

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESPOSTA CÍCLICA BIAxIAL DE PILARES DE BETÃO ARMADO COM ARMADURA LISA

LÚCIA MANUELA VIEIRA MATOS

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

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientador: Doutor José Filipe Miranda Melo

JUNHO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@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

✉ 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 em Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023.*

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.

Ao Nero

Do what you can, with what you've got, where you are.

Teddy Roosevelt

AGRADECIMENTOS

O percurso até esta fase final da minha vida académica não teria sido tão memorável sem as pessoas com quem me cruzei neste longo caminho. Desde os amigos que estiveram ao meu lado nos momentos mais felizes e também nos momentos de maior desespero, até aos professores que tive o prazer de conhecer e que me transmitiram o conhecimento necessário para chegar até aqui. Porém, neste trabalho final vários foram os intervenientes a contribuir para a sua realização, para os quais expresse o meu profundo agradecimento.

Ao professor Humberto Varum e ao doutor José Melo, orientador e co-orientador, quero agradecer pelo acompanhamento, disponibilidade e conhecimento que me foi transmitido.

Ao Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural por permitirem a realização da campanha experimental, com especial agradecimento ao Sr. Guilherme e ao Nuno Pinto por ajudarem na realização.

Aos meus amigos e companheiros deste percurso, um agradecimento muito especial, pela ajuda e motivação sempre que necessitei e pelas memórias e momentos inesquecíveis.

Aos meus amigos de infância pela coragem e força que me transmitiram e por sempre acreditarem em mim.

E, por fim, à minha família, o agradecimento pelo apoio incondicional e por serem o meu porto seguro nos momentos mais difíceis.

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia através do projeto de investigação com o título, Avaliação e reforço de estruturas existentes de edifícios em betão armado sem conformidade sísmica e validação das correspondentes recomendações do Eurocódigo 8-3, e referência 2022.05721.PTDC.



RESUMO

Muitas construções de betão armado existentes em Portugal e na Europa foram construídas antes dos anos 70/80. Estas construções de betão armado são dimensionadas sem atender aos requisitos dos atuais códigos sísmicos e armadas com armadura lisa. O uso de armadura lisa pode tornar os elementos mais vulneráveis às ações horizontais devido ao fenómeno do escorregamento dos varões de aço.

Assim, esta dissertação tem como objetivo estudar a resposta de pilares de betão armado com armadura lisa sujeitos a carregamento cíclico horizontal biaxial com aplicação de esforço axial constante.

Foi desenvolvida uma campanha experimental de ensaios com cinco provetes semelhantes de betão armado, um com armadura nervurada e os restantes com armadura lisa. Estes pilares foram submetidos a ações horizontais uniaxiais e biaxiais, através dos resultados obtidos são discutidos aspetos como a degradação da resistência e rigidez, a dissipação de energia e a evolução dos danos. A partir desta análise, foi possível perceber como estes elementos estruturais respondem perante ações cíclicas horizontais uniaxiais e biaxiais.

PALAVRAS-CHAVE: pilares de betão armado; armadura lisa; carregamento cíclico biaxial; ensaios experimentais; escorregamento das armaduras.

ABSTRACT

Many reinforced concrete constructions in Portugal and Europe were built before the 70/80's. These reinforced concrete buildings are currently devoid of seismic codes and reinforced with steel smooth bars. The use of plain reinforcement can make the elements more vulnerable to the phenomenon of the steel bars slipping.

Thus, this dissertation aims to study the response of reinforced concrete columns with plain bars subjected to cyclic horizontal biaxial loading with an application of constant axial force.

An experimental campaign had developed using five similar reinforced concrete specimens, one with deformed bars and the others with plain bars. These columns were submitted to uniaxial and biaxial horizontal loads, and the obtained results were discussed, such as strength and stiffness degradation, energy dissipation and damage evolution. From this analysis, it was possible to understand how these structural elements respond to biaxial horizontal cyclic actions.

KEYWORDS: reinforced concrete columns; plain reinforcing bars; cyclic biaxial loading; experimental campaign; reinforcement slippage.

ÍNDICE GERAL

| | |
|--|-----------|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | iii |
| ABSTRACT | v |
| | |
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS | 2 |
| 1.3. METODOLOGIA E TAREFAS | 2 |
| 1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO | 2 |
| | |
| 2. COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PILARES DE BETÃO ARMADO COM ARMADURA LISA | 5 |
| 2.1. ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO TÍPICAS ATÉ AOS ANOS 70/80 | 5 |
| 2.2. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DE ACORDO COM O REBA E O REBAP | 6 |
| 2.3. DANOS OBSERVADOS EM SISMOS RECENTES | 8 |
| 2.4. COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO AÇO-BETÃO | 10 |
| 2.5. ESTUDOS EXPERIMENTAIS REALIZADOS | 12 |
| | |
| 3. CAMPANHA EXPERIMENTAL | 19 |
| 3.1. INTRODUÇÃO | 19 |
| 3.2. GEOMETRIA E DETALHAMENTO DOS PROVETES ENSAIADOS | 19 |
| 3.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS | 21 |
| 3.4. PLATAFORMA DE ENSAIOS | 22 |
| 3.5. INSTRUMENTAÇÃO E LEIS DE CARGA UTILIZADAS | 24 |
| 3.5.1. INSTRUMENTAÇÃO DO TRABALHO EXPERIMENTAL | 24 |
| 3.5.2. LEIS DE CARGA APLICADAS | 26 |
| | |
| 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS | 29 |
| 4.1. INTRODUÇÃO | 29 |

| | |
|---|-----------|
| 4.2. RELAÇÃO FORÇA-DESLOCAMENTO | 29 |
| 4.3. DISSIPACÃO DE ENERGIA | 38 |
| 4.4. DEGRADAÇÃO DA RESISTÊNCIA..... | 41 |
| 4.5. DEGRADAÇÃO DE RIGIDEZ..... | 43 |
| 4.6. EVOLUÇÃO DOS DANOS | 44 |
| 4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS..... | 51 |
| | |
| 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS ... | 53 |
| 5.1. CONCLUSÕES FINAIS | 53 |
| 5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS..... | 54 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1-Detalhe das armaduras, adaptado do REBAP. | 6 |
| Figura 2.2-Ligação aço-betão com os dois tipos de armadura. | 11 |
| Figura 2.3-Modelo Proposto por Tassios (1979). | 12 |
| Figura 2.4-Geometria e detalhe dos provetes ensaiados do ensaio, adaptado de (Melo, J. [et al.], 2012). | 15 |
| Figura 2.5-Dano nos provetes no final do ensaio, adaptado de (Melo, J. [et al.], 2012). | 15 |
| Figura 2.6-Resultados: a) envolventes da força-deslocamento b) relação força-deslocamento; c) energia dissipada; d) diagrama da ductilidade; adaptado de (Melo, J. [et al.], 2012) | 16 |
| Figura 3.1-Tipologia de provetes possíveis para a campanha experimental, adaptado de (Rodrigues, H., 2012). | 20 |
| Figura 3.2-Secção transversal e detalhe das armaduras dos provetes. | 20 |
| Figura 3.3- Plataforma de ensaios biaxial: a) vista geral; b) plataforma deslizante; c) pórtico de reação metálico. | 23 |
| Figura 3.4- Plataforma de ensaio uniaxial: a) esquema geral; b) vista dos pórticos e parede de reação lateral. | 23 |
| Figura 3.5- Vista do ensaio no LESE. | 24 |
| Figura 3.6- Monitorização nos ensaios uniaxiais. | 25 |
| Figura 3.7- Monitorização nos ensaios biaxiais. | 25 |
| Figura 3.8- Montagem e monitorização do provete DBC no LESE. | 26 |
| Figura 3.9-Leis de carga: a) uniaxial simétrica; b) biaxial circular; c) biaxial elítica. | 27 |
| Figura 4.1-Ensaio uniaxiais: a) relação força-drift; b) envolventes força-drift. | 30 |
| Figura 4.2-Amplitude de deslocamentos aplicados no provete PUC. | 30 |
| Figura 4.3-Comparação PBC com PUC e PUM: a) relação força-drift; b) envolvente força-drift. | 31 |
| Figura 4.4-Comparação da variação força-deslocamento nas duas direções no provete PBC. | 31 |
| Figura 4.5-Envolventes força-drift: a) direção X; b) direção Y; de todos os ensaios. | 32 |
| Figura 4.6-Gráficos relação força-drift em ambas as direções com: a) PBC vs DBC; b) PBC vs PBE. | 33 |
| Figura 4.7-Lei de deslocamento efetuada por: a) PBC; b) DBC; c) PBE. | 35 |
| Figura 4.8-Obtenção do deslocamento de cedência: a) condição 1; b) condição 2; adaptado de (Garcia, R.F.C., 2011). | 36 |
| Figura 4.9-Energia dissipada acumulada na direção X dos ensaios. | 39 |
| Figura 4.10-Energia dissipada acumulada na direção Y dos ensaios biaxiais. | 39 |
| Figura 4.11-Energia total do provete PBC. | 40 |
| Figura 4.12-Energia dissipada total. | 40 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.13-Avaliação da degradação da resistência em ensaios cíclicos, adaptado de Rodrigues, H. (2012)..... | 41 |
| Figura 4.14-Análise da degradação de resistência do provete de referência..... | 41 |
| Figura 4.15-Análise da degradação de resistência do provete PUC. | 42 |
| Figura 4.16-Análise da degradação de resistência do provete DBC. | 42 |
| Figura 4.17-Análise da degradação de resistência do provete PBE..... | 43 |
| Figura 4.18-Degradação da rigidez secante na: a) direção X; b) direção Y. | 44 |
| Figura 4.19-Fases de dano: a) fissuração; b) fragmentação dos cantos; c) destacamento de betão; d) rutura dos varões..... | 45 |
| Figura 4.20-Evolução dos danos na face N do provete PUC nos seguintes níveis de drift: a) 0,7%; b) 1,3%; c) 2%; d) 3%; e) 4%; f) 5,3%. | 46 |
| Figura 4.21-Dano do provete PUC: a) Face S-E; b) Faces N-O; c) Rotura dos varões na face S no final do ensaio. | 46 |
| Figura 4.22-Dano no pilar PUM: faces N, E, S e O respetivamente. | 47 |
| Figura 4.23-Provete PBC no final do ensaio na: a) face N; b) face E; c) face S; d) face O..... | 47 |
| Figura 4.24-Evolução dos danos na face N do provete PBC nos seguintes níveis de drift: a) 0,7%; b) 1,3%; c) 2% ; d) 3%. | 48 |
| Figura 4.25-Evolução dos danos na face N do provete DBC nos seguintes níveis de drift: a) 0,7%; b) 1,3%; c) 2%; d) 3%. | 48 |
| Figura 4.26-Evolução dos danos na face N do provete PBE nos seguintes níveis de drift: a) 0,7%; b) 1,3%; c) 2% ; d) 2,5%. | 49 |
| Figura 4.27-Provete DBC no final do ensaio na: a) face N; b) face E; c) face S; d) face O. | 50 |
| Figura 4.28-Provete PBE no final do ensaio na: a) face N; b) face E; c) face S; d) face O. | 50 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 2.1-Diâmetros de curvatura interior mínimos, adaptado de REBA. | 6 |
| Tabela 2.2-Diâmetros interiores mínimos de dobragem de armaduras ordinárias, adaptado do REBAP. | 7 |
| Tabela 2.3-Comprimento de amarração, <i>la</i> adaptado do REBA. | 7 |
| Tabela 2.4-Comprimento de amarração, <i>lb, net</i> adaptado do REBAP. | 7 |
| Tabela 2.5-Causas de danos | 9 |
| Tabela 2.6.- Estudos experimentais realizados | 13 |
| Tabela 3.1-Descrição geral dos ensaios. | 21 |
| Tabela 3.2- Propriedades do aço e do betão | 22 |
| Tabela 4.1-Resistência máxima através do EC2. | 30 |
| Tabela 4.2-Resumo de todos os ensaios..... | 34 |
| Tabela 4.3-Análise da ductilidade dos provetes. | 36 |
| Tabela 4.4-Análise comparativa dos provetes com o provete de referência. | 37 |
| Tabela 4.5-Extensão média da rótula plástica. | 51 |

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

l_a - Comprimento de amarração, segundo o REBA [mm]

$l_{b,net}$ - Comprimento de amarração, segundo o REBAP [mm]

b - Base da secção transversal dos pilares [m]

h - Altura da secção transversal dos pilares [m]

f_{cm} - Resistência média à compressão do betão [MPa]

f_{ym} - Resistência média à cedência do aço [MPa]

f_{um} - Resistência última média à tração do aço [MPa]

l_p - Extensão da rótula plástica [cm]

H - Altura do pilar [mm]

d_b - Diâmetro da armadura longitudinal [mm]

LESE- Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural

1

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

Grandes catástrofes naturais, como os sismos, são responsáveis por enormes prejuízos e grandes números de perdas humanas. As construções são alvos vulneráveis à ruína perante ações multiaxiais provocadas pelos sismos, dependendo não só da magnitude sísmica e do solo, mas também da solução estrutural e dos materiais utilizados. Sismos recentes como o de 6 de Fevereiro de 2023, na Turquia e na Síria, com 52000 mortes (Dal Zilio, L. and Ampuero, J.-P., 2023), comprovam a vulnerabilidade das construções de betão armado em que a destruição de grandes áreas foi evidente.

O betão armado é a técnica construtiva mais comum, desde a “criação” do betão que se começou a desenvolver esta técnica, evoluindo também o conhecimento da sua impregnação e o detalhamento necessário das armaduras para ampliar a resistência desta solução estrutural. Contudo, nem sempre houve preocupação com o detalhamento sísmico das armaduras, os primeiros códigos não mencionavam qualquer pormenor de prevenção contra ações horizontais. Algumas razões que provocam vulnerabilidade das estruturas são: inadequação dos códigos e diretrizes sísmicas do passado, baixos padrões de construção devido à falta de detalhamento e controle de qualidade com alta variação nas propriedades dos materiais (Mosleh, A. [et al.], 2016).

O comportamento sísmico de estruturas de betão armado é fortemente influenciado pelo desempenho de cada um dos seus componentes e as suas ligações. É neste aspeto que os pilares executam um papel fundamental, são estes elementos que suportam o peso da estrutura e fazem transmissão de cargas. Também são os pilares que suportam as ações horizontais, das quais vento e sismos, por isso as dimensões, quantidade de armadura longitudinal e transversal requerem uma projeção e conceção cuidada e preventiva. Atualmente há regulamentação disponível, o Eurocódigo 8 (EC8) para projetar elementos de betão armado e aumentar a segurança perante este tipo de ações.

Para o bom desempenho dos pilares de betão armado o comportamento dos materiais constituintes, aço e betão, é importante e deve ser estudado para compreender a sua ligação. É a ligação entre eles que confere bom desempenho às estruturas, o comportamento solidário entre os dois é responsável pela transferência de tensões. Uma das causas mais frequentes de dano em elementos de betão armado com armadura lisa é o fenómeno conhecido como “bond-slip”, que traduz o escorregamento das armaduras, provocando perda de resistência e ductilidade.

Este trabalho apresenta a campanha experimental de cinco pilares de betão construídos segundo os códigos do passado, sujeitos a dois tipos de cargas cíclicas, uniaxial e biaxial. No conjunto de provetes, quatro foram armados com armadura lisa e um com armadura nervurada, e dois dos reforçados com

varões lisos foram submetidos a carregamento uniaxial, um em condições cíclicas e outro monotónico. Os restantes foram sujeitos a carregamento biaxial e com diferentes leis de carregamento para perceber a influência da trajetória das cargas na resistência, rigidez e até dissipação de energia. Através da análise força-deformação e da rotura dos provetes sob flexão biaxial cíclica e carga axial é possível perceber a resposta tridimensional dos elementos de betão armado a movimento bidirecionais do solo.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

O conhecimento das zonas sísmicas fez com que surgisse preocupação por futura sismicidade e desta forma perceber a resposta de elementos estruturais como pilares de betão armado a este tipo de ações, assim aspetos como o solo, tipo de esquema estrutural e tipologia das armaduras tornaram-se relevantes para a compreensão de fenómenos sísmicos. Esta preocupação deve-se ao facto de a ação sísmica não ocorrer apenas numa direção, assim sendo, a combinação da carga axial e aplicação de cargas uniaxiais e biaxiais com leis de cargas diferentes permite obter informações mais realistas, de forma a que as ações sísmicas sejam entendidas e se possam evitar desastres sísmicos tomando medidas preventivas.

Também o comportamento de elementos com aço liso é pouco compreendido, há imensos estudos sobre armaduras nervuradas, no entanto no que se refere a armaduras lisas grande parte dos estudos apenas utilizam este tipo de forma a comparar resultados. Assim, durante muito tempo pouca informação havia sobre este tipo de armaduras. Atualmente este tipo de aço não é muito utilizado nas estruturas por isso há uma grande lacuna no que se refere ao conhecimento deste aço, porém, estruturas até aos anos 70/80 eram armadas com este tipo de aço e algumas ainda existentes na atualidade por isso o seu entendimento é de extrema importância para evitar desastres na ocorrência de um sismo ou de outros fenómenos que induzam ações horizontais.

Assim, o objetivo principal desta dissertação é analisar e perceber o comportamento de pilares de betão armado com aço liso, sujeitos a cargas cíclicas biaxiais e carregamento axial constante. Através dos resultados da campanha experimental é expectável que se entenda como se comporta a resistência, rigidez e a dissipação de energia

1.3. METODOLOGIA E TAREFAS

Para o desenvolvimento do trabalho começou por ser feita uma revisão do assunto em análise com foco em estudos realizados anteriormente. Assim, o procedimento seguiu para a preparação e desenvolvimento da campanha experimental dos ensaios uniaxiais e biaxiais nos pilares de betão armado, construídos segundo códigos Portugueses antigos. Desta forma, foi possível comparar os resultados obtidos com outras campanhas experimentais realizadas no mesmo contexto e assim ampliar a base do conhecimento no que diz respeito a ensaios de pilares de betão armado com armadura lisa carregados com esforço axial constante e aplicação cíclica de carregamentos uniaxiais e biaxiais.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação foi estruturada em cinco capítulos. O primeiro capítulo apresenta o assunto da dissertação numa visão geral do caso a estudar e as motivações e objetivos pretendidos com a realização deste trabalho.

O capítulo dois corresponde ao estado da arte, aborda os principais problemas associados à construção antiga e os regulamentos utilizados na época. Apresenta algumas das causas de dano mais frequentes e são apresentados alguns estudos experimentais realizados.

O capítulo três apresenta a campanha experimental, a geometria e o detalhamento dos provetes, a descrição da plataforma de ensaios e as leis de carregamento aplicadas.

No capítulo quatro são expostos os resultados dos ensaios e a caracterização do comportamento de todos os provetes através de uma análise da relação das curvas força-deslocamento, envolventes força-deslocamento, energia dissipada, degradação da resistência e rigidez e análise da evolução dos danos.

O último capítulo é o capítulo que dá resposta ao objetivo pretendido, através da análise dos parâmetros avaliados no capítulo quatro e expõem-se possíveis desenvolvimentos a realizar no futuro.

2

COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PILARES DE BETÃO ARMADO COM ARMADURA LISA

2.1. ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO TÍPICAS ATÉ AOS ANOS 70/80

O conhecimento da construção de betão armado foi progredindo ao longo dos anos devido à grande proliferação desta solução construtiva. Assim sendo, nas primeiras décadas de utilização e até aos anos oitenta, os códigos e normas para a sua impregnação eram pouco abrangentes e sem exigências técnicas para ações como sismos e ventos. A qualidade dos materiais, aço e betão, eram medíocres, uma vez que o betão nem sempre era feito com a quantidade adequada e por vezes eram adicionados materiais que lhe conferiam fraca resistência. Quanto ao aço, até aos anos 70 os aços eram maioritariamente lisos, sendo a maioria dos edifícios construídos nessa época com armadura lisa. Segundo os censos de 2011 (INE, 2011), no ano de 2011, cerca de 20% de todo o atual parque edificado em Portugal foi provavelmente construído com armadura lisa entre os anos de 1930 e 1980. O problema do uso de armadura lisa tem a ver com o fenómeno de escorregamento dos varões em relação ao betão. Este fenómeno pode reduzir a resistência dos elementos, mas essencialmente limita a capacidade de deformação e dissipação de energia para as cargas cíclicas, como as dos sismos.

O tipo de construção mais comum na época era o sistema porticado, em que as estruturas eram projetadas apenas para as cargas gravíticas, com carência de reforço transversal e insuficiente detalhamento das armaduras e das ligações entre elementos, como nós viga-pilar.

Os eventos sísmicos são responsáveis por grandes catástrofes, com elevados danos estruturais e grandes números de perdas humanas. Por este motivo, as edificações construídas com base em códigos obsoletos são elementos vulneráveis na eventualidade da ocorrência de um sismo.

