



INSTITUTO POLITÉCNICO
DE VIANA DO CASTELO

Nelson André Dias de Sá

Avaliação dos estados limite de dano sísmico e custos de
reparação de pilares ocos de betão armado

Mestrado em Engenharia Civil e do Ambiente
Especialização em Estruturas

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Pedro Delgado (ESTG-IPVC)

e coorientação
Doutor Mário Marques (LESE-FEUP)

Março de 2017

**MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL E DO AMBIENTE
2016/2017**

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO
Tel. +351-258 819 700
Fax. +351-258 827 636

Editado por

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO
Av. do Atlântico, s/n
4900-648 VIANA DO CASTELO
Portugal
Tel. +351-258 819 700
Fax +351-351-258 827 636
✉ direcção@estg.ipvc.pt
🌐 <http://www.estg.ipvc.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil e do Ambiente - 2016/2017 – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Viana do Castelo, Portugal, 2016.*

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.

Agradecimentos

Para o desenvolvimento desta dissertação, bem como a conclusão da minha formação, só foi possível com a contribuição, acompanhamento e ajuda de várias pessoas. As palavras que se seguem são de agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram para a conclusão de mais etapa da minha vida.

Ao orientador desta minha dissertação, Professor Doutor Pedro Delgado, agradeço pela sua permanente disponibilidade, pelo aconselhamento e orientação constante e por me ter dado hipótese de ter dado seguimento ao seu trabalho de doutoramento. Agradeço também pelos conhecimentos que me foi dando ao longo deste trabalho, a sua amizade e por ter dado a oportunidade de redação de diversos artigos.

Ao coorientador desta minha dissertação, Doutor Mário Marques, agradeço toda a ajuda e recursos que colocou ao meu dispor, pelos conhecimentos científicos que me transmitiu e pela sua constante disponibilidade sempre que lhe era possível. Sem o apoio dele, certas fases deste trabalho teriam sido muito mais difíceis.

A todos os docentes deste destes cursos pela sua disponibilidade continua e conhecimentos transmitidos. Agradeço em particular aos docentes da área de estruturas principalmente ao Professor Doutor Patrício Rocha, por me ter despertado o gosto pelas estruturas, pela sua disponibilidade e por estar sempre pronto a dar apoio e transporte para o Porto sempre que necessário.

À minha família que sempre me apoiaram nestes últimos cinco anos, principalmente aos meus pais que sem eles não teria conseguido concluir um dos meus maiores sonhos.

Aos meus amigos da licenciatura e mestrado que serem foram prestáveis para comigo sempre que necessário e alguns deles serão amigos para a vida. Quero agradecer em especial ao André Gomes, ao Flávio Cardoso, ao Henrique Costa e ao Ricardo Correia, por todos os bons momentos que me proporcionaram nestes últimos anos momentos muitos bons, agradeço assim as suas amizades e companheiros, apoio, bem como a disponibilidade para ajudarem sempre que necessário e estarem sempre presentes nos maus momentos. No entanto não quero menosprezar todos os outros meus grandes amigos.

A todos os meus amigos de infância pelo incentivo de prosseguir com a minha vida académica e apoio e amizade constante.

Ao Doutor Abílio Faria e ao centro de estudos Sem Negas pelas revisões gramaticais realizadas.

Por fim e não menos importante quero agradecer ao agrupamento do CNE nº452, a qual pertença, em especial ao clã nº1, por me terem proporcionado momentos de descontração e alegria nos momentos mais duros e cansativos destes meus últimos cinco anos. Agradeço também ao grupo de BTT “Os Reumáticos” por terem proporcionado momentos de alegria, descontração, apoio e companheirismo, mesmo nos momentos mais difíceis e que me sentia mais em baixo e sem vontade de prosseguir.

Resumo

Os pilares ocos de betão armado são usualmente utilizados em obras de arte, quando é necessário que um pilar tenha uma grande altura, mas com uma grande rigidez e um peso reduzido. Estes mesmos pilares têm um comportamento muito semelhante ao de paredes estruturais, portanto os modos de rotura e padrão de danos podem ser associados em ambos os mecanismos de flexão e de corte, onde normalmente o mecanismo de rotura por corte é predominante. Neste contexto, não é simples a definição de danos esperados e é bastante complexo definir um único parâmetro que seja capaz de prever esses comportamentos. Efetuada uma pesquisa foi visto que ainda existem muito poucos estudos sobre o padrão de danos e consequências económicas da reparação e reforço dos danos físicos existente neste tipo de elementos quando submetidos a ações sísmicas. Estas informações são muito importantes quando se equaciona a análise custo-benefício de medidas de prevenção ou reparação dos danos sísmicos segundo um determinado padrão.

Portanto, o presente trabalho pretende estabelecer uma estratégia para identificar os Estado Limite de Dano Sísmicos em pilares ocos de betão armado e definir um parâmetro de resposta capaz de traduzir os níveis de dano. Pretende-se também discutir as adequadas estratégias de reparação e reforço, bem como os seus custos, associados a cada estados limite de dano sísmico. Para este efeito, vários ensaios experimentais realizados no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) serão analisados, envolvendo o comportamento cíclico de espécimes em escala reduzida, onde será avaliado o padrão de danos e estimados os parâmetros de resposta correspondentes (EDP). Para a determinação dos custos de reparação e reforço será tido em conta o trabalho realizado no projeto PRISE.

Palavra chaves: Pilares ocos de BA, Comportamento cíclico não linear, Estados Limite, Dano sísmico, Dano de corte, Custo de reparação e reforço.

Abstract

Hollow columns of reinforced concrete are usually used in works of art (e.g. Bridges), when it's required to have a large height, but with a high rigidity and low weight. These same of columns have a very similar behavior to that of structural walls, therefore modes of failure and damage pattern can be associated with both mechanisms bending and shear where usually the shear failure mechanism is predominant. In this context, is not simple to define damage of is quite complex and defining a single parameter that is able to predict such behavior. Conducted a survey it was seen that there are very few studies on the pattern of damage and economic consequences of repair and reinforcement of existing physical damage in such elements when subjected to seismic loads. This information is very important when it equates the cost-benefit analysis of measures to prevent or repair of earthquake damage in a pattern.

Therefore, this study aims to establish a strategy to identify the limit states of seismic damage in hollow columns of reinforced concrete and set a response parameter able to translate the damage levels. It's intended to also discuss the appropriate reinforcement repair strategies as well as the cost associated with each state seismic damage threshold. For this purpose, several experimental tests performed at LESE (Laboratory of Earthquake and Structural Engineering) from FEUP (Faculty of Engineering of Porto University), will be analyzed, including the cyclical behavior of specimens in reduce scale, where the standard of damage and estimated the corresponding response parameter (EDP) will be evaluated. To determine the repair and reinforcement costs will be taken into account the work done in the PRISE project.

Key Words: RC hollow columns, Non linear cyclic behavior, Limit States, Seismic damage, Shear damage, Repair and reinforcement cost.

ÍNDICE DE GERAL

I.	Introdução	1
1.1	Motivação e enquadramento	1
1.2	Objetivos da tese	1
1.3	Organização da tese	2
II.	Comportamento Sísmico de Pontes	3
2.1.	Eventos sísmicos recentes	3
2.2.	Comportamento sísmico de pontes	8
2.3.	Principais danos em pontes	11
2.3.1	Rotura dos nós.....	11
2.3.2	Falência dos Encontros	13
2.3.3	Amplificação das deformações devido aos efeitos do solo	15
2.3.4	Rotura das fundações	16
2.3.5	Choque de elementos estruturais.....	17
2.3.6	Comprimento insuficiente das juntas de dilatação	17
2.3.7	Danos em Pilares.....	19
2.4.	Pilares Ocos e suas aplicações em Portugal e no mundo	25
2.5.	Regulamentos e bibliografia existente	30
2.6.	Ensaio experimentais realizados a pilares ocios	31
2.7.	Ensaio experimentais realizados a pilares ocios no LESE-FEUP	38
III.	Estados Limite de Danos Sísmicos	45
3.1	Introdução teórica	45
3.1.1	Valores resistentes teóricos	45
3.1.2	<i>Shear Lag Effect</i>	46
3.1.3	Estados Limite de danos sísmicos.....	46
3.1.4	Índice de dano	59
3.1.4.1	Índice de dano Park&Ang.....	61
3.1.4.1.1	Cálculo de	62
3.1.4.1.2	Cálculo da energia dissipada.....	62
3.2	Danos observados nos pilares	64
3.2.1	Pilares Quadrados	64
3.2.1.1	PO1-N2	64
3.2.1.2	PO1-N3	66

3.2.1.3 PO1-N4	67
3.2.1.4 PO1-N5	69
3.2.1.5 PO1-N6	72
3.2.2 Pilares Retangulares	75
3.2.2.1 PO2-N2	75
3.2.2.2 PO2-N3	76
3.2.2.3 PO2-N4	78
3.2.2.4 PO2-N5	80
3.2.2.5 PO2-N6	84
3.3 Comparação de danos entre pilares	88
3.3.1 Pilares Quadrados (PO1)	89
3.3.2 Pilares Retangulares (PO2)	92
3.4 Proposta de Estados Limite de Danos Sísmicos para pilares ocos	93
3.4.1 Danos ligeiros.....	94
3.4.2 Danos moderados	95
3.4.3 Danos extensos.....	96
3.4.4 Colapso.....	97
3.5 Valores limite de cada Estado Limite de Dano Sísmico	98
3.6 Proposta de Índice de Dano.....	105
3.6.1 Calculo do parâmetro	105
3.6.2 Cálculo da energia dissipada	107
3.6.3 Índice de dano proposto	111
3.7 Comparação dos estados propostos com os estados e níveis de operacionalidade definidos por outros autores.	115
IV. Técnicas de Reforço/Reparação e custo.....	121
4.1. Técnicas de reparação/reforço de estruturas	121
4.1.1. estruturas com danos ligeiros	121
4.1.2. Estruturas com danos moderados.....	123
4.1.3. Estruturas com danos extensos.....	124
4.1.4. Estruturas em estado de colapso.....	127
4.2. Quantificação do reforço nos pilares.....	127
4.2.1 Reforço com aumento da secção.....	130
4.2.2 Reforço com chapas metálicas	132
4.2.3 Reforço com CFRP	133
4.2.4 Comparação de resultados.....	135

4.3. Custo unitário de reparação/reforço	136
4.3.1 Estruturas com danos ligeiros	137
4.3.2 Estruturas com danos moderados.....	137
4.3.3 Estruturas com danos extensos.....	138
4.3.4 Estruturas com dano de colapso.....	140
4.4. Custo de reparação.....	141
4.4.1 Danos ligeiros	141
4.4.2 Danos moderados.....	144
4.4.3 Danos extensos.....	144
4.4.4 Danos de colapso	151
4.5. Evolução dos custos nos diferentes estados de danos.....	151
4.6. Relação custo/benefício de cada uma das técnicas de reparação/reforço	153
V. Conclusões	157
5.1 Conclusões Finais	157
5.2 Desenvolvimentos Futuros.....	158
Bibliografia	161

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Queda da Ponte de Shawo devido ao efeito de Liquefação do solo (Niigata, 1964)	4
Figura 2.2	Rotura do viaduto da intersecção entre Route 14 e 5 (San Fernando, 1971)	5
Figura 2.3	Queda do viaduto de Cypress (Loma Prieta, 1989)	5
Figura 2.4	Queda de um viaduto devido a deslocamento excessivos (Northridge, 1994)	6
Figura 2.5	Danos sofridos no viaduto do Hanshin Expressway (Kobe, 1995)	7
Figura 2.6	Desmoronamento de edifícios de grande altura (Taiwan, 1999)	7
Figura 2.7	Queda de um viaduto (Wenchuan, 2008)	8
Figura 2.8	Rotura do viaduto de Cypress devido a rotura dos nós (Loma Prieta, 1989)	12
Figura 2.9	Dano em um nó de ligação (Northridge, 1994)	12
Figura 2.10	Modo de rotura devido à falência dos encontros	13
Figura 2.11	Rotura do encontro da ponte sobre o rio Banano (Costa Rica, 1990)	14
Figura 2.12	Assentamento da laje de transição de um viaduto (Niigata, 2004)	14
Figura 2.13	Dano causado pelo choque entre o tabuleiro e a zona de encontro (Gujarat, 2001)	14
Figura 2.14	Colapso de um viaduto devido ao assentamento das fundações (San Fernando, 1971)	15
Figura 2.15	Rotura devido à rotação dos tabuleiros	16
Figura 2.16	Rotura da fundação devido a elevado esforço transversal (Taiwan, 1999)	16
Figura 2.17	Dano causado pelo choque entre diversos elementos estruturais (Loma Prieta, 1989)	17
Figura 2.18	Mecanismo de rotação dos tabuleiros sob forças horizontais	18
Figura 2.19	Colapso de um viaduto devido à subestimação dos deslocamentos	18
Figura 2.20	Rotura de um Shear-key (Turquia, 1999)	19
Figura 2.21	Rotura de um apoio fixo (Kobe, 1995)	19
Figura 2.22	Danos causados pela dispensa prematura da armadura longitudinal	20
Figura 2.23	Formação de rótulas plásticas junto à base (Northridge, 1994)	20
Figura 2.24	Dano consequente ao mau confinamento do betão (San Fernando 1971)	21
Figura 2.25	Incorreto confinamento devido à falta de armadura transversal (Northridge, 1994)	21
Figura 2.26	Incorreto confinamento devido ao escorregamento das cintas helicoidais (Northridge, 1994)	22
Figura 2.27	Dano causado pela ductilidade insuficiente	22
Figura 2.28	Rotura por corte (Northridge, 1994)	23
Figura 2.29	Rotura por corte em pilares	23
Figura 2.30	Rotura frágil por corte (Taiwan, 1999)	24
Figura 2.31	Rotura por corte em pilar curto (Niigata, 1964)	24
Figura 2.32	Rotura por corte em pilar curto (Northridge, 1994)	25
Figura 2.33	Rotura por corte em pilar curto e falha nos apoios	25
Figura 2.34	Exemplo de secção circular oca	26
Figura 2.35	Exemplo de secção retangular oca	26

Figura 2.36	Pormenor das seções da maior ponte do mundo com pilares ocos.....	27
Figura 2.37	Sistema de construção de um pilar oco	27
Figura 2.38	Viaduto de Millau já concluído.....	28
Figura 2.39	Pormenores do viaduto de Morreira	28
Figura 2.40	Viaduto de Morreira.....	29
Figura 2.41	Ponte sobre o Rio Coura.....	29
Figura 2.42	Seção dos pilares da ponte sobre o Rio Coura	29
Figura 2.43	Seção dos pilares sobre o Arade	30
Figura 2.44	Viaduto sob o rio Arade.....	30
Figura 2.45	Seção tipo utilizada por Priestley	32
Figura 2.46	Pormenor das armaduras utilizadas por Takahashi	33
Figura 2.47	Danos acumulados em três dos provetes experimentados por Takahashi ...	33
Figura 2.48	Formação de uma rótula plástica nos pilares experimentados por Yeh.....	34
Figura 2.49	Setup de ensaio utilizado por Cheng e Mo	35
Figura 2.50	Setup de ensaio e instrumentação nos ensaios realizados por Pinto.....	35
Figura 2.51	Setup de ensaio utilizado por Pavese.....	36
Figura 2.52	Distribuição das fendas nos pilares experimentados por Calvi.....	36
Figura 2.53	Distribuição das fendas nas almas nos pilares ensaiados por Calvi.....	37
Figura 2.54	Demonstração do fenómeno de shear lag effect.....	37
Figura 2.55	Esquema do setup utilizado por Delgado	38
Figura 2.56	Visão geral do setup utilizado por Delgado.....	39
Figura 2.57	Pormenor dos pilares ensaiados por Delgado	40
Figura 2.58	Instrumentação utilizada por Delgado nos ensaios	42
Figura 3.1	Demonstração do <i>Shear Lag Effect</i>	46
Figura 3.2	Representação dos estados de danos num gráfico Drift-Carga lateral.....	47
Figura 3.3	Matriz para determinar os níveis de performance estrutural segundo o Vision 2000	57
Figura 3.4	Ilustração do efeito de corte em função da deformação lateral	59
Figura 3.5	Demonstração do calculo de energia dissipada.....	63
Figura 3.6	Danos no pilar PO1-N2 no final do ensaio	65
Figura 3.7	Gráfico Força-Deslocamento PO1-N2	65
Figura 3.8	Danos no pilar PO1-N3 no final do ensaio	66
Figura 3.9	Gráfico Força-Deslocamento PO1-N3	66
Figura 3.10	Danos no pilar PO1-N4 no final do ensaio	68
Figura 3.11	Danos nas faces interiores PO1-N4.....	68
Figura 3.12	Gráfico Força-Deslocamento PO1-N4	69
Figura 3.13	Demonstração as duas linhas verticais de destacamento	70
Figura 3.14	Danos no pilar PO1-N5 no final do ensaio	71
Figura 3.15	Danos na face interior do pilar PO1-N5	71
Figura 3.16	Gráfico Força-Deslocamento do pilar PO1-N5	72
Figura 3.17	Danos do pilar PO1-N6 no final do ensaio	73
Figura 3.18	Danos nas faces interiores do pilar PO1-N6.....	74
Figura 3.19	Gráfico Força-Deslocamento do pilar PO1-N6	74
Figura 3.20	Danos do pilar PO2-N2 no final do ensaio	75

Figura 3.21	Gráfico Força-Deslocamento pilar PO2-N2	76
Figura 3.22	Danos no pilar PO2-N3 no final do ensaio	77
Figura 3.23	Gráfico Força-Deslocamento PO2-N3	77
Figura 3.24	Danos no pilar PO2-N4 no final do ensaio	79
Figura 3.25	Danos nas faces interiores do pilar PO2-N4.....	79
Figura 3.26	Comparação entre as componentes de deformação PO2-N4	80
Figura 3.27	Gráfico Força-Deslocamento PO2-N4	80
Figura 3.28	Dano do pilar PO2-N5 no final do ensaio.....	82
Figura 3.29	Danos na face interior Oeste do pilar PO2-N5.....	82
Figura 3.30	Danos na face interior do pilar PO2-N5	83
Figura 3.31	Comparação entre as componentes de deformação PO2-N5	83
Figura 3.32	Gráfico Força-Deslocamento PO2-N5	84
Figura 3.33	Dano do pilar PO2-N6 no final do ensaio.....	85
Figura 3.34	Danos nas faces interiores no final do ensaio.....	86
Figura 3.35	Comparação das componentes de deformação PO2-N6.....	86
Figura 3.36	Comparação do perfil de deformação entre o pilar PO2-N4 e o PO2-N6.....	87
Figura 3.37	Gráfico Força-Deslocamento PO2-N6	87
Figura 3.38	Exemplificação de alguns danos observados	89
Figura 3.39	Evolução dos danos PO1	90
Figura 3.40	Encurvadura dos varões PO1-N2.....	91
Figura 3.41	Danos observados nos ensaios dos pilares PO1	91
Figura 3.42	Evolução dos danos PO2	92
Figura 3.43	Danos observados nos ensaios dos pilares PO2	93
Figura 3.44	Estado Limite de Dano Ligeiro.....	95
Figura 3.45	Estado Limite de Dano moderado.....	96
Figura 3.46	Estado Limite de Dano extenso.....	97
Figura 3.47	Estado Limite de Colapso	98
Figura 3.48	Evolução dos ELDS nos diferentes pilares quadrados.....	99
Figura 3.49	Evolução dos ELDS nos diferentes pilares retangulares.....	99
Figura 3.50	Danos nos diferentes valores limite, PO1-N6	100
Figura 3.51	Danos nos diferentes valores limite, PO1-N3	101
Figura 3.52	Danos nos diferentes valores limite, PO2-N6	102
Figura 3.53	Danos nos diferentes valores limite, PO2-N5	102
Figura 3.54	Evolução dos valores médios nos vários ELDS	103
Figura 3.55	Evolução valores limite dos ELDS.....	104
Figura 3.56	Evolução da curva final dos estados limite em comparação com os curvas dos pilares	105
Figura 3.57	Evolução da energia dissipada, PO1.....	109
Figura 3.58	Evolução da energia dissipada, PO2.....	110
Figura 3.59	Evolução do índice de dano dos pilares da 2ª série.....	113
Figura 3.60	Evolução do índice de dano dos pilares da 3ª série, excluindo os N6	113
Figura 3.61	Evolução do índice de dano nos pilares N6.....	114
Figura 3.62	Valores médios de índice de dano dos diferentes agrupamentos de pilares....	114

