PILARES ORIGINAIS E REPARAÇÃO APÓS DANO PRÉVIO

3.2.1. INTRODUÇÃO

Esta secção descreve o tipo de pilares utilizado nos ensaios anteriormente realizados (Rodrigues, 2015a), assim como os processos de reparação efetuados nos mesmos, no contexto do presente trabalho, sendo que, para cada pilar ensaiado, utilizaram-se as nomenclaturas PC$$-NV## ou PC$$-N##, onde:

- $$ toma o valor "01" para um ensaio uniaxial segundo a direção forte (N-S) e o valor "12" para um ensaio biaxial;
- "NV" corresponde a um ensaio com esforço axial variável e "N" a um ensaio com esforço axial constante;
- ## representa, no caso dos pilares originais, o número do espécime e, no caso dos pilares reparados, a solução de reparação por soldadura adotada, de acordo com as designações especificadas no capítulo 2.

3.2.2. GEOMETRIA E SECÇÃO DOS PILARES ORIGINAIS

Os pilares possuem as seguintes características comuns:

- Altura: 1.70 m;
- Condições de suporte: encastramento numa sapata de betão armado de secção 1.30x1.30 m^2 e 0.50 m de altura, solidarizada ao pavimento rígido do LESE, através de quatro furos, um em cada canto da base do provete, com tirantes de aço pré-esforçados, que fixam a sapata à laje de reação de 0.60 m de espessura.

Apresenta-se na Figura 3.2 a geometria e as armaduras dos pilares objeto de análise do presente trabalho. De notar que todos os pilares desta série têm a mesma geometria e as mesmas armaduras. Os pilares têm uma secção transversal 30x50 cm^2 com uma armadura longitudinal constituída por 14Φ12 e armadura transversal constituída por estribos Φ6//0.15.

Para o modelo de consola adotado, assume-se que o ponto de inflexão de um pilar com 3.0 m de altura está localizado a meia altura (1.50 m), representando-se assim o comportamento de um pilar de base de um edifício corrente quando sujeito a cargas laterais induzidas por sismos – os 0.20 m adicionais que perfazem a altura de 1.70 m são adicionados com vista à instalação do atuador.

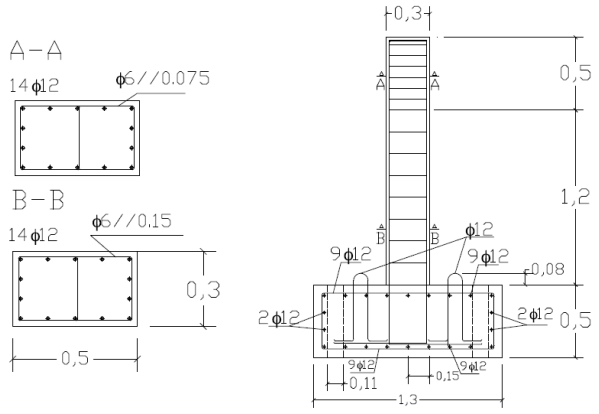


Figura 3.2 – Disposição de armaduras dos pilares (Rodrigues *et al.*, 2015a)

3.3. REPARAÇÃO DOS PILARES DANIFICADOS

3.3.1. INTRODUÇÃO

Validados os resultados dos ensaios dos provetes soldados, pretendia-se escolher as soluções mais indicadas e, posteriormente, implementá-las nos pilares a reparar. Não tendo sido observadas diferenças significativas, em termos de resistência e ductilidade, entre as soluções de tipo 1 e 2, a escolha foi determinada pelo efeito da força de desvio. Como já foi referido, a excentricidade associada à geometria dos provetes de tipo 2 provoca curvatura nas zonas de empalme, o que resulta no destacamento do betão envolvente, tendo sido este o fator determinante para se optar pela implementação da solução de tipo 1, na qual os efeitos atrás mencionados tiveram expressão diminuta.

Assim, avançou-se para a reparação dos pilares, aplicando as duas variantes da solução 1, com o intuito de controlar a posição da rótula plástica, transportando-a para uma posição mais elevada, procurando diminuir o braço do binário de forças e aumentar o valor da força máxima para um momento resistente igual ao da estrutura original. Com estas variantes procura-se também avaliar a possibilidade de haver plastificação das armaduras na zona imediatamente acima do empalme superior.

Apresentam-se seguidamente as descrições dos processos de reparação dos pilares, pela ordem em que foram executados.

3.3.2. PILAR PC01_NV1A

Nesta fase, tendo em conta as condicionantes expectáveis numa situação em obra, à qual este trabalho não poderia ser indiferente, optou-se por uma adaptação da solução 1 nos casos dos varões de face interiores, que consistiu em aplicar cordões de soldadura contínuos num só lado, com comprimento equivalente ao valor preconizado na norma para cordões descontínuos em dois lados.

Assim, posicionando os varões de empalme paralelamente às faces, facilitar-se-ia o acesso aos mesmos e, consequentemente, o processo de soldadura. Nos varões de canto não se aplicaram alterações face ao previsto, uma vez que, posicionados a 45º, não ofereciam dificuldades significativas no processo de soldadura.

No que ao faseamento construtivo diz respeito, o processo iniciou-se pelo corte adequado das armaduras existentes na sapata, de forma a acomodar a emenda pretendida – no caso deste pilar, uma solução do tipo 1A –, seguido das soldaduras da base dos varões de canto a soldar topo-a-topo (Figura 3.3a) e dos respetivos varões de empalme inferior (Figura 3.2b).



a) b)

Figura 3.3 – Pormenores da reparação do pilar PC01_NV1A: soldadura dos varões P de emenda (figura a) e A de amarração (figura b) aos varões de sapata nos cantos

A fase seguinte consistiu em cortar uniformemente os varões do pilar e terminar as soldaduras topo-a-topo (Figura 3.4a) e de empalme (Figura 3.4b) dos varões de canto, verificando o alinhamento e verticalidade do pilar, de forma a permitir o avanço para os restantes varões.

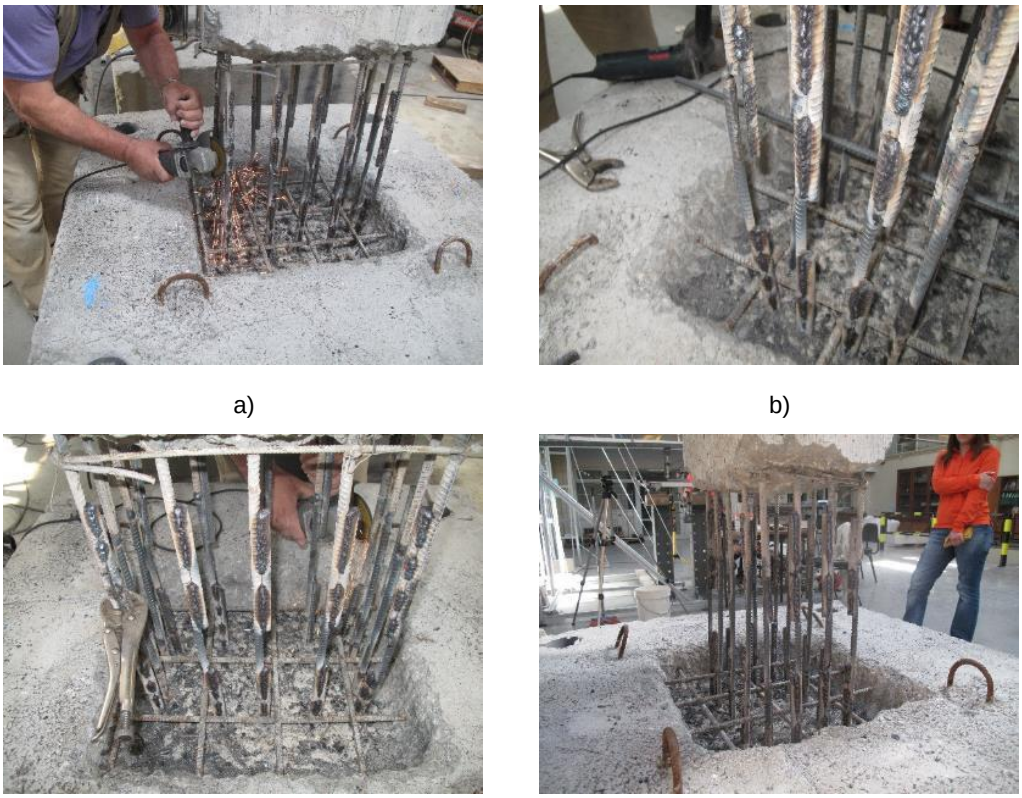


a) b)

Figura 3.4 – Pormenores da reparação do pilar PC01_NV1A: soldadura dos varões P de emenda (figura a) e A de amarração (figura b) aos varões de pilar nos cantos

Seguiu-se um processo análogo para os restantes varões, completando, primeiramente, cada uma das faces mais largas do pilar. Ao longo desta sequência, verificou-se um aumento progressivo da encurvadura dos varões de canto, sendo esta muito significativa no final do processo. O aquecimento e arrefecimento sucessivo das armaduras e consequente dilatação e encurtamento das mesmas, fenómenos associados ao processo de soldadura, agravados pelo aumento da hiperstaticidade do sistema, são os principais fatores responsáveis pela já referida encurvadura dos varões de canto.

Este problema foi minimizado através do corte de algumas ligações aos varões existentes nos pilares (nomeadamente, as ligações de topo e a metade inferior do empalme), o que permitiu o acerto da verticalidade e comprimento da emenda, tendo esta sido soldada de novo, sem afetar notoriamente os varões envolventes. O processo foi repetido para os restantes varões de canto (ver sequência na Figura 3.5).



a) b)

c) d)

Figura 3.5 – Pormenores da reparação do pilar PC01_NV1A: fases sucessivas da soldadura dos varões de emenda (P) e amarração (A) aos restantes varões de pilar e sapata

3.3.3. PILAR PC01_NV1B

A reparação do pilar PC01_NV1B, com uma solução do tipo 1B, iniciou-se de forma análoga ao pilar PC01_NV1A. No entanto, já depois de estarem posicionados todos os varões de continuidade, optou-se por uma via alternativa, com o intuito de minimizar os efeitos que tinham sido verificados anteriormente. O processo adotado consistiu em retirar o varão de continuidade e soldá-lo externamente aos dois varões de empalme, obtendo-se a peça que pode ser observada na Figura 3.6a. Posteriormente, esta peça foi soldada à ligação à sapata e, após um período de repouso – durante o qual se adiantou a realização de outra peça –, completou-se a ligação ao pilar (Figura 3.6b). Este processo foi repetido de forma distribuída pelo perímetro do pilar, tão afastado quanto possível do alinhamento realizado anteriormente. Os varões de canto foram os últimos a ser soldados, ao contrário do que tinha acontecido no pilar PC01_NV1A.

No entanto, comparativamente ao pilar PC01_NV1A, os resultados não foram tão melhorados quanto se previa, tendo até sido agravados, verificando-se encurvadura dos varões de uma forma generalizada. Seguiu-se o processo de correção descrito na secção anterior, até que nenhum varão exibisse uma curvatura excessiva ao ponto de influenciar negativamente os resultados dos ensaios.



a)



b)

Figura 3.6 – Pormenores da reparação do pilar PC01_NV1B: peça de emenda composta por varões P e A1/A2; b) ligação das peças de emenda aos varões do pilar e sapata

3.3.4. PILAR PC12_NV1A

Face aos problemas já descritos nas secções anteriores, optou-se por um novo processo construtivo para este pilar. Uma vez que, do ponto de vista do tempo de aquecimento, a soldadura de cordão contínuo é mais exigente para o varão de aço, decidiu-se utilizar soldadura descontínua dos dois lados – tal como havia sido realizado nos provetes ensaiados –, sendo que os empalmes dos varões interiores seriam colocados num plano perpendicular às faces do pilar. Este posicionamento dos empalmes não será o mais indicado para uma situação em obra, no entanto, para uma solução de soldadura dos dois lados, é a opção mais viável. Inicialmente, realizaram-se 14 peças de emenda com uma solução do tipo 1A que, posteriormente, foram soldadas aos varões da sapata (Figura 3.7).



a)



b)

Figura 3.7 – Pormenores da reparação do pilar PC12_NV1A: soldadura das peças de emenda: a) aos varões da sapata; b) aos varões do pilar

Terminada esta fase, alinhou-se o pilar segundo as peças já soldadas, seguindo-se o processo de finalização das soldaduras emenda/pilar, iniciado pelas soldas laterais do empalme e seguido da abertura do chanfre para posterior realização da soldadura topo-a-topo. A sequência de alinhamentos a soldar seguiu uma lógica de simetria em relação ao alinhamento anterior, tomando-se também alguns compassos de espera, de forma a permitir o arrefecimento e reposição do comprimento inicial dos varões, aliviando-se assim o incremento de tensão provocado pela dilatação dos mesmos.