Atualmente, o conhecimento sobre as zonas sísmicas e o acompanhamento do comportamento das construções perante sismos passados permitiu o desenvolvimento de códigos, como o Eurocódigo 8 (EC8), com regras específicas de dimensionamento sísmico que tornam as construções mais resistentes à ação sísmica.

2.2. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DE ACORDO COM REBA E REBAP

Devido à utilização crescente do betão armado nas construções, foi necessário criar um documento para regular a sua utilização. O decreto n. 25948 publicado a 16 de outubro de 1935, apresenta-se como “Regulamento de Betão Armado” (RBA) foi o primeiro elemento normativo a organizar a informação técnica necessária para o uso desta técnica construtiva. Este regulamento continha indicações que para garantir a ligação entre os elementos, as estruturas de betão armado precisavam de armaduras principais e secundárias. As cintas dos pilares deveriam garantir o envolvimento e travamento de todas as armaduras longitudinais.

Algumas décadas depois, o desenvolvimento de novos conhecimentos, impulsionados pela criação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) em 1946, levaram a cabo novos conceitos, cálculos e verificações. A 20 de maio 1967 é publicada o “Regulamento de Estruturas de Betão Armado”, REBA, (Portugal, G.d., 1967), esta norma técnica muito mais abrangente e com condições técnicas específicas.

Devido à falta de especificações para a utilização do pré-esforço, surge a 30 de julho de 1983 o “Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado”, REBAP, (Portugal, G.D., 1983) que além de acrescentar especificações para a utilização do pré-esforço, melhora cláusulas em relação ao REBA.

Tanto o REBA como o REBAP apresentam detalhamento de armaduras, que visam aumentar a ductilidade dos elementos como prevenção de dano/colapso em caso de eventos sísmicos, no entanto, de uma forma mais sintética do que podemos observar em códigos sísmicos recentes (Pouca, N.V. [et al.], 2021).

Tanto o REBA como o REBAP mencionam detalhes na forma dos ganchos e no comprimento das emendas, que bem executados potenciam maior resistência dos elementos, estes detalhes estão ilustrados na Figura 2.1.

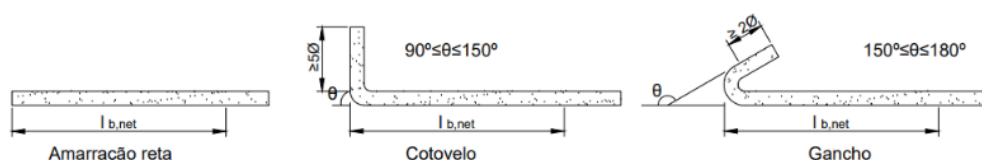


Figura 2.1-Detalhe das armaduras, adaptado do REBAP.

A dobragem dos varões é efetuada segundo diâmetros de curvatura interiores mínimos em função dos diâmetros dos varões, tanto o REBA como REBAP contém indicações consoante o tipo de aço utilizado na época. Os diâmetros interiores mínimos são cruciais uma vez que elementos como ganchos têm funções de ancoragem e transferência de cargas, desta forma o seu dimensionamento é importante para garantir que a estrutura irá funcionar corretamente, garantindo segurança e estabilidade.

Tabela 2.1-Diâmetros de curvatura interior mínimos, adaptado de REBA.

| Classe e tipo de aço | Ganchos e estribos | | Armaduras em geral |
|----------------------|---------------------------|------------------------|--------------------|
| | $\phi \leq 10 \text{ mm}$ | $\phi > 10 \text{ mm}$ | |
| A24 Liso | $2,5\phi$ | $2,5\phi$ | 16ϕ |
| A24 Nervurado | 4ϕ | 4ϕ | 16ϕ |

Tabela 2.2-Diâmetros interiores mínimos de dobragem de armaduras ordinárias, adaptado do REBAP.

| Tipo de aço | Ganchos, cotovelos, laços, estribos e cintas | | | Armaduras em geral |
|--------------------|--|------------------------|------------------------|--------------------|
| | $\phi \leq 18$ mm | $18 < \phi \leq 32$ mm | $18 < \phi \leq 32$ mm | |
| A235 NL | 2,5 ϕ | 5 ϕ | 5 ϕ | 15 ϕ |
| A235 NR | 4 ϕ | 7 ϕ | 10 ϕ | 15 ϕ |
| A400 ER A400 EL | 5 ϕ | 8 ϕ | 12 ϕ | 20 ϕ |

Pela análise das Tabela 2.1 e Tabela 2.2 respetivamente adaptadas do REBA e do REBAP, é notório que os diâmetros de dobragem interiores mínimos são menores no caso de armaduras lisas, isto deve-se à pouca aderência destas armaduras que por sua vez é menos resistente, assim sendo, a dobragem é mais acentuada para aumentar a resistência. Pelo contrário, em armaduras nervuradas devido à sua rugosidade o diâmetro interior mínimo pode ser maior, uma vez que a rugosidade aumenta a resistência.

O comprimento de amarração das armaduras, é outro parâmetro a ter em conta, uma vez que a amarração é o processo de ligação dos varões e que confere resistência à estrutura. O comprimento de amarração é um parâmetro importante, caso seja curto as armaduras podem deslocar-se e enfraquecer a resistência da estrutura. Na Tabela 2.3 e na Tabela 2.4 encontra-se o detalhamento do comprimento de amarração segundo o REBA e o REBAP, respetivamente.

Tabela 2.3-Comprimento de amarração, l_a adaptado do REBA.

| Classe e tipo de aço | Classe do betão | |
|-------------------------|-----------------|-------------------|
| | B180 e B225 | B300, B350 e B400 |
| A24 Liso e Nervurado | 30 ϕ | 30 ϕ |
| A40 Liso e Nervurado | 50 ϕ | 40 ϕ |

Tabela 2.4-Comprimento de amarração, $l_{b,net}$ adaptado do REBAP.

| Tipo de aço | Tipo de amarração | Classe do betão e condições de aderência | | | | | | | |
|--------------------|-------------------|--|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | | B20 | | B25 | | B30 | | B35 | |
| | | A | B | A | B | A | B | A | B |
| A235 NL | Com gancho | 35 ϕ | 50 ϕ | 30 ϕ | 45 ϕ | 30 ϕ | 45 ϕ | 25 ϕ | 40 ϕ |
| A235 NR | Reta | 25 ϕ | 35 ϕ | 20 ϕ | 30 ϕ | 20 ϕ | 25 ϕ | 15 ϕ | 25 ϕ |
| A400 NR A400 ER | Reta | 40 ϕ | 60 ϕ | 35 ϕ | 50 ϕ | 30 ϕ | 45 ϕ | 30 ϕ | 40 ϕ |
| A500 NR A500 ER | Reta | 50 ϕ | 75 ϕ | 45 ϕ | 65 ϕ | 40 ϕ | 60 ϕ | 35 ϕ | 40 ϕ |

A- Condições de boa aderência

B- Outras condições de aderência

Em relação ao comprimento de amarração há um avanço do REBAP perante o REBA, o tipo de amarração e as condições de aderência são parâmetros que influenciam o comprimento, garantindo assim maior resistência.

As emendas de varões requerem também cuidados na montagem das armaduras, segundo o REBA podem ser emendas de sobreposição, soldadura elétrica e emendas roscadas. Emendas por sobreposição são mais utilizadas e o comprimento de sobreposição deve ser, no mínimo, o comprimento de amarração e devem ficar separadas pelo menos de uma distância igual ao comprimento de amarração dos varões. O REBAP refere que as emendas podem ser por sobreposição, por soldadura ou por meio de dispositivos mecânicos especiais. Emendas de sobreposição devem satisfazer as condições de cintagem na zona da emenda tendo em conta a necessidade de ganchos terminais e os comprimentos mínimos de sobreposição devem satisfazer a seguinte expressão (1):

$$l_{b,o} = \alpha_2 \times l_{b,net} \quad (1)$$

Em que α_2 , é um coeficiente que depende das distâncias de recobrimento e da distância entre emendas, e da relação entre a secção dos varões emendados e a secção total dos varões.

2.3. DANOS OBSERVADOS EM SISMOS RECENTES

O nível de dano ou até mesmo colapso de estruturas depende de fatores como: localização, a sua construção, idade e conservação, e até mesmo a própria estrutura.

No entanto, as causas mais frequentes aparecem associadas, aos seguintes efeitos/mecanismos (Varum, H.S.A., 2003):



- Ductilidade insuficiente;
- Fraca aderência aço-betão;
- Ancoragem e sobreposição das armaduras desajustadas;
- Estribos/cintas insuficientes e confinamento deficitário;
- Inadequada capacidade de resistência ao corte;
- Capacidade resistente à flexão insuficiente;
- Inadequada resistência ao corte em nós;
- Influência de paredes de alvenaria no comportamento sísmico de pórticos;
- Irregularidades em planta e em altura;
- Influência dos modos de vibração altos;
- Mecanismos do tipo viga forte-pilar fraco;
- Utilização de aço liso.

Estes danos podem ocorrer de forma isolada, ou podem ocorrer por combinação de vários fatores o leva a grandes desastres com perdas humanas e grandes números de colapsos estruturais. A construção segundo códigos sísmicos é crucial para prevenir estas situações, no entanto, uma construção cuidada e bem dimensionada diminui o risco de danos como os enumerados acima aconteçam.

Na Tabela 2.5 estão ilustradas algumas das causas de dano mais frequentes, com exemplos de sismos ocorridos na maioria na Europa.

Tabela 2.5-Causas de danos

| Causa de dano: | Exemplo: |
|--|--|
| Resistência insuficiente ao corte nos nós: |  <p data-bbox="991 745 1106 775">(Vigo, M.)</p> |
| Influência das paredes de alvenaria no comportamento dos pórticos: |  <p data-bbox="863 1099 1233 1162">Lorca, Espanha, 2011 (Ruiz-Pinilla, J.G. [et al.], 2016)</p> |
| Utilização de varões lisos: |  <p data-bbox="898 1525 1198 1588">Turquia, 2023 (Francis, R.M.a.A., 2023)</p> |
| Confinamento deficitário e insuficiente armadura transversal: |  <p data-bbox="895 1935 1203 1998">L'Áquila, Itália, 2009 (Furtado, A. [et al.], 2021)</p> |

| Causa de dano: | Exemplo: |
|-------------------------------------|--|
| Irregularidades em planta e altura: |  <p>Simav, Turquia, 2011 (Doğangün, A. [et al.], 2013)</p> |
| Mecanismo viga forte-pilar fraco: |  <p>Turquia (Cogurcu, M., 2015)</p> |

2.4. COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO AÇO-BETÃO

Para o bom funcionamento de uma estrutura de betão armado é necessário haver uma correta solidarização entre o aço e o betão, de modo que haja transferência de tensões na interface entre o aço da armadura e o betão que a confina, a este mecanismo designa-se por aderência (Fernandes, R.M., 2000).

A resposta dos elementos de betão armado a ações cíclicas é amplamente determinada pelo comportamento da aderência entre o aço e o betão, já que é através desta ligação que ocorre a transferência de tensões entre os materiais. Esta característica é também a responsável pelo comportamento solidário dos dois materiais relativamente à deformação, o que significa que, na hipótese de uma aderência perfeita, não haverá deslocamento relativo entre eles.

A aderência, resulta da combinação de três contribuições: aderência química, atrito e ancoragem mecânica. Nos varões nervurados, a adesão e o atrito são responsáveis pela ligação inicial, mas o travamento mecânico é a contribuição mais importante. No caso de varões lisos, são principalmente dependentes de mecanismos de adesão e atrito da pouca rugosidade superficial (Miranda, M.P. [et al.], 2021). A Figura 2.2 ilustra a ligação entre o betão e o aço, quando utilizadas armaduras nervuradas e lisas.

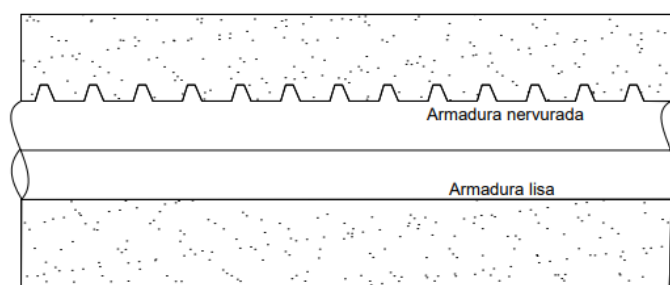


Figura 2.2-Ligação aço-betão com os dois tipos de armadura.

A aderência garante que a deformação da armadura seja igual à das fibras de betão vizinhas, no entanto, só se pode assumir esta hipótese válida nos estados iniciais de carregamento. Para estados de carregamento significativos, há formação de fissuras e a ligação entre o aço e o betão é degradada dando origem a deslocamentos relativos entre os dois materiais (Melo, J. [et al.], 2015). A este fenómeno designamos por escorregamento das armaduras.

Para estruturas de betão armado construídas antes da década de 1970, projetadas de acordo com os códigos antigos e reforçadas com armadura lisa, a influência do escorregamento é particularmente importante. Embora os varões de aço liso sejam usados como referência, não são completamente investigados, o que resulta num número limitado de modelos confiáveis para descrever o seu desempenho.

Abrams realizou o primeiro estudo de escorregamento “bond-slip” à data de 1913. Através de vários testes, com armadura lisa e armadura nervurada e estudou o efeito de algumas variáveis como o diâmetro dos varões, dimensões do betão, idade e composição do betão. Desta forma, concluiu que a ligação entre o aço-betão com armadura lisa é influenciada em termos de resistência por dois componentes: adesão e resistência ao deslizamento. A resistência de adesão ocorre antes do início do deslizamento e é responsável por cerca de 60% da tensão máxima de aderência. A resistência ao deslizamento começa quando se inicia o movimento relativo entre ambos os materiais. Concluiu também que a tensão máxima de aderência é desenvolvida para um deslizamento de cerca de 0,25 mm (Abrams, D.A., 1913).

Mo e Chan estudaram a resistência de armaduras lisas no betão armado através de ensaios de arrancamento, em varões lisos e deformados. O efeito do tipo de varão, diâmetro, comprimento, resistência do betão e taxa de carregamento são parâmetros examinados no comportamento da ligação. Verificou-se que: (1) a resistência de ligação dos varões lisos era apenas 28,6% dos varões nervurados; (2) o escorregamento na rutura foi maior para varões lisos do que para os varões deformados; (3) o aumento da resistência à compressão do betão foi capaz de melhorar as propriedades de aderência (Mo, Y. and Chan, J., 1996).

Tassios (1979) propõe um modelo teórico, e segundo o autor para pequenas deformações ocorrem deslizamentos extremamente pequenos, Figura 2.3. Nesta fase, o mecanismo de resistência é devido à aderência química. Com o aumento do carregamento, a tensão de aderência também aumenta e alcança o nível τ_0 , quando ocorre a rutura da adesão.

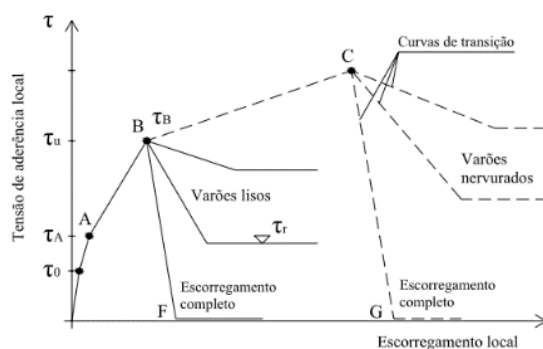


Figura 2.3-Modelo Proposto por Tassios (1979).

Para níveis mais altos de carregamento, há mobilização de ancoragem mecânica, tanto para varões nervurados como para varões lisos. Após τ_A , surgem as primeiras fissuras internas, uma vez que as tensões de tração da força de arrancamento ultrapassam a resistência à tração do betão. A partir do ponto A, a rigidez do betão é reduzida, por isso caracterizada por menor declive da curva. No ponto B existe o arrancamento dos varões lisos, para a τ_B prevê-se que a resistência de atrito seja esgotada ou insuficiente. Assim sendo, a rutura dá-se pelo arrancamento do varão deixando o betão quase intacto (Fernandes, R.M., 2000).

Estes são apenas alguns estudos que contribuíram para o aumento do conhecimento do comportamento da armadura lisa-betão. Vários autores como Verderame, G.M. [et al.] (2009), Melo, J. [et al.] (2015), Fabbrocino, G. [et al.] (2005), contribuíram com estudos, aumentando o conhecimento sobre o assunto e colmatando aos poucos a falta de entendimento do mecanismo da ligação aço-betão quando são utilizadas armaduras lisas.

2.5. ESTUDOS EXPERIMENTAIS REALIZADOS

O objetivo deste trabalho é perceber a influência do uso da armadura lisa no comportamento de pilares de betão armado sujeitos a carregamento cíclico biaxial. Como a informação relativa a este assunto é reduzida, primeiramente é necessário entender como se comportam os pilares de betão armado sujeitos à flexão biaxial para depois perceber o impacto que a armadura lisa poderá provocar.

A aplicação de cargas cíclicas biaxiais nos pilares de betão armado é um assunto ainda com muitas lacunas, assim, Rodrigues, H. (2012) constatou que a avaliação de resultados para flexão biaxial com carga axial constante era pouco desenvolvida comparada com a flexão uniaxial. Enumerou então alguns autores que contribuíram com dados de ensaios de pilares de betão armado testados sobre flexão biaxial, com a aplicação de esforço axial constante ((Takizawa, H. and Aoyama, H., 1976), (Otani, S. [et al.], 1980), (Park, R. [et al.], 1984), (Zahn, F. [et al.], 1989), (Kim, J.-K. and Lee, S.-S., 2000), (Qiu, F. [et al.], 2002), (TSUNO, K. and PARK, R., 2004), (Bechtoula, H. [et al.], 2005), (Kawashima, K. [et al.], 2006) e (Chang, S.-Y., 2010)), e também com esforço axial variável ((Low, S.S. and Moehle, J.P., 1987), (Li, K.-N. [et al.], 1988), (Saatcioglu, M. and Ozcebe, G., 1989), (Bousias, S. [et al.], 1992) e (Bechtoula, H. [et al.], 2005)). Maioria destas pesquisas encontram concordância nos seguintes aspetos:

- As cargas axiais têm uma influência significativa na resposta dos pilares de betão armado;
- Os ciclos de carga biaxial são responsáveis pelo aumento da degradação da resistência e rigidez quando comparados com a resposta uniaxial;

- O mecanismo de rotura é muito dependente da carga e afeta fortemente a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia;
- Os comprimentos de rótula plástica tendem a ser estáveis em torno de valores expectáveis e não são fortemente afetados pelo carregamento biaxial;
- A ductilidade reduz em ensaios cíclicos biaxiais em comparação com ensaios cíclicos uniaxiais.

Com o objetivo de ampliar a base de dados da resposta à flexão uniaxial e biaxial vários estudos continuaram a ser feitos até à atualidade.

Tabela 2.6.- Estudos experimentais realizados

| Referência | Nº de provetes | $b \times h$ [mm] | Carregamento axial (C ou V) |
|----------------------------------|----------------|-------------------|-----------------------------|
| (Rodrigues, H. [et al.], 2013) | 24 | 300 x 300 | C |
| (Di Ludovico, M. [et al.], 2013) | 4 | - | C |
| (Di Ludovico, M. [et al.], 2014) | 8 | - | C |
| (Rodrigues, H. [et al.], 2016) | 6 | 500 x 300 | V |
| (Raza, S. [et al.], 2020) | 6 | 250 x 300 | V |
| (Lucchini, A. [et al.], 2022) | 18 | 300 x 300 | C |

Rodrigues, H. [et al.] (2013) focou-se na evolução do dano em pilares de betão armado sob condições de carregamento horizontal uniaxial e biaxial e carregamento axial constante. Identificou que cada estado de dano em carregamento biaxial ocorreu para níveis de drift menores que o estado de dano correspondente para carregamento uniaxial. O destacamento do betão e a encurvadura dos varões foram observadas para valores de drift correspondente a 50%-75% do valor dos testes uniaxiais.

Di Ludovico, M. [et al.] (2013) aplicou também carga axial combinada com deslocamentos aplicados no topo, inclinados de $\beta=30^\circ$ e $\beta=45^\circ$ respetivamente aos eixos principais, a quatro exemplares de pilares de betão armado com armadura lisa de forma a avaliar o comportamento biaxial em termos de rigidez, força e deformação. Assim, percebeu que em pilares representativos de elementos de betão existentes a degradação da resistência pode ser impulsionada pela encurvadura prematura dos varões e também devido ao espaçamento inadequado dos estribos e à abertura dos gancho de 90° nos cantos onde são sujeitos a compressões. Concluiu também que a degradação da rigidez não é afetada pela imposição horizontal de deslocamentos orientados de β .