Figura 3.63	Evolução do índice de dano proposto.....	115
Figura 3.64	Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Hazus.....	116
Figura 3.65	Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Park&Ang ...	117
Figura 3.66	Comparação entre os valores limite definidos e os propostos pelo Vison 2000, FEMA e ATC.....	119
Figura 4.1	Técnicas de reparação superficial de pilares (pintura-rebocar-esfregar resina epóxy)	123
Figura 4.2	Execução de injeção de resina epóxy.....	123
Figura 4.3	Resultado apos injeção de resina epóxy	124
Figura 4.4	Técnica de reparação para o dano de betão destacado	125
Figura 4.5	Pormenor da armadura a utilizar na técnica de reforço com aumento de secção	126
Figura 4.6	Pormenor das chapas metálicas adicionadas	126
Figura 4.7	Pilar reforçado com recurso a mantas de carbono	127
Figura 4.8	Pormenor das armaduras adicionais.....	131
Figura 4.9	Exemplo de reforço com utilização de barras metálicas.....	133
Figura 4.10	Exemplo de reforço utilizando mantas de CFRP	134
Figura 4.11	Valores de resistência de corte dos diversos reforços com ductilidade 2 ...	135
Figura 4.12	Valores de resistência de corte dos diversos reforços com ductilidade 8 ...	135
Figura 4.13	Custo médio de reparação em função do tipo de geometria	143
Figura 4.14	Comparação do custo de reforço/reparação utilizando as diferentes técnicas	149
Figura 4.15	Peso de cada componente nos diferentes conjuntos de técnicas.....	150
Figura 4.16	Evolução dos custos das diferentes técnicas nos vários ELDS	152
Figura 4.17	Junção da evolução dos custos de ambas as geometrias	153
Figura 4.18	Evolução do rácio em ambos os tipos de geometria	154
Figura 4.19	Evolução do rácio segundo os estados limite de dano sísmico	155
Figura 4.20	Curva final da evolução do rácio	156

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1	Propriedades dos materiais dos pilares ensaiados por Delgado	41
Tabela 2.2	Valores de resistência ao corte e flexão	42
Tabela 2.3	Deslocamentos impostos durante os ensaios.....	43
Tabela 3.1	Definição dos ELDS segundo o FEMA.....	47
Tabela 3.2	Definição dos ELDS segundo o Hazus.....	49
Tabela 3.3	Valores limite constante no Hazus.....	50
Tabela 3.4	Valores limite do drift para cada estado.....	50
Tabela 3.5	Definição dos ELDS por Calvi.....	50
Tabela 3.6	Definição dos ELDS por Park&Ang	51
Tabela 3.7	Valores limite definidos por Park&Ang.....	52
Tabela 3.8	Definição dos ELDS pelo ATC.....	53
Tabela 3.9	Valores limite proposto pelo ATC	54
Tabela 3.10	Definição dos níveis de performance estrutural segundo o FEMA.....	55
Tabela 3.11	Drift limite para cada nível de performance estrutural segundo o FEMA.....	57
Tabela 3.12	Definição dos níveis de operacionalidade segundo o Vision 2000	58
Tabela 3.13	Valores limite dos drift para cada nível de operacionalidade segundo o Vision 2000	58
Tabela 3.14	Métodos para a determinação do índice de dano.....	60
Tabela 3.15	Evolução dos danos em função do drift PO1.....	89
Tabela 3.16	Evolução dos danos em função do drift PO2.....	92
Tabela 3.17	Valores limite de drift para cada ELDS, PO1	100
Tabela 3.18	Valores limite de drift para cada ELDS, PO2	101
Tabela 3.19	Evolução dos valores médios nos vários ELDS	103
Tabela 3.20	Valores limite para os ELDS.....	104
Tabela 3.21	Valor do rácio de confinamento, PO1.....	105
Tabela 3.22	Valor do rácio de confinamento, PO2.....	106
Tabela 3.23	Valor do esforço axial normalizado, PO1	106
Tabela 3.24	Valor do esforço axial normalizado, PO2	106
Tabela 3.25	Valor do rácio mecânico de tensão da armadura longitudinal	107
Tabela 3.26	Valor do parâmetro de degradação da rigidez, PO1.....	107
Tabela 3.27	Valor do parâmetro de degradação da rigidez, PO2.....	107
Tabela 3.28	Valores de energia dissipada nos vários ELDS, PO1	108
Tabela 3.29	Valores de energia dissipada nos vários ELDS, PO2	108
Tabela 3.30	Valores de força máxima e deslocamento máximo nos vários ELDS, PO1 ..	111
Tabela 3.31	Valores de força máxima e deslocamento máximo nos vários ELDS, PO2 ..	111
Tabela 3.32	Valores do índice de dano calculado, PO1	111
Tabela 3.33	Valores do índice de dano calculado, PO2	112
Tabela 3.34	Valores finais do índice de dano calculado	115
Tabela 3.35	Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Hazus.....	116
Tabela 3.36	Comparação entre a metodologia definida e a proposta por Park&Ang.....	117
Tabela 3.37	Valores limite de drift proposto pelo ATC.....	118

Tabela 3.38	Valores limite de drift proposto pelo FEMA.....	119
Tabela 3.39	Valores limite de drift proposto pelo Vision 2000	119
Tabela 4.1	Valores de capacidade ao corte sem reforço.....	128
Tabela 4.2	Valores de capacidade de corte calculados	129
Tabela 4.3	Valores de resistente de corte pretendido após reforço	130
Tabela 4.4	Descrição das armaduras adicionais dimensionadas.....	131
Tabela 4.5	Valor resistente de corte após adicionado o reforço.....	131
Tabela 4.6	Valores resistente de corte após adicionado o reforço	133
Tabela 4.7	Valores resistente de corte após adicionado o reforço	134
Tabela 4.8	Diferença entre os valores resistente de corte dimensionados e o desejado	136
Tabela 4.9	Custo unitário, danos ligeiros.....	137
Tabela 4.10	Custo unitário, danos moderados.....	138
Tabela 4.11	Custo unitário, danos extensos	139
Tabela 4.12	Custo unitário, danos colapso	140
Tabela 4.13	Custo de reparação utilizando a técnica de pintura	141
Tabela 4.14	Custo de reparação utilizando a técnica de rebocar.....	142
Tabela 4.15	Custo de reparação utilizando a técnica de esfregamento com resina epóxy	142
Tabela 4.16	Custo de reparação utilizando a técnica de Injeção de resina epóxy	143
Tabela 4.17	Custo de reparação utilizando a técnica de Injeção de resina epóxy	144
Tabela 4.18	Custo de reparação utilizando a técnica de Injeção de resina epóxy	145
Tabela 4.19	Custo de reparação utilizando a técnica de reconstrução da superfície	145
Tabela 4.20	Custo de reforço com recurso a aumento de secção.....	146
Tabela 4.21	Custo de reforço com recurso a CFRP	146
Tabela 4.22	Custo de reforço com recurso a chapas metálicas.....	147
Tabela 4.23	Custo de reforço e reparação com recurso a chapas metálicas	147
Tabela 4.24	Custo de reforço e reparação com recurso a CFRP.....	148
Tabela 4.25	Custo de reforço e reparação com recurso a chapas metálicas	148
Tabela 4.26	Custo substituição do pilar	151
Tabela 4.27	Custo e rácio de cada uma das técnicas nos diferentes tipos de geometria.....	154

I. Introdução

1.1 Motivação e enquadramento

De todas as catástrofes naturais existentes os sismos são as catástrofes que causam maiores perdas. As consequências provocadas por um sismo podem ser económicas, humanas e até sociais. E essas mesmas consequências podem ocorrer em países desenvolvidos e assumir uma escala global, como aconteceu em 2011 no sismo de Tohoku, no Japão. O resultado desse mesmo sismo foi a libertação de radioatividade a partir da central nuclear de Fukushima, cujos efeitos afetam uma grande parte do nosso planeta. Visto que os sismos são acontecimentos com elevadas consequências é necessário minorar as mesmas, aperfeiçoando as estruturas para serem mais resistentes às ações sísmicas. No entanto para esse aperfeiçoamento é necessária a realização de ensaios e de vários estudos.

É com este objetivo que se enquadra a presente dissertação. Este trabalho surge também como consequência dos ensaios realizado no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) localizado na FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) no âmbito do projeto de investigação “Avaliação da Segurança Sísmica e Reforço de Pontes” (PTDC/ECM/72596/2006), financiado pela FCT (Fundação para a Ciência e Tecnologia). Esta investigação visou melhorar e desenvolver metodologias de avaliação de segurança estrutural de pontes. O projeto apresentou como principais linhas de orientação as técnicas de dimensionamento apresentadas no EC8, envolvendo também uma extensa campanha de ensaios em pilares ocos de betão armado de escala reduzida.

Portanto a presente tese tem como principal motivação a continuidade do referido trabalho, procurando caracterizar as diferentes fases de danos físicos nos pilares ocos de pontes, e por outro lado estimar a respetiva evolução dos custos de reparação. Outra motivação para a realização deste trabalho é o contributo para a comunidade científica, numa área ainda pouca explorada e a simplificação da avaliação e reparação dos danos em pilares ocos em betão armado.

1.2 Objetivos da tese

O principal objetivo desta tese é a avaliação dos danos e técnicas/custos de reparação dos mesmos. Os danos avaliados neste trabalho são os danos observados em pilares ocos de betão armado, quando estes são sujeitos a cargas cíclicas do tipo sísmicas. Para o presente trabalho foram considerados dez pilares ensaiados no contexto do projeto de investigação acima descrito.

A avaliação dos danos será feita com a determinação e definição de diversos estados limite de danos sísmicos tendo por base alguns artigos e regulamentos já publicados. Relativamente

às técnicas da reparação o objetivo é a descrição de diversas técnicas para cada estado de dano apresentando também um custo unitário para cada uma das técnicas.

1.3 Organização da tese

A presente tese está dividida em cinco capítulos. No primeiro capítulo é realizada uma breve introdução onde serão descritos os objetivos e qual o enquadramento e motivação da mesma.

No segundo capítulo, com o título de *Comportamento Sísmico de Pontes*, será realizada uma contextualização do tema da tese. Este capítulo debruçar-se-á sobre os sismos e principais consequências, serão descritos o comportamento dos pilares ocos quando sujeitos a cargas cíclicas bem como uma introdução a este mesmo tipo de pilares. Constará também com casos reais de aplicação de pilares oco e danos que ocorreram nos mesmos. Por fim será também efetuada uma revisão da bibliografia, assim como dos regulamentos existentes sobre esta temática e apresentados os ensaios realizados no LESE-FEUP.

No terceiro capítulo, intitulado *Estados Limite de Dano Sísmico*, será realizada a avaliação dos danos dos pilares ensaiados. Serão também determinados e definidos os diferentes estados limite de dano bem como realizado uma comparação com outros estados de danos já descritos por outros autores.

No quarto capítulo, *Técnicas de Reforço/Reparação e Custos*, serão apresentadas várias técnicas para o reforço e reparação dos pilares. Serão apresentadas algumas técnicas de reforço/reparação para cada estado de dano. Será também apresentado o custo unitário para cada técnica de reforço/reparação apresentado. Por fim será definido um rácio entre o custo de reparação/reforço e o custo de substituição do pilar.

No quinto capítulo serão apresentadas as conclusões da presente tese. Serão também dadas linhas de orientação para possíveis desenvolvimentos futuros sobre o tema deste trabalho.

II. Comportamento Sísmico de Pontes

2.1. Eventos sísmicos recentes

De todas as catástrofes naturais possíveis, os sismos são os que estão associados a maiores e mais trágicas consequências. Mesmo depois da ocorrência de um sismo, podem existir efeitos secundários de igual ou maior gravidade, como é o caso de incêndios, deslizamentos e/ou liquefação dos solos, *tsunamis*, entre outros. Um dos acontecimentos mais recentes foi o *tsunami* consequente do sismo de Sumatra-Andaman, na Indonésia, que ocorreu em 2004, em que o número de vítimas mortais resultantes do *tsunami* foi de 70 000, enquanto as mortes consequentes do sismo foram 150 000. Outro caso ainda mais recente foi o caso de Fukushima, no Japão, em 2011, com a libertação de radioatividade da central nuclear com o mesmo nome.

Relativamente aos sismos ocorridos em Portugal o último grande sismo ocorreu em 2009 e foi sentido no Algarve. Teve uma magnitude de 6 na escala de Richter e o seu epicentro foi a 100km da ponta de Sagres. Mas, no passado, em Portugal, já existiu um sismo de grande magnitude e com consequências devastadoras. Esse mesmo sismo ocorreu em 1755, teve uma magnitude entre os 8.7 e 9 na escala de Richter e arrasou por completo a baixa da cidade de Lisboa. Também já foram sentidos mais três grandes sismos, dois deles, 1356 e 1761, com uma magnitude a rondar os 8, e um terceiro, em 1769, com uma magnitude de 7, também na escala de Richter.

Durante o século XX, na sequência de sismos, morreram em média 17 000 pessoas por ano, devido à queda de edifícios. Nos países, situados em zonas de grande sismicidade, os regulamentos antissísmicos ou não foram adaptados às realidades do país ou não foram cumpridos. Em relação aos sismos com maiores dimensões pode-se falar do de Kanto (Japão, 1923), em que a principal causa de morte foram os incêndios (140 000 mortes), no Peru (1970), grande parte das mortes foram provocadas por enormes derrocadas, e na Arménia (1988), em que a principal causa das mortes (mais de 25 000) ficou a dever-se à fraca qualidade das construções, bem como o sismo Turquia (1999) em que a principal causa da ruína dos edifícios de habitação foi o desrespeito das normas de projeto na sua conceção e construção.

Na sequência de tão elevadas perdas de vidas e destruições dos territórios afetados, têm vindo a desenvolver-se estudos sobre as realidades sísmicas no Mundo e campanhas de sensibilização para a introdução, em zonas potencialmente sísmicas, de medidas regulamentares nas construções, para minimizar os efeitos trágicos dos sismos. Relativamente aos danos em pontes, os sismos que motivaram mais estudos foram os sismos de Loma Prieta,

San Fernando e Northridge, nos Estados Unidos da América (EUA), de Kobe e Niigata no Japão, de Taiwan e o de Sichuan, na China.

Niigata, Japão

No dia 16 de junho de 1964, a cidade de Niigata, situada no centro do Japão, sofre um grande abalo sísmico. O sismo atingiu uma magnitude 7.5 na escala de Richter, provocando danos em edifícios, pontes e outras estruturas, e registrando-se 26 mortes. Foi o primeiro sismo que permitiu estudar convenientemente o fenómeno de liquefação, como representado na Figura 2.1.



Figura 2.1 Queda da Ponte de Shawo devido ao efeito de Liquefação do solo (Niigata, 1964)

San Fernando, EUA

No dia 9 de fevereiro de 1971, a área de San Fernando, EUA, foi atingida por um abalo sísmico com uma duração de 12 segundos e uma magnitude de 6.5-6.7 na escala de Richter. Visto tratar-se de uma zona densamente povoada (arredores de Los Angeles), este sismo causou um total de 65 mortes e danos na ordem dos 505 milhões de dólares. Na zona de rutura tectónica, verificou-se aberturas no solo de um metro de largura. Neste sismo constatou-se que estruturas modernas, como o *Olive View Hospital*, barragem *Van Norman*, pontes de autoestrada e edifícios de elevada altura, sofreram danos mais ao menos graves, sob condições de atividade sísmica moderada. A Figura 2.2 ilustra os danos sofridos por um viaduto de uma autoestrada.



Figura 2.2 Rotura do viaduto da intersecção entre *Route 14* e *5* (San Fernando, 1971)

Loma Prieta, EUA

No dia 17 de outubro de 1989, a Baía de San Francisco foi abalada por um sismo de magnitude de 7.1 na escala de Richter e uma intensidade de IX na escala de Mercalli, tendo os abalos mais intensos uma duração de 15 segundos. Este sismo causou danos e colapsos de pontes numa área de 60 milhas quadradas, e morreram 62 pessoas e os danos materiais foram avaliados em 5.6 mil milhões de dólares. Depois do abalo sísmico ter terminado, ocorreram diversos deslizamentos de terras, liquefação dos solos e ainda um pequeno *tsunami*. A principal causa das mortes foi a queda do viaduto de *Cypress* (Figura 2.3). Verificou-se também o colapso de uma secção da ponte *San Francisco-Oakland Bay* e o colapso de muitos edifícios, seguindo-se incêndios de grandes proporções.



Figura 2.3 Queda do viaduto de *Cypress* (Loma Prieta, 1989)

Northridge, EUA

Depois do sismo de San Fernando, a região de Los Angeles (L.A.) volta a sofrer um abalo de relevo com o sismo de Northridge, que ocorreu no dia 17 de janeiro de 1994, com uma magnitude de 6.6 na escala de Richter e uma intensidade IX na escala de Mercalli. Depois do

primeiro abalo, verificaram-se várias réplicas, com magnitude superior a 5 na escala de Richter.

Em relação a danos humanos, contabilizaram-se 57 mortos e mais de 1 500 feridos, e tendo os danos materiais ascendido a 44 mil milhões de dólares. Visto tratar-se de uma região com uma vasta rede rodoviária, era elevado o número de pontes e viadutos. Cerca de uma dezena de pontes e viadutos colapsaram ou tiveram danos irreparáveis e ainda outras 170 infraestruturas sofreram algum tipo de dano. Os principais motivos desses danos ficaram a dever-se ao deslocamento excessivo dos tabuleiros (como ocorreu no viaduto ilustrado na Figura 2.4), ruína dos pilares sujeitos a combinações de esforços de flexão e corte e, ainda, à perda de apoio de um tramo de tabuleiro, provavelmente por uma rotura por punçoamento.

Este sismo constituiu um ponto de viragem na política sísmica dos EUA, passando o governo americano a disponibilizar elevadas verbas para a investigação sísmica, incluindo um programa de pesquisa envolvendo as universidades de Stanford e Berkeley.