No final do processo, verificou-se uma clara melhoria em relação ao procedimento adotado nos pilares PC01_NV1A e PC01_NV1B, não sendo visível encurvadura significativa em nenhum dos varões, concluiu-se assim ser esta a melhor opção para trabalhos análogos a realizar futuramente.

3.3.5. PILARES PC12_NV1B, PC12_N1A E PC12_N1B

A reparação destes pilares (Figuras 3.8 a 3.10) foi realizada segundo um procedimento semelhante ao descrito para o pilar PC12_NV1A, tendo sido igualmente eficaz, no que diz respeito à adequada verticalidade dos varões no final do processo, sendo que quaisquer desvios observados se deveram, sobretudo, a eventuais desalinhamentos já existentes entre os varões do pilar e da sapata.

Refira-se que as soluções de estribos observáveis nas Figuras 3.9 e 3.10 foram igualmente adotadas nos restantes pilares reparados com soluções 1A e 1B, respetivamente.



a) b)

Figura 3.8 – Pormenores da reparação do pilar PC12_NV1B: soldadura das peças de emenda de tipo 1B: a) aos varões da sapata; b) aos varões do pilar



a) b)

Figura 3.9 – Pormenores da reparação do pilar PC12_N1A: reparação finalizada (solução tipo 1A), já com os estribos aplicados: a) direção Norte-Sul; b) direção Este-Oeste



a) b)

Figura 3.10 – Pormenores da reparação do pilar PC12_N1B: reparação finalizada (solução tipo 1B), já com os estribos aplicados: a) direção Norte-Sul; b) direção Este-Oeste

3.4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

3.4.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DOS PILARES ORIGINAIS

As especificações dos materiais utilizados na construção dos pilares originais encontram-se na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Propriedades dos materiais utilizados nos pilares originais (Rodrigues *et al.*, 2015a)

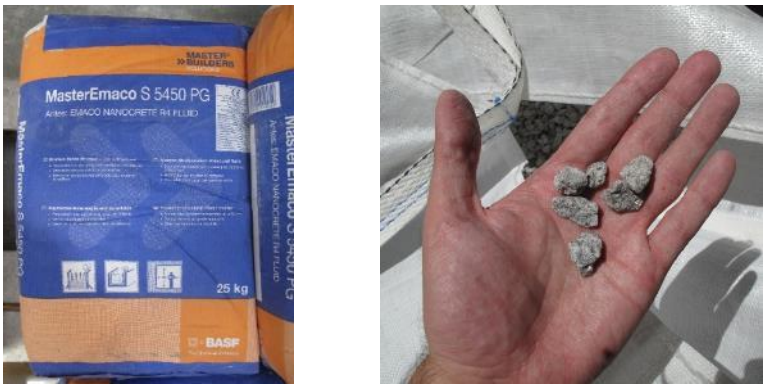
Pilar	f_{cm} [MPa]	f_{yk} [MPa]
PC01_NV1A	27.92	575.6
PC01_NV1B		
PC12_NV1A		
PC12_NV1B		
PC12_N1A		
PC12_N1B		

3.4.2. AÇO

O aço utilizado na reparação pertencia ao mesmo lote do aço utilizado no estudo descrito no capítulo 3, tendo portanto as mesmas propriedades mecânicas – ver Tabela 3.2.

3.4.3. MICROBETÃO DE REPARAÇÃO

O microbetão de reparação utilizado para restituir a zona previamente saneada do pilar consistiu numa mistura de uma argamassa de reparação estrutural (designação comercial MasterEmaco S 5450 PG) com uma gravilha 4-16 mm (Figuras 3.11 e 3.12), seguindo as recomendações da ficha técnica da primeira, ou seja, 7.5 kg de gravilha por cada saco de 25 kg de argamassa. Aquando da betonagem do primeiro pilar, realizaram-se seis provetes cilíndricos de microbetão, cuja evolução das propriedades mecânicas ao longo do tempo de cura foi controlada através de ensaios de rotura à compressão (todos os provetes) e de módulo de elasticidade (provetes 4 a 6); os resultados respetivos podem ser encontrados na Tabela 3.2.



a) b)

Figura 3.11 – Constituintes do microbetão: a) argamassa de reparação; b) gravilha

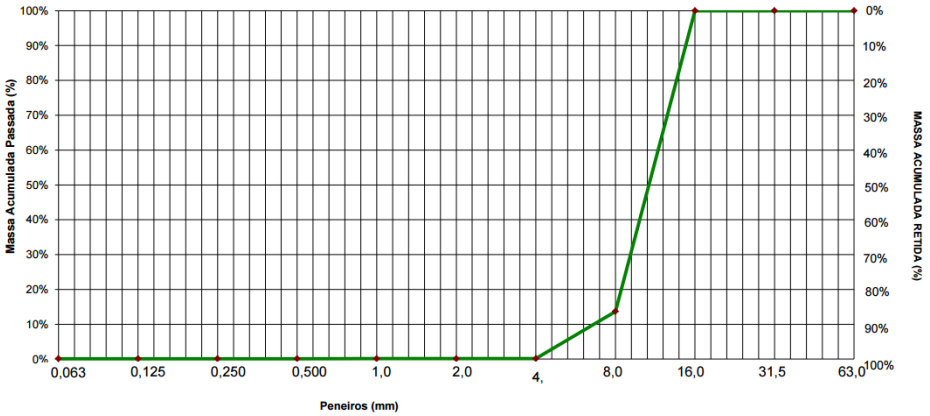


Figura 3.12 – Curva granulométrica da gravilha utilizada

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios aos provetes cilíndricos do microbetão de reparação

Provete	Data de fabrico	Idade (dias)	Data de ensaio	Módulo de elasticidade (MPa)	Módulo de elasticidade médio (MPa)	Tensão de rotura (MPa)	Tensão de rotura média (MPa)
1	03-06-15	6	09-06-15	-	-	60.5	-
2		12	15-06-15			70.0	
3		16	19-06-15			72.6	
4		28	01-07-15	35800	36000	68.7	69.1
5				36500		68.4	
6				35900		70.3	

3.4.4. ESPESSURA DE RECOBRIMENTO NA ZONA DE REPARAÇÃO

A espessura de recobrimento de cada face dos pilares na zona de reparação foi medida e listada na Tabela 3.3, para cada canto das secções, a fim de permitir futuras simulações numéricas (fora do âmbito deste trabalho). A título de exemplo, para o canto formado pelas faces Norte e Este, mediram-se os recobrimentos respetivos em cada uma dessas direções (apresentados nas colunas "N" e "E" associadas a "NE").

Tabela 3.3 – Espessura de recobrimento para cada pilar

Espessura de recobrimento [cm]								
Pilar	NE		SE		SW		NW	
	N	E	S	E	S	W	N	W
PC01_NV19	2.8	2.8	4.8	4.9	4.8	3.3	2.3	4.3
PC02_NV20	3.1	2.6	5.1	3.1	6.6	4.6	1.3	3.3
PC12_NV21	5.3	3.7	1.9	4.3	3.1	4.3	5.9	4.5
PC12_NV22	3.6	2.0	4.8	3.1	4.1	4.1	3.3	5.5
PC12_NV23	3.9	3.9	5.1	5.1	3.8	4.1	2.6	3.1
PC12_NV24	3.0	3.0	4.0	4.0	5.0	3.0	3.0	4.0

3.5. TRAJETÓRIAS DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Com o intuito de caracterizar a resposta dos pilares, e com base na experiência anterior (Rodrigues *et al.*, 2015a), foram impostos deslocamentos laterais cíclicos no topo dos mesmos, nomeadamente, três ciclos para cada um dos seguintes deslocamentos de pico: 3, 5, 10, 4, 12, 15, 7, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 55, 60, 65, 70, 75, 80 mm. No entanto, nunca foi possível atingir os ciclos de maior amplitude, devido à magnitude do dano atingido pelos pilares. Comparativamente ao estudo anteriormente realizado (Rodrigues *et al.*, 2015), para este trabalho consideraram-se apenas dois padrões de deslocamento horizontal (Figura 3.13), sendo que a comparação de resultados subsequente foi realizada de forma criteriosa, ou seja, entre pilares ensaiados em condições semelhantes, de forma a realçar os efeitos introduzidos pelo processo de reparação já descrito.

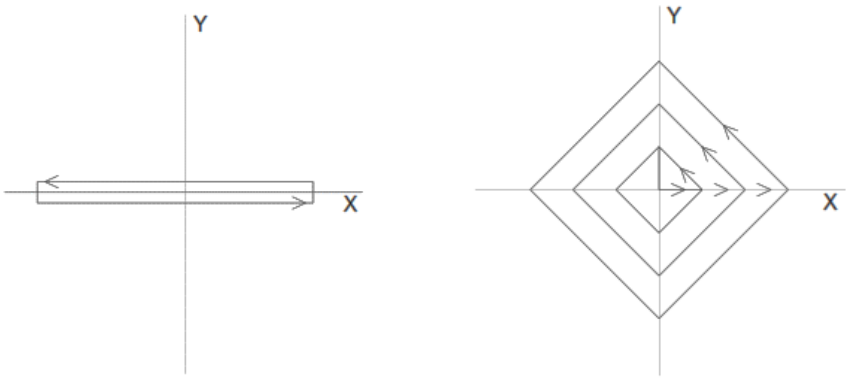


Figura 3.13 – Trajetórias de deslocamento aplicados: a) tipo 1; b) tipo 2 (Rodrigues *et al.*, 2015a)

3.6. ESFORÇO AXIAL

Foram realizados ensaios de esforço axial constante (300 kN, como já utilizado em campanhas anteriores) e variável. Para os últimos, o esforço axial foi considerado proporcional ao deslocamento lateral imposto até à cedência e, no caso dos ensaios biaxiais, relacionada com o deslocamento imposto na direção de maior inércia. A partir do ponto de cedência, a evolução do deslocamento prosseguiu enquanto a força aplicada permaneceu constante. Com base em estudos numéricos de edifícios completos, estabeleceu-se um valor inicial para o esforço axial de 300 kN, com variações de +/- 150 kN (Rodrigues *et al.*, 2015). Uma representação esquemática da relação entre deslocamento lateral e esforço axial pode ser encontrada na Figura 3.14.

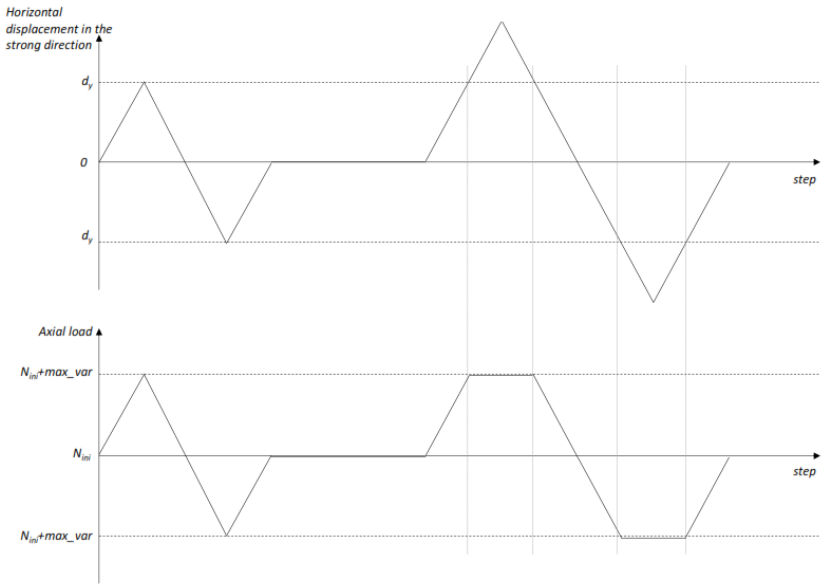
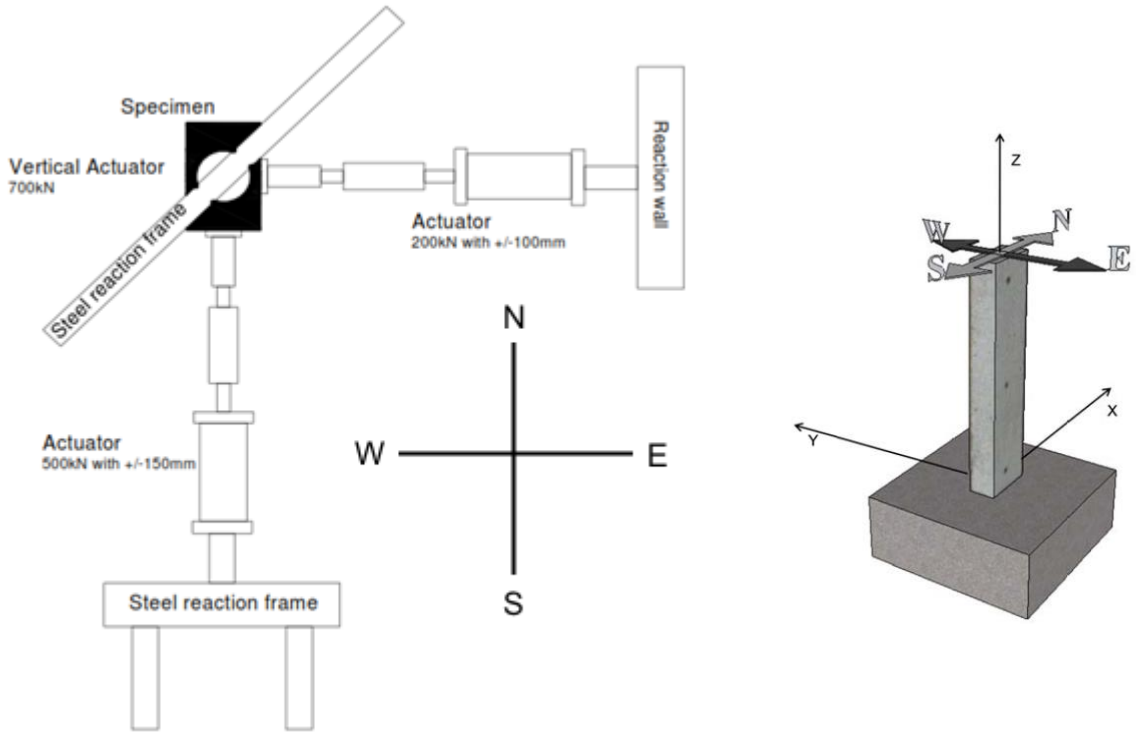