Di Ludovico, M. [et al.] (2014) realizou ensaios em pilares sujeitos a esforço axial e aplicou deslocamentos horizontais monotónicos e cíclicos em oito provetes, com aço liso e nervurado, projetados por códigos obsoletos, variando as dimensões da secção transversal, a quantidade de armadura longitudinal e a tipologia do aço (liso e nervurado). Através da análise dos resultados enumerou algumas conclusões das quais que as fissuras foram observadas numa maior extensão com varões deformados comparado com uma única fissura principal com a utilização de varões planos. Em condições cíclicas verificou que os pilares com varões deformados, alcançam um drift menor 44% comparado com condições monotónicas. No caso de pilares com varões lisos há uma redução do drift em condições cíclicas de 36% confrontando com o comportamento monotónico.

Rodrigues, H. [et al.] (2016) ensaiou seis pilares de betão armado sobre diferentes carregamentos (uniaxial e biaxial) e com variação da carga axial. A análise dos resultados revelou que há uma redução da resistência máxima provocando uma degradação de resistência e consequentemente uma redução significativa de ductilidade. Verificou-se também que para o carregamento axial, cada estado de dano ocorre para solicitações de drift mais baixas do que para o estado de dano verificado com o carregamento axial constante, realizado por Rodrigues, H. (2012). A degradação da rigidez foi significativamente afetada pelas variações de carga axial para as diferentes trajetórias de carga, no entanto com carregamento axial variável a rigidez apresenta um comportamento suave quando comparada com carregamento axial constante. O efeito da combinação do carregamento axial variável com carga biaxial leva a reduções significativas (cerca de 60%) do drift para cada nível de dano. Concluiu também a carga biaxial pode induzir uma maior dissipação de energia do que o carregamento uniaxial, no entanto, em carregamento axial variável não é observado o mesmo efeito.

Raza, S. [et al.] (2020) realizou uma investigação experimental sobre o comportamento força-deslocamento de pilares de betão armado de alta resistência, em que a trajetória do carregamento e a carga axial foram as principais variáveis do estudo. Com base no estudo retirou as algumas conclusões, cada nível de dano ocorreu para um valor de drift significativamente menor, cerca de 30% a 50%, sob carga biaxial do que sob carga uniaxial. A resposta força-deslocamento depende da razão de deslocamento da direção X para a Y. Verificou também que o carregamento biaxial acelerou a resistência pós-pico e a degradação da rigidez, logo esta degradação é mais acentuada do que em carregamento uniaxial.

Lucchini, A. [et al.] (2022) efetuou uma campanha experimental com um total de 18 provetes testados sobre carregamento axial constante e trajetórias de carga controlados com o propósito de averiguar o efeito do caminho das cargas na resposta força-deslocamento e evolução dos danos. Percebeu então que o carregamento biaxial acelera o esmagamento do betão causado por flexão e por isso a capacidade de drift último e de cedência reduzem significativamente. Em relação à trajetória de cargas, esta pode ser influenciada pela quantidade de armadura transversal utilizada, foi uma das principais conclusões retiradas desta campanha experimental que sugerem que para a mesma taxa de armadura transversal se usada com menor espaçamento entre estribos pode resultar numa melhor resposta à flexão biaxial.

Ao longo dos anos, vários estudos experimentais foram realizados para compreender o comportamento e o efeito do uso da armadura lisa nos elementos de betão armado. De forma a entender a resposta construções projetadas até a década de 1970, sem códigos sísmicos e sem detalhamento das armaduras, vários autores estudaram a influência de algumas propriedades como: secção transversal, trajetória da carga, quantidade e forma das armaduras de reforço etc.

Autores como Xing, G. [et al.] (2015), Verderame, G.M. [et al.] (2008), Melo, J. [et al.] (2015), Fabbrocino, G. [et al.] (2005), Abrams, D.A. (1913), Yurdakul, Ö. [et al.] (2022), Soleymani Ashtiani, M. [et al.] (2013) focaram-se mais no entendimento do reforço com varões de aço lisos e as suas debilidades devido ao seu escorregamento, fenómeno designado por “bond-slip” e que por sua vez provoca perda de resistência, maior degradação de rigidez e menor dissipação de energia do pilar, tal como demonstrado pelos ensaios descritos anteriormente.

Melo, J. [et al.] (2012) realizou uma campanha experimental no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro com provetes reforçados com aço liso, com o objetivo de estudar a influência das propriedades das ligações, emendas, quantidade de armadura, secção transversal e juntas sob comportamento cíclico.

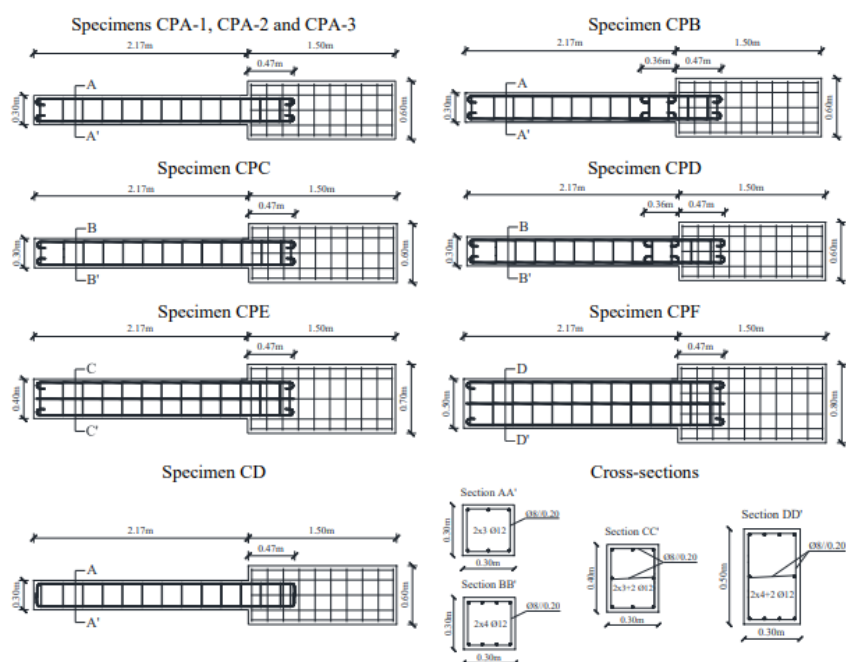


Figura 2.4-Geometria e detalhe dos provetes ensaiados do ensaio, adaptado de (Melo, J. [et al.], 2012).

A Figura 2.5 ilustra o estado de dano no final dos ensaios realizados e a Figura 2.6 mostra os resultados mais importantes para o objetivo da campanha experimental.

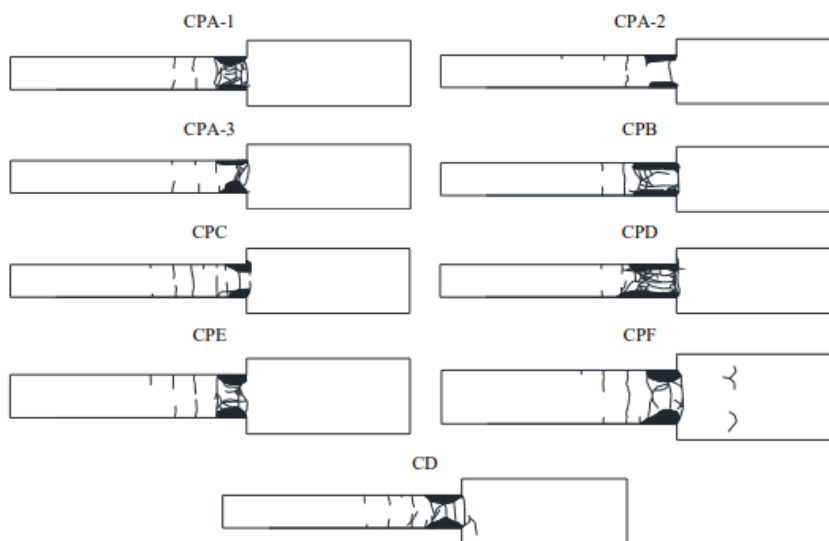


Figura 2.5-Dano nos provetes no final do ensaio, adaptado de (Melo, J. [et al.], 2012).

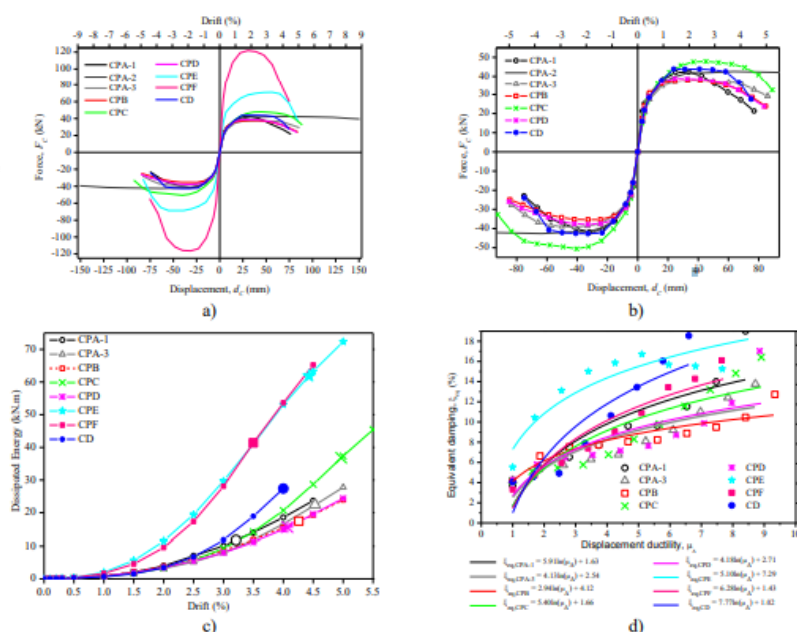


Figura 2.6-Resultados: a) envolventes da força-deslocamento b) relação força-deslocamento; c) energia dissipada; d) diagrama da ductilidade; adaptado de (Melo, J. [et al.], 2012)

A análise dos resultados permitiu concluir:

- O comportamento cíclico influencia as juntas entre o pilar e a fundação numa maior degradação da resistência, aumento do dano no betão e uma diminuição na energia dissipada.
- A presença de emendas sobrepostas afeta o comportamento cíclico provocando diminuição da energia dissipada dos provetes e aumentando o dano na rótula plástica;
- Quando a quantidade de aço é maior e existem sobreposições, o betão falha à compressão e assim a resistência máxima do pilar não é atingida;
- A degradação da resistência no ensaio monotónico foi pequena e o ponto de rutura só foi atingido a 9% do drift.
- Os valores de drift correspondentes à força máxima nos pilares sem emendas são aproximadamente 85% e 40% superiores aos valores de drift em ensaios ensaiados em condições semelhantes.
- Pilares construídos com varões lisos dissipam menos energia e os valores de amortecimento são inferiores aos do pilar reforçado com varões deformados;
- Pilares com secção transversal maior podem dissipar menos energia que outras com secções mais pequenas.

De acordo com o estudo de um protótipo de um pórtico, dimensionado apenas para cargas gravíticas em que foram observadas as seguintes patologias: inadequado confinamento das regiões críticas; falta de armadura transversal; inadequada armadura longitudinal nos pilares; fraca qualidade de materiais (betão e aço); uso de armaduras lisas tanto na longitudinal como na transversal e uso de betão com baixa resistência. Os testes foram feitos aumentando a carga cíclica horizontal até ao colapso e através dos resultados percebeu-se que ao contrário do comportamento de elementos com varões nervurados, os elementos com aço liso mostram uma reduzida degradação da resposta cíclica. Foi possível também

observar deslizamento das armaduras, reduzindo a tensão de ligação entre o betão e o aço (Braga, F. [et al.], 2009).

Através destes ensaios já realizados é possível perceber como os pilares de betão armado com aço liso respondem perante carregamentos cíclicos biaxiais, e os ensaios vistos anteriormente parecem estar em concordância nos seguintes aspetos:

- A utilização de varões de aço liso como armadura de pilares de betão armado diminuiu a capacidade de o elemento dissipar energia;
- Elementos com aço liso apresentaram reduzida degradação da resposta cíclica;
- Nos carregamentos biaxiais, os níveis de evolução dos danos ocorrem para valores de drift menores comparados com carregamentos uniaxiais;
- Carregamentos biaxiais provocam maior degradação da rigidez e resistência;
- Carregamento biaxial aumenta a dissipação de energia.

3

CAMPANHA EXPERIMENTAL

3.1. INTRODUÇÃO

A realização desta campanha experimental pretende estudar o comportamento cíclico de pilares de betão armado, perante cargas uniaxiais e biaxiais cíclicas, contribuindo para a compreensão e caracterização dos elementos de betão armado constituídos por armadura lisa. Os pilares utilizados na campanha experimental seguem os códigos utilizados entre 1940 e 1970, deste modo, os provetes analisados apresentavam problemas estruturais como referido no Capítulo 2.

O programa experimental foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Para o trabalho experimental foram utilizados cinco pilares, dos quais quatro com armadura lisa e um com armadura nervurada, no entanto, todos com o mesmo esquema de armadura.

O presente capítulo descreve os pilares ensaiados, tanto as propriedades dos materiais como a sua construção. É apresentado também o método de aplicação do esforço axial e do deslocamento lateral aplicado, através da descrição da plataforma dos ensaios.

3.2. GEOMETRIA E DETALHAMENTO DOS PROVETES ENSAIADOS

Há dois tipos de provetes utilizados em ensaios cíclicos biaxiais na literatura, no entanto provetes encastrados, sem permitir rotações, nas duas extremidades foram utilizados apenas num estudo enquanto os outros se referem a provetes encastrados apenas na base e apenas com meia altura. Os provetes duplamente encastrados poderão obter melhores modelos para simular um pilar de um edifício, no entanto não é comumente utilizado não havendo assim estudos sobre as diferenças entre os dois tipos (Rodrigues, H., 2012). Na Figura 3.1 estão representados os dois tipos de provetes possíveis.

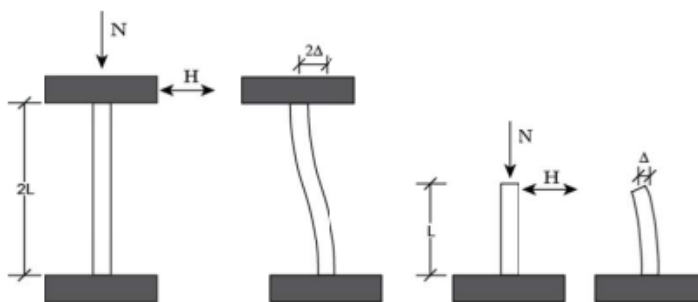


Figura 3.1-Tipologia de provetes possíveis para a campanha experimental, adaptado de (Rodrigues, H., 2012).

Na campanha experimental foi utilizada a tipologia de encastramento apenas na base e meia altura do pilar, assumindo que o ponto de inflexão do pilar se localiza a meia altura.

Os provetes utilizados foram construídos à escala real com 1,65 m, estes são representativos de pilares de 3 m de altura em que a análise se realizou para meia altura, ou seja, o deslocamento lateral foi aplicado a 1,5 m como descrito anteriormente e os 0,15 m restantes correspondem à altura necessária para a instalação do atuador.

Todos os provetes utilizados contêm a mesma secção transversal quadrada de 0,30 x 0,30 m² e o bloco de fundação de 0,44 x 0,44 m² e 0,50 m de altura. A Figura 3.2 ilustra a geometria e o detalhamento dos provetes.

A armadura longitudinal é simétrica e composta por três varões em todas as faces, sendo o total de 8Φ12. Quanto à armadura transversal são utilizados estribos de Φ8//0,20 m, sendo a zona do atuador reforçada com Φ8//0,10 m.

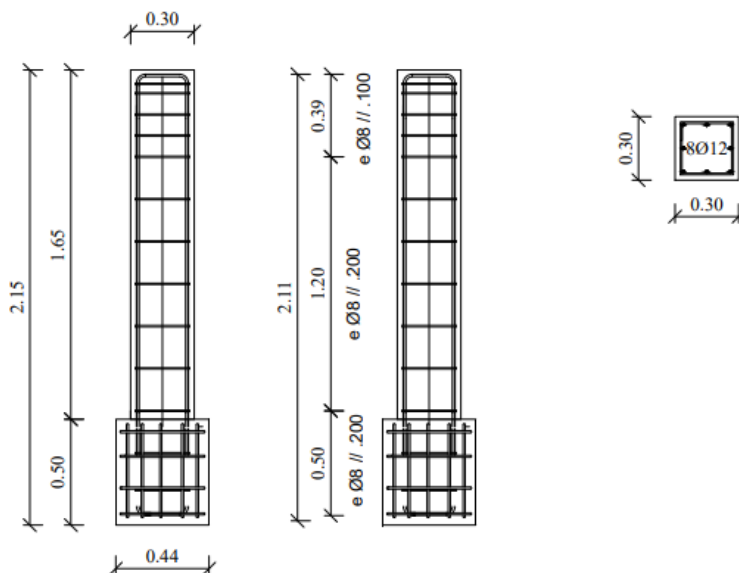


Figura 3.2-Secção transversal e detalhe das armaduras dos provetes.

Em todos os provetes é usada a mesma configuração das armaduras, o provete reforçado com varões nervurados segue o mesmo detalhe que os varões lisos.

Tabela 3.1-Descrição geral dos ensaios.

| Pilar | Armadura | Carregamento | N (kN) |
|-------|-----------|---------------------|--------|
| PUC | Lisa | Uniaxial simétrico | 300 |
| PUM | Lisa | Uniaxial monotónico | 300 |
| PBE | Lisa | Biaxial elítica | 300 |
| PBC | Lisa | Biaxial circular | 300 |
| DBC | Nervurada | Biaxial circular | 300 |

A Tabela 3.1 sintetiza a informação relativa aos provetes, nomeadamente a sua nomenclatura, o tipo de armadura e o carregamento aplicado. Iniciando assim em P ou D, que se refere ao tipo de armadura P-“plain” (lisa) e D- “deformed” (nervurada), seguindo-se para a identificação do carregamento, U-uniaxial e B-biaxial, e a última letra refere-se ao carregamento aplicado, C-circular, E-elítico e M-monotónico.

O esforço axial aplicado é 300 kN em todos os ensaios, e representa o valor o esforço que o peso das camadas superiores exerce sobre esse tipo de elementos verticais, simulando que é um pilar de um edifício.

3.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

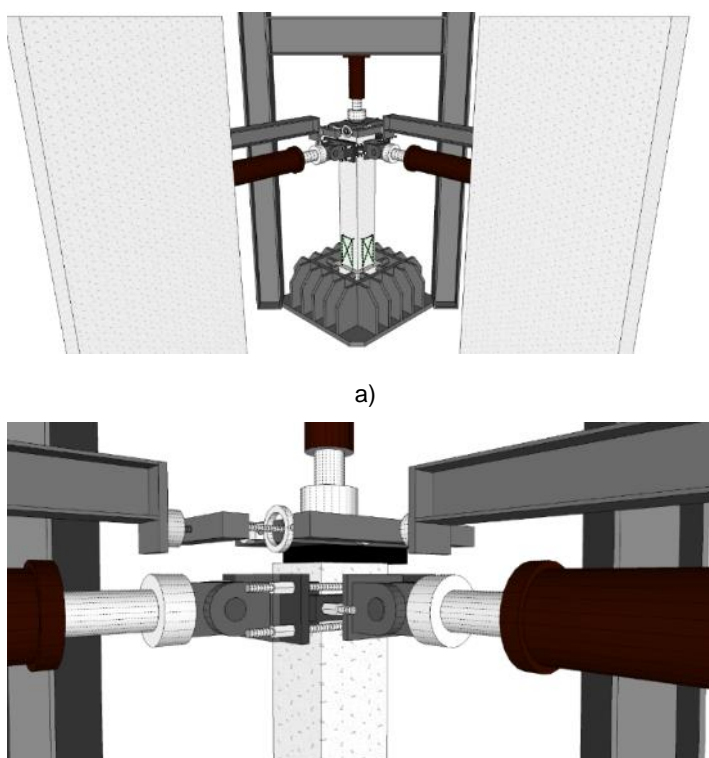
Na Figura 3.2 estão sintetizadas as propriedades dos materiais utilizados na construção dos pilares utilizados na campanha experimental. Para avaliar as propriedades do betão foi utilizada uma amostra cilíndrica de dimensões de 150 mm x 300 mm com mais de 28 dias de cura em ensaios de compressão, realizada em paralelo com a campanha de ensaios, tendo sido analisadas as seguintes características: resistência média à compressão do betão f_{cm} , resistência média à cedência do aço f_{ym} , resistência média última à tração do aço f_{um} e o módulo de Young do aço E_{ym} . O aço liso utilizado é da classe A235 e o nervurado é classe A400NRSD e a classe do betão é C16/20.