Figura 2.4 Queda de um viaduto devido a deslocamento excessivos (Northridge, 1994)

Kobe, Japão

No dia 17 de janeiro de 1995, a cidade de Kobe, situada no sul do Japão, sofreu um abalo sísmico com uma magnitude de 7.2 na escala de Richter e com intensidade 7 na escala Japonesa, com epicentro a 20 km da cidade. Este sismo causou 6 400 mortes e mais de 36 000 feridos, destruindo também cerca de 100 000 edifícios. A rede rodoviária ficou severamente afetada, causando mesmo a rotura de comunicação entre as cidades de Osaka e Kobe. As pontes e viadutos entre as cidades de Nishinimiya e Kobe também sofreram danos consideráveis. Os dados indicam que cerca de 320 pontes foram danificadas, 27% das quais com grandes danos estruturais, como a fissuração, destaque do recobrimento em betão e encurvadura de varões dos pilares, o que provocou um grande valor de *Drift* e, conseqüentemente, a queda de alguns tabuleiros. O viaduto que sofreu mais dano foi o do *Hanshin Expressway* (como ilustra Figura 2.5), onde grande parte dos pilares romperam por deficiente resistência ao corte.



Figura 2.5 Danos sofridos no viaduto do Hanshin Expressway (Kobe, 1995)

Taiwan

No dia 20 de setembro de 1999, a região central de Taiwan (região de Chi-Chi) foi atingida por um sismo de magnitude 7.6 na escala de Richter, seguido de mais de 9 000 réplicas, de menor intensidade. Este sismo provocou mais de 2 000 mortos e 8 700 feridos. Os danos materiais, incluindo a queda de edifícios de grande altura (ver Figura 2.6), foram avaliados em 14 mil milhões de dólares. A maior estrutura a sofrer grandes danos foi a barragem de *Shih-kang*, que deixou cerca de 40% do país sem água.



Figura 2.6 Desmoronamento de edifícios de grande altura (Taiwan, 1999)

Wenchuan, China

No dia 12 de maio de 2008, a cidade de Wwnchuan, na província de Sichuan, China, foi atingida por um abalo sísmico. Esse mesmo sismo teve uma magnitude de 7.9 na escala de Richter. A área afetada foi de cerca de 440 000 km² e a falha teve um comprimento de aproximadamente 240 km. Morreram mais de 70 mil pessoas e cerca de 18 mil desapareceram. Um grande número de pontes ficaram severamente danificado, como representado na Figura 2.7.



Figura 2.7 Queda de um viaduto (Wenchuan, 2008)

2.2. Comportamento sísmico de pontes

Tendo por base a investigação dos grandes sismos já referidos, foi possível verificar como as pontes e viadutos se comportaram e constatar que estes tipos de estruturas apresentam danos significativos quando sujeitos a ações sísmicas. Neste contexto, pode-se dizer que, em sismos de magnitude moderada ou elevada, as consequências neste tipo de estruturas são desastrosas, podendo mesmo conduzir ao seu colapso.

Portanto, para se analisar com um maior detalhe o comportamento sísmico das “obras de arte”, uma das primeiras necessidades é a identificação dos elementos estruturais que apresentam maiores danos. Estes elementos mais vulneráveis estão sujeitos a uma concentração de esforços mais importantes e, portanto, serão de esperar os principais fenómenos de não linearidade. Essas zonas são as responsáveis pelo comportamento hysterético de dissipação de energia, devendo existir, portanto, nessas secções, grandes disponibilidades em termos de ductilidade, conferida principalmente pela correta disposição e quantidade de armadura transversal, associadas a outras disposições que garantam a exploração desse comportamento não linear, as designadas verificações da capacidade de desempenho (Delgado, 2009).

Para perceber qual o comportamento sísmico de uma ponte, é necessário também perceber que tipo de pilares esta tem, flexíveis ou rígidos.

➤ Pilares Flexíveis

O comportamento das pontes que têm na sua estrutura de pilares flexíveis, é controlado pela combinação de esforço axial e de flexão, não sendo também desprezável o efeito da descontinuidade do tabuleiro. Este último efeito foi determinante nos colapsos registados no sismo de San Fernando.

Segundo (Sousa, 2008), os resultados dos trabalhos experimentais levados a efeito à luz destes pressupostos permitiram evidenciar algumas das características principais do comportamento sísmico deste tipo de pontes:

- Os pilares são de vital importância na resistência a ações horizontais. As exigências de ductilidade devem ser calculadas de forma realista, uma vez que é de esperar a ocorrência de fenómenos não lineares (maioritariamente na base dos pilares).
- A resposta global deste grupo de estruturas é bastante influenciada pelas vibrações verticais. Este facto é mais “visível” nas pontes com desenvolvimento curvo, devido à existência conjunta de movimentos em ambos os planos.

➤ **Pilares Rígidos**

Relativamente às pontes com pilares rígidos, o fenómeno que tem maior importância no comportamento da ponte é a interação solo-estrutura. Este fenómeno tem maior importância nas zonas de encontro, onde os impulsos dinâmicos podem ultrapassar, em grande escala, os impulsos estáticos. Outro aspeto de muita importância é a flexibilidade das fundações. A sua desatenção nos parâmetros de análise pode conduzir a erros nada desprezíveis (grosseiros, porventura) na avaliação do comportamento sísmico (Vaz, 1992) e (Sousa, 2008).

Segundo (Sousa, 2008), as principais particularidades a referir no âmbito da análise deste tipo de pontes são as seguintes:

- As forças de inércia do tabuleiro são transmitidas às fundações através dos encontros, sendo a parcela recebida pelos pilares insignificante;
- Na zona dos encontros, as forças de inércia não estão em fase com as forças análogas geradas na estrutura, podendo assim ser desprezada a massa desses solos na avaliação das forças inerentes à estrutura;
- Ângulos de viés diferentes nas duas extremidades do tabuleiro podem provocar rotura frágil dos pilares, devido ao efeito combinado de torção e esforço transversal;

Portanto, analisando estes dois tipos de pilares pode-se concluir que os pilares futuramente analisados serão pilares rígidos, devido à componente de corte ser mais predominante.

Assim, analisando os danos em “obras de arte” nos sismos recentes, podemos concluir que as zonas onde se concentram mais os estragos são os pilares, encontros e fundações. Uma deficiência bastante comum tem a ver com a falta de capacidade das juntas de ligação para fazer face aos deslocamentos registados. Em particular, as pontes com configuração não linear em planta têm sofrido danos bastante relevantes devido à distribuição desigual dos esforços (Priestley, et al., 1996).

Relativamente aos danos, os que se localizam nos encontros raramente resultam em colapso da estrutura; já o fenómeno de liquefação dos solos pode provocar a falência total da estrutura. Em relação aos pilares, a falta de capacidade de resistir a um sismo deve-se essencialmente à inadequada disposição da armadura transversal e ao insuficiente comprimento de amarração longitudinal, com principal ênfase na ligação às fundações, isto para os pilares mais flexíveis.

Analisando os danos, pode-se concluir que, grande parte das deficiências de projeto, manifesta-se sob os diferentes danos apresentados. Os danos advêm da já referida conceção elástica de funcionamento dos materiais anteriores a 1970 e que continua a ser usada em muitos casos (Sousa, 2008).

Assim, a partir dos danos analisados, estes podem ser divididos por três grupos de erros de projeto (Priestley, et al., 1996):

- Subestimação das forças laterais, resultando em deslocamentos laterais do tabuleiro muito superiores ao esperado;
- Relação entre forças sísmicas e forças gravíticas adotada abaixo da real. Por esta razão, a configuração final dos diagramas envolventes de momentos, na combinação peso próprio+ação sísmica, estaria não só com valores bastantes inferiores, mas com a forma errada. Os pontos de momento nulos estariam assim bastante deslocados, levando a interrupções precoces de armadura e armadura de flexão insuficiente;
- A não previsão de rótulas plásticas com capacidade suficiente para resistir a elevadas deformações (plásticas) e incorreta contabilização do esforço de corte em relação aos esforços de flexão, levando a rotura frágil por esforço transversal.

Os estudos experimentais e numéricos também têm sido muito importantes para a análise do comportamento sísmico das estruturas. Relativamente aos estudos experimentais, estes têm a vantagem da informação ser mais detalhada e elucidativa, mas com a desvantagem dos custos serem elevados. Por outro lado, os estudos numéricos são mais simples e rápidos e, com a evolução tecnológica das ferramentas de cálculo, tendem a ser cada vez mais rápidos. Estes estudos são suficientemente rigorosos, desde que seja realizada uma calibração conveniente a partir de resultados experimentais.

2.3. Principais danos em pontes

Depois de analisado o comportamento sísmico de pontes e viadutos, pode-se agora analisar cada um dos danos a que estes tipos de estruturas estão sujeitos quando afetadas por ações sísmicas. É possível verificar que mesmo as pontes já dimensionadas com novas filosofias no que respeita à Engenharia Sísmica, ainda são suscetíveis de sofrerem danos irreversíveis ou mesmo colapsarem. Exemplos disso são os casos dos sismos de Kobe (1995) e Northridge (1994), durante os quais as pontes que haviam sofrido medidas de reforço acabaram por revelar danos por vezes irreversíveis (Vaz, 1992).

Constata-se que a maioria dos problemas detetados estão relacionados com fenómenos de não linearidade dos materiais, sendo que os mais comuns problemas se desenvolvem nas zonas mais sujeitas a esse fenómeno, devido à falta de capacidade de dissipação de energia (ductilidade) decorrente de incorreta disposição de armadura transversal (Sousa, 2008). Segue-se alguns danos a que as “obras de arte” estão sujeitas, segundo (Sousa, 2008).

2.3.1 Rotura dos nós

Um dos pontos mais críticos de uma estrutura são os nós de ligação. Isto porque é o local geométrico onde ocorre a transferência de esforços, portanto nesse ponto existe uma grande concentração de esforços. Numa ponte podem existir três tipos de nós, sendo esse tipo de nós os seguintes: pilar-tabuleiro, pilar-fundação e encontros. As zonas dos nós são as zonas de uma estrutura mais sensíveis a ações horizontais (por exemplo ações sísmicas).

Nas ligações pilar-tabuleiro e pilar-fundações, existe uma grande transferência de esforços (forças e momentos) entre os diversos elementos, o que pode gerar elevados esforços de corte, sendo estas desprezadas em projeto. Só nestes últimos anos é que se começou a considerar armadura de corte nos nós, mas mesmo considerando esta armadura tem de se ter o cuidado da sua correta disposição. Como foi verificado no sismo de Loma Prieta, a pouca quantidade de reforço nos nós conduziu a roturas por corte, evidenciadas pela intensa fissuração diagonal ou mesmo rotura total. A Figura 2.8 (viaduto de Cypress) retrata essa mesma falta de armadura nos nós. Segundo (Priestley, et al., 1996), a principal causa do colapso do viaduto de Cypress, foi a falha dos nós.



Figura 2.8 Rotura do viaduto de Cypress devido a rotura dos nós (Loma Prieta, 1989)

Se a estrutura for construída com elementos pré-fabricados, também é necessário ter especial cuidado nos nós, pois os esforços internos nos nós podem ser bastantes superiores aos verificados na restante estrutura. Por exemplo, durante o sismo de Northridge (EUA, 1994), numa passagem de peões, um nó de ligação ficou entre um pilar e uma viga fortemente danificada. Este ponto estava localizado numa zona onde se registaram as maiores acelerações sísmicas e os danos quase que provocaram o colapso da ponte. A imagem que se segue, Figura 2.9 (Oliveira, et al., 1995), ilustra o dano causado num nó de ligação devido à ação sísmica.



Figura 2.9 Dano em um nó de ligação (Northridge, 1994)

2.3.2 Falência dos Encontros

A principal causa deste dano é o comportamento do solo de fundação. O problema reside no aumento de pressão das terras devido à ação sísmica, gerando pressões passivas elevadas, que levam ao aumento das pressões laterais. A consequência da falência dos encontros é raramente o colapso total/parcial da estrutura; no entanto, os danos e respetivas perdas económicas podem ser bastantes significativos.

Os danos podem ser causados pela rotação do encontro devido ao impacto do tabuleiro (e aumento da pressão das terras), pelos assentamentos inerentes ao comportamento mecânico do solo (por exemplo deficiente compactação do aterro no seu tardoz) ou pelos danos causados pelo impacto do tabuleiro. Podem também ocorrer danos na viga de entrega ou nos muros laterais de guiamento provocados pelo choque do tabuleiro, sendo estes danos motivados pelo mau acondicionamento dos deslocamentos do tabuleiro, (Guerreiro, 2010). A Figura 2.10 (Priestley, et al., 1996) apresenta o mecanismo de rotura do encontro, devido à má compactação do aterro. Por outro lado, a Figura 2.11 (Priestley, et al., 1996) revela também os consequentes danos reais.

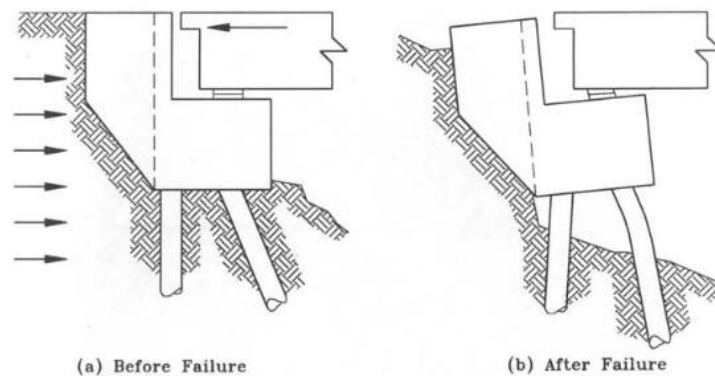


Figura 2.10 Modo de rotura devido à falência dos encontros



Figura 2.11 Rotura do encontro da ponte sobre o rio Banano (Costa Rica, 1990)

A Figura 2.12 representa o assentamento da laje de transição, ocorrido durante o sismo de Niigata (Japão), em 2004, que segundo (EERI, 2006) foi cerca de 50 cm. Já a Figura 2.13 revela o dano causado pelo impacto entre o tabuleiro e a zona de encontro, dano ocorrido no sismo de Gujarat (India), em 2001.



Figura 2.12 Assentamento da laje de transição de um viaduto (Niigata, 2004)



Figura 2.13 Dano causado pelo choque entre o tabuleiro e a zona de encontro (Gujarat, 2001)

2.3.3 Amplificação das deformações devido aos efeitos do solo

Quando os solos de fundação são moles, como acontece com os solos argilosos, estes podem ser suscetíveis à ocorrência de liquefação, como efeito secundário de um sismo, provocando a amplificação das deformações. Essa amplificação pode potencializar a ocorrência de fenômenos, como por exemplo o assentamento das fundações, que não seriam esperados em condições de fundação em solos de características mecânicas mais favoráveis (Priestley, et al., 1996). Quando o solo de fundação corresponde a areias saturadas, é muito provável que possa ocorrer a liquefação dos solos, levando a excessivas deformações verticais e horizontais (Priestley, et al., 1996).

Pontes com um único vão são particularmente suscetíveis ao colapso, devido à liquefação do solo. A Figura 2.14 evidencia os danos causados devido ao assentamento das fundações, no sismo de San Fernando (EUA, 1971). Já a Figura 2.15, retirada de (Priestley, et al., 1996), revela o mecanismo de colapso de uma ponte devido à rotação do tabuleiro, mostrando também uma imagem real da *Nishinomiya Bridge*, que colapsou durante o sismo de Kobe (Japão), em 1995.



Figura 2.14 Colapso de um viaduto devido ao assentamento das fundações (San Fernando, 1971)

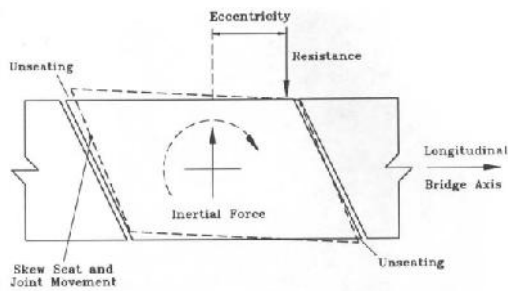


FIG. 14 Unseating due to bridge skew.

a) Mecanismo de rotura devido à rotação dos tabuleiros



b) Colapso da Nishinomiya Bridge (Kobe, 1995)

Figura 2.15 Rotura devido à rotação dos tabuleiros

2.3.4 Rotura das fundações

De todos os tipos de danos a que as “obras de arte” podem estar sujeitas após a ação de um sismo, a rotura das fundações é o tipo de dano menos comum. A principal razão da baixa incidência deste dano é a ocorrência da rotura dos pilares, impossibilitando a mobilização de toda a capacidade de carga da fundação. Mesmo sendo reduzido o número de casos, é possível avaliar diversas deficiências que resultam dos seguintes aspetos:

- Reduzida resistência à flexão (devido à inadequada disposição de armadura);
- Insuficiente resistência de corte (devido a não previsão de armadura de esforço transverso adequado);
- Problemas ao nível da ancoragem das armaduras longitudinais;
- Inadequada conceção da ligação pilar-fundação.

A Figura 2.16, retrata a rotura da fundação devido ao elevado esforço transverso, ocorrido durante o sismo de Taiwan, em 1999.



Figura 2.16 Rotura da fundação devido a elevado esforço transverso (Taiwan, 1999)

2.3.5 Choque de elementos estruturais

Quando em fase do projeto não se tem o cuidado de deixar um espaço suficiente entre os elementos estruturais, durante a atuação da ação sísmica pode ocorrer choque entre os mesmos, causando múltiplos danos. Este problema é mais comum entre elementos de diferentes alturas, dando-se o impacto entre a estrutura superior de um e os pilares da outra (Priestley, et al., 1996). As forças geradas durante os choques são geralmente bastante elevadas, podendo elevar os esforços de corte a valores que levam a uma rotura frágil por esforço transversal. Quando se trata de estruturas da mesma altura o choque entre elas pode influenciar a frequência de vibração, prevenindo fenómenos de ressonância (Priestley, et al., 1996). A Figura 2.17 regista o dano causado por essas mesmas forças provocadas pelo choque entre o tabuleiro e um pilar, ocorrido durante o sismo de Loma Prieta (EUA, 1989).

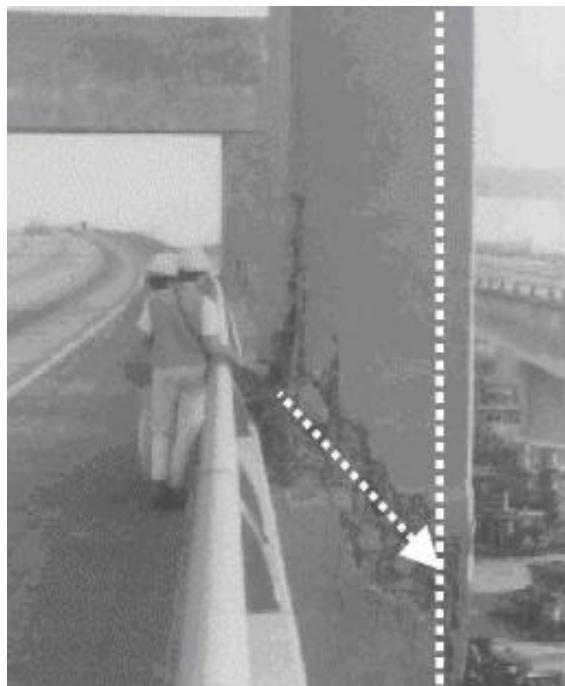


Figura 2.17 Dano causado pelo choque entre diversos elementos estruturais (Loma Prieta, 1989)

2.3.6 Comprimento insuficiente das juntas de dilatação

Este tipo de dano não é causado em si pela ação sísmica, mas sim por um grave problema de dimensionamento, visto não se tratar de um problema de mau comportamento

material. Neste caso, a rotura costuma apresentar-se devido ao deslocamento longitudinal excessivo do tabuleiro em relação à largura dos apoios (Priestley, et al., 1996).