Figura 3.14 – Relação entre deslocamento horizontal e esforço axial para ensaios com esforço axial variável (Rodrigues *et al.*, 2015a)

3.7. *SET-UP* DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

3.7.1. *SET-UP* DE ENSAIO

O *set-up* utilizado na campanha experimental pode ser observado esquematicamente na Figura 3.15 e numa perspetiva geral na Figura 3.16. O sistema consiste em dois atuadores horizontais que aplicam cargas laterais (um com +/- 500 kN e +/- 150 mm de curso na direção de maior inércia do pilar – direção X – e outro com +/- 200 kN e +/- 100 mm de curso na direção de menor inércia – direção Y), assim como um atuador vertical com 700 kN para aplicação do esforço axial (Figura 3.17). O atuador horizontal de 700 kN e o atuador vertical encontram-se ligados a pórticos metálicos de reação, enquanto o atuador horizontal de 200 kN se encontra ligado a uma parede de reação (Figura 3.18). De forma a evitar o deslizamento e rotação dos espécimes e pórticos de reação, todos estes elementos foram fixados à laje do laboratório com recurso a varões de aço pré-esforçados (Figura 3.19), sendo que a força aplicada nos varões de fixação dos espécimes foi monitorizada ao longo dos ensaios.



a) b)

Figura 3.15 – *Set-up* de ensaio: a) vista geral (Rodrigues *et al.*, 2015a); b) posicionamento do pilar e direções de ensaio (Rodrigues, 2012)



a) b)

Figura 3.16 – *Set-up* de ensaio: a) ensaio uniaxial; b) ensaio biaxial



a)



b)



c)

Figura 3.17 – *Set-up* de ensaio: a) atuador segundo a direção X; b) atuador segundo a direção Y; c) atuador vertical



a)



b)

Figura 3.18 – *Set-up* de ensaio: a) pórtico metálico de reação (direção X); b) parede de reação (direção Y)



Figura 3.19 – Varão de aço pré-esforçado para fixação do pilar à laje do laboratório

Como já foi referido, foi aplicada um esforço constante ou variável, simultaneamente com ciclos de carregamento lateral segundo duas leis diferentes. Uma vez que o atuador vertical permanece na mesma posição enquanto o pilar flete lateralmente, existe, entre o atuador e o topo do pilar, um dispositivo especial que consiste em duas placas metálicas deslizantes (Figura 3.20), com boa resistência ao esmagamento e atrito reduzido entre as faces em contacto, com o intuito de minimizar os efeitos de fricção espúria, que não deixam, no entanto, de ser tidos em conta. Com efeito, duas células de carga ligadas à placa superior nas direções horizontais encarregam-se de medir estas pequenas forças de atrito, que são posteriormente subtraídas às forças lidas pelas células de carga dos atuadores horizontais. Outro efeito não desprezável é o da rigidez do pórtico vertical, ao qual está associada uma força que também deve ser descontada.

Esta força tem origem nos pequenos deslocamentos laterais do atuador vertical que ocorrem durante o ensaio, que são medidos por LVDTs colocados externamente nas duas direções horizontais (mais detalhes na secção 3.6.2) e através dos quais se obtém o valor da força correspondente, uma vez que a rigidez horizontal do pórtico vertical é conhecida, correspondendo a 2.2 kN/mm para ambas as direções horizontais, de acordo com a calibração realizada aquando da instalação do *set-up* de ensaio (Rocha, 2011).



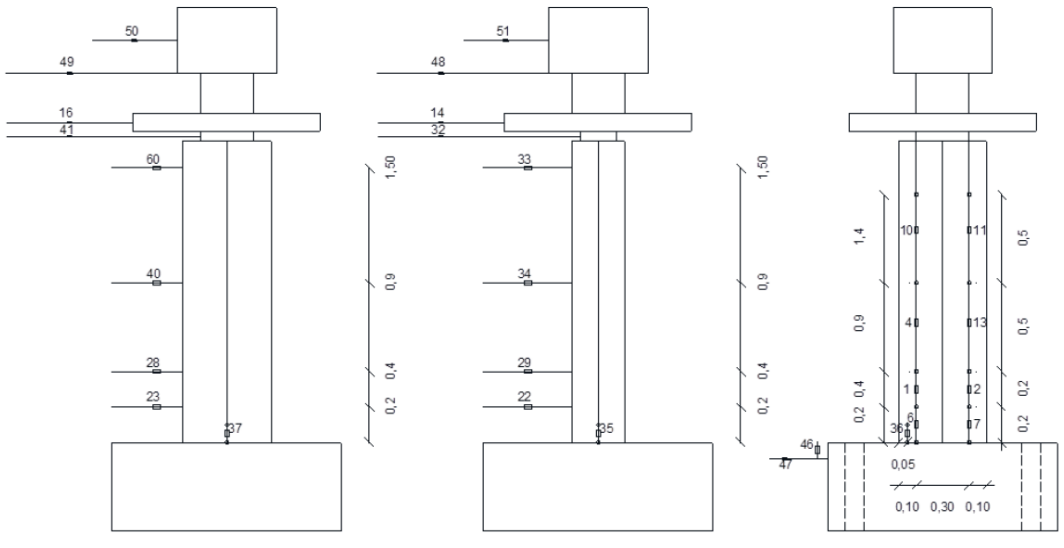
Figura 3.20 – Atuador vertical e placas metálicas deslizantes no topo do pilar

O controlo dos atuadores e a aquisição de dados são realizados através de sistemas de controlo PXI comandados por rotinas de controlo e aquisição desenvolvidos internamente, por sua vez baseadas na plataforma de software LabVIEW (www.ni.com). As leituras de dados das células de carga, LVDTs (*Linear Variable Displacement Transducers*) e outro tipo de dispositivos a detalhar na secção 3.6.2, são fornecidas diretamente por placas de aquisição de dados e condicionamento de sinal.

3.7.2. INSTRUMENTAÇÃO

O esquema de instrumentação para estes ensaios teve em consideração o facto da deformação global de pilares esbeltos se dever, sobretudo, a deformações por flexão. Na Figura 3.21 encontra-se representado o esquema de instrumentação adotado para ensaios biaxiais, que permite a medição de deslocamentos laterais em vários pontos distribuídos em altura, assim como deslocamentos relativos locais em vários pontos estrategicamente selecionados, sendo estes últimos relevantes num contexto duma eventual modelação futura, não tendo sido, por isso, utilizados os respetivos resultados neste trabalho. Com o intuito de medir a deformação horizontal de um pilar ao longo das duas direções ortogonais (X e Y), foram instalados, alinhados com as faces Norte e Oeste, respetivamente, a uma distância de aproximadamente 1.50m do pilar, dois cavaletes metálicos, que acolheram LVDTs fixados a diferentes alturas, nomeadamente, 20, 40, 90 e 140cm da base do pilar (Figura 3.22).

Cada LVDT encontra-se ligado a um peso que, por sua vez, está ligado ao pilar por intermédio de um fio de aço muito fino; assim, o deslocamento do peso associado ao deslocamento horizontal do pilar é medido pelo LVDT respetivo, que se encontra, inicialmente, numa posição intermédia, para que a vareta do mesmo tenha curso suficiente para ler deslocamentos positivos e negativos numa determinada direção. No caso dos ensaios uniaxiais, realizados sempre na direção Norte-Sul, retiram-se os transdutores para medição de deslocamentos laterais na face Oeste.



a) b) c)

Figura 3.21 – Esquema de instrumentação adotado: transdutores de deslocamentos laterais nas direções: a) Norte-Sul; b) Este-Oeste; c) transdutores de deslocamentos relativos ao longo das faces Este e Oeste (LESE, 2014)



a) b)

Figura 3.22 – a) Cavalete; b) Pormenor de um LVDT instalado no cavalete

Em adição à instrumentação já referida, instalaram-se dois LVDTs (Figura 3.23), alinhados nas direções horizontais, com o intuito de medir os pequenos deslocamentos laterais que, inevitavelmente, o atuador vertical sofre no decorrer do ensaio, assim como dois inclinómetros, um na face oeste do pilar, outro no topo da placa metálica deslizante superior, para medir rotações do topo do pilar (Figura 3.24).

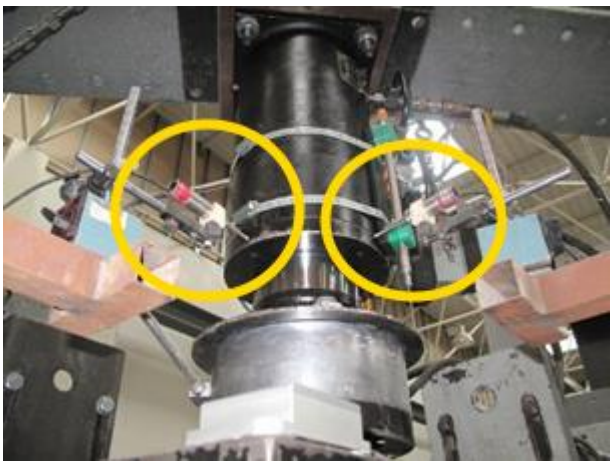


Figura 3.23 – LVDTs para medição dos deslocamentos laterais do atuador vertical



a) b)

Figura 3.24– Inclinómetros: a) face Oeste do pilar; b) topo da placa metálica deslizante superior

4

ANÁLISE DE RESULTADOS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUÇÃO

No capítulo 3 foi introduzida a campanha experimental dos pilares reparados, nomeadamente, as características geométricas dos mesmos, propriedades mecânicas dos materiais respetivos, as trajetórias de deslocamento impostas, o *set-up* de ensaio utilizado e a instrumentação adotada.

Neste capítulo, a evolução do dano dos pilares é avaliada através de observação visual e dos dados obtidos. Os parâmetros de resposta global, tais como ductilidade, degradação de força, degradação de rigidez e dissipação de energia, são analisados através de diagramas força-*drift*. As comparações de resultados que se apresentam em seguida baseiam-se numa correspondência (Tabela 4.1) entre ensaios realizados em condições semelhantes.

A nomenclatura dos pilares reparados adotada neste trabalho segue as diretrizes referidas em 3.2.1, sendo que o número do pilar original foi substituído pela designação da solução de reparação adotada (1A ou 1B).

Tabela 4.1 – Correspondência de ensaios para comparação de resultados

Pilar reparado	Solução adotada	Tipo de ensaio após reparação		Pilar comparativo	Tipo de ensaio do pilar comparativo	
		Axial	Flexão		Axial	Flexão
PC01_NV1A	1A (10Φ)	Variável	Tipo 1	PC01_NV19 (Rodrigues, 2015a)	Variável	Tipo 1
PC01_NV1B	1B (5Φ)	Variável	Tipo 1			
PC12_NV1A	1A (10Φ)	Variável	Tipo 2	PC12_NV21 (Rodrigues, 2015a)	Variável	Tipo 2
PC12_NV1B	1B (5Φ)	Variável	Tipo 2			
PC12_N1A	1A (10Φ)	Constante	Tipo 2	PC12_NV21 e PC12_NV1A	Variável	Tipo 2
PC12_N1B	1B (5Φ)	Constante	Tipo 2	PC12_NV21 e PC12_NV1B	Variável	Tipo 2

4.2. EVOLUÇÃO DO DANO NOS PILARES ENSAIADOS

4.2.1. DANO OBSERVADO

Esta secção refere-se à observação visual da evolução do dano durante os ensaios, nos quais se adotou o seguinte procedimento: no final do último ciclo de cada um dos níveis de deslocamento referidos na secção 3.5, o ensaio foi interrompido para que se assinalassem novas fendas e/ou a evolução de outras já existentes.