Tabela 3.2- Propriedades do aço e do betão

| Pilar | Betão | | Aço | | | | | Tipo de aço |
|-------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------|
| | f_{cm} [MPa] | Φ8 mm | | | Φ12 mm | | | |
| | | f_{ym} [MPa] | f_{um} [MPa] | E_{ym} [GPa] | f_{ym} [MPa] | f_{um} [MPa] | E_{ym} [GPa] | |
| PUM | | | | | | | | |
| PUC | 27 | 410 | 495 | 198 | 405 | 470 | 199 | Liso |
| PBC | | | | | | | | |
| PBE | | | | | | | | |
| DBC | 27 | 470 | 605 | 198 | 465 | 585 | 199 | Nervurado |

3.4. PLATAFORMA DE ENSAIOS

A plataforma de ensaios está representada na Figura 3.3 e na Figura 3.4, o sistema inclui dois atuadores horizontais aplicados no topo (um com 500 kN e 150 mm de curso na direção x e outro com 200 kN e 100 mm de curso na direção y) e um atuador vertical para aplicar o esforço axial de 350 kN, para os quais foram utilizados dois pórticos de reação em aço (lateral e vertical) e uma parede de reação lateral. O bloco de fundação é fixo a uma estrutura metálica de grande rigidez que confere o encastramento. A montagem experimental é similar à utilizada por Rodrigues, H. (2012), Rodrigues, H. [et al.] (2016) e Lucchini, A. [et al.] (2022). Na Figura 3.5 encontra-se representada a plataforma de ensaios real, no LESE, com um dos provetes utilizados na campanha.



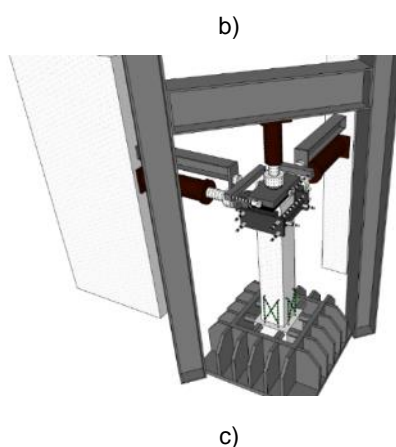


Figura 3.3- Plataforma de ensaios biaxial: a) vista geral; b) plataforma deslizante; c) pórtico de reação metálico.

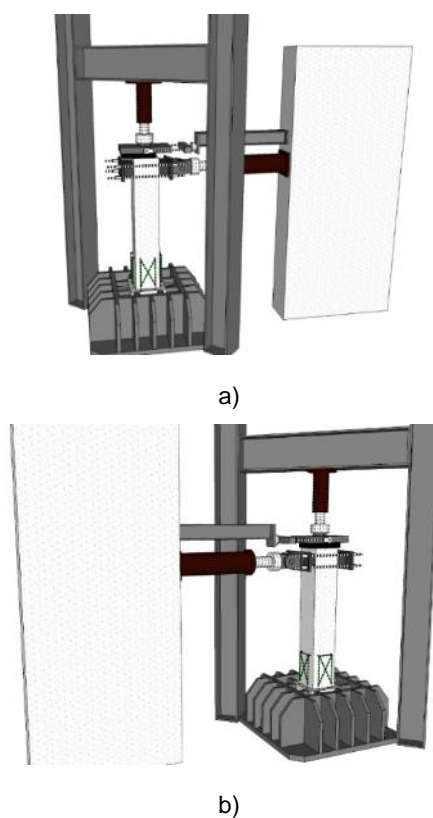


Figura 3.4- Plataforma de ensaio uniaxial: a) esquema geral; b) vista dos pórticos e parede de reação lateral.

A carga axial é aplicada de forma constante, e os dois atuadores horizontais impõem deslocamentos laterais cíclicos controlados. O sistema hidráulico do atuador vertical foi concebido para manter uma pressão de óleo constante, assegurando que a força axial seja mantida constante durante o ensaio. Devido ao pilar se deformar lateralmente durante a aplicação dos deslocamentos laterais, existe um dispositivo constituído por duas placas de aço deslizantes entre a secção superior e a secção do pilar para minimizar o atrito que é medido por uma célula de carga. Uma vez que o esforço axial está sempre centrado com a base do pilar, os efeitos de segunda ordem são desprezados.

O controlo dos atuadores horizontais e a aquisição de dados são ambos realizados através de sistemas de controladores PXI. São as células de carga, LVDT's (Linear Variable Displacement Transducers) que emitem leituras diretas para as placas de aquisição de dados, assim a força e o deslocamento de cada atuador ficam registados com uma célula de carga e um transdutor de deslocamento, respetivamente.

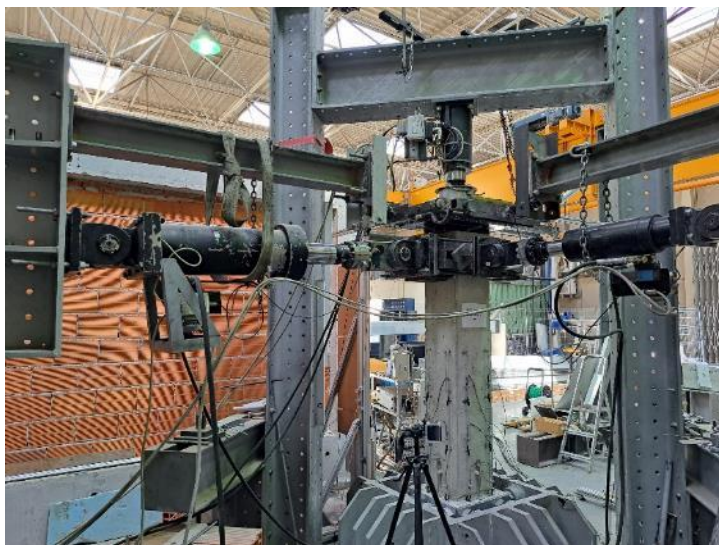


Figura 3.5- Vista do ensaio no LESE.

No pós-processamento dos resultados, foi obtido o deslocamento lateral no topo e a força de reação correspondente (força que tem de ser corrigida, subtraindo a força de atrito das placas de deslizamento). O deslocamento lateral do topo foi calculado através da rotação da fundação medida por inclinómetros nas duas direções ao qual foi retirado o deslocamento horizontal medido pelos sensores externos.

3.5. INSTRUMENTAÇÃO E LEIS DE CARGA UTILIZADAS

3.5.1 INSTRUMENTAÇÃO DO TRABALHO EXPERIMENTAL

A deformação global de pilares esbeltos é devida principalmente à flexão, por este motivo a instrumentação do trabalho experimental teve em consideração este fator, tendo sido utilizado um esquema de instrumentação que permite a medição de deslocamentos laterais em vários pontos para diferentes alturas e deslocamentos relativos locais em pontos estrategicamente selecionados de forma a estimar a curvatura média observada na zona da rótula plástica. Nos ensaios biaxiais, o deslocamento lateral do pilar nas direções de carregamento foi medido a várias alturas por meio de transdutores aplicados nas faces N (direção X) e O (direção Y), e apenas na face N para ensaios uniaxiais. A Figura 3.6 e a Figura 3.7 mostram o esquema da monitorização dos ensaios uniaxiais e biaxiais, respetivamente. A Figura 3.8 ilustra a plataforma de ensaios e a monitorização utilizada no provete DBC, realizada no LESE.

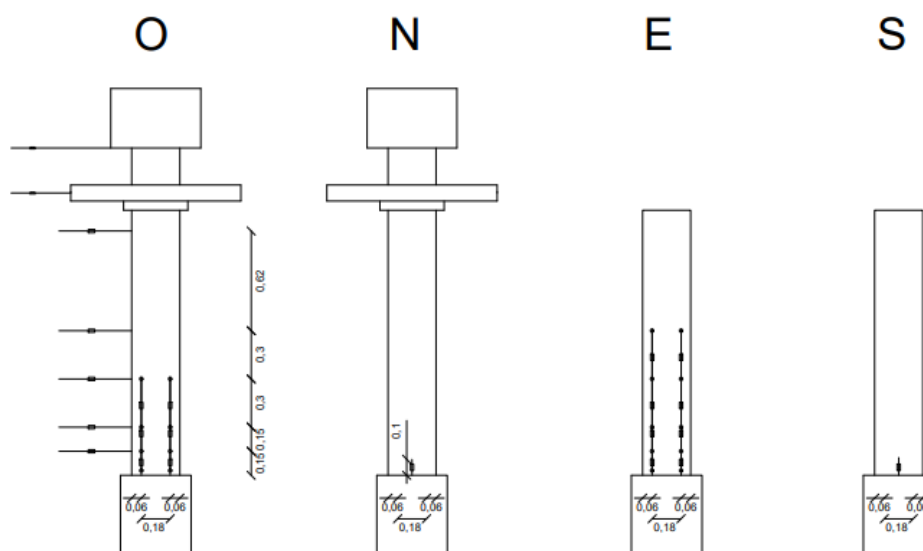


Figura 3.6- Monitorização nos ensaios uniaxiais.

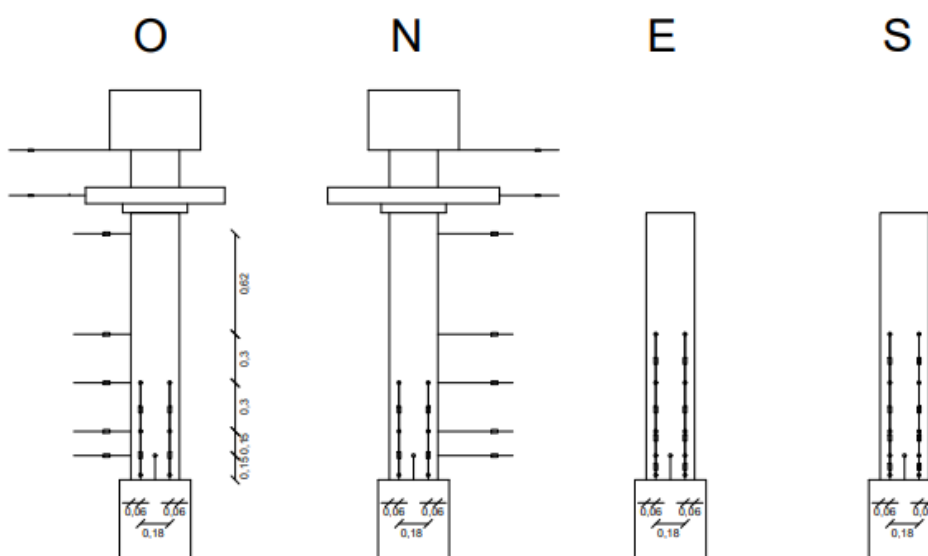


Figura 3.7- Monitorização nos ensaios biaxiais.

De forma a medir a deflexão horizontal segundo duas direções ortogonais (X e Y), utilizou-se uma estrutura externa em aço que permite suportar os LVDT's, nomeadamente em alturas de 15, 30, 60, 90 e 150 cm desde a secção da base do pilar. Os transdutores de deslocamento encontravam-se ligados ao pilar através de fios de aço finos e fixos a uma distância de aproximadamente de 1,5 m da face do pilar.



Figura 3.8- Montagem e monitorização do provete DBC no LESE.

3.5.2 LEIS DE CARGA APLICADAS

De forma a caracterizar a resposta dos pilares de betão armado sujeitos a cargas cíclicas, são impostos deslocamentos, incrementados gradualmente, no topo do provete. Para cada deslocamento de pico são aplicados três ciclos com os seguintes valores: 3; 5; 10; 4; 12,5; 15; 7; 22,5; 30; 37,5; 45; 52,5; 60; 67,5; 75; 82,5 e 90 mm. Esta repetição cíclica para cada nível de solicitação permite compreender a degradação da rigidez e a resistência do pilar.

Nos pilares com carregamento uniaxial a lei de deslocamentos aplicada foi a lei de deslocamento uniaxial simétrica. No caso de carregamentos baixais foram utilizadas duas leis de carregamento, a lei de deslocamentos circular, representada na Figura 3.9 b), (Lucchini, A. [et al.], 2022), em que o deslocamento é aplicado sucessivamente a cada direção resultando num círculo no final de cada ciclo. E a lei de deslocamento elítica, Figura 3.9 c), consiste em aplicar na direção X o dobro do deslocamento da direção Y, ou seja, o resultado da trajetória forma uma elipse.

4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1. INTRODUÇÃO

No capítulo 3 foi apresentado o programa de ensaios, as propriedades mecânicas dos materiais e as leis de carregamento impostas. Este capítulo apresenta os resultados obtidos, através da observação visual de ensaios e de parâmetros medidos de forma a dar resposta à aplicação de carregamento cíclico biaxial aos provetes de betão armado com armadura lisa. A observação visual é utilizada na avaliação dos danos através da análise das fissuras apresentadas nos pilares e dos seguintes efeitos provocados, como a fragmentação e destacamento do betão e encurvadura dos varões, enquanto os parâmetros medidos são obtidos através dos sensores de força e deslocamento. Os resultados obtidos pelos sensores são utilizados para obter relações como: força-deslocamento e envolventes força-deslocamento; degradação da resistência; degradação da rigidez; e ainda parâmetros para a quantificação da energia dissipada que é de elevada importância para discussão neste capítulo. Para melhor compressão dos resultados tomamos o provete PBC como provete de referência.

4.2. RELAÇÃO FORÇA-DESLOCAMENTO

Os gráficos de força-deslocamento mostram a relação entre a força que é necessária impor no topo do pilar para alcançar o deslocamento alvo (ensaio com controlo de deslocamento). Como os provetes são sujeitos a um carregamento cíclico, o diagrama de força-deslocamento apresenta ciclos de histerese, caracterizados pela falta de coincidência dos ciclos nas etapas de carga, descarga e recarga.

A análise dos gráficos força-deslocamento tem como principal finalidade: comparar a forma das envolventes e perceber as principais diferenças entre os carregamentos; comparar a ductilidade entre ensaios; caracterizar a força máxima e a força última e respetivos drift máximo e drift último.

A envolvente da relação força-deslocamento caracteriza-se pela união dos pontos máximos, no caso do sentido positivo, e dos pontos mínimos, no caso do sentido negativo, do primeiro ciclo histerético de cada amplitude de deslocamento.

De forma a verificar a fidedignidade dos resultados obtidos, foi efetuada a determinação da resistência à flexão de secções de betão armado segundo a secção 6.1.2 do Eurocódigo 2 (EC2), (Eurocódigo2, 2010). Admitindo que as secções se mantêm planas e a extensão nas armaduras é a mesma do betão que as envolve. Foram utilizadas as propriedades médias dos materiais, ou seja, a resistência média à

compressão do betão e a resistência média à tração do aço, já apresentadas no Capítulo 3. Assim, foram obtidos os valores de resistência máxima apresentados na Tabela 4.1 que foram calculados para uma carga aplicada no pilar a uma distância de 1.5 m da base. Os valores da resistência máxima ($R_{m\acute{a}x}$) estão também representados nos gráficos da relação força-deslocamento.

Tabela 4.1-Resistência máxima através do EC2.

| Tipo de armadura | $R_{m\acute{a}x}$ [kN] |
|--------------------|------------------------|
| Armadura lisa | 56,7 |
| Armadura nervurada | 62,7 |

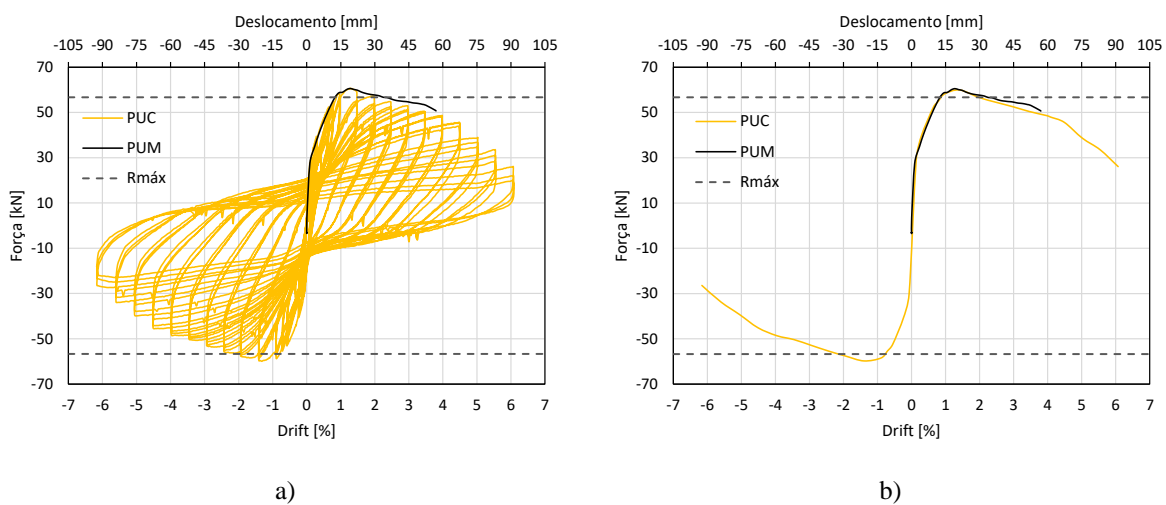


Figura 4.1-Ensaio uniaxiais: a) relação força-drift; b) envolventes força-drift.

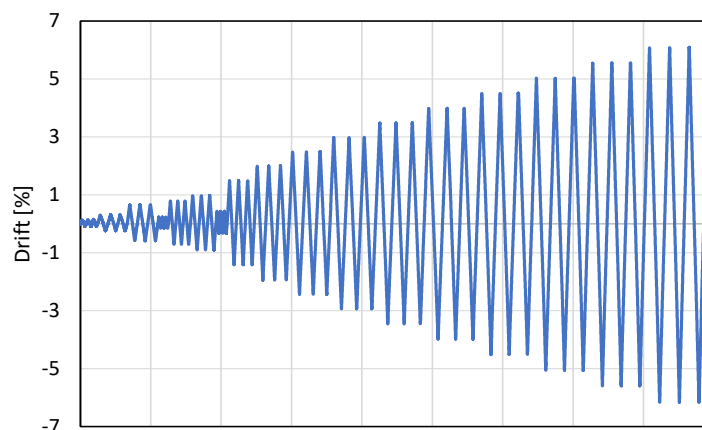


Figura 4.2-Amplitude de deslocamentos aplicados no provete PUC.

Nos ensaios uniaxiais, a resistência máxima obtida foi muito similar para os dois provetes, PUC e PUM, porém os valores de drift correspondentes à máxima resistência diferem cerca de 10%, sendo superior para o ensaio cíclico.

No provete PUC, a resistência máxima nos dois sentidos, positivo e negativo, foi também muito próxima, tendo sido obtido por isso um diagrama histerético de força-deslocamento aproximadamente simétrico nos dois sentidos (Figura 4.1).

A Figura 4.2 apresenta a evolução das amplitudes de deslocamento aplicadas ao provete PUC, e foi neste caso que foi alcançado o maior nível de deslocamento, com aplicação de um deslocamento no topo do pilar de 80 mm (drift = 5.3 %).

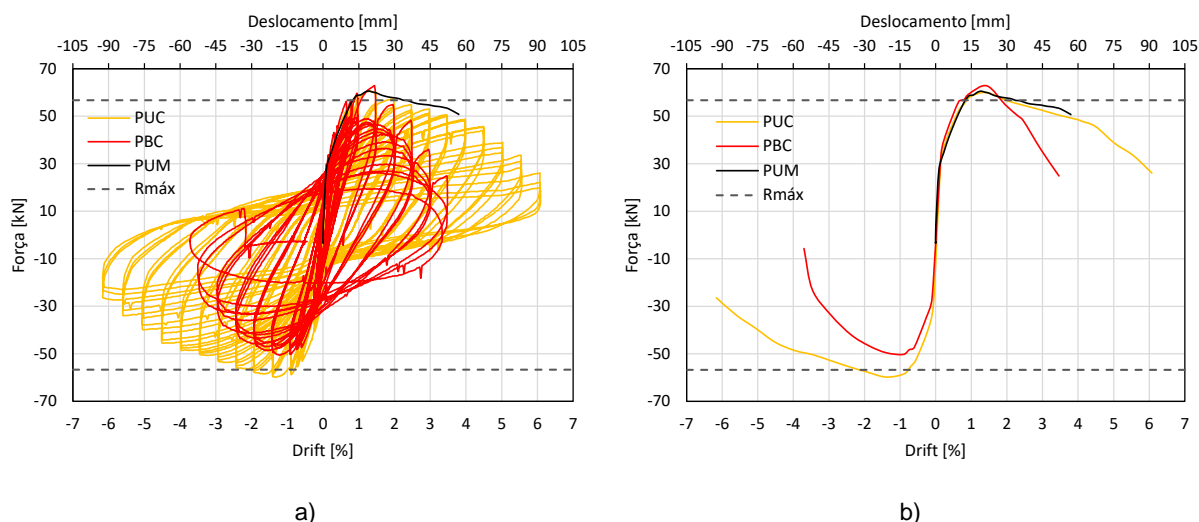


Figura 4.3-Comparação PBC com PUC e PUM: a) relação força-drift; b) envolvente força-drift.

Através da comparação dos ensaios uniaxiais com o provete de referência, PBC, (Figura 4.3) foi obtido um valor de resistência máxima superior no ensaio biaxial, com diferença de apenas 4% no sentido positivo da direção X, que não é significativa. Já no sentido negativo, a resistência mínima atingida foi superior no ensaio uniaxial PUC, com variação de 16% comparativamente ao PBC. Isto acontece porque nos ensaios biaxiais o primeiro movimento de cada nível de deslocamento inicia sempre na direção X, o que provoca um incremento nesta direção, e por este motivo há uma diferença deste primeiro ciclo na direção X. No entanto, nos ciclos seguintes este efeito é reduzido (Figura 4.4).