Existem diversos fatores que podem desempenhar um papel importante neste fenómeno:

- Tabuleiro com apoios enviesados: nestes casos, o tabuleiro tende a rodar sob a ação de forças horizontais, causando deslocamentos elevados, aumentando assim a probabilidade de queda do tabuleiro. A Figura 2.18 ilustra esse mesmo cenário.



Figura 2.18 Mecanismo de rotação dos tabuleiros sob forças horizontais

- Subestimação dos deslocamentos: devido à já mencionada filosofia elástica de dimensionamento e à subestimação das forças sísmicas, os deslocamentos registados revelam-se muito superiores aos dimensionados, gerando acidentes como os que se verificam nas Figuras 2.19.



Figura 2.19 Colapso de um viaduto devido à subestimação dos deslocamentos

- Rotura do sistema de travamento horizontal (*Shear-key*), que é concebido para controlar os deslocamentos excessivos originados pela ação sísmica. A Figura 2.20 mostra a rotura desse mesmo sistema numa ponte, durante o sismo da Turquia, em 1999. A rotura deste sistema causou deslocamentos excessivos no apoio de *neoprene*, causando a queda do tabuleiro do apoio (Guerreiro, 2010).



Figura 2.20 Rotura de um *Shear-key* (Turquia, 1999)

- Roturas dos apoios (fixos), o que pode provocar a queda do tabuleiro em cima do apoio. A Figura 2.21 ilustra este dano, que ocorreu durante o sismo de Kobe (Japão, 1995), (Guerreiro, 2010).

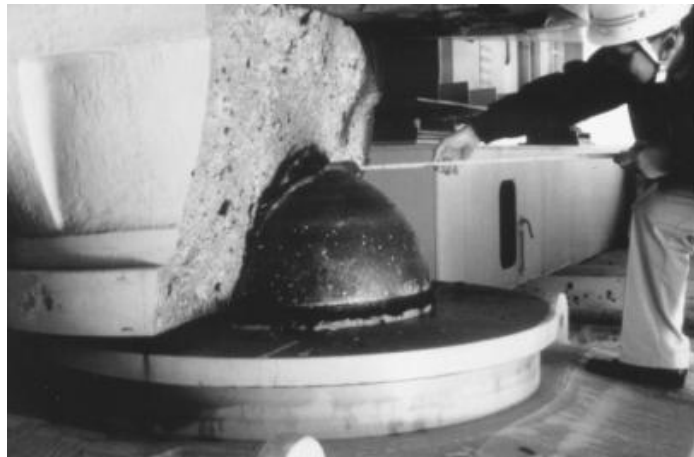


Figura 2.21 Rotura de um apoio fixo (Kobe, 1995)

2.3.7 Danos em Pilares

De todos os elementos que constituem uma superestrutura deste género, os pilares são os elementos que sofrem mais danos e provocam com mais facilidade o colapso das pontes/viadutos. Segundo (Priestley, et al., 1996), a rotura dos pilares em pontes é resultado de uma filosofia de dimensionamento elástico, sendo as causas mais comuns as seguintes:

- Rotura por insuficiente ductilidade e resistência à flexão;
- Rotura por corte.

Até ao princípio dos anos 70 do século passado, o comportamento não linear dos materiais e as necessidades de ductilidade não eram contempladas, fato devido ao qual se vieram a registar inúmeras deficiências (Sousa, 2008).

O resultado de considerar um comportamento linear dos materiais tem como consequência o erro no cálculo das amarrações da armadura longitudinal. Portanto, segundo (Priestley, et al., 1996), o insuficiente comprimento de amarração da armadura transversal, principalmente junto às fundações, provoca uma provável rotula plástica. O insuficiente comprimento de amarração provoca um insuficiente desenvolvimento de resistência à flexão na zona de interrupção da armadura longitudinal. Essa mesma interrupção prematura provoca a rotura por flexão na base do pilar, ocorrendo este fenômeno nos pilares flexíveis. A Figura 2.22 a) revela danos causados durante o sismo de Urakawa-Oki (Japão, 1982), e a Figura 2.22 b), durante o sismo de Kobe (Japão, 1995), sendo o dano causado pela dispensa prematura da armadura longitudinal.



a) Urakawa-Oki, 1982

b) Kobe, 1995

Figura 2.22 Danos causados pela dispensa prematura da armadura longitudinal

A Figura 2.23 mostra a formação de rótulas plásticas nos pilares. Este dano ocorreu na BullCreek Canyon Channel Bridge, durante o sismo de Northridge (EUA), em 1994 (Priestley, et al., 1996).



Figura 2.23 Formação de rótulas plásticas junto à base (Northridge, 1994)

Assim, as estruturas devem ser dotadas de ductilidade suficiente para dissiparem energia através da deformação, sem colocar em causa a estabilidade estrutural (capacidade resistente). Um outro dano visível é o insuficiente confinamento do betão, sendo esse mesmo confinamento conseguido através da armadura transversal, sendo assim necessário realizar um correto dimensionamento e pormenorização. Sendo o betão bem confinado, a sua resistência é superior, assim como a ductilidade. Os danos devido ao incorreto confinamento do betão podem ser de tal ordem que podem comprometer a secção por completo. A Figura 2.24 (Priestley, et al., 1996) mostra o dano causado durante o sismo de San Fernando (EUA, 1971), sendo a causa desse dano o mau confinamento do betão.



Figura 2.24 Dano consequente ao mau confinamento do betão (San Fernando 1971)

A Figura 2.25 (Sousa, 2008) mostra o dano causado pelo incorreto confinamento causado pela armadura transversal insuficiente, ocorrendo esse dano durante o sismo de Northridge (EUA, 1994).



Figura 2.25 Incorreto confinamento devido à falta de armadura transversal (Northridge, 1994)

Já a Figura 2.26 (Oliveira 1995) mostra o dano causado também pelo mau confinamento do betão, devido ao escorregamento das cintas helicoidais, ocorrendo este dano durante o sismo de Northridge (EUA, 1994).



Figura 2.26 Incorreto confinamento devido ao escorregamento das cintas helicoidais (Northridge, 1994)

Um outro dano, muitas vezes encontrado, é o que está relacionado com o insuficiente comprimento de amarração da armadura longitudinal, face às elevadas deformações em regime plástico e interação com o efeito do esforço transversal. A não consideração dos efeitos respeitantes à tensão, provocados por fendilhação de corte, tem como consequência a formação de rótulas plásticas nesses locais e na base dos pilares onde há o benefício do confinamento concedido pela fundação (Sousa, 2008). A Figura 2.27 a) mostra o dano causado pela ductilidade insuficiente em mecanismo de flexão, ocorrendo esse mesmo dano durante o sismo de Northridge (EUA, 1994), enquanto a Figura 2.27 b) mostra o mesmo dano, desta vez ocorrido no sismo de San Fernando (EUA, 1971).



a) Northridge, 1994

b) San Fernando, 1971

Figura 2.27 Dano causado pela ductilidade insuficiente

Relativamente aos danos causados por efeitos de corte, visível nos pilares mais rígidos, a resistência a este efeito dos pilares de betão armado resulta de uma combinação de fenómenos cuja interação pode ser explicada pelo método das escoras e tirantes (modelo de treliça). Segundo este mesmo método, quando um elemento for solicitado por esforço de flexão e corte, funciona como uma treliça em que as barras diagonais são materializadas pelas

secções de betão delimitadas pelas fendas e as restantes (verticais e horizontais) pela armadura, gerando-se um mecanismo de transferência de forças.

Portanto, se a armadura transversal for insuficiente, a fendilhação do betão desenvolve-se rapidamente, degradando o mesmo, fazendo com que a resistência do betão à compressão seja diminuída, provocando uma rotura frágil por esforço transversal marcado por fendas diagonais. A Figura 2.28 mostra o dano causado por uma rotura por corte, ocorrido durante o sismo de Northridge (EUA, 1994).



Figura 2.28 Rotura por corte (Northridge, 1994)

A Figura 2.29 a) mostra o dano causado por uma rotura por corte numa zona de formação de rótula plástica, ocorrido durante o sismo de San Fernando (EUA, 1971). A Figura 2.29 b) mostra o dano causado por uma rotura por corte numa zona fora de formação de rótula plástica, ocorrido, durante o sismo de San Fernando (EUA, 1971). Já a Figura 2.30 mostra um dano causado por uma rotura frágil por corte durante o sismo de Taiwan, em 1999.



a) Rotura por corte em zona de formação de rótula plástica (San Fernando, 1971)



b) Rotura por corte em zona fora de formação de rótula plástica (San Fernando, 1971)

Figura 2.29 Rotura por corte em pilares



Figura 2.30 Rotura frágil por corte (Taiwan, 1999)

A rotura por corte tem uma maior ênfase em pilares curtos, pilares rígidos, isto porque, neste tipo de pilares a relação entre as resistências ao esforço transversal e flexão traduz a prevalência dos esforços de corte, tornando-os suscetíveis a um modo frágil de rotura (Priestley, et al., 1996). A Figura 2.31 mostra o dano causado por rotura por corte de um pilar curto, ocorrido durante o sismo de Niigata (Japão, 1964). A Figura 2.32 mostra este tipo de dano ocorrido durante o sismo de Northridge (EUA, 1994). Já a Figura 2.33 mostra o dano causado por efeito de corte em pilares curtos, mostrando também o dano causado por falha nos apoios.



Figura 2.31 Rotura por corte em pilar curto (Niigata, 1964)



Figura 2.32 Rotura por corte em pilar curto (Northridge, 1994)



Figura 2.33 Rotura por corte em pilar curto e falha nos apoios

2.4. Pilares Ocos e suas aplicações em Portugal e no mundo

Para pontes onde é necessário vencer grandes desníveis, ou mesmo para pontes com grandes vãos, a utilização de pilares ocos em vez de maciços torna-se muito mais vantajoso. Os pilares ocos, segundo (Priestley, et al., 1996), têm a vantagem de maximizar a eficiência em termos estruturais como a força/massa e rigidez/massa, isto é, com um peso inferior é assegurada uma rigidez maior e resistência à flexão e torção também superiores. Com a utilização dos pilares ocos é possível reduzir a contribuição do peso próprio do pilar para a resposta sísmica. Os pilares altos tendem a desenvolver momentos sísmicos elevados devido à resposta inercial do peso-próprio, o que a utilização de pilares ocos em pilares altos se torna vantajosa devido à baixa contribuição do peso próprio.

Comparando o comportamento dos pilares ocos com um elemento estrutural que seja mais simples de ser analisado, pode-se concluir que os pilares ocos têm um comportamento muito semelhante as paredes de betão armado. Alguns dos fatores que influenciam a resposta global dos pilares ocos à ação sísmica são a forma da secção transversal, a quantidade de armadura

(longitudinal e transversal), a espessura das paredes do pilar, o nível do esforço axial e o desempenho dos materiais (aço e betão).

Os pilares ocos circulares são geralmente uma boa solução, no entanto, no interior da secção, devido ao efeito de confinamento do betão, são induzidas tensões significativas. Devido a essas tensões, a resistência ao corte tem uma componente radial para o interior da secção e esta deve ser combatida por ligações radiais em torno do aro inteiro e não apenas em torno da armadura longitudinal. No entanto este tipo de secção é mais fácil de confinar. A Figura 2.34 mostra um exemplo de secção circular de um pilar oco.

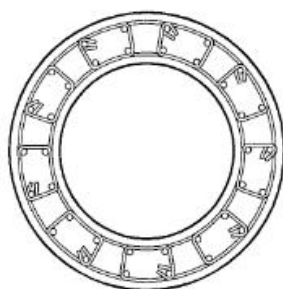


Figura 2.34 Exemplo de secção circular oca

Os pilares ocos de secção retangular são menos suscetíveis aos efeitos negativos que os pilares de secção circular. Isto porque a largura da zona de compressão é mais eficaz, uma vez que não é possível reduzir visto, não existir componente radial das forças que confina o betão. Contudo, tal como acontece nos pilares ocos com secção circular, o confinamento efetivo da secção requer grandes números de ligações transversais ou cintas, sendo portando o tempo de construção um pouco mais dilatado, tornando a operação mais dispendiosa.

Comparando a complexidade do confinamento entre a secção circular e retangular, pode-se concluir que este segundo tipo de secção é mais difícil de confinar, visto que a mesma não é contínua, tal como ocorre na seção circular. A Figura 2.35 mostra um exemplo de um pilar oco de secção retangular.

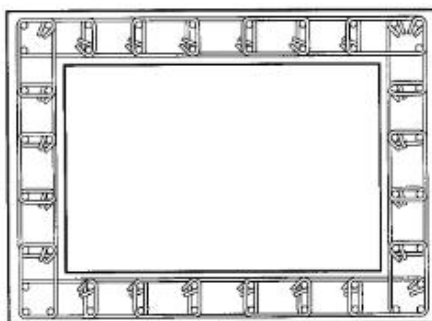


Figura 2.35 Exemplo de secção retangular oca

Pelo mundo fora (e em Portugal também), existem muitas construções com a utilização de pilares ocios de betão armado. De todas as superestruturas existentes, a mais marcante é o viaduto de Millau, no sul de França, perto da cidade de Millau, construído sobre o vale do rio Tarn e inaugurado em 2004, fazendo parte da A75, uma das principais autoestradas de França, que liga Paris ao Mediterrâneo. O viaduto, constituindo uma ponte suspensa, tem uma extensão de 2.46 km e 4 faixas de rodagem.

Esta estrutura tem vários recordes mundiais, entre eles o recorde da ponte mais alta (o maior desnível entre o solo e a ponte é de 343m). Os 7 pilares da ponte, todos ocios de betão armado, o mais alto com uma altura de 245m até ao tabuleiro, os pilares têm uma secção de formato hexagonal e vão diminuindo de secção ao aproximarem-se do topo. Todos os pilares foram projetados para resistir a ventos até 200 km/h e, nos últimos 90 metros de altura, têm uma abertura para minimizar os efeitos dinâmicos devidos à ação do vento. As Figuras 2.36 e 2.37 ilustram as seções e fundações de dois dos pilares da ponte, sendo o pilar P2 o mais alto de toda a ponte. A Figura 2.38, mostra a ponte concluída.

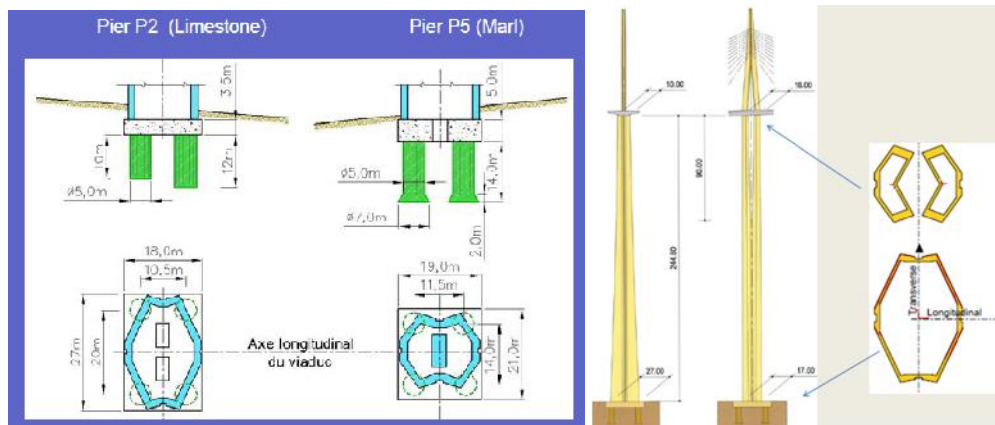


Figura 2.36 Pormenor das seções da maior ponte do mundo com pilares ocios

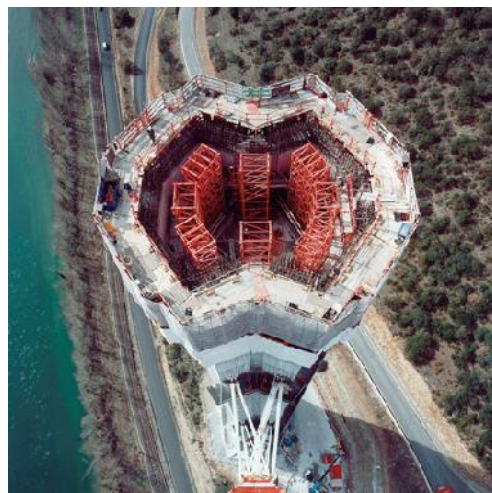


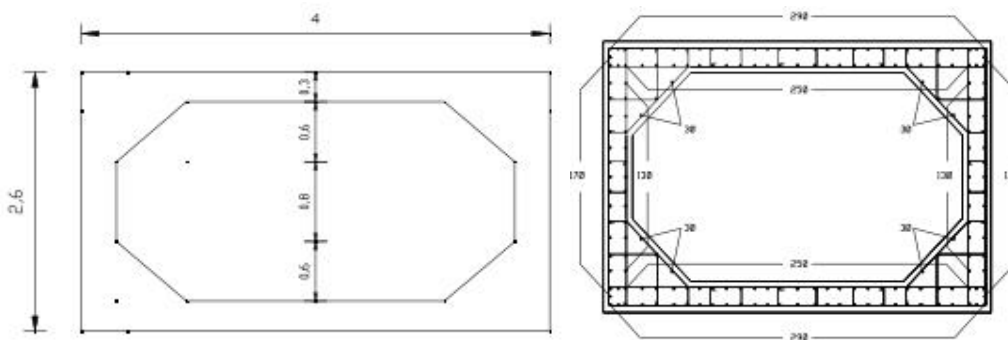
Figura 2.37 Sistema de construção de um pilar oco



Figura 2.38 Viaduto de Millau já concluído

Segundo Sousa (2008), em Portugal existem alguns casos de aplicação de pilares ocios em betão armado, dos quais, os mais destacados são:

- Viaduto de Morreira: o presente viaduto localiza-se no sublanço Celeirós-Guimarães Oeste, fazendo parte da A11. Este viaduto tem uma extensão de 554 metros. Todos os pilares têm uma secção de 4.0 x 2.6 m e uma espessura de parede de 30 cm, como ilustrado na Figura 39 a). Os pilares têm uma área de aço de 566 cm², excluindo dois pilares que têm uma área de aço de 728 cm², como ilustrado na Figura 2.39 b). A Figura 40 mostra o estado atual do mesmo.



a) Secção dos pilares do viaduto de Morreira

b) Pormenor da armadura

Figura 2.39 Pormenores do viaduto de Morreira

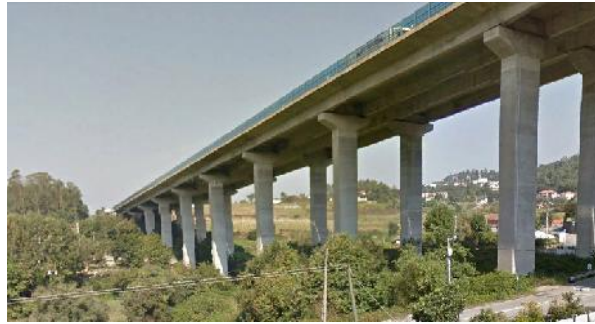


Figura 2.40 Viaduto de Morreira

- Ponte sobre o Rio Coura: este viaduto localiza-se na freguesia de Coura, Paredes de Coura. O viaduto tem uma extensão de 816m e faz parte da A3. A estrutura é em betão armado e pré-esforçado. A Figura 2.41 mostra o estado atual do viaduto.