Em todos os ensaios, verificou-se o surgimento de uma fenda na base do pilar (Figura 4.1), coincidente com a secção de momento máximo, não devendo esta ser atribuída a juntas construtivas, uma vez que a betonagem após a reparação incluiu também uma parte da fundação. Esta fenda está associada à penetração de cedência dos varões de reforço longitudinais do pilar (Rodrigues, 2012). Em oncordância com o que é expectável num ensaio de flexão, verificaram-se também, em todos os ensaios, sucessivas fendas horizontais distribuídas ao longo da altura dos pilares (Figuras 4.2 a 4.5), que surgiram numa fase inicial do carregamento, sendo que, a partir de uma fase intermédia, observou-se apenas a evolução da abertura das fendas horizontais já existentes, acompanhada de novas fendas associadas a outros efeitos, nomeadamente, esforços de corte e consequente esmagamento do betão.

De acordo com o que já havia sido observado (Rodrigues, 2012) no contexto de ensaios com esforço axial constante, a solicitação biaxial resulta num dano de maior magnitude na base do pilar para o mesmo nível de *drift*, em comparação com uma solicitação uniaxial. No caso dum ensaio biaxial com esforço axial variável, com este a variar segundo a lei referida na secção 3.5, verifica-se uma distribuição do dano menos uniforme por todas as faces do pilar, sendo este mais evidente nas faces Norte e Sul, uma vez que o esforço axial máximo coincide com o deslocamento horizontal máximo segundo a direção de maior inércia.



Figura 4.1 – Exemplo de uma fenda na base do pilar



Drift=0.33% *Drift*=0.67% *Drift*=1.00% *Drift*=1.33% *Drift*=2.00%

Figura 4.2 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC01_NV1A



Drift=0.33% *Drift*=0.67% *Drift*=1.00% *Drift*=1.33% *Drift*=2.00%

Figura 4.3 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC01_NV1B



Drift=0.33% *Drift*=0.67% *Drift*=1.00% *Drift*=1.33% *Drift*=2.00%

Figura 4.4 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC12_NV1A



Drift=0.33% *Drift*=0.67% *Drift*=1.00% *Drift*=1.33% *Drift*=2.00%

Figura 4.5 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC12_NV1B



Drift=0.33% *Drift*=0.67% *Drift*=1.00% *Drift*=1.33% *Drift*=2.00%

Figura 4.6 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC12_N1A



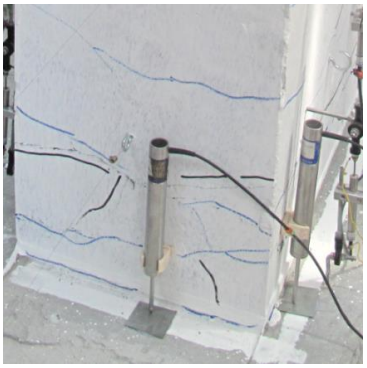
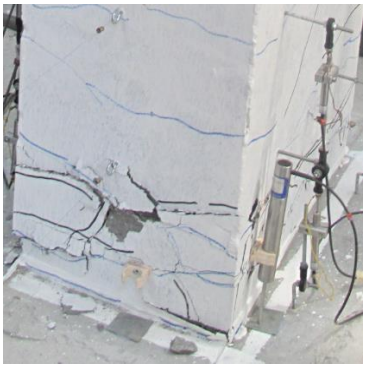
Drift=0.33% *Drift*=0.67% *Drift*=1.00% *Drift*=1.33% *Drift*=2.00%

Figura 4.7 – Evolução da fendilhação na face Este do pilar PC12_N1B

Verificou-se também que, em concordância com o que é comum em ensaios biaxiais, o destacamento do betão na base do pilar, associado à encurvadura dos varões nessa zona, iniciou-se nos cantos e rapidamente se propagou por toda a secção. A título exemplificativo, é possível observar a evolução do dano na face Norte para alguns ensaios nas Figuras 4.8 e 4.9.

Tal como era expectável, a encurvadura dos varões reparados foi circunscrita aos troços de varão simples entre empalmes, uma vez que a sobreposição de armadura nos empalmes conferiu elevada rigidez a estas zonas. Consequentemente, a rotura dos varões ocorreu tendencialmente nesta zona, sendo importante referir que, à semelhança do que se verificou nos ensaios de provetes soldados descritos no capítulo 3, nenhum varão rompeu segundo um cordão de soldadura. Na secção 4.2.3 apresenta-se uma comparação da evolução do dano nos pilares originais e reparados.

a) b)

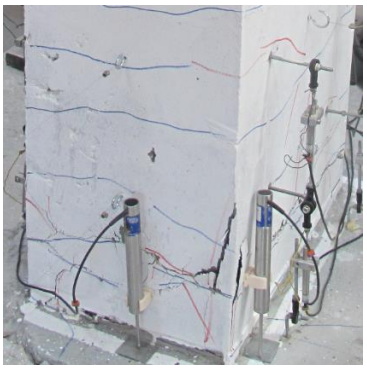
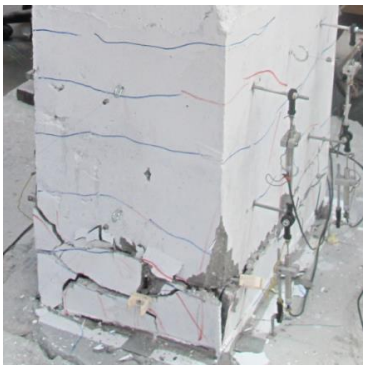



c) d)




Figura 4.8 – Evolução do dano na face Norte do pilar PC12_NV1A: a) fendilhação; b) destacamento do betão; c) encurvadura dos varões; d) rotura dos varões

a) b)

c) d)




Figura 4.9 – Evolução do dano na face Norte do pilar PC12_NV1B: a) fendilhação; b) destacamento do betão; c) encurvadura dos varões; d) rotura dos varões

4.2.2. DISTRIBUIÇÃO DO DANO

À solicitação sísmica de pilares que suportam, essencialmente, cargas gravíticas, como os que se encontram correntemente em edifícios (situação replicada com os espécimes realizados no âmbito deste trabalho), está normalmente associada a formação de rótulas plásticas nas zonas onde o dano é mais severo, nomeadamente, como já foi referido, junto à base do pilar, pois é aqui que se encontra a secção de momento máximo. A extensão da rótula plástica depende de vários fatores, tais como as dimensões da secção, o nível de esforço axial, as propriedades dos materiais e o nível de confinamento nessa zona (Rodrigues, 2012). Verificou-se que, de uma forma geral, a extensão da zona danificada, onde se inclui a rótula plástica, não variou significativamente em função do tipo de ensaio (ver Tabela 4.2).

Tabela 4.2 – Comprimento de zona danificada

Pilar	Trajetória de deslocamento	Zona danificada (cm)		
		Mínima	Máxima	Média
PC01_NV1A	1	29	54	42
PC01_NV1B		15	39	27
PC12_NV1A	2	20	33	27
PC12_NV1B		15	35	25
PC12_N1A		17	30	24
PC12_N1B		20	50	35

4.2.3. RELAÇÃO DANO VERSUS *DRIFT*

Nesta secção é realizada uma comparação (ver Figura 4.10) do nível de dano observado nos pilares durante os ensaios, através da identificação dos níveis de *drift* para os quais ocorreram determinados estados de dano, tais como início da fendilhação, destacamento do betão de recobrimento (*spalling*), encurvadura do reforço longitudinal (*buckling*) e, finalmente, rotura do primeiro varão longitudinal. Adicionalmente, identificou-se o nível de *drift* para o qual se verificou uma redução da força de 20% em relação à força máxima, estado que é definido como rotura convencional do pilar (Park *et al.*, 1987). Da análise efetuada, destaca-se o seguinte:

- Não se verificou uma variação do nível de *drift* para o qual ocorre o início da fendilhação em função da reparação dos pilares ou do tipo de ensaio efetuado;
- Os pilares reparados solicitados à flexão biaxial com esforço axial constante sofreram destacamento e encurvadura para níveis de *drift* correspondentes a 66% dos verificados para o ensaio biaxial original, que tinha esforço axial variável;
- Em comparação com os pilares originais, a rotura convencional nos pilares reparados ocorreu, nos ensaios uniaxiais, para níveis inferiores de *drift* (redução média de 30%) e, nos ensaios biaxiais, para níveis superiores de *drift* (aumento médio de 40%).

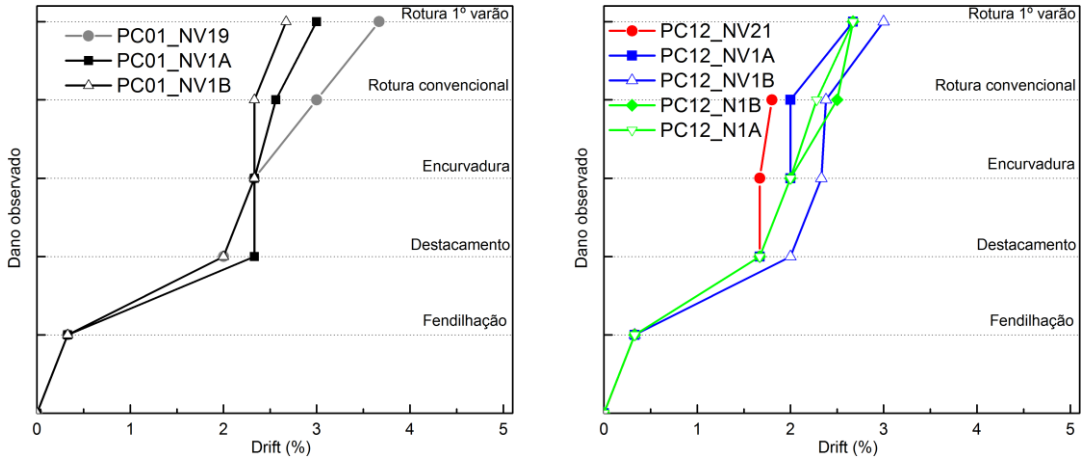


Figura 4.10 – Evolução do dano observado: a) ensaios uniaxiais; b) ensaios biaxiais

4.3. COMPORTAMENTO HISTERÉTICO FORÇA-DESLOCAMENTO

4.3.1. AVALIAÇÃO DO DESLOCAMENTO DE *YIELDING* E DO DESLOCAMENTO ÚLTIMO

O deslocamento de *yielding* permite diferenciar a resposta de elementos de BA entre os regimes elástico e pós-elastico (Paulay, 2002), tendo, neste caso, sido calculado através dos resultados dos ensaios realizados. Assim, adotou-se um procedimento baseado no método de determinação do deslocamento de *yielding* proposto por Park (1989), ilustrado na Figura 4.11 e descrito da seguinte forma (Rodrigues, 2012):

- Avaliação da força máxima do elemento em ambas as direções;
- Identificação do ciclo no qual a força é inferior a ¾ do valor de força máxima identificado previamente;
- Cálculo da secante de rigidez (K_y) para o ciclo identificado no passo anterior;
- Ajuste do ramo correspondente à rigidez pós- *yielding* (K_{pl}):
- Determinação dos pontos de interseção de K_y e K_{pl} para cada direção, obtendo-se assim o deslocamento de *yielding* (Δ_y) em cada direção (ver Tabelas 4.3 e 4.4).

É importante referir que este estudo é afetado por uma limitação da definição do ponto de *yielding*, pois esta é difícil de conseguir em ensaios biaxiais, particularmente no caso de esforço axial variável.

A ductilidade última (Δ_u/Δ_y) é calculada a partir do deslocamento último Δ_u, considerado como o ponto em que a força atingiu o patamar correspondente a 2/3 da força máxima do ensaio.