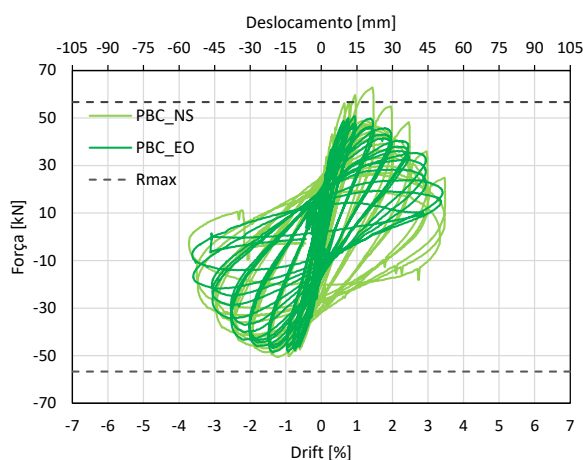


Figura 4.4-Comparação da variação força-deslocamento nas duas direções no provete PBC.

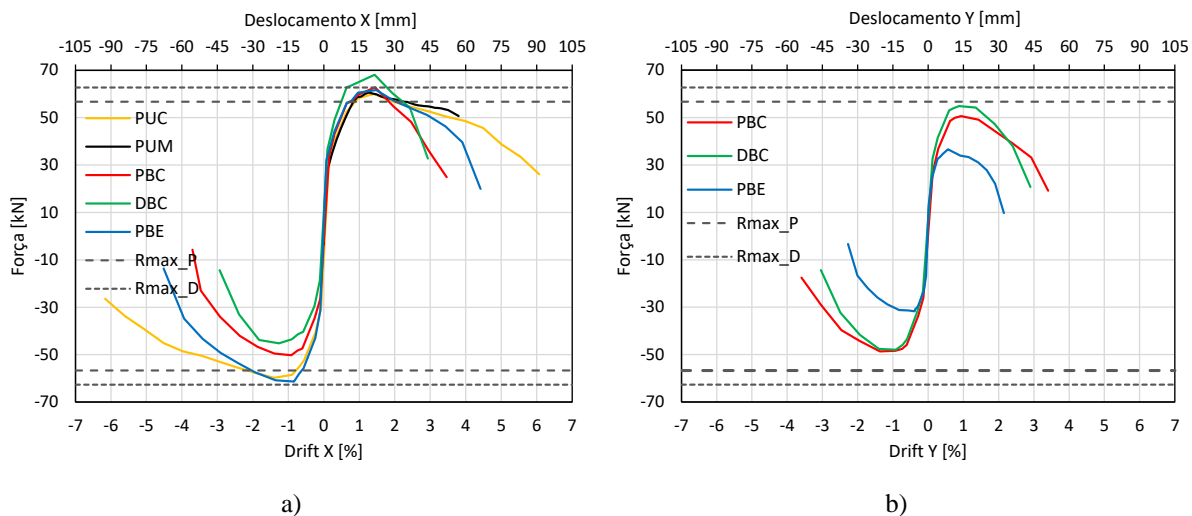
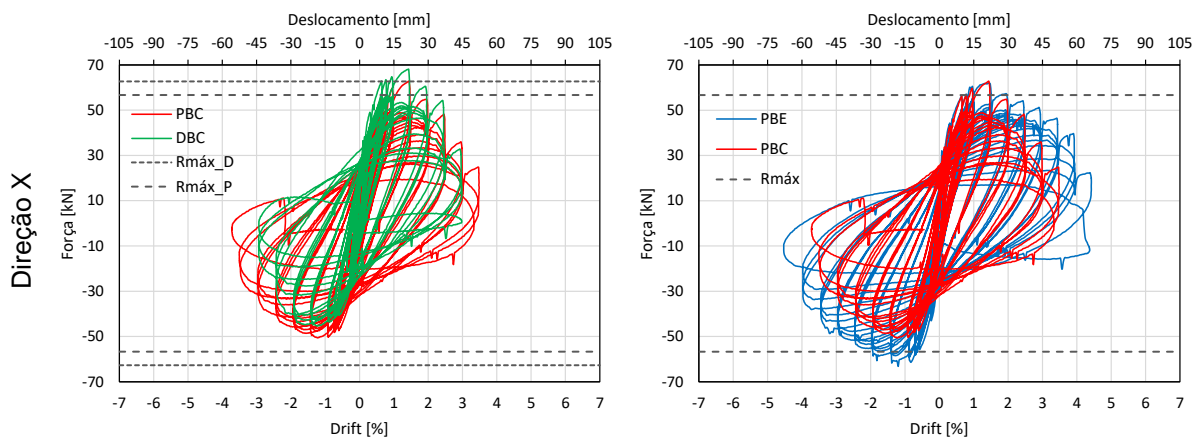


Figura 4.5-Envolturas força-drift: a) direção X; b) direção Y; de todos os ensaios.

Através de uma análise geral dos gráficos da Figura 4.5 realça-se a resistência máxima obtida no ensaio DBC, com uso de armadura nervurada, que é superior aos restantes com armadura lisa, e que se deve ao facto da tensão de cedência deste tipo aço ser superior.

A Figura 4.6 mostra os gráficos da relação força-drift dos ensaios biaxiais em ambas as direções, X e Y, em que são comparados os resultados dos ensaios DBC e PBE com o provete de referência PBC, quanto à relação força-drift.



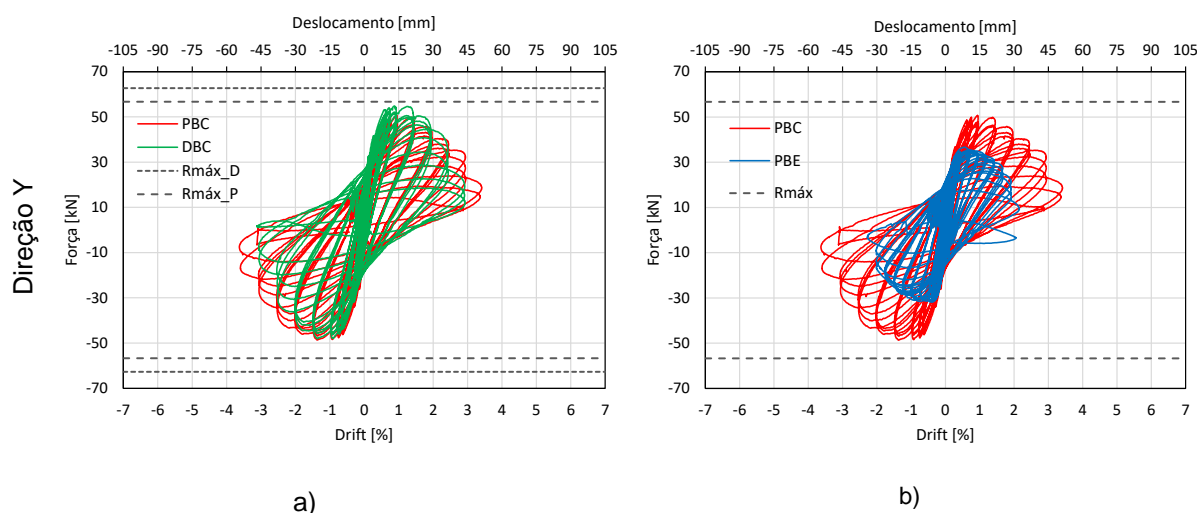


Figura 4.6-Gráficos relação força-drift em ambas as direções com: a) PBC vs DBC; b) PBC vs PBE.

No provete DBC, analisando a direção X foi obtida uma resistência máxima de 68,1 kN e mínima de 45,8 kN, no sentido positivo e negativo respetivamente, que representa uma variação de 33% que é bastante significativa. Em contrapartida, na direção Y os valores de resistência são menores, como visto anteriormente, mas a diferença entre os dois sentidos não foi significativa, com apenas uma diferença de 12%. No entanto, a resposta força-deslocamento dos provetes DBC e PBC foi muito similar.

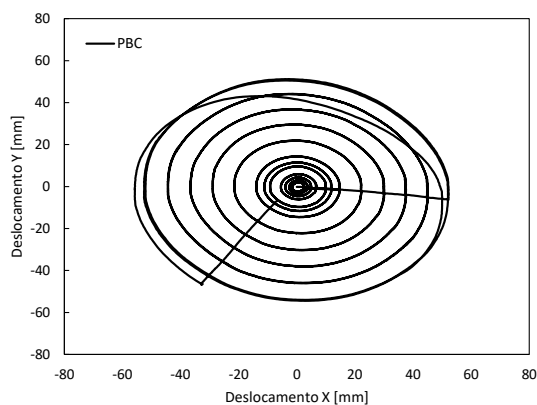
Quanto ao provete PBE, na direção X positiva a resposta força-drift foi aproximada ao provete de referência. No sentido negativo a resistência mínima foi praticamente semelhante à resistência máxima, o que difere do provete PBC que obteve uma resistência mínima menor 20% em relação à resistência máxima, e que se verificou também no provete PBE como já foi visto. Na direção Y, como esperado, a resistência máxima foi cerca de 50% da alcançada na direção X. Isto acontece em concordância com o deslocamento imposto nas duas direções, uma vez que a razão de deslocamentos é $\frac{1}{2}$ da direção X para a direção Y. E tal como nos anteriores, a diferença de resistência entre os sentidos da direção Y foi de 14%.

A Tabela 4.2 resume os valores obtidos a partir dos ensaios realizados, com informações quanto à força máxima, drift correspondente à força máxima, força última e o respetivo drift último.

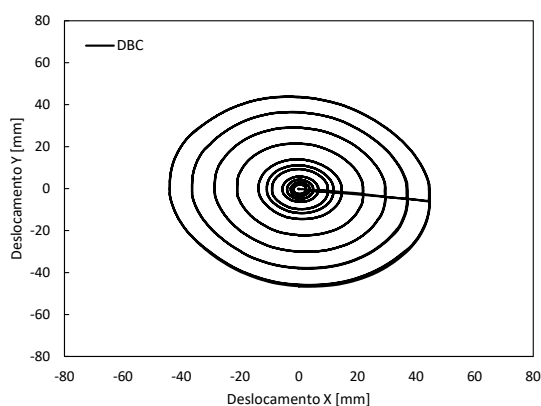
Tabela 4.2-Resumo de todos os ensaios.

| Pilar | Direção | | F,máx [kN] | Drift [%] | F,ult [kN] | Drift,ult [%] |
|-------|---------|---|------------|-----------|------------|---------------|
| PUC | X | + | 60,0 | 1,4 | 48,0 | 4,1 |
| | X | - | 59,8 | 1,4 | 47,8 | 4,1 |
| PUM | X | + | 60,6 | 1,3 | 48,5 | 4,3 |
| PBC | X | + | 62,8 | 1,4 | 50,2 | 2,3 |
| | X | - | 50,3 | 0,9 | 40,2 | 2,5 |
| | Y | + | 50,7 | 0,9 | 40,5 | 2,3 |
| | Y | - | 48,7 | 1,7 | 38,9 | 2,5 |
| DBC | X | + | 68,1 | 1,4 | 54,5 | 2,4 |
| | X | - | 45,3 | 1,3 | 36,2 | 2,2 |
| | Y | + | 54,8 | 0,9 | 43,9 | 2,1 |
| | Y | - | 48,0 | 0,9 | 38,4 | 2,1 |
| PBE | X | + | 61,7 | 1,5 | 49,3 | 3,1 |
| | X | - | 61,3 | 0,8 | 49,0 | 2,9 |
| | Y | + | 36,6 | 0,6 | 29,3 | 1,6 |
| | Y | - | 31,7 | 0,4 | 25,4 | 1,5 |

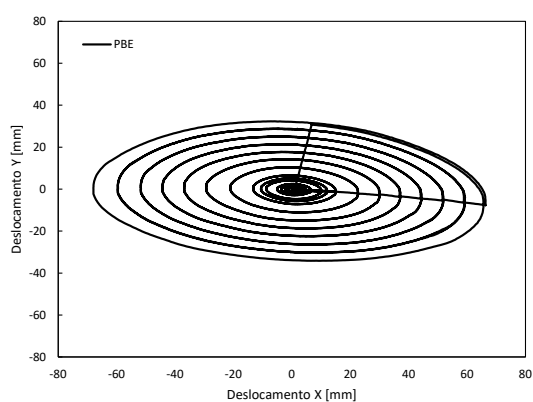
No Capítulo 3 foram apresentadas as leis de deslocamento que seriam impostas, sendo a lei circular imposta nos provetes PBC e DBC e elíptica no provete PBE. Através das leituras dos sensores colocados durante os ensaios foi possível obter a trajetória real efetuada por cada um dos provetes, tendo sido obtidas órbitas idênticas ao que era pretendido e podem ser verificadas na Figura 4.7.



a)



b)



c)

Figura 4.7-Lei de deslocamento efetuada por: a) PBC; b) DBC; c) PBE.

Analisando agora as propriedades medidas, temos a força máxima, força de cedência, deslocamento último e deslocamento de cedência.

O ponto último é caracterizado pelo ponto correspondente à rutura convencional do pilar, que é onde se verifica uma redução de 80% da resistência máxima. O deslocamento de cedência é determinado ajustando uma relação bi-linear à envolvente positiva do gráfico força-deslocamento. É um processo iterativo, que envolve duas condições: por um lado, a área abaixo da curva da envolvente deverá ser igual à área abaixo da reta bi-linear como na Figura 4.8 a), e ainda, as áreas acima e abaixo da bi-linear deverão ser aproximadamente iguais tal como na Figura 4.8 b) (Garcia, R.F.C., 2011).

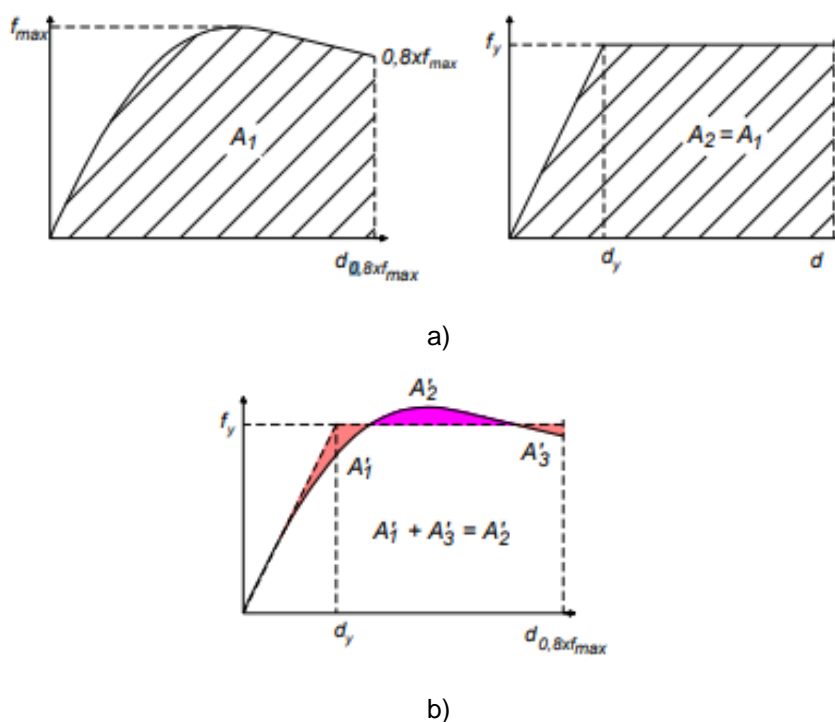


Figura 4.8-Obtenção do deslocamento de cedência: a) condição 1; b) condição 2; adaptado de (Garcia, R.F.C., 2011).

A ductilidade é uma propriedade dos materiais que avalia a capacidade de se deformarem plasticamente antes de atingirem a rotura, assim, quanto maior a ductilidade, maior a capacidade de se deformar plasticamente de forma significativa antes da rotura. Esta propriedade é importante em pilares devido à capacidade de absorver e dissipar energia gradualmente, melhorando a resistência estrutural. A ductilidade pode ser avaliada da seguinte forma:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (2)$$

Em que Δu é o deslocamento correspondente ao ponto último e Δy o deslocamento de cedência. Nos cálculos utilizou-se a média dos deslocamentos nas duas direções (X e Y) e nos dois sentidos (positivo e negativo). A Tabela 4.3 apresenta a força de cedência correspondente a cada provete e os deslocamentos último e de cedência que permitiram obter a ductilidade.

Tabela 4.3-Análise da ductilidade dos provetes.

| Pilar | Δu [mm] | F_y [kN] | Δy [mm] | Ductilidade |
|-------|-----------------|------------|-----------------|-------------|
| PUC | 61,5 | 55,5 | 7,7 | 8,0 |
| PUM | 64,5 | 56,2 | 7,4 | 8,8 |
| PBC | 36,0 | 58,3 | 7,2 | 5,0 |
| DBC | 33,0 | 63,1 | 5,5 | 6,0 |
| PBE | 34,1 | 58,0 | 7,1 | 4,8 |

Analisando os valores de ductilidade é possível obter o seguinte: os provetes PUC e PUM foram capazes de se deformar plasticamente mais facilmente. Os provetes sujeitos a carregamento biaxial possuem valores de ductilidade menores. Porém, o provete DBC destacou-se, entre os restantes em que foi aplicado carregamento biaxial, e daqui pode constatar-se que a utilização de aço nervurado contribui para a maior ductilidade dos elementos relativamente à utilização de armadura lisa. O provete PBE revela menor capacidade de se deformar plasticamente, devido ao maior impacto, que se relaciona com a proporção de amplitude de deslocamento aplicado em cada direção.

Quanto à resistência máxima obtida nos ensaios e a resistência máxima de projeto calculada através do EC2, no provete com armadura nervurada, DBC, obteve-se através do ensaio, na direção positiva de X um valor de 68,1 kN, e através do cálculo um valor de 62,7 kN, no entanto, a diferença não é significativa. Na direção Y o valor de resistência máxima, 45,3 kN, está abaixo do indicado pelo EC2. Nos provetes reforçados com armadura lisa, em que a resistência máxima calculada foi 56,7 kN, obteve-se em todos os ensaios valores, na direção X positiva, superiores cerca de 5%-9%, o que também não é significativo, devido à força máxima ser aumentada pelo primeiro “empurrão” nessa direção. Tal como aconteceu no provete PBC, nos provetes com armadura lisa os valores na direção Y também se encontraram abaixo do valor estabelecido. Desta forma, pode constatar-se que os pilares submetidos aos ensaios seguiram os valores expectáveis de resistência máxima segundo o EC2. Na Tabela 4.4 é realizada a comparação dos resultados obtidos dos vários pilares com o pilar de referência PBC.

Tabela 4.4-Análise comparativa dos provetes com o provete de referência.

| Pilar | Direção | | F,máx [kN] | Drift,ult [%] | Ductilidade | Varição F,máx | Varição Drift,ult | Varição Ductilidade |
|-------|---------|---|------------|---------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|
| PBC | X | + | 62,8 | 2,3 | 5,0 | - | - | - |
| | X | - | 50,3 | 2,5 | | - | - | |
| | Y | + | 50,7 | 2,3 | | - | - | |
| | Y | - | 38,9 | 2,5 | | - | - | |
| PUC | X | + | 60,0 | 4,1 | 8,0 | -5% | +44% | +38% |
| | X | - | 59,8 | 4,1 | | +16% | +39% | |
| PUM | X | + | 60,6 | 4,3 | 8,8 | -4% | +47% | +43% |
| DBC | X | + | 68,1 | 2,4 | 6,0 | +8% | +4% | +17% |
| | X | - | 45,3 | 2,2 | | -11% | -14% | |
| | Y | + | 54,8 | 2,1 | | +8% | -10% | |
| | Y | - | 48,0 | 2,1 | | -1% | -19% | |
| PBE | X | + | 62,0 | 3,1 | 4,8 | -2% | +26% | -4% |
| | X | - | 61,3 | 2,9 | | +18% | +14% | |
| | Y | + | 36,7 | 1,6 | | -39% | -44% | |
| | Y | - | 31,7 | 1,5 | | -54% | -67% | |

Nesta secção pode obter-se as seguintes observações:

- Relativamente aos ensaios uniaxiais, tanto em termos resistência máxima como de drift correspondente, os valores foram muito aproximados, não havendo diferença significativa entre condições cíclicas e monotónicas nestes parâmetros;
- Os pontos últimos dos ensaios uniaxiais foram também muito próximos, com variação de drift último foi cerca de 5%;
- Provetes com armadura lisa atingiram valores de resistência máxima muito próximos entre eles;
- Nos ensaios biaxiais com lei de carga circular, comparando as duas direcções NS e EO, a variação de força máxima nas duas direcções é cerca de 20% e o drift correspondente entre 35%-40%, sendo superior na direcção X. (Figura 4.4);
- No ensaio biaxial com lei de carga elíptica, a variação da força máxima nas duas direcções ortogonais é cerca de 40% e o drift máximo correspondente 60%.
- Os ensaios biaxiais atingem valores de resistência máxima mais elevados;
- O pilar com armadura nervurada respondeu, ao carregamento biaxial, com mais ductilidade do que o correspondente pilar com armadura lisa;
- A trajetória elítica provoca perda de ductilidade comparativamente à lei de deslocamento circular;
- A resistência máxima segue o valor expectável segundo o EC2.