Figura 2.41 Ponte sobre o Rio Coura

Nesta construção, os pilares têm dois tipos de secção, que estão ilustrados na Figura 2.42. As alturas dos pilares variam entre os 32.6 e os 6.2 metros. Relativamente à área de aço, esta varia entre os 1110 cm² e os 941 cm².

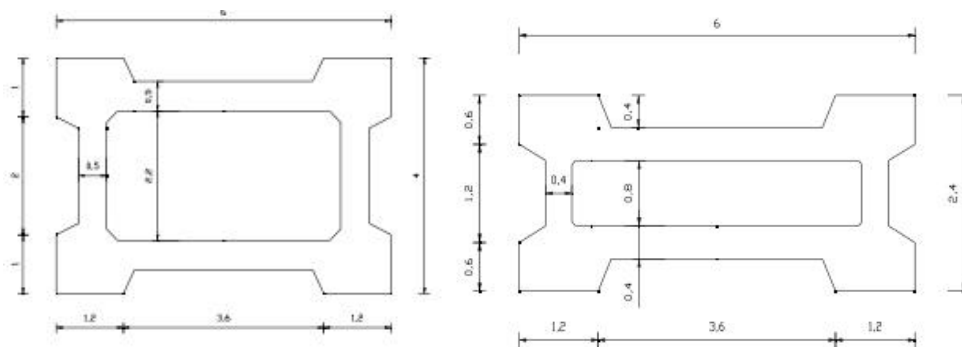


Figura 2.42 Seção dos pilares da ponte sobre o Rio Coura

- Ponte do rio Arade e viaduto de acesso. Este viaduto localiza-se em São Bartolomeu de Messias e faz parte da A2. De todos os viadutos referidos, este é o que está sujeito a uma maior ação sísmica, visto localizar-se numa zona sísmica 1,3/2,3, enquanto os restantes em zona sísmica 1,6/2,5, isto segundo o EC8. A extensão deste viaduto é de 777 metros, sendo a estrutura em betão armado e pré-esforçado. Relativamente aos pilares, estes são de secção oca e vão aumentando de largura à medida que se aproximam do coroamento. As alturas dos pilares variam entre os 8 e os 40 m, existindo três secções distintas tal como ilustrado na Figura 2.43. Relativamente à armadura, a área de aço em cada secção varia entre os 2326 cm² e os 1843 cm². A Figura 2.44 ilustra o estado atual do viaduto.

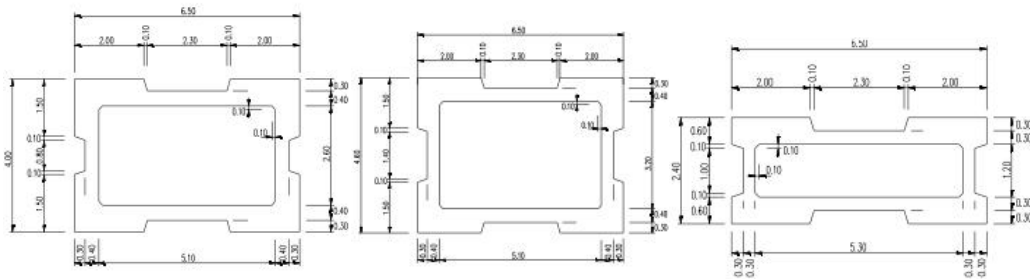


Figura 2.43 Seção dos pilares sobre o Arade



Figura 2.44 Viaduto sob o rio Arade

2.5. Regulamentos e bibliografia existente

Os principais regulamentos para o dimensionamento de pilares ocos de betão armado sujeito a ações sísmica estão contidos no Eurocódigo 8 (Communities, 1990), Hazus (FEMA, 2003), ATC-40 (ATC40, 1996), FEMA 356 (FEMA356, 2000) e FEMA 357 (FEMA-357,

2000). O grande desenvolvimento dos regulamentos e planos de estudos - como por exemplo o Caltrans, diretiva sobre dimensionamento sísmico do California Department of Transportation -, começou após o sismo de Loma Prieta (1989).

Após este sismo, o FEMA (Federal Emergency Management Agency) intensificou a investigação sobre os danos e comportamento sísmico de pontes e viadutos. Essas investigações deram origem a diversas publicações, como é o caso do Hazus, mais focadas no dimensionamento e reforço das estruturas sujeitas às ações sísmicas. O FEMA é uma das organizações que mais tem investigado e publicado sobre sismos.

A partir da década de 90 do século passado, realizaram-se diversos ensaios experimentais para aferir o comportamento dos pilares ocios.

Relativamente aos estados limites de danos sísmicos, existem ainda poucos estudos que se tenham dedicado à análise dos pilares ocios, debruçando-se essencialmente sobre pilares maciços de edifícios, como é o caso do estudo realizado por (Rodrigues, et al., 2013). O Hazus considera também uma definição dos estados limite de dano. Existe uma outra forma de abordar esta temática que é através da definição de uma escala de operacionalidade da estrutura como é o caso do Vision 2000 (SEAOC - Vision 2000, 1995) e do FEMA 356 (FEMA356, 2000). A escala de operacionalidade consiste na criação de uma escala de danos que em vez de dizer o estado de gravidade dos danos é nos dado se essa mesma estrutura está apta para continuar com a sua operacionalidade total ou não, se põem vidas em risco ou se entrou em colapso.

Em Portugal, destaca-se o estudo realizado por Delgado (Delgado, 2009), no qual foi avaliada a segurança sísmica de pontes e em que foram também realizados diversos ensaios de pilares ocios.

Assim, conclui-se que a bibliografia/regulamentos sobre pilares ocios de betão armado ainda é escassa. No entanto, o mesmo não se aplica à análise de pilares maciços de pontes e pilares de edifícios, cujos trabalhos poderão ser úteis para a interpretação do comportamento de pilares ocios. Relativamente aos estados limites de danos sísmicos e custos de reparação, pode referir-se que, mesmo para os pilares maciços de pontes e edifícios, ainda existe muito pouca bibliografia.

2.6. Ensaios experimentais realizados a pilares ocios

Desde dos anos 90 do século passado, a realização de ensaios experimentais em pilares ocios de betão armado tem aumentado, destacando-se os que se seguem e que são referidos nas dissertações de Delgado (Delgado, 2009) e de André Monteiro (Monteiro, 2009).

O primeiro ensaio experimental realizado em pilares ocos de betão armado foi realizado por Procter, em 1977 (Pocter, 1997). Os ensaios foram realizados em pilares de secção retangular e baseados num carregamento axial concêntrico. Este conjunto de ensaios evidenciaram valores sobrestimados da capacidade resistente dos pilares, calculados através das contribuições simples da resistência axial do betão e do aço. Essa discrepância é maior quando se passa do problema de compressão uniaxial para o comportamento de flexão uniaxial composta.

Em 1983, Mander (Mander, et al., 1983) realizou ensaios num conjunto de quatro pilares ocos quadrados, sob esforço axial constante e flexão uniaxial cíclica. Nesta campanha experimental foi evidenciado que os principais ganhos de resistência, em termos globais, se deviam ao desempenho da armadura transversal, quer pela prevenção dos fenómenos de encurvadura, quer pelo controlo que exercem sobre os mecanismos de deformação por corte.

Já em 1987, Priestley (Priestley & Park, 1987) ensaiou um conjunto de pilares ocos de secção quadrada e cuja armadura transversal estava pormenorizada com uma disposição idêntica à apresentada na Figura 2.45. Estes ensaios permitiram concluir que o maior espaçamento da armadura transversal aumenta a propensão dos pilares para sofrerem encurvadura dos varões longitudinais e, desta forma, terem a ductilidade à flexão muito limitada, realçando as conclusões de Mander, (Mander, et al., 1983)

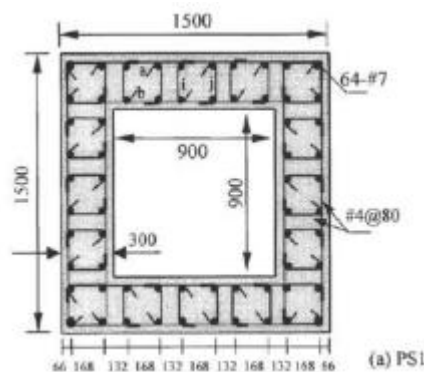


Figura 2.45 Seção tipo utilizada por Priestley

Em 1995, Taylor (Taylor, et al., 1995) estudou a influência do tipo de secção, realizando ensaios a um conjunto de 12 pilares com relações de “*wall-slenderness*” entre os 8.8 e 33.6 à flexão uniaxial e com carga axial constante. A capacidade resistente dos pilares foi, em quase todos pilares, superior à verificada experimentalmente, concluindo-se assim que os procedimentos habituais de determinação da capacidade resistente de pilares ocos, baseados nos procedimentos de pilares de secção cheia, não eram adequados e, muito menos, conservativos, para pilares com “*wall-slenderness*” superior a 15.

No ano de 2000, Takahashi (Takahashi & Iemura, 2000), realizou uma campanha experimental focando principalmente a deformabilidade de pilares ocios ao corte. O estudo incidiu sobre diversos pilares, em que as variáveis entre os mesmos foi a relação l/d (altura do pilar sobre altura útil da secção), bem como o esforço aplicado, a quantidade de armadura transversal e o tipo de detalhe inerente à mesma. A Figura 2.46, mostra quais os dois tipos de detalhe da armadura transversal utilizados nesta campanha de ensaios. A Figura 2.47 ilustra os danos acumulados na alma de três dos provetes ensaiados.

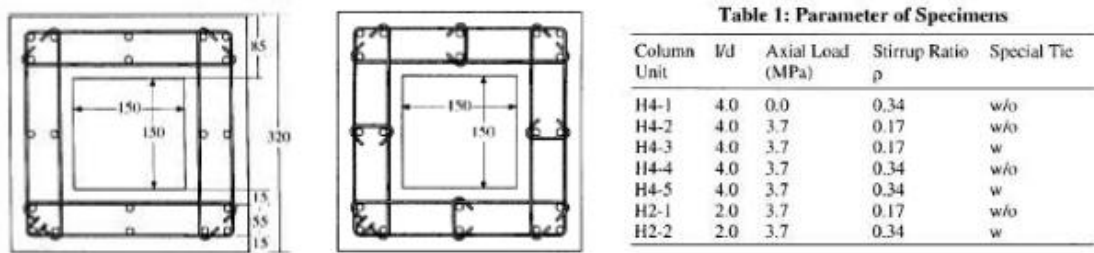


Figura 2.46 Pormenor das armaduras utilizadas por Takahashi

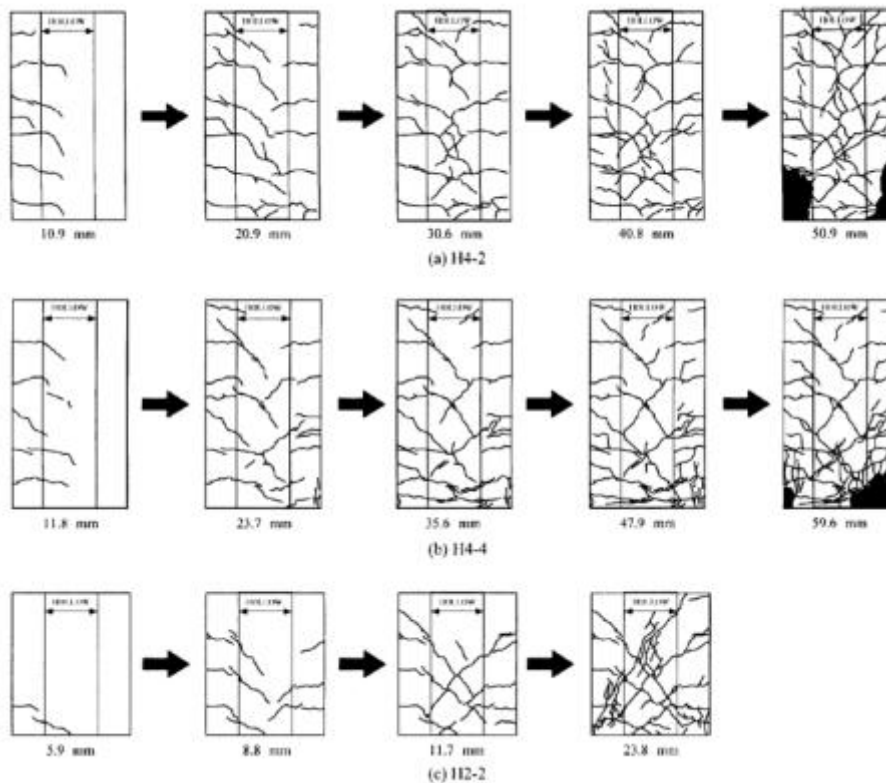


Figura 2.47 Danos acumulados em três dos provetes experimentados por Takahashi

Com este estudo foi possível concluir que quanto maior é a razão l/d , mais dúctil irá ser a rotura e esta irá ocorrer por flexão e não por corte. Isto porque, como podemos ver na

figura acima, os pilares H4-2 e H4-2 têm um l/d de 4 e o pilar H2-2 um l/d de 2. Enquanto os pilares H4 foram sujeitos a danos de esmagamento do betão e encurvadura dos varões longitudinais, o pilar H2 foi sujeito a fendas de corte. Conclui-se, assim, que quanto mais baixo for o pilar, o mecanismo de rotura tenderá para uma rotura por corte. No entanto, refira-se que mesmo em pilares com uma relação l/d maior, onde o pilar esteja menos suscetível à forte componente de corte, a influência do esforço transversal pode, ainda assim, limitar bastante a capacidade de dissipação de energia dos pilares.

Em 2002, Yeh (Yeh, et al., 2002) realizou uma campanha experimental motivada pelo projeto de redes ferroviárias de alta velocidade de Taiwan. Foram realizados ensaios a diversos pilares em que as diferenças entre eles era a altura dos pilares (entre 3.5m e 6.5m) e a quantidade e características materiais da armadura transversal. Refira-se que a disposição das cintas na secção era bastante apertada, tal como retratada a Figura 2.46. Estes ensaios permitiram tirar a conclusão que quanto mais baixo for o pilar, menor é a sua ductilidade. O pilar mais alto revelou uma ductilidade elevada, com um fator de ductilidade em deslocamento de 10.3, sendo que os dois pilares com uma altura maior foram dominados por fenómenos de flexão, com aberturas de fendas horizontais nos banzos, na zona do pilar mais próxima da fundação, com uma clara formação de rótula plástica para níveis de ductilidade elevados, associada a encurvadura dos varões longitudinais. A Figura 2.48 retrata essa mesma rótula plástica.



Figura 2.48 Formação de uma rótula plástica nos pilares experimentados por Yeh

Com objetivo de continuar o estudo realizado por Yeh (Yeh, et al., 2002), Cheng, em 2003, (Cheng, et al., 2003) e Mo, em 2004 (Mo, et al., 2004) conduziram três campanhas de ensaios experimentais utilizando pilares em escala real, sendo o *setup* de ensaio representado na Figura 2.49. Neste sistema, foi adotado o modo mais tradicional de aplicação de cargas axial através de tirantes, com a utilização de dois atuadores hidráulicos e dois tirantes exteriores. Os atuadores horizontais tinham uma capacidade de 1000 kN e um curso de 150 mm nos dois sentidos, ligados à parede de reação para imposição de deslocamentos horizontais

no topo do pilar. Relativamente à instrumentação dos ensaios, foram utilizadas células de carga, transdutores de deslocamentos e extensómetros. A carga horizontal foi aplicada de forma quase-estática em ciclos de controlo de deslocamento até se atingir a rotura de cada provete. Estes estudos tiveram como principal objetivo o estudo do comportamento dos pilares ocos de pontes reforçados com FRP do projeto de redes ferroviárias de alta velocidade de Taiwan.

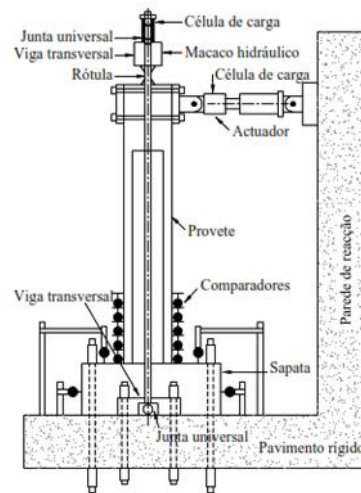


Figura 2.49 Setup de ensaio utilizado por Cheng e Mo

Já em 2003, Pinto (Pinto, et al., 2003) realizou uma campanha de ensaios no ELSA (*European Laboratory for Structural Assessment*), em Ispra, Itália. Nestes ensaios, foram estudados pilares a uma escala 1/2.5, com secção transversal retangular oca. A Figura 2.50 ilustra dois pilares ensaiados com a respetiva instrumentação utilizada e o posicionamento do actuador horizontal para aplicação dos ciclos de deslocamentos no topo do pilar.

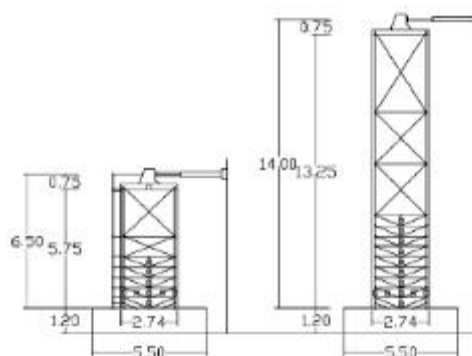


Figura 2.50 Setup de ensaio e instrumentação nos ensaios realizados por Pinto

Em 2004, Pavese (Pavese, et al., 2004) realizou uma campanha de ensaios experimentais em pilares ocos em escala reduzida. No topo dos provetes foi utilizado um

atuador hidráulico horizontal para a aplicação de séries de três ciclos em regime quase-estático e aumentando o nível de *Drift*. A carga vertical foi aplicada usando um tirante de aço de alta resistência, de 32 mm de diâmetro, colocado no interior do provete, sendo este tirante tracionado por um macaco hidráulico, de forma a garantir um esforço constante durante o ensaio. Os provetes foram fixos ao pavimento rígido com um sistema de vigas de aço e tirantes pré-esforçados, como se pode ver na Figura 2.51.