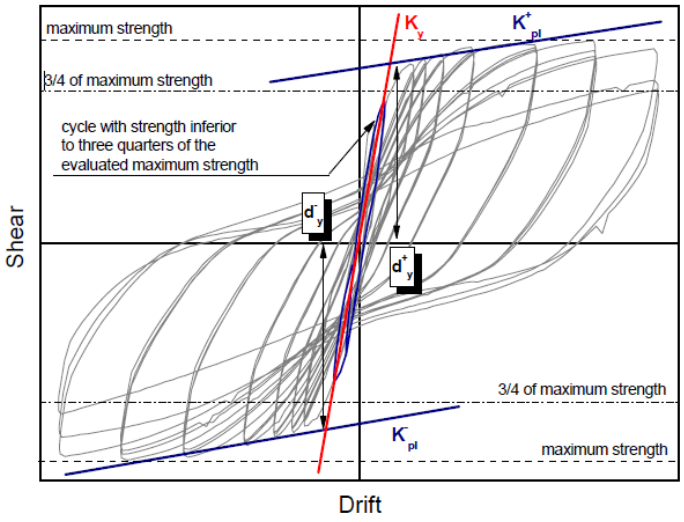
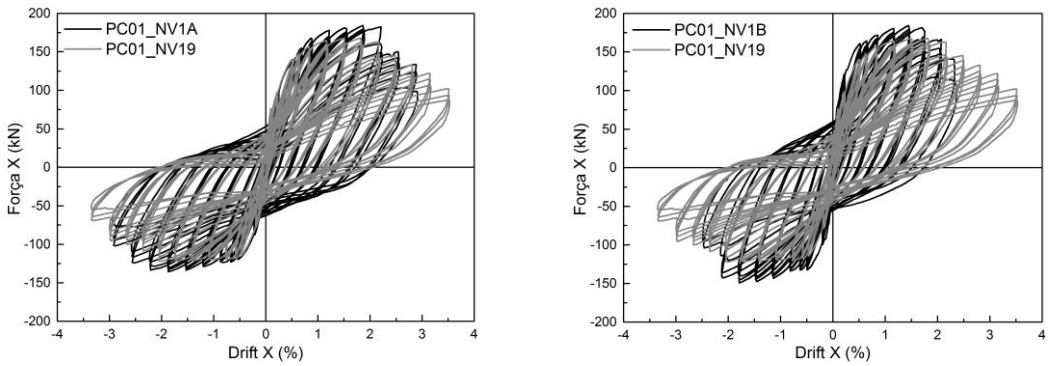


Figura 4.11 – Método para determinação do deslocamento de *yielding* (Rodrigues, 2012)

4.3.2. ANÁLISE GLOBAL

Nas Figuras 4.12 a 4.18 encontram-se as comparações de resultados entre os pares de pilares referidos na Tabela 4.1, em termos de trajetórias de força, deslocamento e ciclos de histerese para ambas as direções. Analisando as curvas histeréticas força-*drift*, é notória uma diferença de resposta dos pilares no primeiro ciclo de cada nível de deslocamento, consequência desse primeiro ciclo ocorrer sempre na mesma direção (neste caso, X positivo), sendo que este efeito é reduzido nos ciclos subsequentes.

Adicionalmente, apresentam-se, nas Figuras 4.19 e 4.20, as envolventes força-*drift* agrupadas por caminho de deslocamento imposto. Os resultados obtidos encontram-se resumidos nas Tabelas 4.3 e 4.4.



a) b)

Figura 4.12 – Comparação de resultados do pilar PC01_NV19 com os pilares: a) PC01_NV1A; b) PC01_NV1B

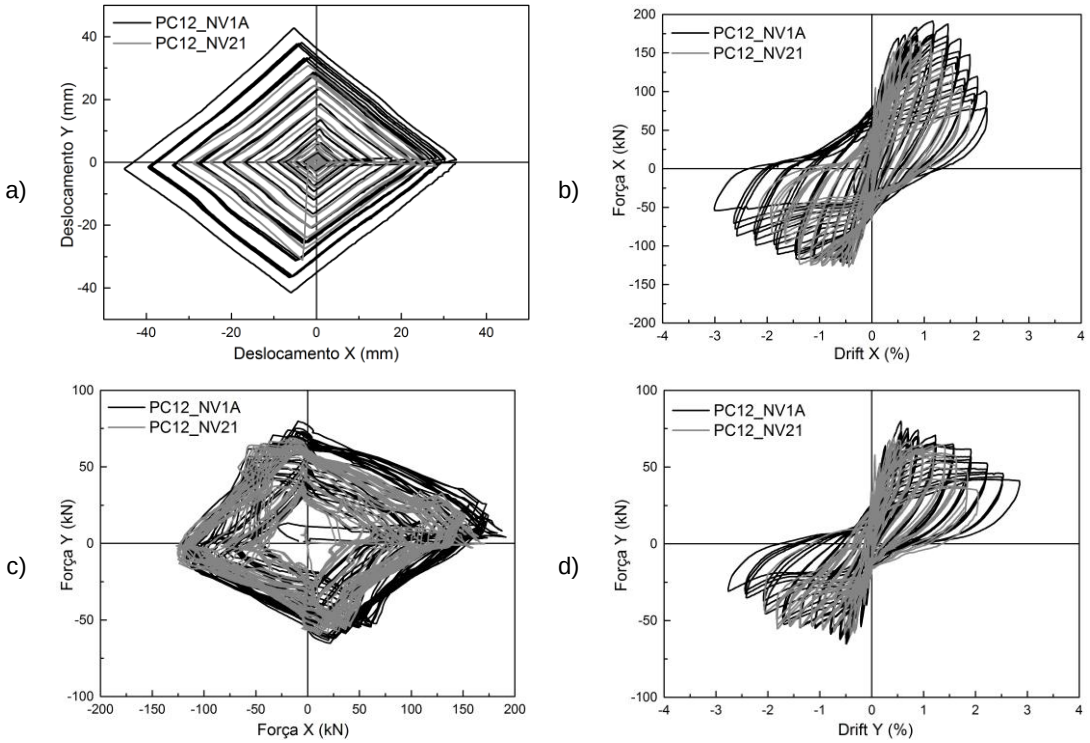


Figura 4.13 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_NV21 e PC12_NV1A: a) trajetória de deslocamento; b) diagrama força-*drift* X; c) trajetória de força; d) diagrama força-*drift* Y

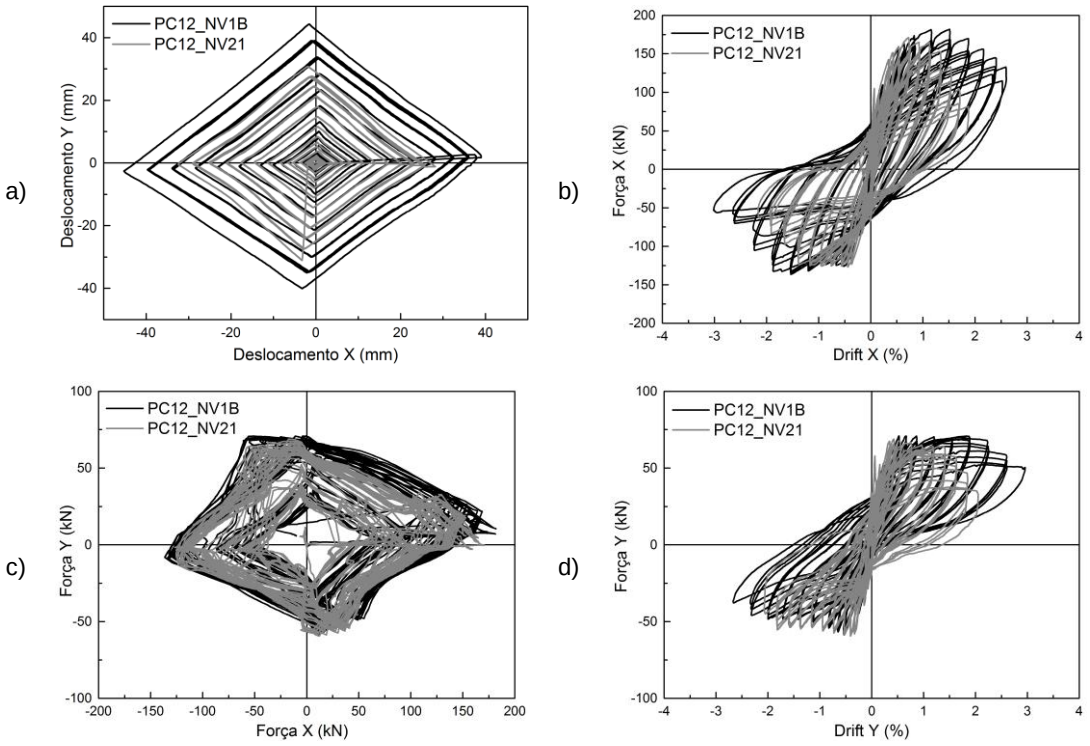


Figura 4.14 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_NV21 e PC12_NV1B: a) trajetória de deslocamento; b) diagrama força-*drift* X; c) trajetória de força; d) diagrama força-*drift* Y

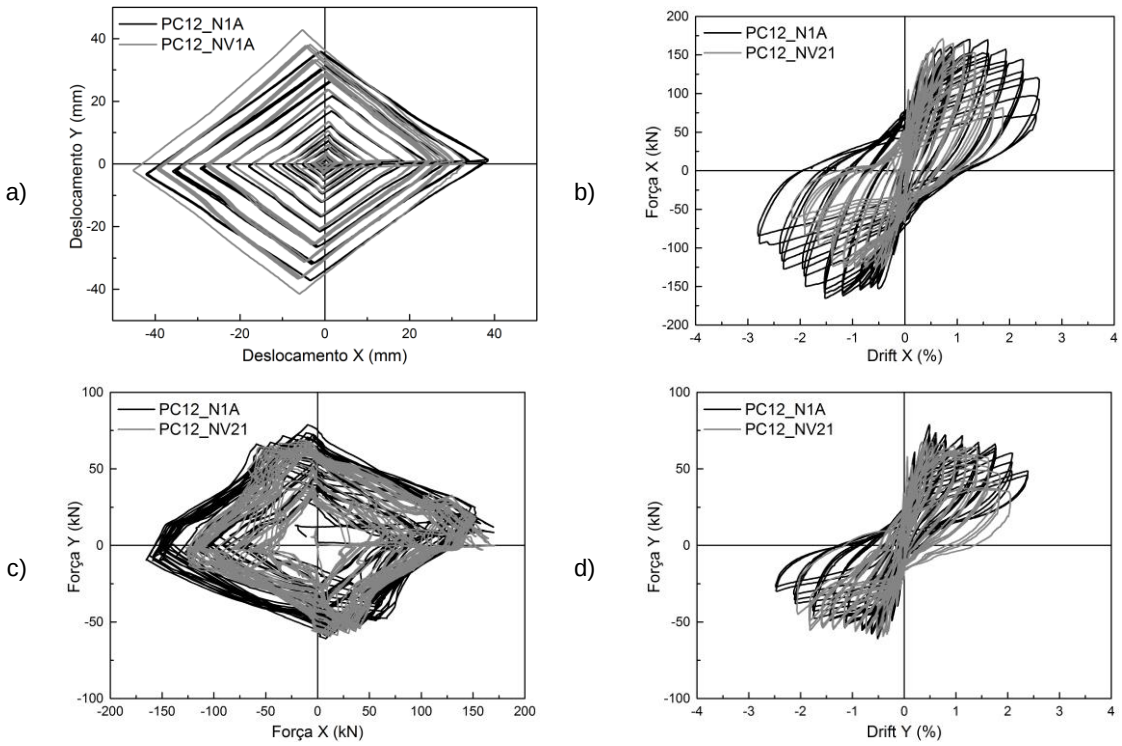


Figura 4.15 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_NV21 e PC12_N1A: a) trajetória de deslocamento; b) diagrama força-*drift* X; c) trajetória de força; d) diagrama força-*drift* Y

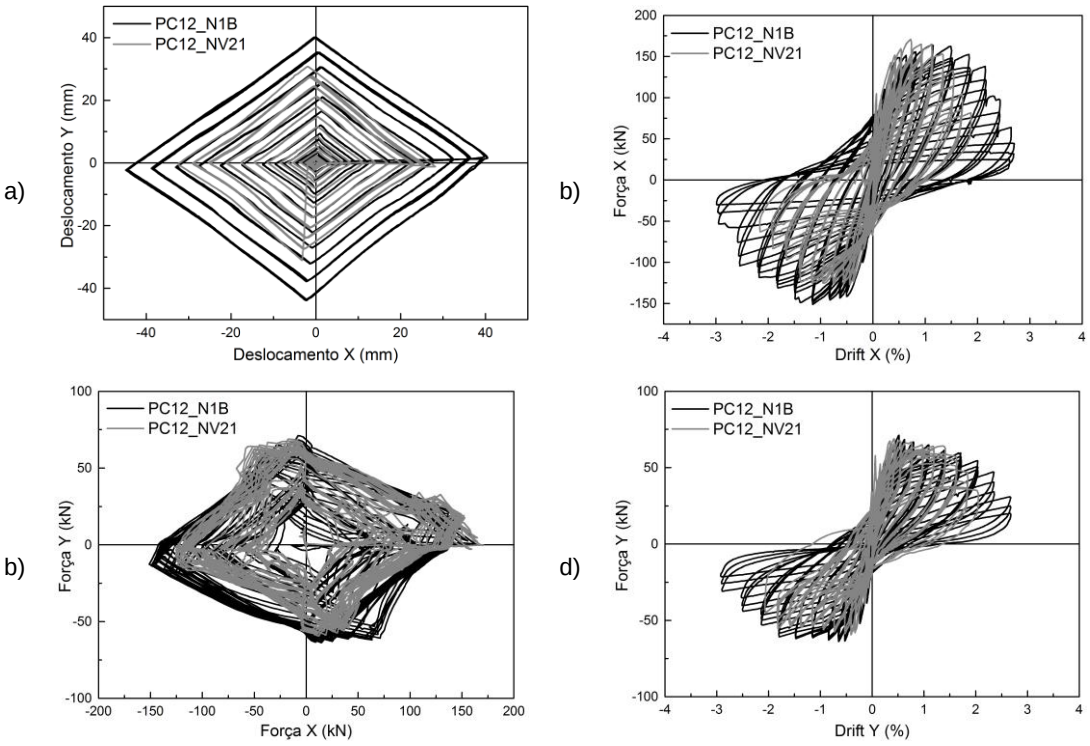


Figura 4.16 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_NV21 e PC12_N1B: a) trajetória de deslocamento; b) diagrama força-*drift* X; c) trajetória de força; d) diagrama força-*drift* Y