4.3. DISSIPACÃO DE ENERGIA

A capacidade de os elementos estruturais dissiparem energia é uma propriedade fundamental para dar resposta a eventos sísmicos. A dissipação da energia refere-se à capacidade de os elementos absorverem e dissiparem a energia do carregamento, de forma a responder de forma progressiva ao carregamento e evitar o colapso. Relaciona-se com a ductilidade, pois quanto maior a ductilidade maior a capacidade de dissipar energia.

A energia dissipada acumulada corresponde ao integral do gráfico da relação força-drift, ou seja, corresponde à área do gráfico abaixo da curva. No presente caso, foi obtida através da área média entre as componentes positivas e negativa. A contribuição das duas direcções, X e Y, somada corresponde à energia total, como é apresentado nas equações (3) a (5).

$$E_X = \int F_x d_x \quad (3)$$

$$E_Y = \int F_y d_y \quad (4)$$

$$E = E_X + E_Y \quad (5)$$

As Figura 4.9 e Figura 4.10, mostram a evolução da energia dissipada acumulada correspondente ao primeiro ciclo de cada deslocamento aplicado.

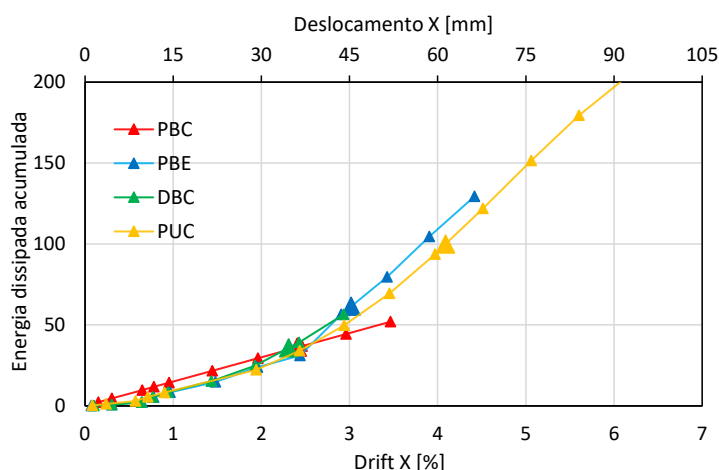


Figura 4.9-Energia dissipada acumulada na direção X dos ensaios.

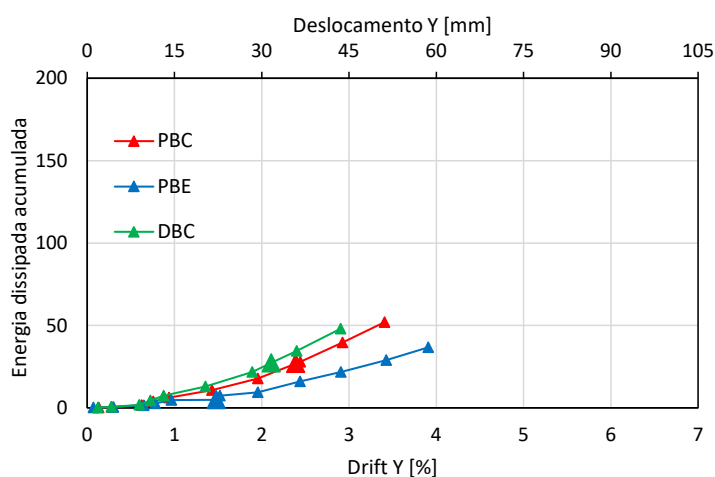


Figura 4.10-Energia dissipada acumulada na direção Y dos ensaios biaxiais.

Através da análise dos gráficos da energia dissipada acumulada, Figura 4.9 e Figura 4.10, verificou-se que os provetes PBC e DBC, em ambas as direções, apresentam uma capacidade de dissipar energia muito semelhante. Já o provete PBE na direção X apresenta uma capacidade melhorada de cerca de 40% em relação ao provete de referência. Porém na direção Y verificou-se o oposto, um decréscimo de 82%.

A Figura 4.11 mostra a evolução da energia total, ao longo do ensaio do provete PBC, com a evolução das energias acumuladas nas duas direções ortogonais e pode verifica-se que a soma das energias acumuladas em cada uma das direções corresponde à energia total, como visto anteriormente nas equações (3) a (5).

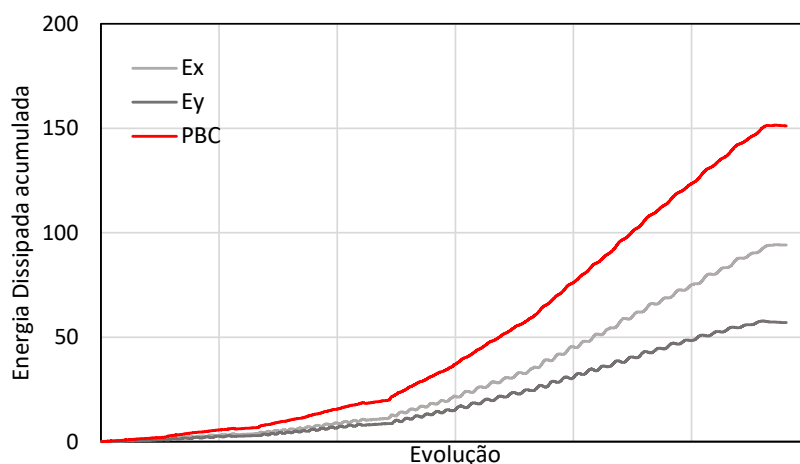


Figura 4.11-Energia total do provete PBC.

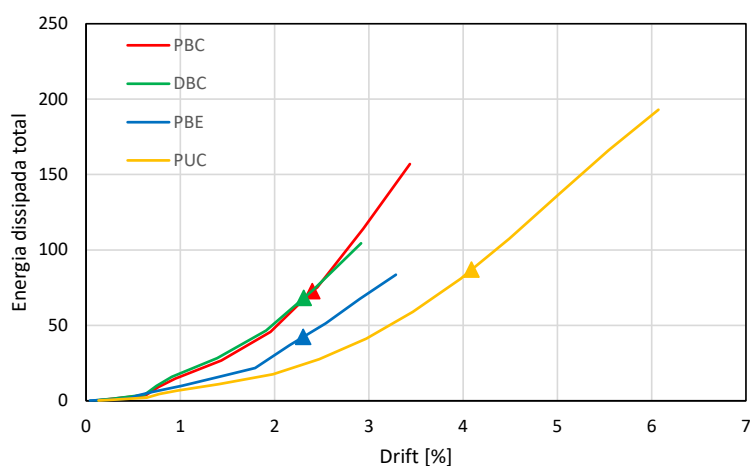


Figura 4.12-Energia dissipada total.

Através da Figura 4.12, onde é representada a evolução da energia dissipada total pelos provetes sujeitos a cargas cíclicas, percebe-se que a evolução é crescente, e que os provetes PBC e DBC apresentam uma evolução similar, com apenas uma diferença de 6% correspondente ao ponto último, no entanto a evolução da energia dissipada no provete constituído por armadura nervurada é ligeiramente superior aos restantes provetes.

O provete PBE apresenta menor capacidade de dissipar energia, isto é, para o ponto último dissipa cerca de 42% menos energia que o provete referência. Isto acontece porque a contribuição da direção Y para a dissipação da energia é 50% da direção X, reduzindo assim a energia total dissipada.

Em contrapartida, no provete PUC para o ponto último, que corresponde ao dobro do drift último do provete PBC, obtém-se que dissipou mais 16%. Neste provete verifica-se uma dissipação de energia mais gradual.

Contudo, para o ponto último dos pilares PBC, DBC e PUC conclui-se que a correspondente energia total dissipada é próxima.

4.4. DEGRADAÇÃO DA RESISTÊNCIA

A degradação da resistência pode ser entendida como a perda de resistência entre cada ciclo efetuado para cada sollicitação de deslocamento aplicado, como mostra a Figura 4.13. A partir de uma série de ensaios cíclicos verificou-se que a degradação da resistência aumenta normalmente após atingir a resistência máxima (Rodrigues, H., 2012).

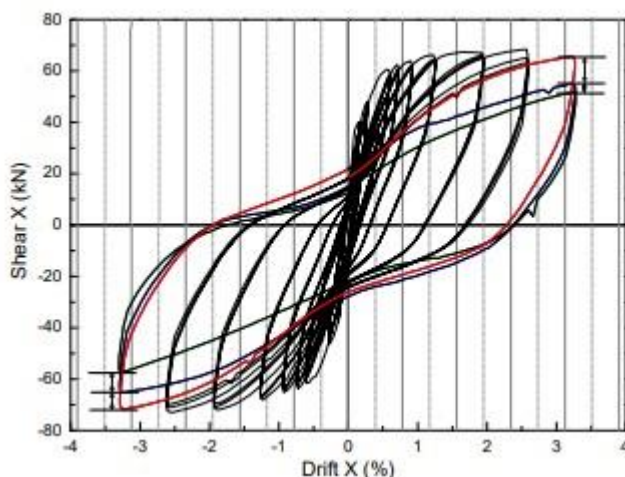


Figura 4.13-Avaliação da degradação da resistência em ensaios cíclicos, adaptado de Rodrigues, H. (2012).

Para a avaliação da degradação da resistência, de forma a evitar grandes desvios devido ao primeiro “empurrão” de deslocamento ser na direção X e provocar um incremento de força, foram apenas considerados os semiciclos de força negativa.

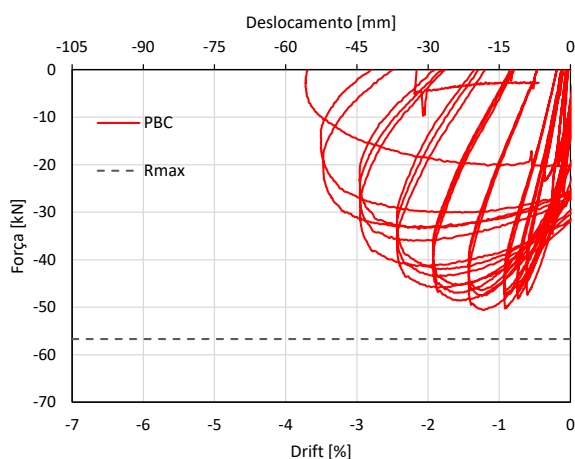


Figura 4.14-Análise da degradação de resistência do provete de referência.

Para o provete de referência, Figura 4.14, a degradação de resistência entre o pico de resistência e o ponto último (drift=2,4%) verificou-se uma redução progressiva da resistência. Na sollicitação de resistência máxima a degradação da resistência entre o primeiro e o segundo ciclos foi de 2,99 kN e entre o segundo e o terceiro de 1,18 kN. Na seguinte amplitude de deslocamento aplicado, o primeiro ciclo alcançou uma resistência de 48,59 kN que decresceu cerca de 3% entre o primeiro e segundo ciclos e 4% nos ciclos seguintes. Na sollicitação seguinte foi alcançado o ponto último, e a redução de resistência entre o pico e o ponto último foi de 16%.

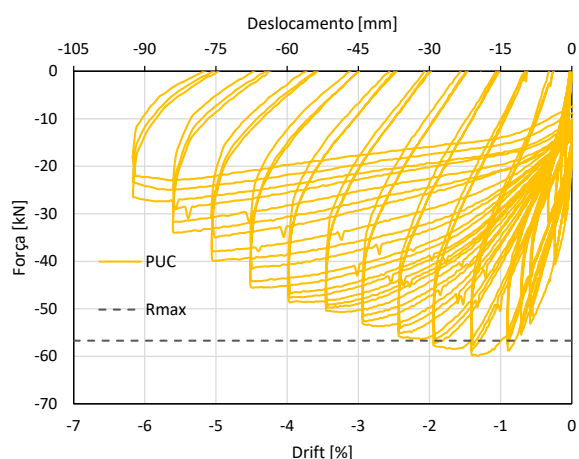


Figura 4.15-Análise da degradação de resistência do provete PUC.

O provete PUC, nas três solicitações pós-pico sofreu uma redução de 5,83 kN de resistência (Figura 4.15), sendo que na solicitação em que se verificou a máxima resistência, a redução foi de 0,98 kN e 1,25 kN entre os ciclos. Como esperado verifica-se uma degradação da resistência menor no provete PUC em relação ao PBC, uma vez que nos ensaios biaxiais a evolução dos danos se inicia para níveis de drift menores (assunto abordado na secção 4.6), ou seja, espera-se uma degradação de resistência maior nos provetes ensaiados biaxialmente pois os fenómenos de destacamento do betão e encurvadura dos varões se verificam para níveis de carregamento menores do que nos ensaios uniaxiais.

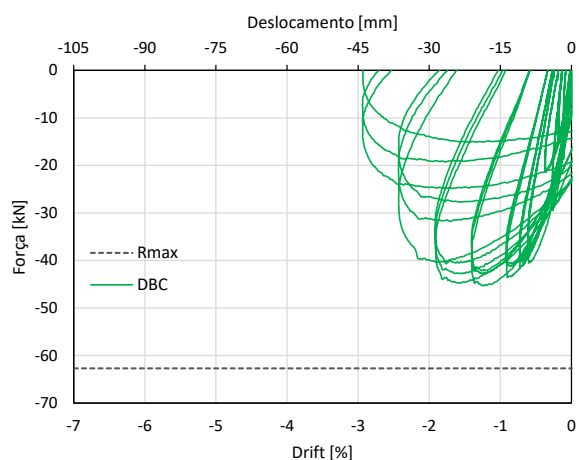


Figura 4.16-Análise da degradação de resistência do provete DBC.

Em relação ao provete com armadura nervurada, DBC, a perda de resistência entre as duas solicitações pós-pico foi gradual, com um decréscimo de 2,48 kN e 0,67 kN entre os ciclos da solicitação em que se verificou a resistência máxima e 1,97 kN e 2,07 kN na solicitação seguinte, que comparativamente ao provete de referência foi menor. No entanto na terceira solicitação a degradação da resistência foi bastante acentuada, com redução de 40,33 kN para 31,75 kN entre os primeiros ciclos e de 31,75 kN para 27,7 kN no último ciclo. Por este motivo, a degradação da resistência do provete PBC começou por ser menor do que no provete de referência, no entanto, a partir do nível de drift de 2,1%, próximo do ponto último, a degradação da resistência evoluiu rapidamente (Figura 4.16). Este decréscimo acontece porque para este nível de carregamento já ocorreu destacamento do betão.

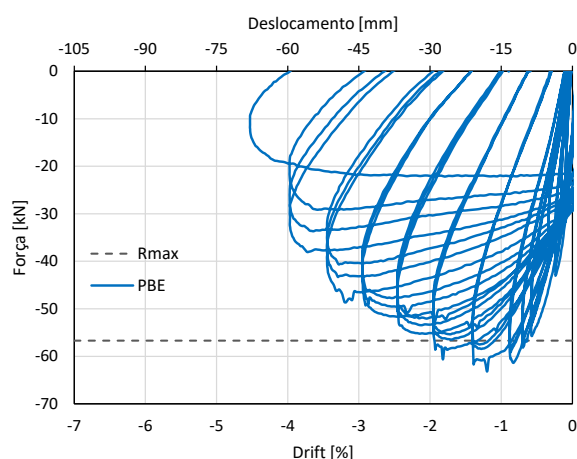


Figura 4.17-Análise da degradação de resistência do provete PBE.

Relativamente ao provete PBE, nos três ciclos sucessivos após o pico de resistência a degradação da resistência foi gradual, com uma degradação de 4,83 kN e 0,86 kN entre os ciclos da solitação onde se verificou o pico, e na solitação seguinte um decréscimo de 2,65 kN e 0,62 kN. Nos ciclos seguintes a degradação tende a aumentar, como é visível pela Figura 4.17, em que a partir do drift de 2,5% se verifica maior diferença entre as curvas de histerese dos ciclos.

Desta forma, verificou-se que a degradação da resistência nas solitações seguintes ao pico, é mais gradual, aumentado num nível de solitação superior que corresponde à fase em que se ocorreram danos como destacamento do betão e encurvadura dos varões. Assim, a degradação mostrou-se dependente do estado de dano para cada solitação e aumenta consoante a evolução dos danos.

4.5. DEGRADAÇÃO DE RIGIDEZ

A rigidez inicial de todos os provetes foi semelhante e pode ser comprovado pela Figura 4.5, onde é visível pelas envolventes que o troço inicial é coincidente, como era expectável, uma vez que a secção transversal de todos os provetes era semelhante.

A degradação da rigidez foi obtida pela comparação da rigidez secante pico a pico para cada nível de amplitude de deslocamento aplicado, em que a rigidez foi calculada através da seguinte fórmula:

$$K = \frac{F}{d} \quad (6)$$

Em que K é a rigidez secante, F é a força e d o deslocamento correspondente do pico em questão.

Após a obtenção dos valores de rigidez para todos os pontos da envolvente positiva foi possível obter os valores de rigidez relativa para o valor de drift correspondente como demonstrado na Figura 4.18.

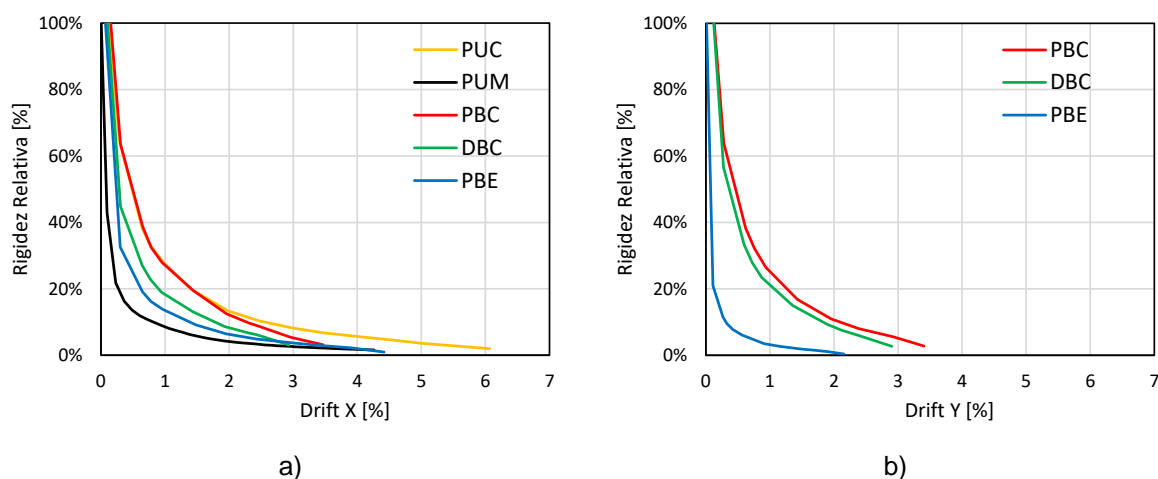


Figura 4.18-Degradação da rigidez secante na: a) direção X; b) direção Y.

Relativamente aos ensaios uniaxiais há uma grande diferença na degradação da rigidez, no ensaio monotónico a degradação da rigidez foi brusca devido ao tipo de carregamento, enquanto em condições cíclicas a degradação da rigidez é mais suave, sendo que entre todos os provetes foi o que obteve o melhor desempenho no que diz respeito à rigidez, o que já era esperado uma vez que este provete foi o que resistiu a maior amplitude de deslocamentos impostos.

O provete de referência obteve uma degradação da rigidez semelhante ao provete PUC nos primeiros níveis de carregamento, o que significa que, o carregamento uniaxial ou biaxial na resposta na degradação da rigidez é semelhante até à fase onde se verifica a ocorrência de danos significativos. Ou seja, a evolução dos danos até certo nível é semelhante e por isso a degradação da rigidez é a mesma, porém o provete de referência começa a ter maior degradação a partir do nível de drift de cerca de 1,5% que corresponde à fase em que há destacamento do betão, e por isso, a que a perda de secção provoca degradação da rigidez e por este motivo a partir deste deslocamento se verificar uma maior degradação. Enquanto para o provete PUC a evolução dos danos foi mais lenta e por isso esta manteve um decréscimo mais suave.

Comparando o provete de referência e o DBC, verificou-se uma maior degradação da rigidez para o provete armado com armadura nervurada, uma vez que para este caso o dano se distribuiu por um maior comprimento e conseqüentemente uma maior área de destacamento de betão, o que provocou uma resposta mais rápida da degradação da rigidez.

O provete PBE na direção Y apresenta uma degradação da rigidez mais rápida do que na direção X, mais uma vez devido à lei de deslocamentos elítica imposta. No entanto, verificou-se que em relação aos restantes ensaios biaxiais a rigidez se degrada mais rapidamente neste provete.