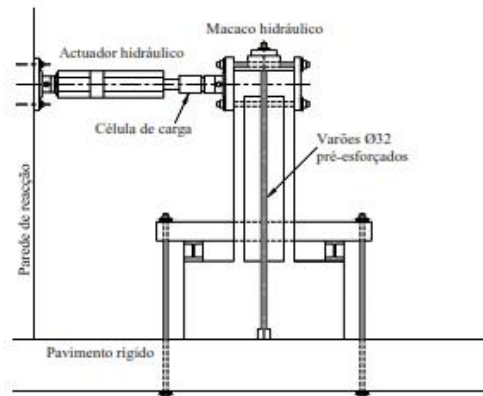


Figura 2.51 Setup de ensaio utilizado por Pavese

Esta campanha de ensaios teve como principal objetivo verificar o comportamento dos pilares ocos reforçados com FRP.

Em 2005, Calvi, (Calvi, et al., 2005), com a sua campanha de ensaios, realizada em Pavia, corroborou as conclusões de Takahashi (Takahashi & Iemura, 2000). Dos vários pilares ensaiados, os mais baixos registaram uma rotura por corte, expectável face à capacidade insuficiente com que foram dimensionados. A Figura 2.52 retrata a distribuição das fissuras nas almas.

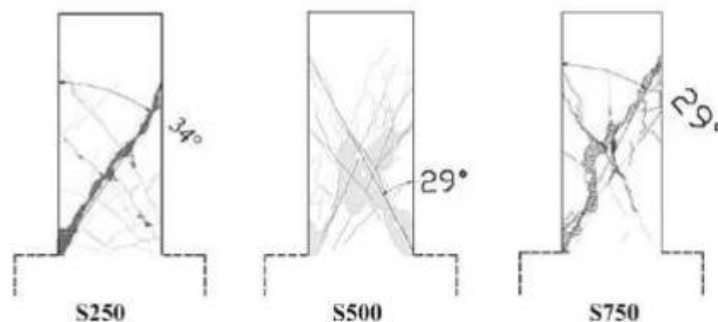


Figura 2.52 Distribuição das fendas nos pilares experimentados por Calvi

Já os pilares com uma altura maior mostraram roturas mistas de flexão e corte, também com fissuras muito pronunciadas nas almas, como se pode verificar na Figura 2.53. Essas fissuras limitaram a capacidade dúctil dos pilares, causada pela degradação acentuada da sua

capacidade resistente ao esforço transversal pelo mecanismo de abertura e fecho das fendas. Estes danos indicam a necessidade dos modelos preditivos do comportamento sísmico de pilares ocos considerarem a não-linearidade no comportamento ao corte, de modo a terem em conta a degradação da capacidade resistente ao longo da solitação cíclica e, também, consequentemente, de incluírem leis de comportamento do betão em tração bem calibrados.

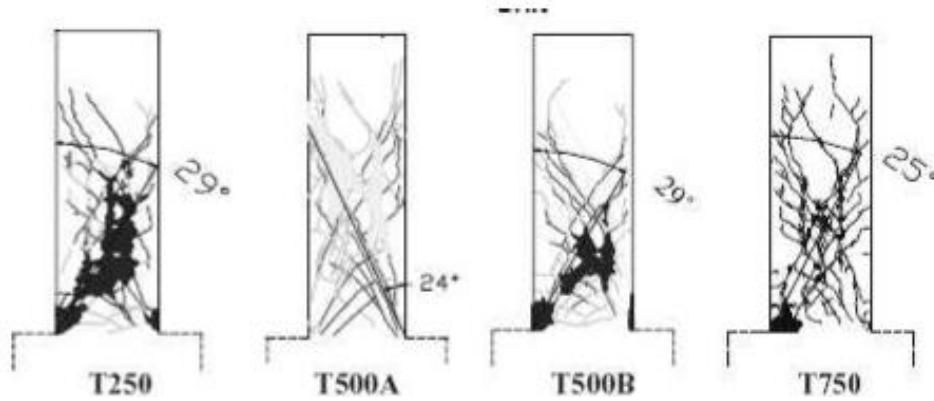


Figura 2.53 Distribuição das fendas nas almas nos pilares ensaiados por Calvi

As conclusões retiradas por Calvi (Calvi, et al., 2005) resultou na comparação dos dados experimentais com alguns modelos de cálculo da capacidade ao corte, existente na bibliografia, que incluíam a degradação da mesma.

Por fim, em 2009, Delgado (Delgado, 2009) realizou uma campanha de ensaios no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural), localizado na Universidade do Porto. Esta campanha, que irá ser tratada com maior detalhe no próximo subcapítulo, consistiu no ensaio de 12 pilares. Com esta campanha de ensaios, Delgado verificou a existência do fenómeno de “*shear lag effect*” nos pilares ocos, como retratado na Figura 2.54.

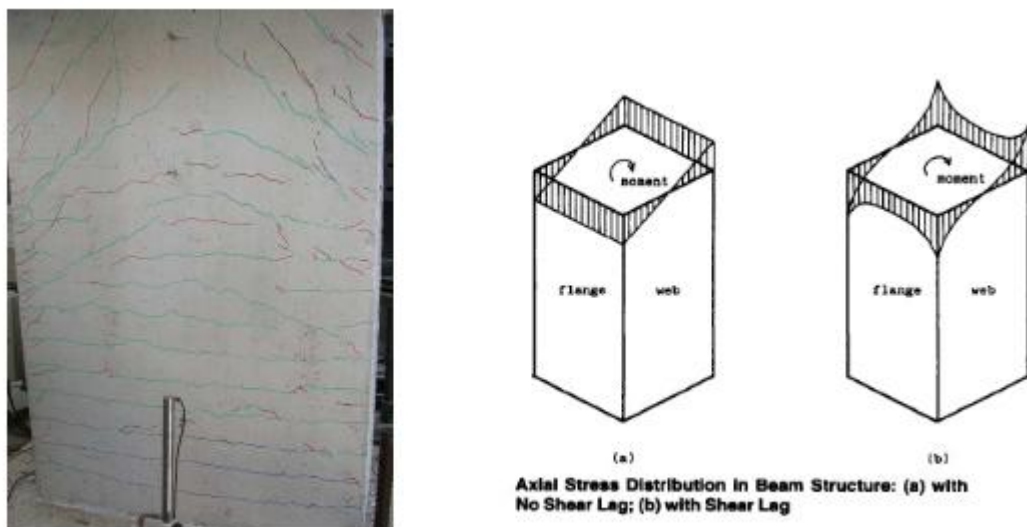


Figura 2.54 Demonstração do fenómeno de *shear lag effect*

2.7. Ensaio experimentais realizados a pilares ocios no LESE-FEUP

Os ensaios realizados no contexto da tese de doutoramento de Delgado (Delgado, 2009), realizados no LESE, localizado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, tiveram como principal objetivo analisar a contribuição da largura do banzo comprimido em seções ocas, bem como compreender a influência da geometria da secção transversal deste tipo de pilares no seu comportamento cíclico. Após uma primeira análise sobre os pilares originais, os mesmos foram reforçados, usando diferentes estratégias, com o objetivo de avaliar a eficiência das soluções de reforço adotadas.

O *setup* de ensaio, construído no LESE, está preparado para aplicar tanto cargas laterais como cargas axiais. Relativamente as cargas laterais, estas são simuladas através de um atuador hidráulico de 500 kN, fixado num pórtico metálico de reação. As cargas axiais são simuladas através de um atuador de 700 kN suportado num pórtico vertical que mantém inalterada a localização de aplicação da ação vertical. A sapata do pilar e pórticos metálicos de reação encontram-se ligados ao pavimento rígido, constituído por uma laje de betão armado com 60 cm de espessura, através de quatro tirantes de aço de alta resistência, de 26 mm de diâmetro, pré-esforçados, para prevenir deslocamentos e rotações indesejados. Estes tirantes são tensionados através de um atuador cilíndrico oco, até se atingir um nível de força suficiente para manter a fundação sólida com o pavimento rígido. A Figura 2.55 mostra um esquema e Figura 2.56 visão geral do *setup* de ensaio utilizado.

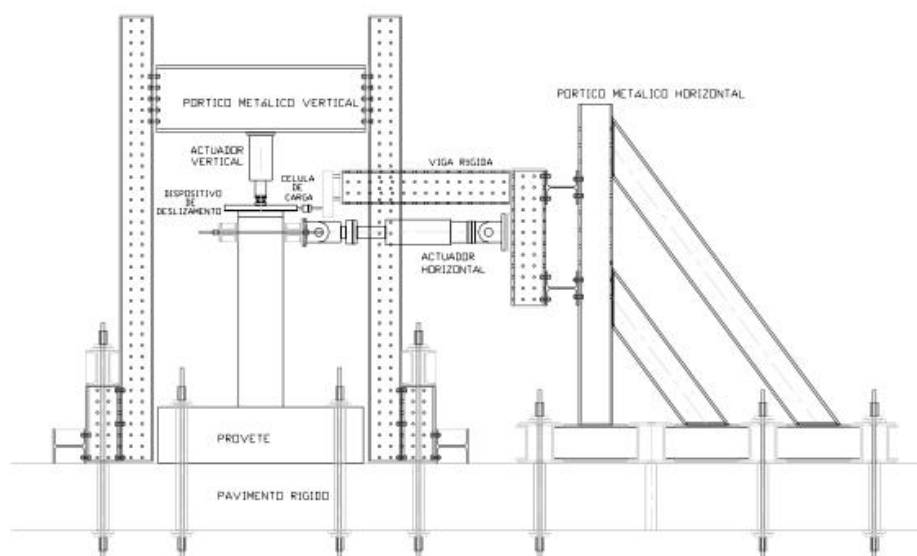


Figura 2.55 Esquema do *setup* utilizado por Delgado



Figura 2.56 Visão geral do *setup* utilizado por Delgado

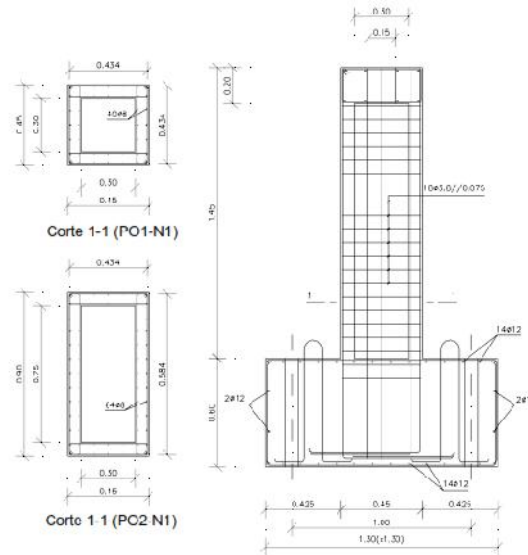
Os pilares ensaiados foram construídos a uma escala de 1/4, visto que o *setup* não está preparado para realizar testes experimentais à escala real. Relativamente à secção dos pilares, foram ensaiadas duas secções distintas. Dos 12 pilares ensaiados, 6 tinham a secção quadrada (PO1) e os outros 6 tinham secção retangular (PO2). Os pilares quadrados tinham uma secção exterior de 0.45x0.45 m e os pilares retangulares tinham uma secção exterior de 0.45x0.90 m, em que a carga horizontal foi aplicada na face com maior comprimento, no caso dos retangulares, na face com 0.90 m. A espessura das paredes era de 7.5 cm tanto nos pilares quadrados como nos retangulares. A altura dos pilares era sempre a mesma (1.45 m), sendo a carga horizontal aplicada na cota de 1.40 m.

A armadura longitudinal estava distribuída pelas duas faces, exterior e interior, sendo toda ela realizada com varões de 8 mm de diâmetro. A armadura dos pilares quadrados era constituída por 40 varões longitudinais e a dos pilares retangulares por 64 varões. O topo dos pilares, zona onde se aplica a carga vertical e horizontal, encontra-se reforçada com armadura adicional.

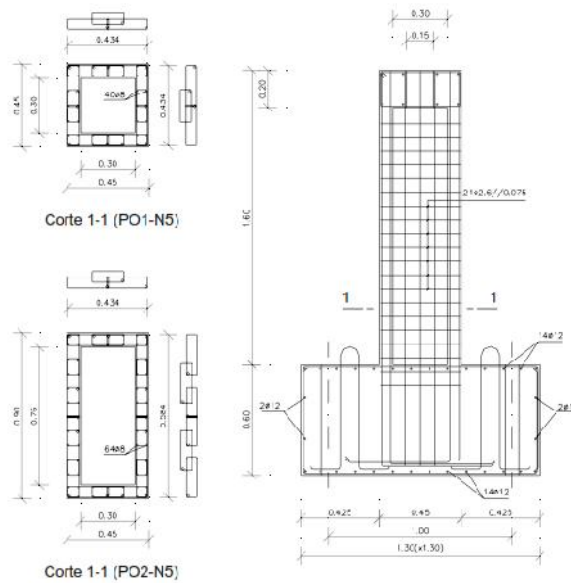
As sapatas dos pilares são quadradas, com 1.30 m de lado e com 60 cm de altura, sendo reforçadas com varões de 12 mm de diâmetro.

Relativamente à armadura transversal, existiu uma dificuldade em obter arame de aço com diâmetro pequeno e adequado à resistência e rigidez, dada a escala utilizada ser reduzida. Assim, a área de armadura transversal encontra-se subdimensionada, implicando uma insuficiente capacidade de corte. Portanto, com todas estas dificuldades, os responsáveis pelo ensaio optaram por utilizar arames lisos, com valores de tensão de cedência e Módulo de Elasticidade próximos dos correntemente utilizados em estruturas.

Os ensaios foram divididos em três séries de betonagem, variando, entre cada uma, a capacidade resistente do betão e as diferenças dentro da mesma série é a armadura transversal (quantidade e detalhe). A Figura 2.57 ilustra os pilares N1 e os pilares N5.



a) PO1-N1 e PO2-N2



b) PO1-N5 e PO2-N5

Figura 2.57 Pormenor dos pilares ensaiados por Delgado

Relativamente aos materiais dos pilares, foram realizados ensaios à compressão para a determinação das características do betão em valores médios. Em relação ao aço da armadura, tanto transversal como longitudinal, não foram realizados ensaios para a determinação dos valores de cedência. O Tabela 2.1, retirado de (Delgado, et al., 2016),

apresenta um resumo dos materiais de um dos pilares. Note-se que os pilares N5 e N6 têm armadura conforme o EC8, tendo os pilares N6 o dobro da área de armadura transversal.

Tabela 2.1 Propriedades dos materiais dos pilares ensaiados por Delgado

Designação	Geometria	f_{cm} (MPa)	Arm. Long.		Arm. Transv.		
			ϕ (mm)	f_{sy} (Mpa)	ϕ (mm)	f_{sy} (MPa)	tipo
PO1-N1	Quadrado	19,8	40 8	625	3,8	390	2 ramos
PO2-N1	Retangular	19,8	64 8	625	3,8	390	2 ramos
PO1-N2	Quadrado	27,9	40 8	435	2,6	437	2 ramos
PO1-N3	Quadrado	27,9	40 8	435	2,6	437	2 ramos
PO2-N2	Retangular	27,9	64 8	435	2,6	437	2 ramos
PO2-N3	Retangular	27,9	64 8	435	2,6	437	2 ramos
PO1-N4	Quadrado	28,5	40 8	560	2,6	443	2 ramos
PO1-N5	Quadrado	28,5	40 8	560	2,6	443	2 ramos (EC8)
PO1-N6	Quadrado	28,5	40 8	560	2,6	443	4 ramos (EC8)
PO2-N4	Retangular	28,5	64 8	560	2,6	443	2 ramos
PO2-N5	Retangular	28,5	64 8	560	2,6	443	2 ramos (EC8)
PO2-N6	Retangular	28,5	64 8	560	2,6	443	4 ramos (EC8)

Antes do ensaio dos pilares, foi realizada uma estimativa da capacidade resistente. Para avaliar a capacidade de flexão, foram realizados cálculos simples, ao nível da secção, enquanto que para avaliar a capacidade de corte foi adotada a metodologia sugerida por (Priestley, et al., 1996). O Tabela 2.2, retirada de (Delgado, 2009), faz um resumo da capacidade de flexão e de corte em kN.

Tabela 2.2 Valores de resistência ao corte e flexão

Designação	Geometria	Capacidade de Flexão		Capacidade de Corte	
		cedência	última	ductilidade de 2	ductilidade de 8
PO1-N1	Quadrado	200	220	205	150
PO2-N1	Rectangular	300	330	205	150
PO1-N2	Quadrado	155	180	170	105
PO1-N3	Quadrado	155	180	170	105
PO2-N2	Rectangular	230	265	170	105
PO2-N3	Rectangular	255	290	200	135
PO1-N4	Quadrado	185	215	170	105
PO1-N5	Quadrado	185	215	170	105
PO1-N6	Quadrado	185	215	220	160
PO2-N4	Rectangular	280	320	170	105
PO2-N5	Rectangular	280	320	170	105
PO2-N6	Rectangular	280	320	220	160

A instrumentação utilizada consistiu na instalação de LVDT's verticais e diagonais, colocados, sempre que possível, nas duas faces paralelas à aplicação da carga. A Figura 2.58 ilustra a localização dos LVDT's e das células de cargas utilizados durante os ensaios, excluindo os pilares N1, que não contam para os resultados, visto que estes pilares foram utilizados para a calibração do *setup*.

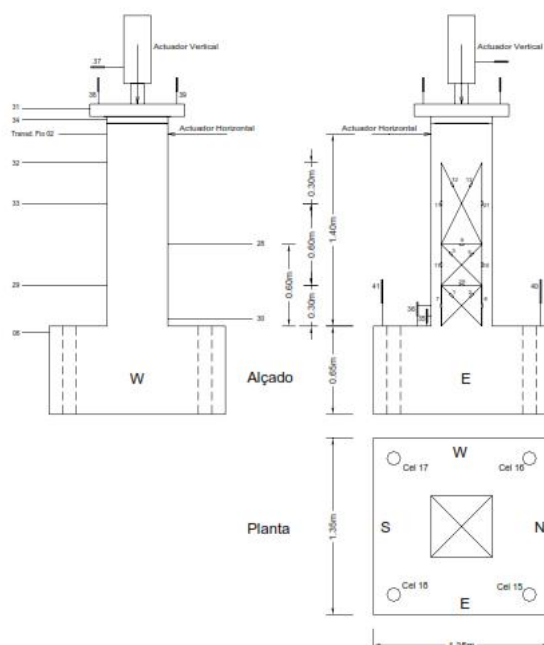


Figura 2.58 Instrumentação utilizada por Delgado nos ensaios

Foram também registadas imagens dos ensaios, tanto em vídeos como em fotografias. Foram utilizadas duas *Webcam*, instaladas no interior dos pilares, para analisar os danos na superfície interior, e uma câmara de filmar no exterior. Relativamente ao registo fotográfico, foi realizado sempre que concluído cada ciclo.