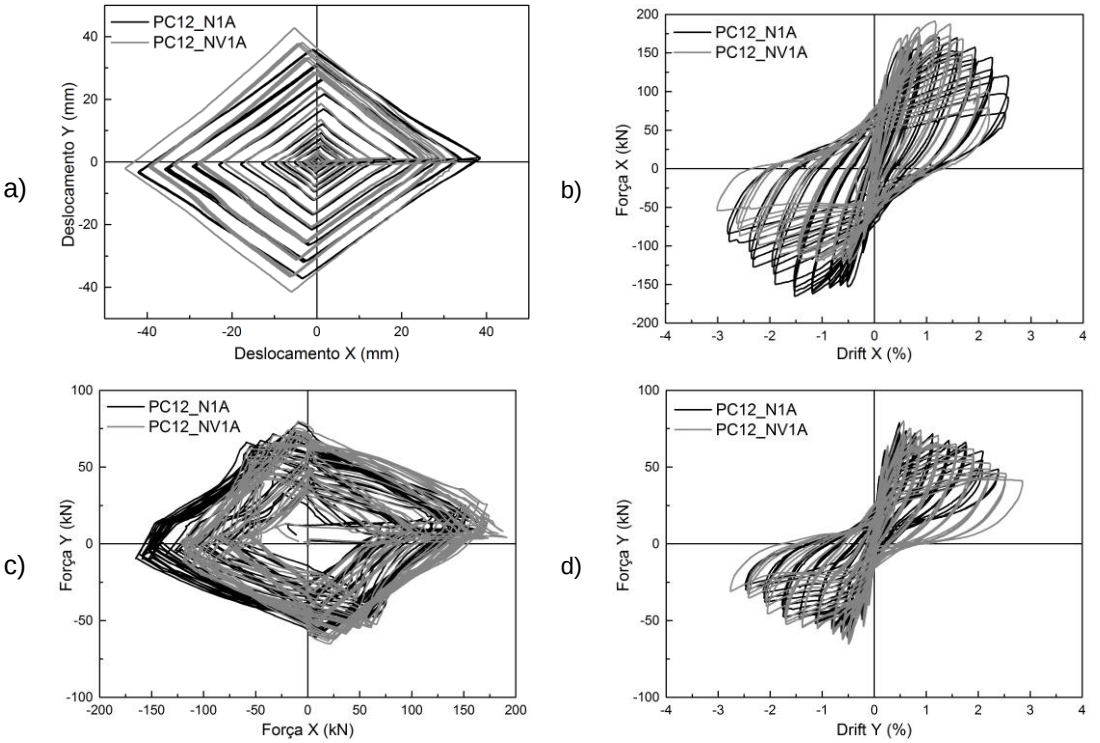


Figura 4.17 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_N1A e PC12_NV1A: a) trajetória de deslocamento; b) diagrama força-*drift* X; c) trajetória de força; d) diagrama força-*drift* Y

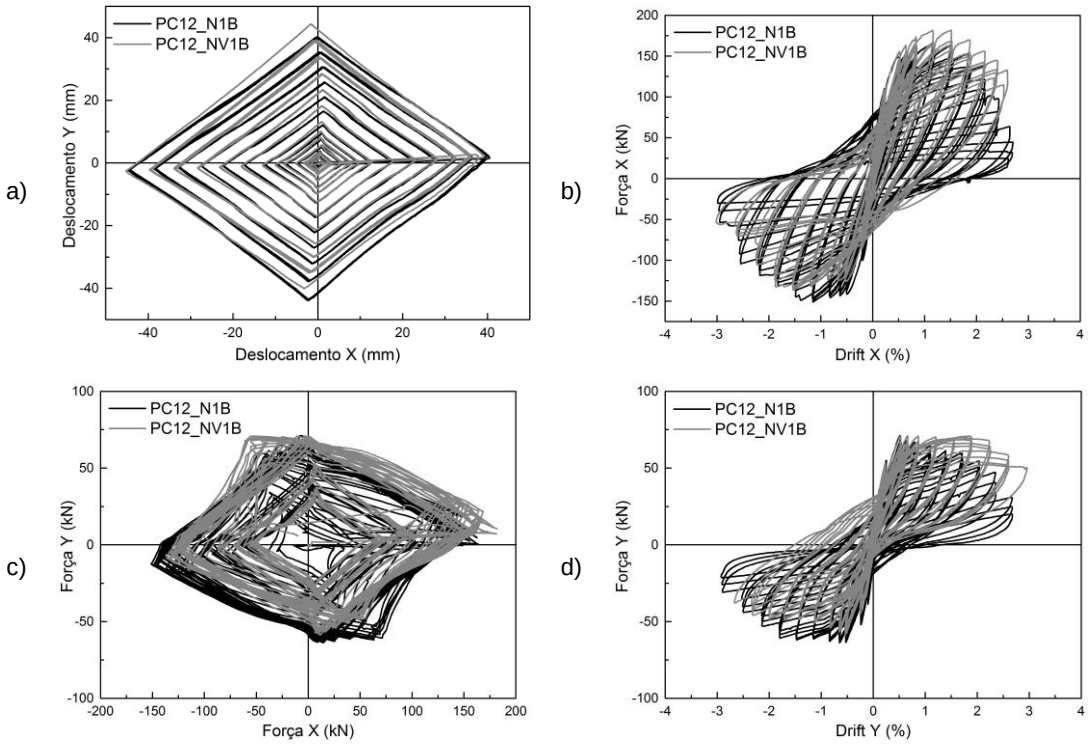


Figura 4.18 – Comparação de resultados entre os pilares PC12_N1B e PC12_NV1B: a) trajetória de deslocamento; b) diagrama força-*drift* X; c) trajetória de força; d) diagrama força-*drift* Y

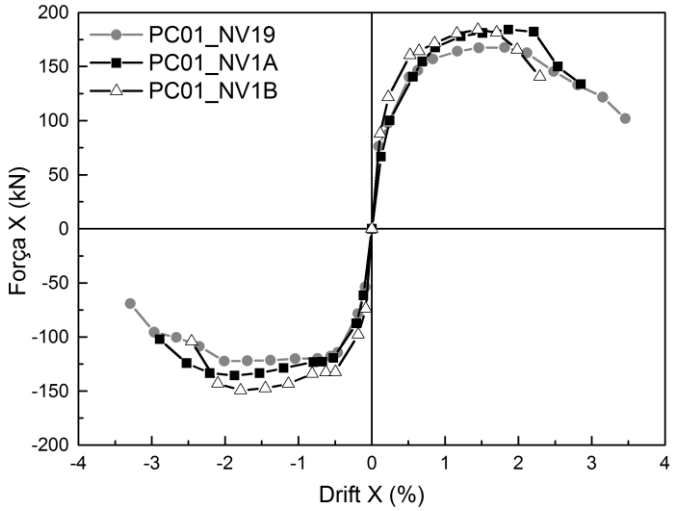


Figura 4.19 – Envolventes força-*drift* para os ensaios uniaxiais

a)

b)

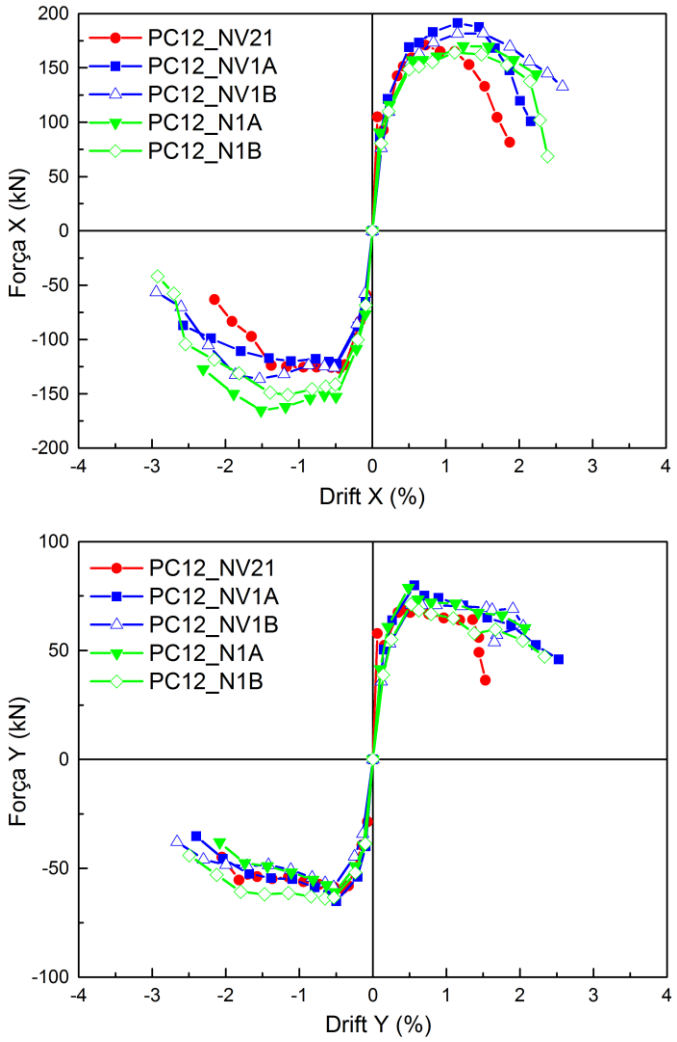


Figura 4.20 – Envolventes força-*drift* para os ensaios biaxiais: a) direção X; b) direção Y

Tabela 4.3 – Resumo dos resultados dos ensaios uniaxiais

Pilar	Direção carregamento		F_{max} [kN]	F_y [kN]	Δ_y [mm]	Δ_u/Δ_y
PC01_NV19	X	+	167.6	125.7	6.2	6.84
		-	122.4	91.8	4.4	10.02
PC01_NV1A	X	+	184.2	143.5	8.9	4.83
		-	135.6	91.7	3.3	13.14
PC01_NV1B	X	+	184.3	138.2	3.9	8.81
		-	149.3	112.0	3.2	11.67

Tabela 4.4 – Resumo dos resultados dos ensaios biaxiais

Pilar	Direção carregamento		F_{max} [kN]	F_y [kN]	Δ_y [mm]	Δ_u/Δ_y
PC12_NV21	X	+	170.8	128.1	5.3	5.66
		-	126.8	95.1	5.3	5.85
	Y	+	68.9	51.7	4.9	7.45
		-	59.4	44.6	5.1	8.04
PC12_NV1A	X	+	191.3	143.5	4.5	6.70
		-	122.3	91.7	4.1	9.38
	Y	+	79.9	59.9	2.7	12.33
		-	65.1	48.8	3.0	10.20
PC12_NV1B	X	+	181.8	136.4	4.9	7.97
		-	136.4	102.3	3.0	13.00
	Y	+	70.9	53.2	3.4	10.04
		-	58.7	44.0	1.5	20.00
PC12_N1A	X	+	169.9	127.4	3.8	8.92
		-	165.3	124.0	3.3	9.55
	Y	+	78.8	59.1	1.5	23.90
		-	60.8	45.6	2.6	14.29
PC12_N1B	X	+	164.1	123.1	4.2	8.54
		-	151.1	113.3	3.3	12.27
	Y	+	71.2	53.4	3.0	11.70
		-	63.8	47.8	0.5	83.00

Através das envolventes força-*drift* e das Tabelas 4.3 e 4.4, retiram-se as seguintes conclusões:

- Analisando a forma das envolventes, identificam-se as várias fases da resposta dos pilares: i) um acentuado declive inicial da envolvente, associado à resposta pré-fendilhação; ii) a fase de transição desde a primeira fenda até ao início da plastificação do aço, marcada por um decréscimo no declive; iii) um patamar mais ou menos evidente, associado ao endurecimento do aço após a plastificação; iv) a fase de esmagamento do betão e encurvadura do aço, à qual está associado um decréscimo acentuado da força aplicada;

- Tal como já havia sido observado aquando dos ensaios dos pilares originais (Rodrigues *et al.*, 2015), nos ensaios biaxiais, particularmente na direção do esforço axial máximo (direção X+), o patamar tende a ser mais curto, havendo um decréscimo de força mais acentuado à medida que se atingem níveis mais elevados de deslocamento lateral;
- O processo de reparação provocou um ligeiro decréscimo da rigidez inicial dos pilares sujeitos a flexão biaxial com esforço axial constante e variável nas direções X+ e Y+; não teve, no entanto, efeitos tão significativos noutras direções para qualquer tipo de ensaio;
- Comparando resultados de ensaios uniaxiais e biaxiais com esforço axial variável de pilares com a mesma solução de reforço, não se verificou nos últimos um decréscimo generalizado da força máxima para um direção específica, como havia sido referido aquando dos ensaios dos pilares originais (Rodrigues *et al.*, 2015);
- Comparando, por sua vez, resultados de ensaios de pilares reparados com os respetivos pilares comparativos já referidos (esforço axial variável), verificou-se um acréscimo generalizado da força máxima atingida para as direções X+ e Y+ (cerca de 10%), tendo havido variações menos significativas nos casos das direções X- e Y-;
- No caso dos pilares reparados sujeitos a flexão biaxial com esforço axial constante, verificaram-se, em termos de força máxima, valores (absolutos) mais próximos entre si para os sentidos positivo e negativo de ambas as direções. Comparando esses valores com os que foram obtidos nos ensaios de flexão biaxial com esforço axial variável, verificou-se: i) decréscimo acentuado da força máxima na direção X+ relativamente aos restantes pilares reparados (10 a 15%) e mais suave quando comparado com o pilar original; ii) acréscimo acentuado da força máxima na direção X- relativamente aos pilares reparados e original (a rondar os 30%); iii) força máxima tendencialmente mais elevada para ambos os sentidos da direção Y nos ensaios de pilares reparados, ainda que de forma menos significativa (abaixo dos 10%).