4.6. EVOLUÇÃO DOS DANOS

Nesta secção é feita a avaliação dos danos dos provetes durante os ensaios através da avaliação visual. No final de cada ciclo de cada nível de deslocamento aplicado os provetes foram examinados de forma a marcar as fissuras formadas e a sua evolução, o destacamento do betão e a encurvadura dos varões. De forma a compreender as repercussões da aplicação de ações uniaxiais e biaxiais foram comparados valores de drift com diferentes níveis de evolução de danos.

Normalmente, quando os pilares de betão armado são sujeitos a carregamentos axiais e cargas sísmicas tendem a aparecer danos significativos na zona da rótula plástica que corresponde à área onde ocorrem momentos fletores mais elevados.

A Figura 4.19 ilustra a evolução das quatro fases de dano observadas: i) Aparecimento de fissuras na proximidade da base do pilar; ii) Fragmentação dos cantos; iii) Destacamento do betão; iv) Encurvadura e rotura dos varões.

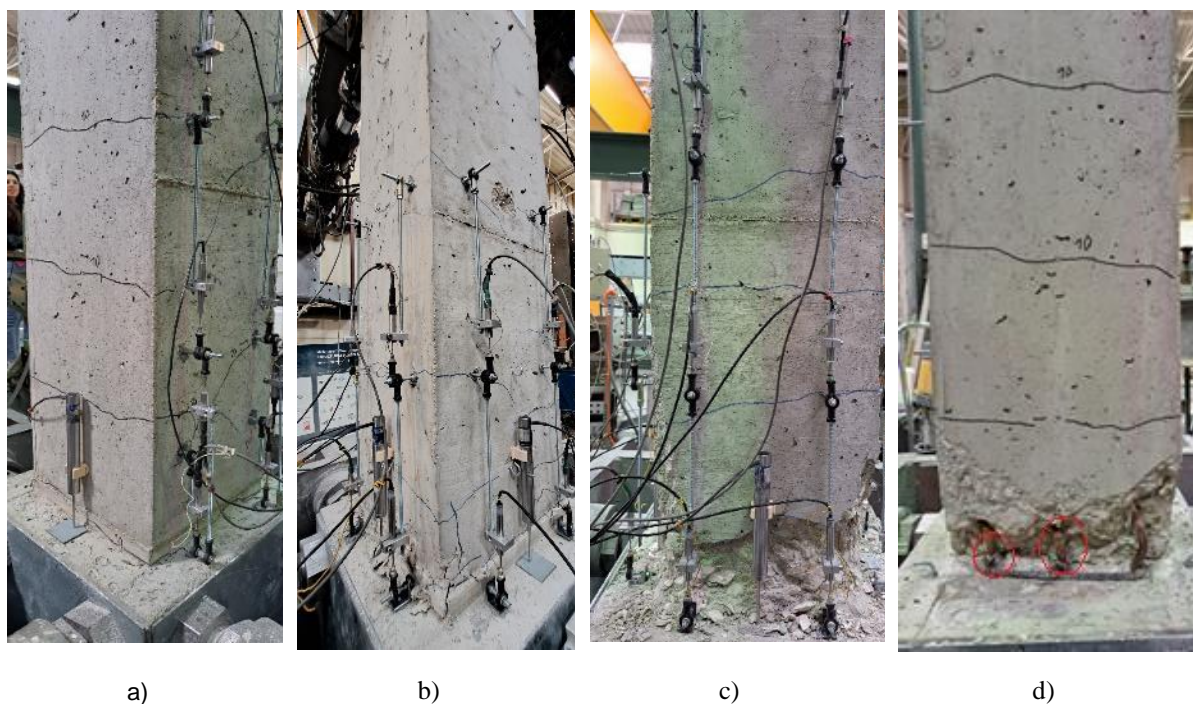


Figura 4.19-Fases de dano: a) fissuração; b) fragmentação dos cantos; c) destacamento de betão; d) rutura dos varões.

Em todos os provetes foi primeiramente visível fissuras horizontais ao nível da base no pilar e sucessivamente ao longo da sua altura, a partir de um carregamento intermédio começou-se a verificar a abertura de fissuras já existentes e o aparecimento de fissuras verticais nos cantos dos provetes e conseqüentemente a sua fragmentação. O fenómeno seguinte a esta abertura de fissuras provoca o destacamento do betão, encurvadura dos varões e o esmagamento do betão. Tanto nos ensaios uniaxiais como biaxiais o dano tende a iniciar-se nos cantos da base do pilar, no entanto, nos uniaxiais o dano distribui-se a seguir ao longo de todo o lado da secção do pilar perpendicular à direção do ensaio.

Nos ensaios uniaxiais devido ao movimento apenas na direção X (direção N-S), o dano concentrou-se nas faces N e S e a sua evolução foi mais gradual comparativamente aos provetes com carregamento biaxial. O ensaio do provete PUC terminou após a aplicação do nível de deslocamento de 80 mm no topo, sendo que este foi o maior nível de deslocamento aplicado durante a campanha de ensaios. Os ensaios cíclicos biaxiais terminaram antes deste nível de deslocamento por atingirem a rotura num estado mais prematuro. A Figura 4.20 ilustra a evolução do dano para vários níveis de drift do provete PUC e a Figura 4.21 mostra o estado final do provete.

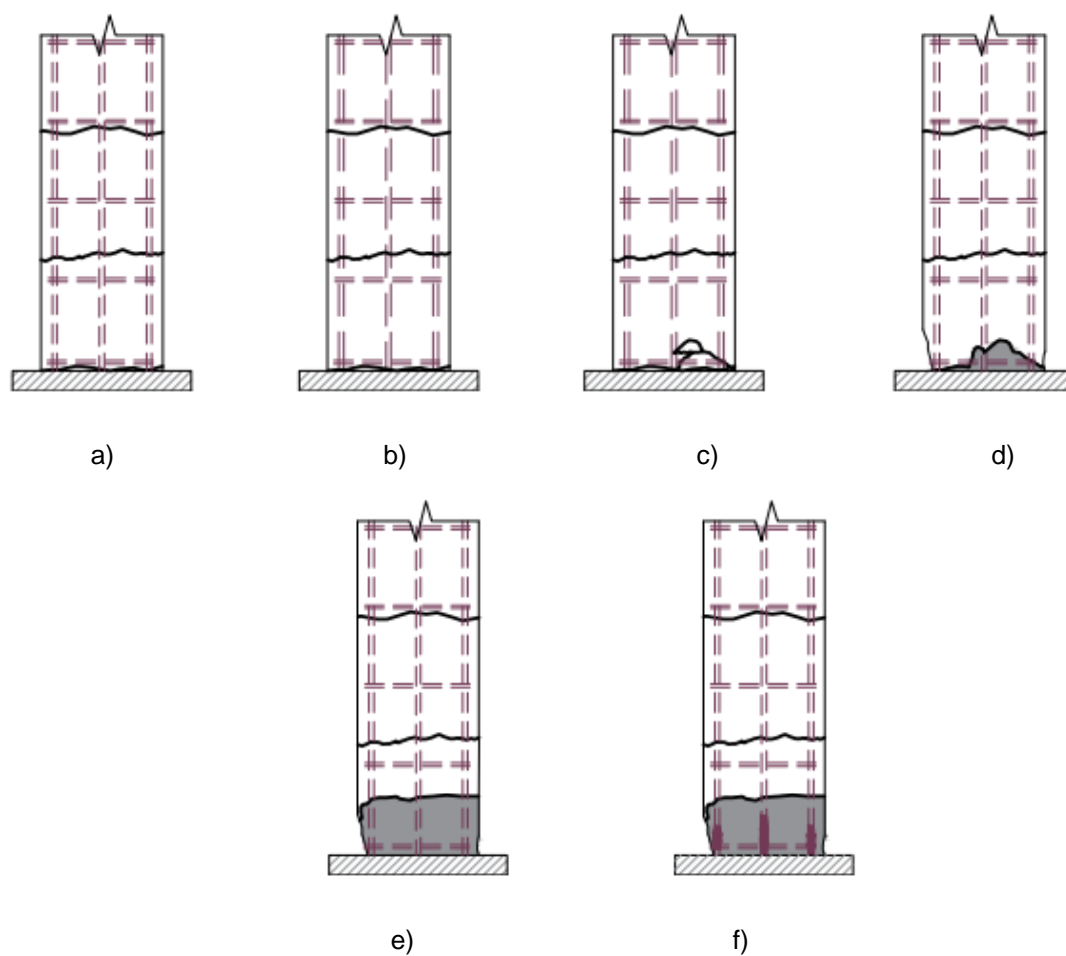


Figura 4.20-Evolução dos danos na face N do provete PUC nos seguintes níveis de drift: a) 0,7%; b) 1,3%; c) 2%; d) 3%; e) 4%; f) 5,3%.

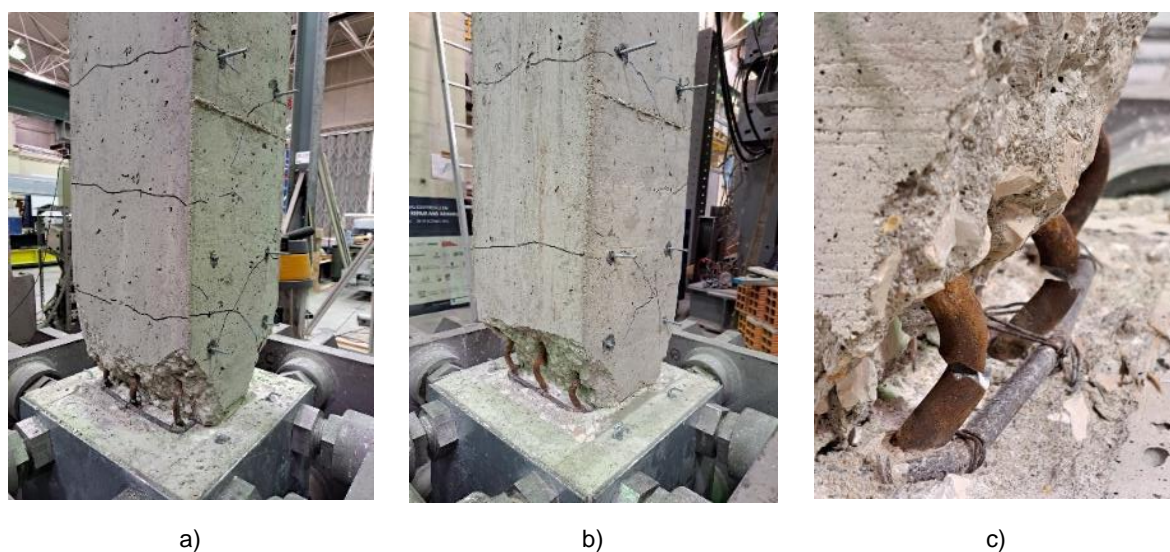


Figura 4.21-Dano do provete PUC: a) Face S-E; b) Faces N-O; c) Rotura dos varões na face S no final do ensaio.

Pela análise do nível de dano foi perceptível a sua concentração nas faces em que ocorre o movimento (direção X) e que a extensão das fissuras e destacamento do betão é reduzida, assim, temos que no PUC o dano se concentrou numa zona reduzida da base do pilar.

No ensaio do provete PUM devido a ser monotónico aconteceu apenas um movimento na direção X, este único deslocamento provocou apenas o aparecimento de uma fissura na face N (Figura 4.22) que se estendeu de forma mais leve para as faces E e O.

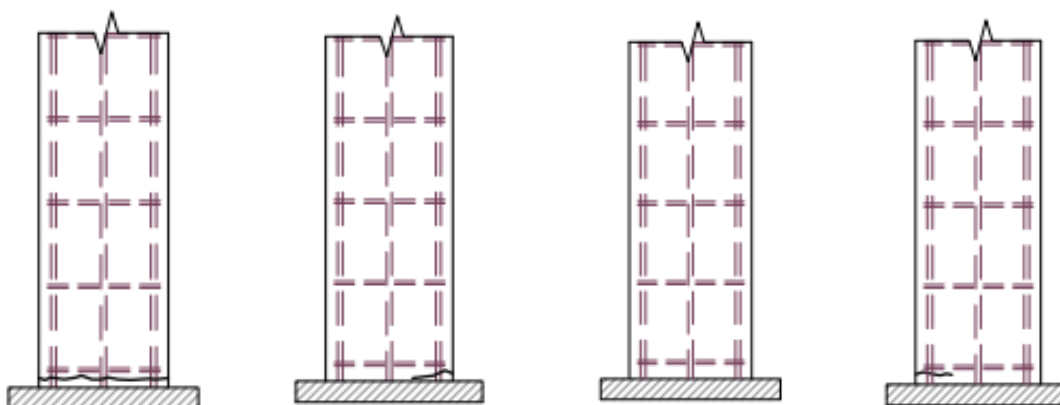


Figura 4.22-Dano no pilar PUM: faces N, E, S e O respetivamente.

A Figura 4.23 mostra o estado final do dano do provete de referência, PBC, e com base nesta já é evidente a maior deterioração comparada com os provetes vistos anteriormente, ensaiados uniaxialmente.



a) b) c) d)

Figura 4.23-Provete PBC no final do ensaio na: a) face N; b) face E; c) face S; d) face O.

Uma vez que o ensaio PUC e PBC diferem apenas no tipo de carregamento, uniaxial e biaxial respetivamente, pela análise dos danos provocados percebeu-se que o carregamento em duas direções

provoca maior danificação e em todas as faces do provete, enquanto o carregamento uniaxial apresenta danos nas faces da direção X apenas e em menor concentração. Desta forma, as Figura 4.24 e Figura 4.25 apresentam a evolução dos danos nos três ensaios biaxiais, para quatro níveis de drift: i) 0,7% ($\Delta=10$ mm); ii) 1,3% ($\Delta=20$ mm); iii) 2% ($\Delta=30$ mm); iv) 3% ($\Delta=45$ mm). No caso do provete DBC o último nível: iv) 2,5% ($\Delta=37,5$ mm) porque este foi a última amplitude aplicada.

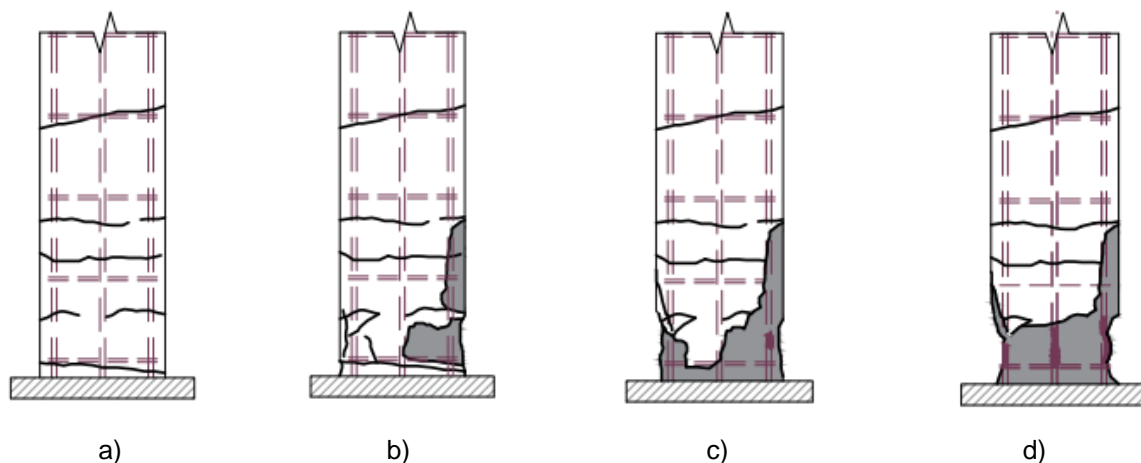


Figura 4.24-Evolução dos danos na face N do provete PBC nos seguintes níveis de drift: a) 0,7%; b) 1,3%; c) 2% ; d) 3%.

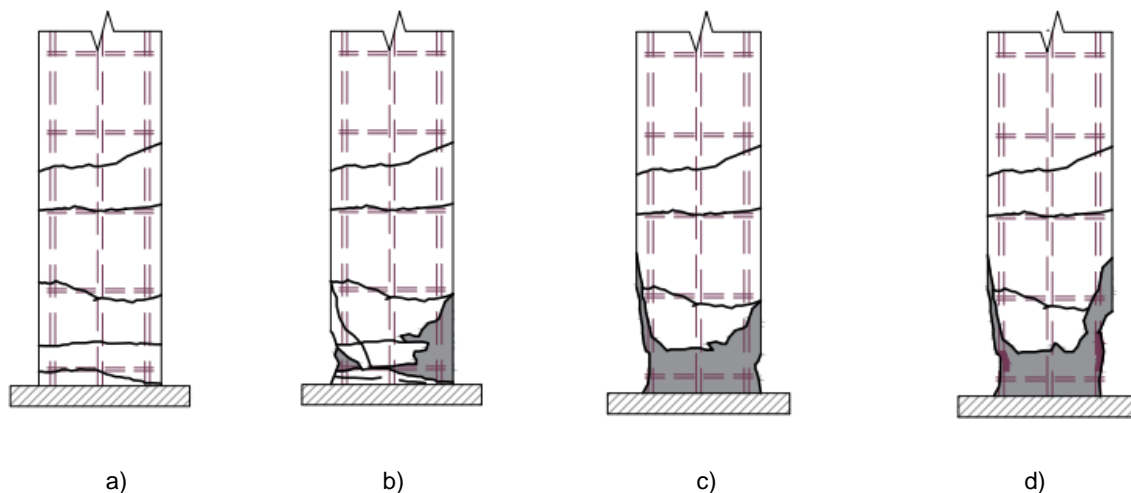


Figura 4.25-Evolução dos danos na face N do provete DBC nos seguintes níveis de drift: a) 0,7%; b) 1,3%; c) 2%; d) 3%.

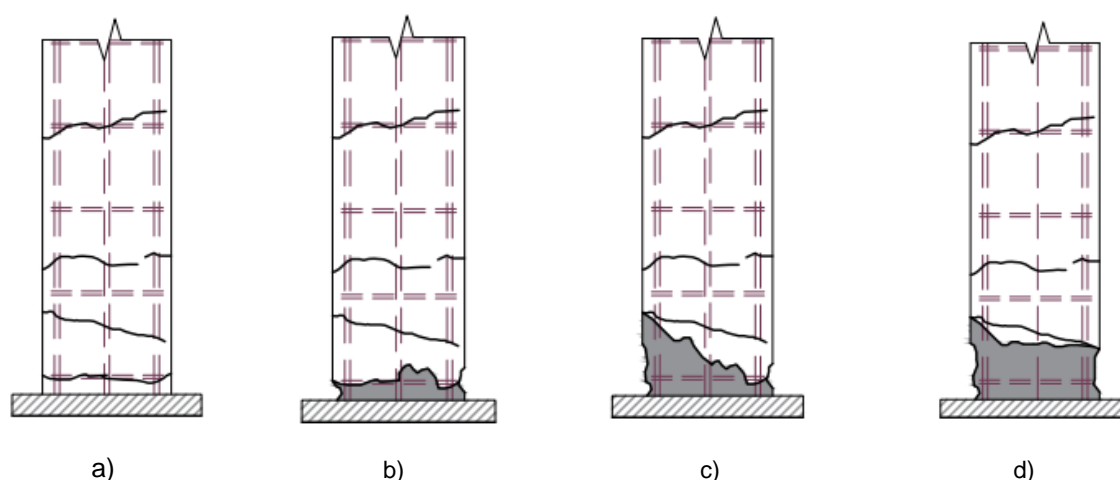


Figura 4.26-Evolução dos danos na face N do provete PBE nos seguintes níveis de drift: a) 0,7%; b) 1,3%; c) 2% ; d) 2,5%.

Comparando Figura 4.21 com a Figura 4.24 é perceptível que para o mesmo nível de drift a situação de dano do pilar sob ação biaxial é mais avançada, tal como verificado por Rodrigues, H. (2012).

Relativamente aos ensaios biaxiais, PBC e PBE, através das Figura 4.24 e Figura 4.26 é notório que a lei de carga circular provoca maior dano nas laterais dos pilares enquanto a trajetória elíptica provoca destruição ao longo de toda a secção do pilar.

O provete DBC foi ensaiado com a mesma trajetória, circular biaxial, que o provete de referência apenas alterando o tipo de aço para nervurado e foi possível verificar que houve um maior nível de deterioração e com uma extensão maior de rótula plástica, apesar de a evolução do dano ter sido semelhante ao provete de referência. A Figura 4.24 e a Figura 4.25 comprovam a semelhança da evolução dos danos nos dois provetes.

O maior nível de danificação é visível na Figura 4.27 que ilustra o estado final do provete DBC. Houve um maior e mais extenso destacamento de betão que provocou grande perda de área de betão junto à base do pilar e uma encurvadura significativa dos varões.



a) b) c) d)
Figura 4.27-Provete DBC no final do ensaio na: a) face N; b) face E; c) face S; d) face O.



a) b) c) d)
Figura 4.28-Provete PBE no final do ensaio na: a) face N; b) face E; c) face S; d) face O.