Relativamente às cargas dos ensaios, foram aplicadas de dois modos distintos. Uma primeira carga, a carga axial, manteve-se constante durante todo o ensaio, com um valor de 250 kN, sendo que no pilar PO2-N3 foi aplicada uma carga de 440 kN. A segunda carga foi horizontal, com o objetivo de simular a ação do sismo, ou seja, uma carga horizontal cíclica. Para a quantificação desta força, não foi imposto um valor limite da carga, mas sim um deslocamento do topo. As faces de aplicação das cargas horizontais foram denominadas faces Norte e Sul, e as faces perpendiculares foram denominadas faces Este e Oeste. Para os deslocamentos impostos, foi criado um conjunto de cinco níveis de controlo de deslocamento para a análise de resultados. O Tabela 2.3 resume os deslocamentos impostos, bem como o nível de controlo, deslocamento máximo atingido e *Drift* máximo atingido.

Tabela 2.3 Deslocamentos impostos durante os ensaios

Deslc. Imposto (mm)	1	3	5	10	4	14	17	7	25	30	33	40	45
Drift Atingido (%)	0,07	0,21	0,36	0,71	0,29	1,00	1,21	0,50	1,79	2,14	2,36	2,86	3,21
Nível de Controlo	D1			D2				D3		D4		D5	
Deslc. Máx. Atingido (mm)	3			13				20		30		44	
Drift Máx. Atingido (%)	0,21			0,93				1,43		2,14		3,14	

III. Estados Limite de Danos Sísmicos

Quando uma estrutura for sujeita a uma ação sísmica, dependendo da sua magnitude, sofrerá danos estruturais. Esses danos dependem de vários fatores, tais como a intensidade da ação sísmica (medida na escala de Richter), nível de dimensionamento sísmico, qualidade da construção da estrutura e tipo de elemento estrutural. No presente trabalho, irão ser analisados os danos em pilares de pontes, com secção oca.

Os danos a que os pilares ocos de pontes estão sujeitos podem ser apenas superficiais, mas podem chegar mesmo ao seu colapso. No subcapítulo 3.2, os danos em pilares ocos de betão armado serão analisados mais cuidadosamente.

Depois da ocorrência de um sismo, é necessário avaliar os danos, para depois se determinar a técnica de reparação mais adequada, bem como o custo da reparação. Para essa avaliação e conseqüente determinação da técnica de reparação a utilizar, é necessário definir diversos patamares de danos. Essa divisão por patamares é conseguida com a definição dos Estados Limite de Danos Sísmicos. Esses estados serão apresentados no subcapítulo 3.3, sendo essa definição conseguida através da análise dos danos observados.

3.1 Introdução teórica

3.1.1 Valores resistentes teóricos

. Os dois valores resistentes teóricos considerados no presente trabalho são a rotura convencional e o valor da capacidade de corte. O valor da capacidade de corte, este foi calculado a partir da metodologia proposta por (Priestley, et al., 1996), normalmente referido por modelo de corte UCSD (Kowalsky & Priestley, 2000). A resistência ao corte V_d é estimada pela seguinte Equação 3.1:

$$V_d = V_c + V_s + V_p \quad \text{Equação 3.1}$$

Em que V_c , equação 3.2, corresponde à força de corte devido à resistência do betão, V_s , equação 3.3, é a força de corte devido á resistência da armadura transversal e V_p , equação 3.4, é a força de corte devido ao esforço axial. Os valores de V_c , V_s e V_p são definidos pelas seguintes expressões:

$$V_c = k\sqrt{f'_c}(0.8 \times A_g) \quad \text{Equação 3.2}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y D'}{s} \times c_1 \quad \text{Equação 3.3}$$

$$V_p = P \times \frac{D'/2}{L} \quad \text{Equação 3.4}$$

Em que k é um valor que depende da ductilidade em deslocamento do pilar, f'_c representa o valor de tensão máxima de compressão do betão não confinado, A_g a área da secção em transversal resistente ao corte, A_v a área total de armadura transversal para um nível de estribos, f_y a tensão de cedência da armadura transversal, D' dimensão no núcleo cintado (distância entre eixos de estribos da periferia da secção), s espaçamento entre os estribos, θ ângulo formado pelas fendas de corte e o eixo do pilar, P valor de esforço axial aplicado ao pilar e L a altura livre.

Já o valor de rotura convencional corresponde ao deslocamento do topo de pilar quando é atingida uma força de 80% da força máxima atingida, depois de atingida a mesma.

3.1.2 Shear Lag Effect

O *Shear Lag Effect*, corresponde a um determinado tipo de dano devido ao arrasto do efeito de corte. Este efeito é observado nas faces de carregamento, onde as fendas deveriam de ser horizontais, no entanto é observado uma inclinação das fendas devido a este mesmo efeito, como retratado na Figura 3.1.

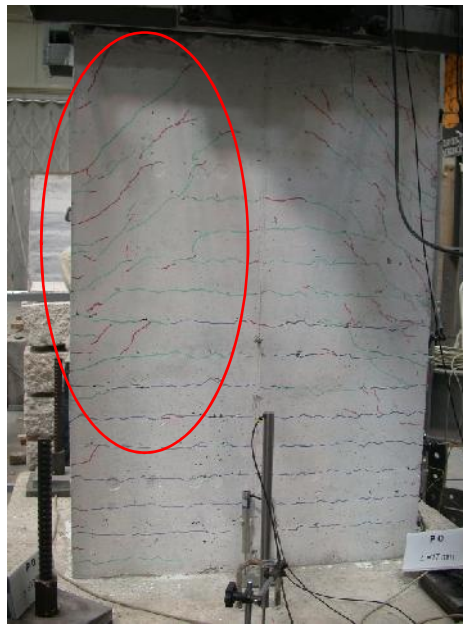


Figura 3.1 Demonstração do *Shear Lag Effect*

3.1.3 Estados Limite de danos sísmicos

Da bibliografia específica consultada sobre esta temática, pode concluir-se que já existe alguma definição de estados limite de danos sísmicos. No entanto, é possível verificar que nenhuma se foca, com especial ênfase, nos pilares ocos, onde muitas vezes o comportamento dos pilares é dominado pelo corte.

Em relação aos Estados limite de danos sísmicos (ELDS), pode-se dizer que existem dois tipos de definições, um através da avaliação do dano do pilar e outro em função da sua operacionalidade estrutural. Neste campo, também se pode avaliar o tipo de comportamento estrutural do elemento. A Figura 3.2, retirada de (Ghobarah, s.d.), mostra a “performance” estrutural associada a um estado de dano.

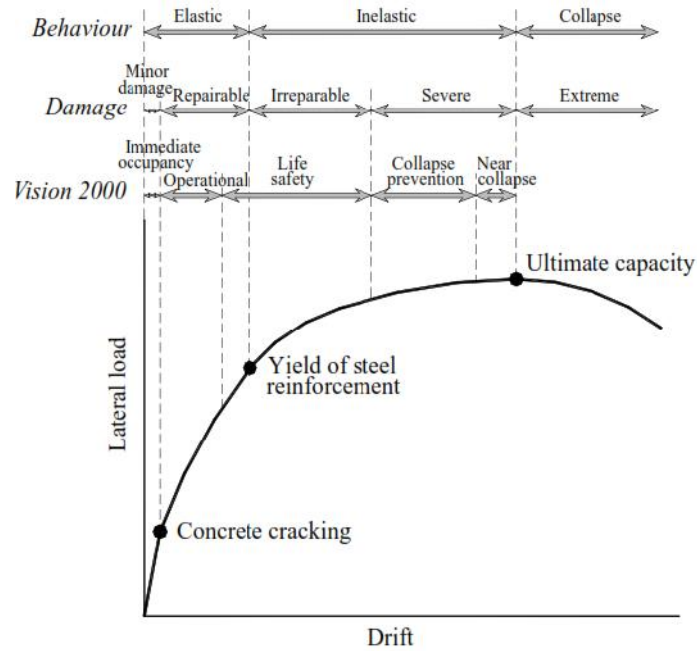


Figura 3.2 Representação dos estados de danos num gráfico *Drift-Carga lateral*

Relativamente ao primeiro tipo de definição dos Estados limite de danos sísmicos, foram identificadas, na bibliografia, cinco metodologias alternativas. A primeira foi proposta pelo FEMA (Federal Emergency Management Agency), sendo publicada no (FEMA356, 2000). Neste documento foram propostos quatro níveis de danos. O primeiro nível de dano é o muito ligeiro, seguindo-se o dano ligeiro, dano moderado e o severo. A Tabela 3.1 define cada um dos estados de dano.

Tabela 3.1 Definição dos ELDS segundo o FEMA

Estado de dano	Definição
Dano muito ligeiro	Não existe nenhum deslocamento permanente, mantendo o elemento a rigidez e resistência inicial. Podem surgir pequenas fissuras. O sistema estrutural mantém o normal funcionamento.

Dano ligeiro	Estado igual ao do estado anterior. No entanto, as fissuras podem ter uma maior gravidade.
Dano moderado	Os elementos já perderam alguma da resistência e rigidez inicial. Nesta fase ainda não ocorreu rotura fora do plano das paredes ou dos parapeitos. Os elementos já têm um certo deslocamento residual. O custo de reparação pode não ser economicamente viável.
Dano severo	A resistência e rigidez da estrutura já é muito residual. Os elementos já têm um grande <i>drift</i> permanente. O sistema estrutural está perto do colapso

A mesma agência (FEMA), mas desta vez na publicação do Hazus (FEMA, 2003), definiu novos estados de danos. Mas desta vez, essa definição foi muito mais exaustiva. Na base da definição dos estados de dano está a metodologia da perda estimada. Neste caso, dividiram as estruturas em três categorias:

Edifícios e instalações (edifícios em geral, instalações essenciais, instalações de alto risco de perda);

Sistemas de transporte (autoestradas, caminhos de ferro, aeroportos, autocarros...);

Sistemas utilitários básicos (redes de água, sistemas de gás natural, rede elétrica, infraestruturas de comunicação...).

Depois de divididas as estruturas nestas três categorias, foram criadas várias subcategorias, algumas delas acima descritas. Depois de divididas em várias classes, torna-se necessário determinar o nível de dimensionamento sísmico a que a estrutura vai ser sujeita. Determinados estes dois parâmetros, pode avançar-se para a definição dos estados de dano. Neste documento, são propostos quatro estados: Ligeiro/Minorado, Moderado, Severos e Completo. Neste trabalho, como se está a analisar pilares ocos e estes são normalmente utilizados em pontes, a definição, constante da Tabela 3.2, é a definição de Hazus para as pontes do sistema de autoestradas.

Tabela 3.2 Definição dos ELDS segundo o Hazus

Estado de dano	Definição
Dano ligeiro/minorado (ds ₂)	Os danos visíveis são fissuras ligeiras, destacamento do betão nos encontros, fissuras nos “ <i>shear keys</i> ” dos encontros destacamento ligeiro nos nós, pequeno destacamento nos pilares e pequenas fissuras no tabuleiro.
Dano moderado (ds ₃)	Os pilares apresentam fissuras de corte moderadas e destacamento (ainda é possível a audição de rotura do betão), movimento moderado do encontro (<50 mm), extensas fissuras e destacamento dos “ <i>shear keys</i> ”, as conexões podem ter “ <i>shear keys</i> ” fissurados ou parafusos dobrados, rotura dos tabuleiros sem apoio, grande desvio ou liquidação moderada nos encontros terminais.
Dano severo (ds ₄)	Degradação de pilares sem colapso (falha por corte), movimento significativo nas conexões, assentamento dos encontros iniciais, deslocamento vertical dos encontros, diferentes assentamentos nas conexões, rotura dos “ <i>shear keys</i> ” nos encontros.
Dano Completo (ds ₅)	Colapso de alguns pilares, perda de suporte de algumas conexões (o que pode causa colapso por efeito de dominó), inclinação da superestrutura devido a rotura das fundações.

Relativamente aos *drifts* limite de cada estado e visto que não existem esses *drifts* definidos especificamente para pilares ocios em pontes, o elemento estrutural que tem o comportamento mais idêntico ao desejado são as paredes de betão armado. Portanto, a Tabela 3.4 mostra quais os valores-limite de cada um dos estados. A Tabela 3.3 mostra os valores constantes no Hazus.

Tabela 3.3 Valores limite constante no Hazus

Nível de dimensionamento		Altura (inches)	Drift limite de cada ELDS			
			Leve	Moderado	Extenso	Colapso
Código Alto	C2L	240	0,40%	1,00%	3,00%	8,00%
	C2M	600	0,27%	0,67%	2,00%	5,33%
	C2H	1400	0,20%	0,50%	1,50%	4,00%
Código Moderado	C2L	240	0,40%	0,84%	2,32%	6,00%
	C2M	600	0,27%	0,56%	1,54%	4,00%
	C2H	1400	0,20%	0,42%	1,16%	3,00%
Código Baixo	C2L	240	0,40%	0,76%	1,97%	5,00%
	C2M	600	0,27%	0,51%	1,32%	3,33%
	C2H	1400	0,20%	0,38%	0,99%	2,50%
Pré-código	C2L	240	0,32%	0,61%	1,58%	4,00%
	C2M	600	0,21%	0,41%	1,05%	2,67%
	C2H	1400	0,16%	0,31%	0,79%	2,00%

Tabela 3.4 Valores limite do drift para cada estado

	Drift limite de cada ELDS			
	Leve	Moderado	Extenso	Colapso
C2	0,28%	0,58%	1,60%	4,15%

A metodologia proposta por Calvi (Calvi, 1999) contém a definição de quatro estados de danos: edifício não danificado (LS1), danos ligeiros (elemento estrutural) e moderado (elemento não estrutural) (LS2), danos significativos (elemento estrutural) e extensos (elemento não estrutural) (LS3) e Colapso (LS4). A Tabela 3.5 define cada um dos estados, mas apenas considerando os danos nos elementos estruturais.

Tabela 3.5 Definição dos ELDS por Calvi

Estado de danos		Definição
LS1	Sem dano	Não é visível nenhum dano. Relativamente ao comportamento da estrutura é esperado que este seja essencialmente linear e elástico. Ainda não foi atingido nenhum valor crítico.
LS2	Danos ligeiros	Os elementos estruturais ainda não necessitam de grande reparação ou reforço. O valor teórico de resistência à flexão poderá ultrapassar e atingir alguma da ductilidade limite. Pode ocorrer destacamento de betão na zona da rótula plástica, no entanto as fendas ainda têm pouca abertura.

LS3	Danos significativos	A estrutural já necessita de reparação significativa. No entanto, ainda é viável reforçar e repará-la. O betão de recobrimento já começou a destacar-se e surgem fendas de flexão algo extensas. Ainda não é possível observar a rotura da armadura transversal e/ou encurvadura da armadura longitudinal. A zona da rótula plástica ainda não precisa de reparação. Em paredes de betão armado o fator de ductilidade é de 3 ou 4.
LS4	Colapso	Quando um elemento atinge este estado de dano significa que este colapsou depois de sujeito à ação sísmica. O risco de perdas de vidas humanas é elevado.

A metodologia proposta por Park&Ang (Park & Ang, 1985) é de todas as propostas de estados a mais utilizada. Esta metodologia propõe 5 estados de danos: ligeiros, minorados, moderados, severos e colapso. A Tabela 3.6 descreve os danos observados em cada um dos estados de dano.

Tabela 3.6 Definição dos ELDS por Park&Ang

Estado de danos	Danos observados
Dano ligeiro	Aparecimento de algumas fendas esporádicas.
Dano minorado	Pequenas fendas ao longo de todo o edifício; esmagamento parcial dos pilares.
Dano moderado	Aparecimento de fendas algo extensas; destacamento do betão nos elementos mais frágeis.
Dano severo	Destacamento do betão em grande escala; encurvadura da armadura.
Colapso	Colapso parcial ou total do edifício.

Estes autores, em vez de definirem os estados com o parâmetro estrutural *drift*, utilizaram outro parâmetro, o índice de dano, mais conhecido por “*Damage Index*”. A Tabela 3.7 mostra quais os valores-limite de cada estado.

Tabela 3.7 Valores limite definidos por Park&Ang

Estado de danos	Índice de dano
Colapso	>1.00
Dano severo	0.75-1.00
Dano moderado	0.35-0.75
Dano minorado	0.10-0.35
Dano ligeiro	0.00-0.10

Já Hugo Rodrigues, (Rodrigues, et al., 2013)e (Rodrigues, 2012), utilizou os mesmos estados de danos, mas para pilares maciços com carregamento biaxial. Este autor determinou uma nova expressão de cálculo para o índice de dano, tendo por base a metodologia proposta por Park&Ang.

O segundo tipo de definição consiste em determinar vários níveis de operacionalidade da estrutura, em vez de determinar níveis de gravidade, como as metodologias acima descritas. Para este tipo de definição dos estados limite de danos sísmicos apenas foram encontradas três metodologias:

A primeira, proposta pelo ATC (Applied Technology Council) (ATC40, 1996). Nesta metodologia foram propostos seis níveis diferentes de “performance” estrutural: ocupação imediata (SP-1), controlo de dano (SP-2), segurança de vidas humanas (*life safety*) (SP-3), segurança limitada (SP-4), estabilidade estrutural (SP-5) e. A Tabela 3.8 descreve quatro dos seis níveis, sendo essa definição apenas referida para os pilares, existindo no documento a definição para outros elementos. A Tabela 3.9 mostra quais são os *drifts* limite de cada um dos níveis. Todas as definições e valores a seguir retratados são para uma estrutura global quando sujeita a cargas laterais como é o caso das ações sísmicas.

Tabela 3.8 Definição dos ELDS pelo ATC

Nível de operacionalidade estrutural	Definição
Ocupação imediata	Fendas muito limitadas, não existindo ainda destacamento. Ainda não existe deslocamento horizontal permanente. Capacidade gravítica sem nenhuma alteração.
Controlo de dano	Fendas muito limitadas, com pouco ou nenhum destacamento. Ainda não existe deslocamento horizontal permanente. Capacidade gravítica sem nenhuma alteração.
Segurança de vidas humanas	Formação de rótulas plásticas nos pontos mais baixos da estrutura, causando destacamento acima e abaixo dos nós viga-coluna. Deslocamento horizontal permanente com cerca de 2.0% de <i>drift</i> entre pisos, com pequenas áreas com ganhos marginais. Capacidade gravítica sem nenhuma alteração.
Estabilidade estrutural	Formação de rótulas plásticas nos pontos mais baixos das estruturas, causando destacamento significativo acima e abaixo dos nós viga-pilar e destruição do betão do núcleo do pilar. Deslocamento horizontal permanente com cerca de 3.5% de <i>drift</i> entre pisos, com pequenas áreas com ganhos marginais. Capacidade gravítica sem nenhuma alteração ao longo de quase toda a estrutura.

Tabela 3.9 Valores limite proposto pelo ATC

Nível de operacionalidade estrutural	Drift total máximo	Drift inelástico máximo
Ocupação imediata	0.01%	0.005%
Controlo de dano	0.01%-0.02%	0.005%-0.015%
Segurança de vidas humanas	0.02%	Sem limite
Estabilidade estrutural	$0.33 * \frac{V_i}{P_i}$	Sem limite

1

Em que V_i é a força de corte lateral total no piso i e P_i é a totalidade das cargas verticais no piso i .