4.3.3. ANÁLISE DE DUCTILIDADE

Um dos principais objetivos do processo de reparação consistia em verificar a eficiência do mesmo na manutenção ou até melhoramento da ductilidade última dos pilares. A partir da análise das Tabelas 4.3 e 4.4, onde constam os resultados em termos de deslocamento de *yielding* (Δ_y) e ductilidade última (Δ_u/Δ_y), retiram-se as seguintes conclusões:

- Os resultados evidenciam claramente que a ductilidade máxima observada nos pilares originais foi superada nos pilares reparados, particularmente no caso dos ensaios biaxiais;
- Observou-se um ligeiro aumento da ductilidade dos pilares reparados nas direções de força negativa, para os ensaios uniaxiais, associado a uma diminuição do deslocamento de *yielding*; num dos pilares verificou-se uma diminuição da ductilidade máxima na direção X+, para o qual o deslocamento de *yielding* aumentou;
- No caso dos ensaios biaxiais, verificou-se um aumento significativo da ductilidade dos pilares reparados em ambas as direções, sendo especialmente notório o quão rapidamente estes elementos atingiram a força máxima na direção Y, quer no sentido de força positiva como negativa, o que resultou em valores baixos de deslocamento de *yielding*.

4.4. DEGRADAÇÃO DE FORÇA

Com vista a avaliar o efeito da reparação na degradação de força dos pilares sujeitos a carregamento cíclico, adotou-se o seguinte processo: para cada nível de deslocamento imposto, normalizou-se a força aplicada com base no valor máximo, que normalmente ocorre para o primeiro dos três ciclos realizados por nível (ver Figura 4.21). A análise da degradação de força baseou-se nos ciclos de força negativa (X-, Y-), uma vez que a trajetória de força para cada nível de deslocamento iniciou-se sempre na direção de força positiva, como foi referido no capítulo 3.

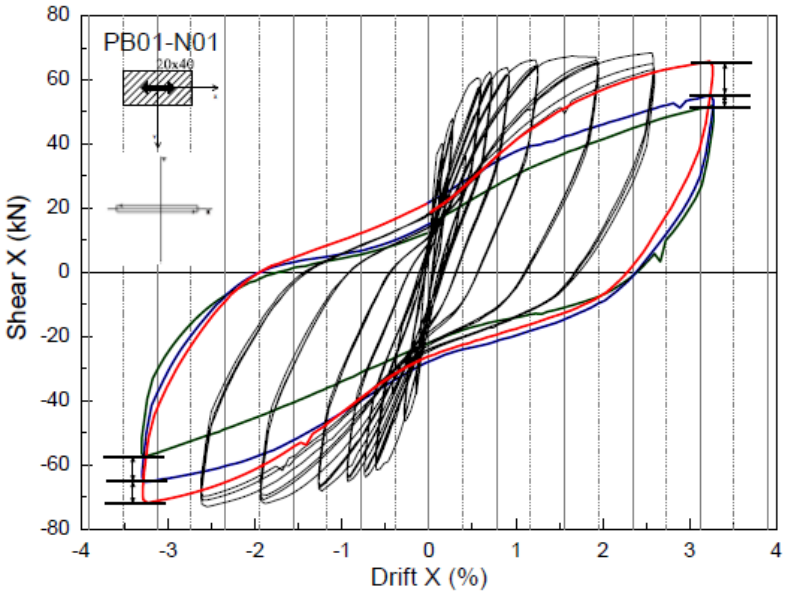


Figura 4.21 – Degradação de força sob carregamento cíclico (Rodrigues, 2012)

As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam os resultados da análise de degradação de força para os ensaios uniaxiais e biaxiais, respetivamente, dos quais se retiram as seguintes conclusões:

- Tal como já havia sido observado anteriormente (Rodrigues, 2012), a degradação de força, em todos os pilares, mantém-se relativamente constante até determinado nível de *drift* que, comparando estes resultados com os que foram apresentados na secção 4.2.3, verifica-se rondar os valores para os quais se observaram os fenómenos de *spalling* e *buckling*;
- Uma vez que os estados de dano acima descritos ocorreram para níveis de *drift* mais reduzidos nos ensaios biaxiais, em comparação com os ensaios uniaxiais, a degradação de força mais significativa também ocorreu antecipadamente, observação comum neste tipo de ensaios (Rodrigues, 2012).

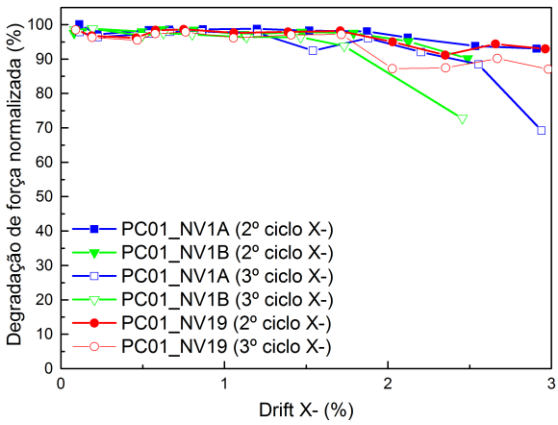
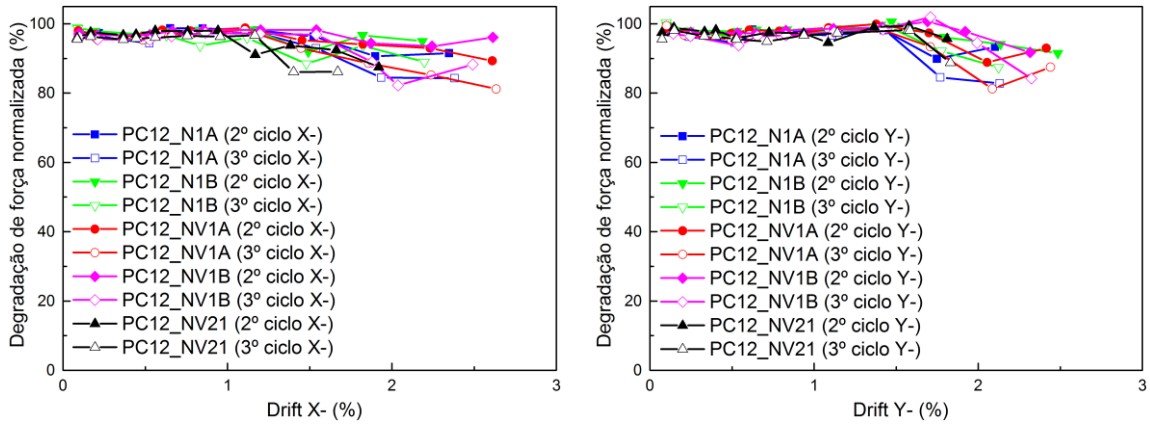


Figura 4.22 – Degradação de força para os ensaios uniaxiais



a) b)

Figura 4.23 – Degradação de força para os ensaios biaxiais: a) direção X; b) direção Y

4.5. DEGRADAÇÃO DE RIGIDEZ

A degradação de rigidez foi avaliada através da comparação dos valores de rigidez entre picos para os pontos correspondentes às envolventes força-*drift* já apresentadas, que correspondem ao declive das respetivas retas secantes à origem. Nas Figuras 4.24 e 4.25 é possível observar a degradação de rigidez entre picos lateral para cada pilar em cada direção, das quais se destaca o seguinte:

- Quando comparados com os pilares originais, todos os pilares reparados apresentam uma degradação de rigidez menos acentuada para iguais níveis de *drift*, diferença especialmente notória no caso dos ensaios biaxiais;
- Comparando os pilares reparados sujeitos a flexão biaxial, a degradação de rigidez não foi significativamente influenciada pelo facto do esforço axial ser constante ou variável.

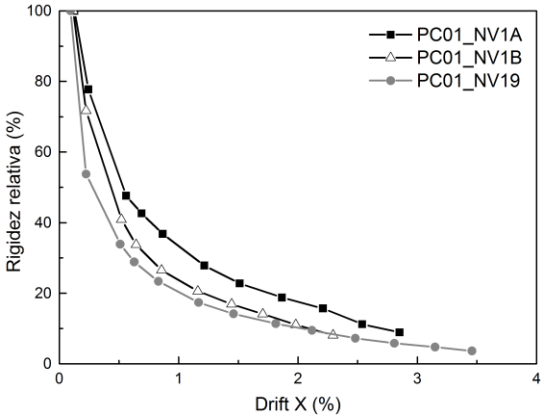
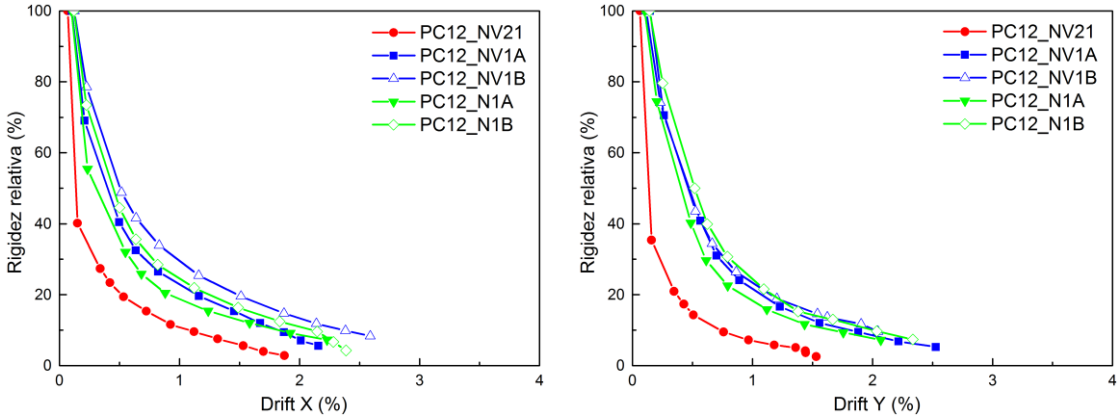


Figura 4.24 – Degradação de rigidez para os ensaios uniaxiais



a) b)

Figura 4.25 – Degradação de rigidez para os ensaios biaxiais: a) direção X; b) direção Y

4.6. DISSIPAÇÃO DE ENERGIA

A dissipação de energia é uma propriedade fundamental dos elementos de betão armado sujeitos a ações sísmicas, uma vez que estes, pretendendo-se que acomodem dano sem atingir o colapso, dissipam a energia recebida através da sua resposta histerética, sem que haja uma queda acentuada de resistência (Elmenshaw *et al.*, 2010).

A dissipação de energia histerética acumulada foi avaliada para todos os ensaios, através do cálculo da área de cada ciclo de carga em ambas as direções, sendo que a energia total é calculada como sendo a soma das duas partes – ver equações 4.1 a 4.3.