Pela Figura 4.27 e Figura 4.28 é visível que o nível de dano no final do ensaio é semelhante nos ensaios DBC e PBE, assim a trajetória elíptica efetuada pelo provete PBE não revelou importância significativa na evolução dos danos.

Vários estudos focaram-se na obtenção de uma estimativa da extensão da rótula plástica, l_p , tais como Bae, S. and Bayrak, O. (2008) e Berry, M.P. [et al.] (2008). Priestley, M. and Park, R. (1987) propuseram a expressão (6) baseada na distância da secção crítica ao ponto de inflexão e no diâmetro da armadura longitudinal. Porém, Paulay, T. and Priestley, M.N. (1992) verificaram que para pilares de betão armado

o comprimento da rótula plástica é aproximadamente igual à metade da maior dimensão da secção transversal do pilar (Rodrigues, H. [et al.], 2014).

$$l_p = 0.08H + 6d_b \quad (7)$$

Em que, H é o comprimento do pilar e d_b é o diâmetro da armadura longitudinal.

A extensão da rótula plástica na Tabela 4.5 foi obtida através da medição direta da zona com dano observável. Para cada um dos provetes foi efetuada uma média das quatro faces obtendo-se assim as medições. Na última coluna é analisado o rácio extensão da rótula plástica-secção transversal do pilar de forma a comparar com o que foi verificado por Paulay, T. and Priestley, M.N. (1992).

Tabela 4.5-Extensão média da rótula plástica.

| Pilar | Carregamento | Rótula plástica média [cm] | Rácio: |
|-------|---------------------|----------------------------|--------|
| PUC | Uniaxial cíclico | 17 | 0,57 |
| PUM | Uniaxial monotónico | - | - |
| PBC | Biaxial circular | 25 | 0,83 |
| DBC | Biaxial circular | 37 | 1,23 |
| PBE | Biaxial elítica | 25 | 0,83 |

Através da equação (7) a estimativa da extensão da rótula plástica é cerca de 19 cm e nos provetes reforçados com armadura lisa pode constatar-se efetivamente valores próximos, ou seja, a expressão com base na distância da secção crítica ao ponto de inflexão e no diâmetro da armadura longitudinal foi uma estimativa próxima da realidade para pilares reforçados com armadura lisa. No que diz respeito ao provete constituído por armadura nervurada a estimativa esteve bastante abaixo do valor da extensão da rótula plástica. Assim sendo, pode constatar-se que a estimativa da extensão da rótula plástica da expressão (7) é aceite em pilares de betão armado armados com armadura lisa.

Ao averiguar o rácio entre a extensão da rótula plástica e a secção transversal, no ensaio uniaxial cíclico (PUC) foi obtido um rácio de 0,57 que vai de encontro ao que foi verificado por Paulay, T. and Priestley, M.N. (1992), em contrapartida os restantes ensaios não estão de acordo, principalmente o provete DBC em que o rácio é 1,23.

4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos parâmetros avaliados anteriormente foi possível obter algumas relações importantes para perceber o comportamento de pilares de betão armado com armadura lisa sujeitos a carregamento cíclico biaxial, tais como:

- Todos os provetes com armadura lisa, independentemente do tipo de carregamento e lei de deslocamento imposto, atingiram valores de resistência máxima próximos;
- Proximidade de resultados entre os ensaios uniaxiais em termos de resistência máxima e respetivos valores de drift;
- A ductilidade do provete constituído por armadura nervurada foi superior comparativamente aos provetes com armadura lisa;

- Lei de deslocamento elíptica do provete PBE provocou redução da ductilidade em relação ao provete de referência PBC, com lei de deslocamento circular;
- No carregamento uniaxial obtiveram-se maiores valores de ductilidade, sendo superior no ensaio monotónico em relação ao cíclico;
- Os provetes PBC, DBC e PUC apresentam valores próximos de energia total dissipada, relativamente ao ponto último;
- Degradação da resistência menor e mais gradual no provete ensaiado cíclico uniaxialmente;
- Para os primeiros níveis de carregamento, para os provetes sujeitos a cargas uniaxiais ou biaxiais, a degradação da rigidez foi semelhante, até se verificarem fenómenos de dano que provocaram perda de secção;
- Lei de deslocamento elítica imposta no provete PBE provocou redução da rigidez mais rapidamente;
- A fissuração do betão ocorreu para um valor de drift superior de 50% para ensaios uniaxiais comparado com os biaxiais e o destacamento do betão nos ensaios biaxiais sucede para um valor de 45% dos ensaios uniaxiais.
- Nos ensaios biaxiais após a formação de fissuras horizontais começou a haver fragmentação dos cantos do pilar enquanto que nos ensaios uniaxiais se verificou destacamento nos cantos e progressivo prolongamento para toda a face do pilar, o mesmo foi averiguado por Rodrigues, H. [et al.] (2013);
- A utilização de varões nervurados influenciou a maior extensão da rótula plástica quando comparada com os varões lisos;
- A lei de deslocamento elítica não provoca diferenças significativas relativamente à extensão da rótula plástica.

5

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES FINAIS

Estruturas típicas de betão armado construídas até aos anos 70/80, são na sua maioria armadas com aço liso, e que devido a fenómenos como o escorregamento das armaduras provocam vulnerabilidade perante ações cíclicas normalmente provocadas por um sismo. Por este motivo, uma diminuição da ductilidade e reduzida capacidade de dissipação de energia são efeitos provocados em resposta a carregamentos cíclicos deste tipo de elementos estruturais.

Com a realização destes ensaios experimentais com cinco provetes de betão armado, representantes de pilares de construções pré anos 70/80 sem detalhamento sísmico e armados com armadura lisa, foi possível obter algumas observações sobre o seu comportamento quando sujeitos a carregamento cíclico biaxial.

Com base no trabalho realizado, podem enumerar-se as principais conclusões:

- O uso de armadura lisa provoca uma redução da ductilidade dos provetes quando submetidos a carregamento biaxial;
- As leis de deslocamento circular e elítica impostas não mostraram influência na resistência máxima alcançada, no entanto, no que se refere à capacidade de dissipar energia foi bastante menor no provete com trajetória elítica;
- A evolução da quantidade de energia dissipada pelo provete com armadura nervurada foi ligeiramente superior em relação aos restantes provetes;
- O uso de aço liso provocou maior degradação da resistência até níveis de drift inferiores a correspondentes efeitos de fragmentação e destacamento;
- A degradação da resistência e da rigidez mostrou estar altamente relacionada com a evolução dos danos, em que o comportamento é altamente afetado após se verificar destacamento do betão e encurvadura dos varões;
- O provete com armadura nervurada devido à maior extensão do dano provoca uma maior degradação da rigidez em comparação com a utilização de armadura lisa;
- O uso de armadura lisa provoca um comprimento menor da rótula plástica, e que se aproxima de 50% da maior dimensão da secção transversal.

De acordo com as conclusões enumeradas anteriormente pode confirmar-se a vulnerabilidade dos pilares de betão armado com armadura lisa a ações cíclicas biaxiais. Pois o desempenho destes elementos é inferior, quando comparados com elementos constituídos por armadura nervurada, com menor capacidade de se deformar e de dissipar energia. Além disso, o escorregamento das armaduras tem como efeito a maior degradação da resistência na resposta pós-pico de resistência máxima.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

De forma a ampliar a informação relativa à resposta cíclica biaxial de pilares de betão armado com armadura lisa, poderiam ser adotadas algumas estratégias para desenvolvimentos futuros tais como:

- Explorar a influência de outras secções transversais, e com diferentes quantidades de armaduras;
- Aplicar diferentes níveis de esforço axial, de forma a entender o papel que a carga tem na resposta biaxial cíclica;
- Ensaiai pilares de betão armado com diferentes leis de deslocamento biaxial;
- Criar uma base de dados referente a ensaios de pilares de betão armado com armadura lisa de forma a armazenar o máximo de informação sobre o assunto;
- Desenvolver modelos numéricos que simulem os ensaios experimentais de maneira a calibrar parâmetros usados para o entendimento dos fenómenos de escorregamento das armaduras;
- Estudar técnicas de reparação e reforço de pilares de betão armado com armadura lisa que melhorem as condições de aderência entre o aço e betão de forma a prevenir efeitos de escorregamento e incrementar a ductilidade dos elementos;
- Desenvolver modelos analíticos e empíricos para uma possível implementação do EC8: parte 3.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrams, Duff Andrew - Tests of bond between concrete and steel. (1913). ISSN:
- Bae, Sungjin; Bayrak, Oguzhan - Plastic hinge length of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*. Vol. 105. n.º 3 (2008). p. 290. ISSN: 0889-3241
- Bechtoula, Hakim; Kono, Susumu; Watanabe, Fumio - Experimental and analytical investigations of seismic performance of cantilever reinforced concrete columns under varying transverse and axial loads. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*. Vol. 4. n.º 2 (2005). p. 467-474. ISSN: 1347-2852
- Berry, Michael P; Lehman, Dawn E; Lowes, Laura N - Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns. *ACI Structural Journal*. Vol. 105. n.º 3 (2008). p. 270. ISSN: 0889-3241
- Bousias, SN; Verzelletti, G; Fardis, MN; Magonette, G - RC columns in cyclic biaxial bending and axial load. 1992. ISBN/ISSN:
- Braga, Franco; Gigliotti, Rosario; Laterza, Michelangelo - R/C Existing Structures with Smooth Reinforcing Bars: Experimental Behaviour of Beam-Column Joints Subject to Cyclic Lateral Loads. *The Open Construction and Building Technology Journal*. Vol. 3. n.º 1 (2009). p. 52-67. Disponível em WWW: <<https://dx.doi.org/10.2174/1874836800903010052>>. ISSN: 1874-8368
- Chang, Shuenn-Yih - Experimental studies of reinforced concrete bridge columns under axial load plus biaxial bending. *Journal of structural engineering*. Vol. 136. n.º 1 (2010). p. 12-25. ISSN: 0733-9445
- Cogurcu, MT - Construction and design defects in the residential buildings and observed earthquake damage types in Turkey. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. Vol. 15. n.º 4 (2015). p. 931-945. ISSN: 1684-9981
- Dal Zilio, Luca; Ampuero, Jean-Paul - Earthquake doublet in Turkey and Syria. *Communications Earth & Environment*. Vol. 4. n.º 1 (2023). p. 71. ISSN: 2662-4435
- Di Ludovico, M; Verderame, GM; Prota, A; Manfredi, G; Cosenza, E - Experimental behavior of nonconforming RC columns with plain bars under constant axial load and biaxial bending. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 139. n.º 6 (2013). p. 897-914. ISSN: 0733-9445
- Di Ludovico, M; Verderame, GM; Prota, A; Manfredi, G; Cosenza, E - Cyclic behavior of nonconforming full-scale RC columns. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 140. n.º 5 (2014). p. 04013107. ISSN: 0733-9445
- Doğangün, Adem; Ural, Ali; Sezen, Halil; Güney, Yücel; Fırat, Fatih - The 2011 Earthquake in Simav, Turkey and Seismic Damage to Reinforced Concrete Buildings. *Buildings*. Vol. 3. n.º 1 (2013). p. 173-190. Disponível em WWW: <<https://dx.doi.org/10.3390/buildings3010173>>. ISSN: 2075-5309
- Eurocódigo2 - Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de betão-Parte 1: Regras gerais e regras de edifícios 2010. ISBN/ISSN:

- Fabbrocino, Giovanni; Verderame, Gerardo M.; Manfredi, Gaetano - Experimental behaviour of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*. Vol. 27. n.º 10 (2005). p. 1575-1585. Disponível em WWW: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029605001938>>. ISSN: 0141-0296
- Fernandes, Rejane Martins - A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto. *São Carlos, 155p. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*. (2000). ISSN:
- Francis, Rebecca Morelle and Alison - Turkey earthquake: UK team to assess building damage 2023. Disponível em WWW: <<https://www.bbc.com/news/science-environment-64920236>>. ISBN/ISSN:
- Furtado, André; Rodrigues, Hugo; Arêde, António; Varum, Humberto - A Review of the Performance of Infilled RC Structures in Recent Earthquakes. *Applied Sciences*. Vol. 11. n.º 13 (2021). p. 5889. Disponível em WWW: <<https://dx.doi.org/10.3390/app11135889>>. ISSN: 2076-3417
- Garcia, Renato Filipe Chaves - Mecanismo de aderência aço liso-betão na resposta cíclica de nós. Universidade de Aveiro, 2011. ISBN/ISSN:
- INE - Censos 2011. 2011. Disponível em WWW: <https://censos.ine.pt/xportal/xmain?xpid=CENSOS&xpgid=censos_quadros_edif>. ISBN/ISSN:
- Kawashima, KAZUHIKO; Ogimoto, H; Hayakawa, R; Watanabe, G - Effect of bilateral excitation on the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. 2006. ISBN/ISSN:
- Kim, Jin-Keun; Lee, Sang-Soon - The behavior of reinforced concrete columns subjected to axial force and biaxial bending. *Engineering Structures*. Vol. 22. n.º 11 (2000). p. 1518-1528. ISSN: 0141-0296
- Li, Kang-Ning; Aoyama, Hiroyuki; Otani, Shunsuke - Reinforced concrete columns under varying axial load and bi-directional lateral load reversals. 1988. ISBN/ISSN:
- Low, Stanley S; Moehle, Jack P - Experimental study of reinforced concrete columns subjected to multi-axial cyclic loading. Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1987. ISBN:
- Lucchini, Andrea; Melo, José; Arêde, António; Varum, Humberto; Franchin, Paolo; Rossetto, Tiziana - Load Path Effect on the Response of Slender Lightly Reinforced Square RC Columns under Biaxial Bending. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 148. n.º 3 (2022). p. 04021278. Disponível em WWW: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0003231>>. ISSN:
- Melo, J; Varum, H; Rossetto, T; Costa, A - Experimental response of RC columns built with plain bars under unidirectional cyclic loading. 2012. ISBN/ISSN:
- Melo, José; Rossetto, Tiziana; Varum, Humberto - Experimental study of bond–slip in RC structural elements with plain bars. *Materials and Structures*. Vol. 48. (2015). p. 2367-2381. ISSN: 1359-5997

- Miranda, Marcela Palhares; Morsch, Inácio Benvegnu; Brisotto, Daiane de S; Bittencourt, Eduardo; Carvalho, Eliene Pires - Steel-concrete bond behavior: An experimental and numerical study. *Construction and Building Materials*. Vol. 271. (2021). p. 121918. ISSN: 0950-0618
- Mo, YL; Chan, J - Bond and slip of plain rebars in concrete. *Journal of materials in Civil Engineering*. Vol. 8. n.º 4 (1996). p. 208-211. ISSN: 0899-1561
- Mosleh, A.; Rodrigues, H.; Varum, H.; Costa, A.; Arêde, A. - Seismic behavior of RC building structures designed according to current codes. *Structures*. Vol. 7. (2016). p. 1-13. Disponível em WWW: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012416300066>>. ISSN: 2352-0124
- Otani, S; Cheung, VWT; Lai, SS - Reinforced concrete columns subjected to biaxial lateral load reversals", presented at the *7th World Conf. on Earthq. Engrg V. 6*, 525. Vol. 532. (1980). ISSN:
- Park, R; Zahn, FA; Falconer, TJ - Strength and ductility of reinforced and prestressed concrete columns and piles under seismic loading. 1984. ISBN/ISSN:
- Paulay, Thomas; Priestley, MJ Nigel - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley New York, 1992. ISBN: 0471549150
- Portugal, Governo de - Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA). Diário do Governo: 1967. ISBN/ISSN:
- Portugal, Governo De - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). Diário da República: 1983. ISBN/ISSN:
- Pouca, Nelson Vila; Romão, Xavier; Paupério, Esmeralda; Silva, Rui - Comparação entre a antiga regulamentação Portuguesa de estruturas (RBA) e os modernos Eurocódigos na avaliação estrutural de duas estruturas de betão armado. 2021. ISBN/ISSN:
- Priestley, MJN; Park, R - Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *Structural Journal*. Vol. 84. n.º 1 (1987). p. 61-76. ISSN: 0889-3241
- Qiu, Fawei; Li, Wenfeng; Pan, Peng; Qian, Jiaru - Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading. *Engineering structures*. Vol. 24. n.º 4 (2002). p. 419-428. ISSN: 0141-0296
- Raza, Saim; Menegon, Scott J; Tsang, Hing-Ho; Wilson, John L - Force-displacement behavior of limited ductile high-strength RC columns under bidirectional earthquake actions. *Engineering Structures*. Vol. 208. (2020). p. 110278. ISSN: 0141-0296
- Rodrigues, Hugo - Comportamento Sísmico Biaxial de Pilares de Betão Armado. Universidade de Aveiro, 2012. ISBN/ISSN:
- Rodrigues, Hugo; Arêde, António; Varum, Humberto; Costa, Aníbal - Damage evolution in reinforced concrete columns subjected to biaxial loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 11. n.º 5 (2013). p. 1517-1540. Disponível em WWW: <<https://doi.org/10.1007/s10518-013-9439-2>>. ISSN: 1573-1456

- Rodrigues, Hugo; Furtado, André; Arêde, António - COMPORTAMENTO DE PILARES DE BETÃO ARMADO SUJEITOS A AÇÕES HORIZONTAIS BIAXIAIS E ESFORÇO AXIAL VARIÁVEL—ESTUDO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL. (2014). ISSN:
- Rodrigues, Hugo; Furtado, André; Arêde, António - Behavior of Rectangular Reinforced-Concrete Columns under Biaxial Cyclic Loading and Variable Axial Loads. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 142. n.º 1 (2016). p. 04015085. Disponível em WWW: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0001345>>. ISSN:
- Ruiz-Pinilla, Joaquín G.; Adam, José M.; Pérez-Cárcel, Rodrigo; Yuste, Javier; Moragues, Juan J. - Learning from RC building structures damaged by the earthquake in Lorca, Spain, in 2011. *Engineering Failure Analysis*. Vol. 68. (2016). p. 76-86. Disponível em WWW: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630716302862>>. ISSN: 1350-6307
- Saatcioglu, Murat; Ozcebe, Guney - Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading. *Structural Journal*. Vol. 86. n.º 1 (1989). p. 3-12. ISSN: 0889-3241
- Soleymani Ashtiani, M.; Dhakal, R. P.; Scott, A. N.; Bull, D. K. - Cyclic beam bending test for assessment of bond–slip behaviour. *Engineering Structures*. Vol. 56. (2013). p. 1684-1697. Disponível em WWW: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029613003726>>. ISSN: 0141-0296
- Takizawa, Haruo; Aoyama, Hiroyuki - Biaxial effects in modelling earthquake response of R/C structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 4. n.º 6 (1976). p. 523-552. Disponível em WWW: <<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/eqe.4290040602>>. ISSN: 0098-8847
- TSUNO, Kazuhiro; PARK, Robert - Experimental study of reinforced concrete bridge piers subjected to bi-directional quasi-static loading. *Doboku Gakkai Ronbunshu*. Vol. 2004. n.º 752 (2004). p. 11-26. ISSN: 0289-7806
- Varum, Humberto Salazar Amorim - Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings. Universidade de Aveiro (Portugal), 2003. ISBN/ISSN:
- Verderame, Gerardo M; De Carlo, Giovanni; Ricci, Paolo; Fabbrocino, Giovanni - Cyclic bond behaviour of plain bars. Part II: Analytical investigation. *Construction and Building Materials*. Vol. 23. n.º 12 (2009). p. 3512-3522. ISSN: 0950-0618
- Verderame, Gerardo Mario; Fabbrocino, Giovanni; Manfredi, Gaetano - Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests. *Engineering Structures*. Vol. 30. n.º 9 (2008). p. 2289-2300. Disponível em WWW: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029608000308>>. ISSN: 0141-0296
- Vigo, Marta - Propuestas para el Diseño Urbano Bioambiental en Zonas Cálidas Semiáridas. ISBN/ISSN:
- Xing, Guohua; Zhou, Cheng; Wu, Tao; Liu, Boquan - Experimental Study on Bond Behavior between Plain Reinforcing Bars and Concrete. *Advances in Materials Science and Engineering*. Vol. 2015. (2015). p. 604280. Disponível em WWW: <<https://doi.org/10.1155/2015/604280>>. ISSN: 1687-8434

Yurdakul, Özgür; Artagan, Salih Serkan; Balaban, Eren; Routil, Ladislav - Evaluation of cyclic bond-slip behavior of smooth bars in low strength concrete: An experimental and stochastic study. *Structures*. Vol. 41. (2022). p. 568-585. Disponível em WWW: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S235201242200399X>>. ISSN: 2352-0124

Zahn, FA; Park, R; Priestly, MJN - Strength and ductility of square reinforced concrete column sections subjected to biaxial bending. *Structural Journal*. Vol. 86. n.º 2 (1989). p. 123-131. ISSN: 0889-3241