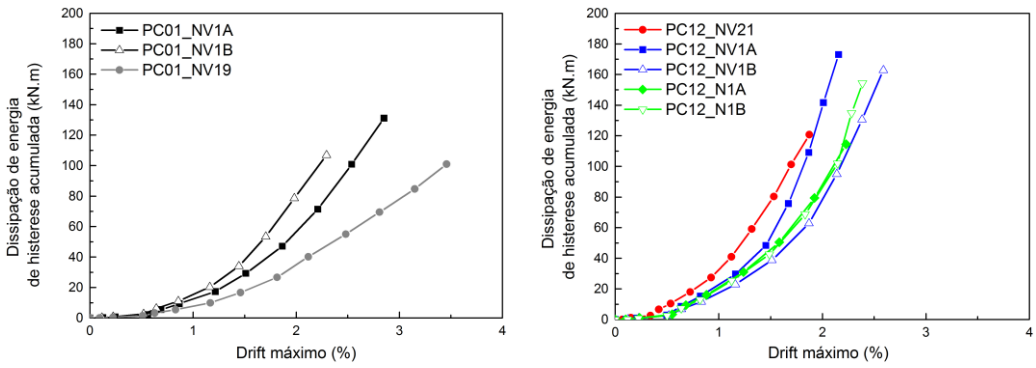
$$Edx = \int F_X dx \tag{5.1}$$

$$Edy = \int F_Y dy \tag{5.2}$$

$$E_{total} = \int F_X dx + \int F_Y dy \tag{5.3}$$

Os resultados em termos de evolução de energia dissipada acumulada para cada ponto das envolventes força-*drift* já apresentadas, para os ensaios uniaxiais e biaxiais, podem ser encontrados na Figura 4.26, sendo que, da sua análise, se destacam os seguintes aspetos:

- Resposta diferenciada dos pilares reparados em relação aos pilares originais, consoante se trata de um ensaio uniaxial ou biaxial: no primeiro caso, a energia dissipada acumulada para iguais níveis de *drift* é superior nos pilares reparados, acontecendo o contrário no segundo caso;
- Relativamente aos ensaios biaxiais, verificou-se que as diferentes soluções de reparação tiveram resposta semelhante quando sujeitos a esforço axial constante; pelo contrário, a dissipação de energia é mais diferenciada para ensaios com esforço axial variável. Dos casos de pilares reparados comparáveis com os originais (só esforço axial variável), os resultados obtidos não mostram uma clara e evidente melhoria para todos os níveis de *drift* atingidos já que as curvas de energia dissipada acumulada dos pilares apresentam sempre valores inferiores para os pilares reparados. Não obstante, a solução de reparação 1A acaba por conduzir à mesma energia dissipada do pilar original para o *drift* máximo.



a) b)

Figura 4.26 – Energia dissipada acumulada: a) ensaios uniaxiais; b) ensaios biaxiais

4.7. COMENTÁRIOS FINAIS

Dos ensaios realizados, retiraram-se as seguintes conclusões principais:

- O processo de reparação induz uma redução da rigidez inicial nos pilares ensaiados em flexão biaxial, na direção de força positiva, ou seja, na direção segundo a qual o carregamento é aplicado inicialmente, segundo a trajetória definida no capítulo 3;
- Em termos de força máxima, os pilares reparados atingem níveis semelhantes entre si, independentemente do carregamento ser uniaxial ou biaxial;

- Os pilares reparados sujeitos a esforço axial variável (flexão uniaxial e biaxial) apresentam um acréscimo da força máxima nas direções de força positiva, quando comparados com os pilares originais;
- Os pilares reparados apresentaram maior ductilidade máxima que os pilares originais, sendo esta diferença mais notória no caso dos ensaios biaxais; no entanto, é importante sublinhar que esta observação se deve a uma redução significativa do deslocamento de *yielding*;
- Em termos de degradação de força, os pilares reparados apresentaram um comportamento semelhante ao que já havia sido verificado nos pilares originais;
- Os pilares reparados apresentam um grau mais reduzido de degradação de rigidez que os pilares originais;
- Consoante o carregamento é uniaxial ou biaxial, a dissipação de energia acumulada dos pilares reparados em relação aos originais é superior ou inferior, respetivamente, apesar de haver indícios de se atingir a mesma dissipação para o mesmo *drift* máximo. É assim legítimo admitir que, uma melhor cintagem que controle adequadamente a deformação lateral dos varões soldados, facilmente conduza a maior dissipação de energia até maiores níveis de *drift* máximo.

5
CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Pretendeu-se, com esta dissertação, realizar um estudo da resposta de pilares de betão armado reparados após dano prévio, quando sujeitos a flexão uniaxial e biaxial acrescida de esforço axial variável e constante, dado cuidado enfoque na questão da reparação da armadura longitudinal por via de soldadura. Assim, este projeto centrou-se, primeiramente, no estudo, conceção e ensaio de soluções de provetes de aço soldados e, posteriormente, na aplicação dessas mesmas soluções em pilares de betão armado previamente danificados, com vista a avaliar a sua influência na resposta dos mesmos a novos ensaios.

O presente capítulo sumariza as principais conclusões retiradas do trabalho realizado e propõe novos caminhos a seguir no contexto de investigações futuras, com vista a enriquecer o conhecimento sobre o comportamento sísmico de pilares de betão armado reparados.

5.1. SUMÁRIO DAS CONCLUSÕES

O trabalho realizado resultou, essencialmente, nas seguintes conclusões:

- A utilização de um elétrodo adequado e de um comprimento de cordão devidamente dimensionado e executado para a aplicação pretendida garante a integridade de uma ligação soldada, sendo a rotura determinada apenas pela resistência do varão de aço, como se verificou nos ensaios de provetes descritos no capítulo 2 e nos ensaios de pilares reparados descritos nos capítulos 3 e 4;
- De acordo com os resultados expostos no capítulo 2, os varões soldados ensaiados monotonicamente apresentam melhor comportamento em termos de resistência última; no entanto, verifica-se, de uma forma geral, uma influência de sentido contrário do processo de soldadura noutros parâmetros, tais como o módulo de elasticidade e as extensões totais na cedência e força máxima;
- Também no capítulo 2 foram apresentados resultados para varões soldados ensaiados ciclicamente, para os quais se manteve o acréscimo na tensão última; no entanto, os parâmetros de ductilidade mantiveram-se mais próximos dos valores apresentados pelos provetes simples, verificando-se, inclusivamente, um acréscimo da extensão total na força máxima;
- Relativamente aos ensaios de pilares descritos nos capítulos 3 e 4, verificaram-se semelhanças entre os ensaios dos espécimes reparados e originais, nomeadamente, o decréscimo de força mais acentuado tipicamente observado em ensaios biaxiais;

- O processo de reparação induz uma redução da rigidez inicial nos pilares ensaiados em flexão biaxial, apenas para as direções X+ e Y+, mantendo valores semelhantes aos pilares originais para as restantes direções e tipos de ensaio;
- Os pilares reparados com iguais soluções de reforço, quando solicitados biaxialmente, atingem níveis de força máxima semelhantes aos pilares reparados ensaiados em flexão uniaxial, sendo que no caso dos pilares originais se verifica um acréscimo dos primeiros em relação aos últimos;
- Os pilares reparados sujeitos a esforço axial variável, independentemente de se tratarem de ensaios uniaxiais ou biaxiais, apresentam um acréscimo da força máxima nas direções X+ e Y+;
- Os pilares reparados apresentaram um aumento da ductilidade máxima, mais visível nos ensaios biaxiais (ocorrendo para todas as direções, particularmente nas de força negativa) que nos ensaios uniaxiais (verificada sobretudo nas direções de força negativa);
- O processo de reparação não introduziu alterações significativas em termos de degradação de força, uma vez que os pilares reparados apresentaram um comportamento semelhante ao que já havia sido verificado nos pilares originais;
- Os pilares reparados, em comparação com os pilares originais, apresentam um grau mais reduzido de degradação de rigidez ao longo dos ensaios; em flexão biaxial, a degradação de rigidez dos pilares reparados é independente do tipo de esforço axial aplicado;
- A dissipação de energia acumulada dos pilares reparados em relação aos originais é função do tipo de deslocamento lateral induzido: superior no caso de flexão uniaxial, inferior no caso de flexão biaxial, apesar de uma das soluções de reparação mostrar tendência para atingir a mesma dissipação energética máxima.
- Finalmente, refira-se que, face aos resultados obtidos, a aplicação da solução de soldadura 1 pormenorizada no capítulo 2, segundo o processo de reparação descrito na secção 3.3.4, perfila-se como sendo recomendável para trabalhos análogos futuros.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho procurou responder a algumas questões relacionadas com o impacto do processo de reparação de pilares de betão armado por via de soldadura das armaduras longitudinais. No entanto, há ainda um longo caminho a percorrer rumo ao sólido entendimento desta questão, quer em termos do ensaio de provetes soldados, quer da sua aplicação no contexto de reparação. Assim, sugere-se uma investigação mais detalhada dos seguintes aspetos:

- Ensaio de provetes soldados: alargar o espetro de testes realizados, com a inclusão de ensaios cíclicos de compressão, de forma a estudar os efeitos de encurvadura a que, inevitavelmente, qualquer tipo de provete está sujeito quando é solicitado por este tipo de esforço;
- Ensaio de pilares reparados por via de soldadura da armadura longitudinal: realizar testes mais diversificados, com outros caminhos de deslocamento lateral, assim como outros níveis de esforço axial;
- Efeitos da aplicação de metodologias de reforço: o presente trabalho apenas contemplou situações de reparação, tentando replicar as condições dos pilares originais, não se tendo procedido ao reforço adicional por via de mantas CFRP ou cintas de aço, processos que são comuns neste em estudos análogos e, como tal, deve ser avaliado o seu efeito quando adicionados às soluções de reparação descritas no capítulo 3.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bousias, S., Verzeletti, G., Fardisand, M., & Gutierrez, E. (1992). Load-Path Effects in Column Biaxial Bending with Axial Force. *Journal of Engineering Mechanics*, 596-605.

BSI. (2006). *BS EN ISO 2560:2005: Welding consumables - Covered electrodes for manual metal arc welding of non-alloy and fine grain steels - Classification.* London, UK.

BSI. (2008). *BS EN ISO 17660-1:2006 - Welding - Welding of reinforcing steel - Part 1: Load-bearing welded joints.* London, UK.

CEB. (1996). *RC frames under earthquake loading. Lausanne.* FIB-international.

Correia, E. (2014). *Estudo comparativo de pilares testados experimentalmente em flexão biaxial.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Elmenshawi, A., & Brown, T. (2010). Hysteretic energy and damping capacity of flexural elements constructed with different concrete strengths. *Engineering Structures*, Vol. 32, 297-305.

IPQ. (2010a). *NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras gerais para edifícios.* Caparica, Portugal.

IPQ. (2010b). *NP EN 1993-1-8: Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projecto de ligações.* Caparica, Portugal.

Lejano, B. (2007). Investigation of biaxial bending of reinforced concrete columns through fiber method modeling. *J. Res. Sci. Comput. Eng.*, 4(3), 61-73.

LESE. (2014). *Structural Assessment and Strengthening of Reinforced Concrete Columns under Horizontal Bi-Axial Loading.* Project PTDC/ECM/102221/2008, Universidade do Porto.

Low, S., & Moehle, J. (1987). *Experimental study of reinforced concrete columns subject to multiaxial cyclic loading.* Berkeley, CA, USA: UCB/EERC-87/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California.

Park, R. (1989). Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 22.

Park, Y., Ang, A.-S., & Wen, Y. (1987). Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings. *Earthquake Spectra*, Vol. 3, No. 1, 1-26.

Paulay, T. (2002). An estimation of displacement limits for ductile systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 583-599.

Riva, P., Franchi, A., & Tabeni, D. (2001). Welded Tempcore reinforcement behaviour for seismic applications. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Vol. 34, 240-247.

Rocha, P. (2011). *Reforço e Reparação de Pilares de Edifícios de Betão Armado em Zonas Sísmicas.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Rocha, P., Delgado, P., Rodrigues, V., Santos, M., Arêde, A., Vila Pouca, N., . . . Delgado, R. (2006). Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Columns. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.* Geneva.

Rodrigues, H. (2012). *Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns.* Universidade de Aveiro.

Rodrigues, H., Arêde, A., Furtado, A., & Rocha, P. (2015b). Seismic Rehabilitation of RC Columns Under Biaxial Loading: An Experimental Characterization. *Structures*, Volume 3, August 2015, 43–56.

Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H., & Costa, A. (2012). Behaviour of RC building columns under cyclic loading: experimental study. *Journal of Earthquake and Tsunami*, Volume 6, Issue 4.

Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H., & Costa, A. (2013a). Damage evolution in reinforced concrete columns subjected to biaxial loading. *Earthquake Eng. Struct. Vibr.*, 42(2), 239-259.

Rodrigues, H., Furtado, A., & Arêde, A. (2015a). Behavior of Rectangular Reinforced-Concrete Columns under Biaxial Cyclic Loading and Variable Axial Loads. *Journal of Structural Engineering*.

Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2010). Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.14, 390-416.

Rodrigues, H., Varum, H., Arêde, A., & Costa, A. (2013b). Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 42(2).

Saatcioglu, M., & Ozcebe, G. (1989). Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading. *Structural Journal*, Vol. 86, 3-12.

Takizawa, H., & Ayoama, H. (1976). Biaxial effects in modelling earthquake response of RC structures. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 4(6), 523-552.