A segunda metodologia proposta foi elaborada pelo FEMA, (FEMA356, 2000). Nesta metodologia, foram também propostos seis níveis de “performance” estrutural. Esses seis níveis são os mesmos que foram considerados anteriormente (ATC40, 1996). Para a definição dos diversos níveis de performance estrutural, neste documento, são discriminadas diversas definições. No entanto, as definições dividem-se em dois grandes grupos: danos em elementos estruturais ou em elementos não estruturais e elemento/material da estrutura. Neste segundo grupo, os elementos estruturais também são divididos em dois tipos: estruturas primárias e secundárias. Para o presente trabalho, apenas necessitamos de saber a definição dos elementos estruturais, de estruturas em betão armado e de paredes em betão armado. A definição dos estados de danos para os elementos estruturais já foi definida anteriormente. A Tabela 3.10 descreve a definição dos níveis de performance estrutural de estruturas de betão armado e paredes de betão armado. A Tabela 3.11 define os diferentes *drifts* limite dos vários níveis. E de notar que apenas serão definidos três dos seis níveis de “performance” estrutural.

Tabela 3.10 Definição dos níveis de performance estrutural segundo o FEMA

Tipo de elemento	Estruturas de betão armado	
	Primário	Secundário
Prevenção de colapso (S-5)	Fendas extensas e formação de rótulas plásticas em elementos dúcteis. Fendas limitadas e/ou rotura nos nós em alguns pilares não dúcteis. Danos severos em pilares curtos	Destacamento extenso em pilares e vigas. Danos severos nos nós. Encurvadura de alguma armadura longitudinal
Segurança de vidas humanas (S-3)	Danos extensos nas vigas. Destacamento do betão de recobrimento e fendas de corte (abertura <3.2 mm) para pilares dúcteis. Destacamento minorado nos pilares não dúcteis. Fendas nos nós com aberturas <3.2 mm.	Danos extensos nas vigas. Destacamento do betão de recobrimento e fendas de corte (abertura <3.2 mm) para pilares dúcteis. Destacamento minorado nos pilares não dúcteis. Fendas nos nós com aberturas <3.2 mm.
Ocupação imediata (S-1)	Algumas fendas muito ligeiras “ <i>hairline cracking</i> ”. Possibilidade de rendimento limitado em certos pontos. Sem existência de esmagamento (tensões abaixo de 0.003).	Destacamento minorado em certos locais de pilares dúcteis e vigas. Fendas de flexão nas vigas e pilares. Fendas de corte nos nós com aberturas < 1.6mm.
Tipo de elemento	Paredes de betão armado	
	Primário	Secundário
Prevenção de colapso (S-5)	Grandes fendas de flexão e corte. Deslizamento nos nós. Destacamento extenso e encurvadura dos	Quebra das paredes e desintegração virtual.

	varões longitudinais. Rotura perto das aberturas. Danos severos em elementos de fronteira. Rotura das vigas de acoplamento e desintegração virtual.	
Segurança de vidas humanas (S-3)	Tensão em alguns elementos de fronteira, incluindo encurvadura limitada dos varões longitudinais. Deslizamento de alguns nós. Danos em torno das aberturas. Algum destacamento e fendas de flexão. Ocorrência nas vigas de acoplamento de fendas de corte e flexão de forma extensiva; algum destacamento, mas geralmente o betão permanece no local.	Grandes fendas de corte de flexão. Deslizamentos nos nós. Destacamento extenso. Rotura em torno das aberturas. Danos severos nos elementos de fronteira. Rotura das vigas de acoplamento e desintegração virtual.
Ocupação imediata (S-1)	Algumas fendas muito ligeiras <i>hairline cracking</i> nas paredes com aberturas <1.6 mm. Vigas de acoplamento com fendas com aberturas <3.2 mm.	Algumas fendas muito ligeiras <i>hairline cracking</i> nas paredes. Algum deslizamento nos nós. Vigas de acoplamento com fendas com aberturas <3.2 mm. Destacamento minorado.

Tabela 3.11 *Drift* limite para cada nível de performance estrutural segundo o FEMA

Tipo de elemento	Prevenção de colapso (S-5)	Segurança de vidas humanas (S-3)	Ocupação imediata (S-1)
Estruturas de betão armado	4% temporário ou permanente	2% temporário 1% permanente	1% temporário desprezível permanente
Paredes de betão armado	2% temporário ou permanente	1% temporário 0.5% permanente	0.5% temporário desprezível permanente

A terceira e última proposta é da SEAOC (Structural Engineers Association Of California), apresentada no documento intitulado Vision 2000, (SEAOC - Vision 2000, 1995). Para a aplicação desta metodologia, é necessário a análise de uma matriz, Figura 3.3. Em relação aos níveis de “performance” estrutural, esta metodologia apresenta quatro níveis: operacionalidade total (*Fully Operational*), operacionalidade (*Operational*), segurança de vidas humanas (*Life Safe*) e colapso iminente (*Near Collapse*). A definição dos diversos níveis pode ser vista na Tabela 3.12, constando na Tabela 3.14 os valores limite de *drift* de cada um dos níveis. A Figura 3.4, retirada de (Foli , 2015) ilustra a evolução dos esforços de corte em função do deslocamento lateral, incluindo também cada um dos níveis de “performance” estrutural.

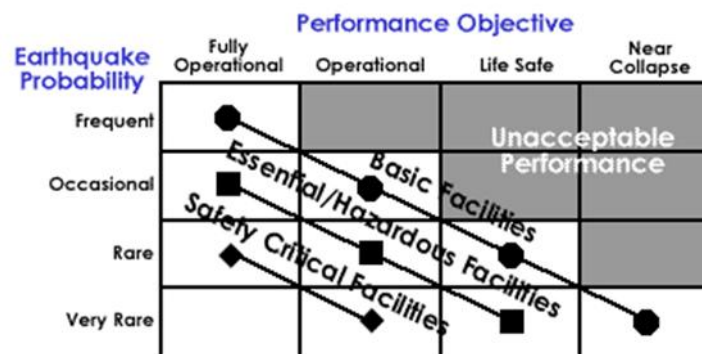


Figura 3.3 Matriz para determinar os níveis de performance estrutural segundo o Vision 2000

Tabela 3.12 Definição dos níveis de operacionalidade segundo o Vision 2000

Nível de operacionalidade estrutural	Definição
Operacionalidade total	Utilização contínua. São desprezíveis os danos estruturais e não estruturais.
Operacionalidade	A maioria das operações e funções podem ser retomadas imediatamente. A estrutura está estável e o edifício pode retomar a atividade normal. Operações essenciais protegidas, não sendo necessárias operações de demolição. É necessário realizar reparações para restaurar serviços não essenciais. Danos ligeiros.
Segurança de vidas humanas	Danos moderados, mas a estrutura permanece estável. Certos sistemas de construções, características ou conteúdos podem ser protegidos dos danos. A vida humana é geralmente protegida. O edifício poderá ter de ser evacuado após um sismo. É possível a reparação, mas poderá não ser economicamente viável.
Colapso iminente	Danos severos, mas o colapso da estrutura ainda não ocorreu. Os elementos não estruturais podem ruir. Normalmente não é possível a reparação.

Tabela 3.13 Valores limite dos *drift* para cada nível de operacionalidade segundo o Vision 2000

Nível de operacionalidade estrutural	<i>Drift</i> máximo permitido (%)	<i>Drift</i> permanente permitido (%)
Operacionalidade total	0.2	desprezível
Operacionalidade	0.5	desprezível
Segurança de vidas humanas	1.5	0.5
Colapso iminente	2.5	2.5

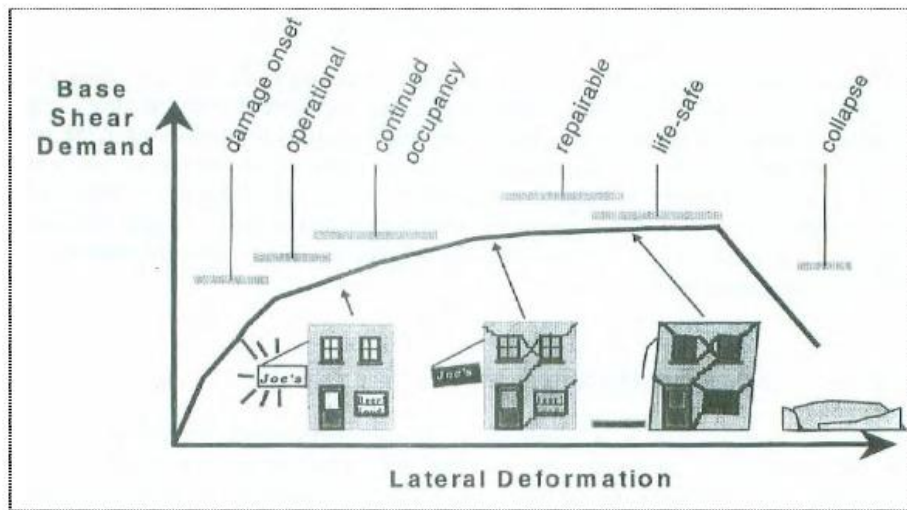


Figura 3.4 Ilustração do efeito de corte em função da deformação lateral

Comparando todas estas metodologias de estados limite de danos sísmicos, pode-se concluir que são todas muito idênticas e os estados de danos são os mesmos entre todas as metodologias, alterando apenas a definição dos estados e os valores limite. No entanto é de notar que todas as metodologias a apresentada pelo Hazus (FEMA, 2003) é a mais elaborada de todas.

3.1.4 Índice de dano

A caracterização dos estados limite de danos sísmicos não deve ser apenas definida pelo valor de *drift*, mas sim por diversos parâmetros. Outro parâmetro que é possível utilizar para caracterizar os estados de danos é o índice de dano, normalmente conhecido por “*Damage Index*”. Os estados de danos foram desenvolvidos para avaliar, após um sismo, a intensidade sísmica em uma determinada área. Contudo o seu uso foi estendido para a avaliação dos danos após os sismos, designadamente a avaliação da vulnerabilidade da estrutura, estimativa de perda e reparação/reforço da estrutura. Os estados de danos assentam em métodos de observação de avaliação de danos em estruturas e a promoção e caracterização dos danos na estrutura, desde o estado sem dano até dano completo (colapso). Portanto, os estados de danos promovem uma compreensão da condição da estrutura após um sismo.

Atualmente, existem vários métodos para a determinação do índice de dano. No entanto, não existe nenhuma determinação específica para os pilares ocos. A Tabela 3.14 retirada de (Sinha & Shiradhonkar, 2012) mostra alguns dos métodos de determinação do índice de dano.

Tabela 3.14 Métodos para a determinação do índice de dano

Índice de dano	Tipo e características	Fórmulas	Valores dos parâmetros
(Powell & Allahabadi, 1988)	Deformação baseado na não acumulação	$D = \frac{\mu_m - 1}{\mu_u - 1}$	
Rácio de dano de flexão modificado (MFRD), (Roufail & Meyer, 1987)	Rigidez baseado em não acumulação: Rácio de dano de flexão (FDR) e (MFDR) têm características semelhantes	$MFDR = \frac{\frac{\phi_m}{M_m} - \frac{\phi_y}{M_y}}{\frac{\phi_u}{M_u} - \frac{\phi_y}{M_y}}$	
(Wang & Shah, 1987)	Deformação baseado na acumulação: baseado na função exponencial da deformação inelástica em ciclos cumulativos. Índice de dano é avaliado por dois valores.	$D = \frac{e^{\eta\beta} - 1}{e^{\eta} - 1}, \beta = C \sum_{i=1}^N \frac{\theta_i}{\theta_u}$	$C = 0.15,$ $\eta = -3 \text{ \& } -1$
(Mehanny & Deierlein, 2001)	Deformação baseado na acumulação: usa termos monitorizados por rotação plástica cumulativa e conceitos de primário (PHC) e seguintes (FHC), ciclos de cargas traçados a	$D_{\theta}^+ = \frac{(\theta_P^+ _{current\ PHC})^{\alpha} + (\sum_{i=1}^n \theta_P^+ _{FHC,i})^{\beta}}{(\theta_{pu})^{\alpha} + (\sum_{i=1}^n \theta_P^+ _{FHC,i})^{\beta}}$ $D = \sqrt[\gamma]{(D_{\theta}^+)^{\gamma} + (D_{\theta}^-)^{\gamma}}$	$\alpha = 1,$ $\beta = 1.5,$ $\gamma = 6$

	partir do efeito de história de cargas.		
(Colombo & Negro, 2005)	DI combinado: usa funções exponenciais e hiperbólicas em termos de energia.	$D = 1 - f(\beta_1, \mu) \cdot f(\beta_2, \int dE_{duct}) \cdot f(\beta_3, \int dE_{br})$ $f(\beta_1, \mu) = \left(1 - \frac{\theta_m}{\theta_u}\right)^{1/\beta_1}$ $f(\beta_2, \int dE_{duct}) = 0,5 \left(1 - \tanh\left(\beta_2 \frac{\int dE}{E_u}\right) - \pi\right)$ $f(\beta_3, \int dE_{br}) = \exp\left(-\beta_3 \frac{\int dE}{E_u}\right) \quad (2.5)$	$\alpha = 1,$ $\beta_1 = 0.1,$ $\beta_2 = 2.4,$ $\beta_3 = 0.1,$ $\gamma = 0.8$
(Park & Ang, 1985)	DI combinado: (Kunnath, Reinhorn, & Park, 1990) e (Chai, Romstad, & Brid, 1995) usam fórmulas idênticas.	$D = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} \int dE$	$\beta = 0.4$
(Niu & Ren, 1996)	DI combinado: semelhante ao índice de dano de (Park & Ang, 1985) mas com a fórmula com constantes diferentes.	$D = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \alpha \left(\frac{E}{E_u}\right)^\beta$	$\alpha = 0.1387,$ $\beta = 0.0814$

De todos os índices de dano, o mais utilizado é o proposto por (Park & Ang, 1985), visto ser o mais simples e preciso.

3.1.4.1 Índice de dano Park&Ang

O índice de dano proposto por (Park & Ang, 1985) é definido por uma combinação linear da deformação máxima normalizada e da energia dissipada normalizada resultante do carregamento cíclico. Portanto, o índice de dano é definido pela seguinte expressão, equação 3.5:

$$D = \frac{d_m}{d_u} + \beta \frac{\int d}{F_y \cdot d_u} \quad \text{equação 3.5}$$

em que, d_m é o deslocamento máximo atingido num determinado ciclo, d_u o deslocamento último, $\int d$ a energia dissipada, F_y a força máxima atingida (*yielding strength*), β um parâmetro de degradação que representa a influência da reposta cíclica nos danos do pilar, que pode ser estimado através de uma equação empírica baseada num parâmetro estrutural.

O índice de dano tem valores tipicamente entre 0 e 1, uma vez que o limite superior é normalmente definido por um valor unitário. Quando o índice de dano é igual a 0, quer dizer que o elemento estrutural não apresenta danos, quando o DI = 1, quer dizer dano total, ou seja, é assumido o colapso da estrutura. No subcapítulo onde estão definidos diversas metodologias propostas por vários autores é possível verificar quais os estados de danos, definições e valores limite proposto por Park&Ang.

3.1.4.1.1 Cálculo de

O parâmetro β , parâmetro de degradação da rigidez, é de todos os parâmetros o mais importante para o cálculo do índice de dano. Para o cálculo deste mesmo parâmetro, existem diversas expressões empíricas, baseadas em resultados experimentais. No entanto um valor típico deste parâmetro é cerca de 0.05, valor frequentemente utilizado. No entanto, no presente estudo, vai tomar-se este valor apenas como uma referência. Para cálculo do parâmetro β será utilizada a expressão adotada por (Rodrigues, 2012). Essa expressão, equação 3.6, apresentada de seguida, foi retirada de (Kunnath, et al., 1990),

$$\beta = 0.9^{1 - \rho_w} (0.37 \cdot m \cdot \{\nu; 0.05\} + 0.5 \cdot (\omega_t - 0.17)^2) \quad \text{Equação 3.6}$$

em que o ρ_w é o rácio volumétrico de confinamento, ν o esforço axial normalizado e ω_t o rácio mecânico de tensão da armadura longitudinal.

O valor do rácio volumétrico de confinamento corresponde ao volume de betão confinado por um determinado volume de estribos. Portanto, para determinar esse valor, foi necessário os de dividir o valor do volume dos estribos fechados pelo volume de betão confinado por esse mesmo estribo.

O valor do esforço axial normalizado corresponde ao esforço axial a dividir pela área e pela tensão de compressão média do betão. Assim, este parâmetro é dado pela seguinte expressão, equação 3.7:

$$\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_c} \quad \text{Equação 3.7}$$

O último parâmetro a determinar é o rácio mecânico de tensão da armadura longitudinal. Para determinar este parâmetro é necessário dividir a área de varões longitudinais pela secção do pilar.

3.1.4.1.2 Cálculo da energia dissipada

A energia dissipada é uma propriedade estrutural fundamental dos elementos em betão armado quando estão sujeitas a ações sísmicas. Segundo (Elmenschawi & Brown, 2010), as

estruturas de betão armado, quando dimensionadas para acomodar danos sem colapsar durante uma ação sísmica, o aumento da energia pode ser dissipado através de uma resposta histerética dos elementos em betão armado, sem redução significativa da resistência. Já segundo (Eom & Park, 2010), os métodos estáticos e não lineares, para avaliação ou dimensionamento, usam a capacidade de dissipação de energia relacionando os parâmetros para avaliar a resposta inelástica da estrutura durante o sismo e para descrever a rigidez e resistência dos elementos de betão armado sujeitos a cargas cíclicas. O aumento de energia durante um sismo é dada pela seguinte expressão, equação 3.8, retirada de (Aiken, et al., 1993):

$$E_I = E_K + E_S + E_\xi + E_H \quad \text{Equação 3.8}$$

em que E_I é o aumento de energia devido ao sismo, E_K a energia cinética na estrutura, E_S a energia de tensão na estrutura, E_ξ a energia de amortecimento devido à viscosidade e E_H a energia de amortecimento histerético.

A energia dissipada corresponde à área de um determinado ciclo representado no gráfico força-deslocamento. Ou seja, se os ciclos fossem triangulares, Figura 3.5, o cálculo da energia era dado pela seguinte expressão, Equação 3.9:

$$\int d = \frac{d * F}{2} \quad \text{Equação 3.9}$$

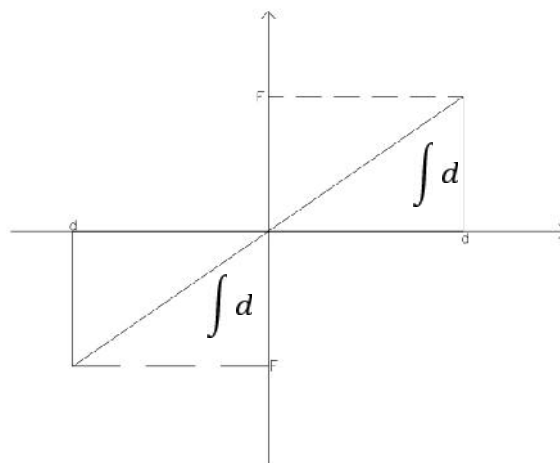


Figura 3.5 Demonstração do cálculo de energia dissipada

em que d corresponde ao deslocamento máximo atingido nesse mesmo ciclo e F a força máxima atingida também nesse ciclo, que corresponde à força aplicada quando se verifica o deslocamento máximo. No entanto a resposta cíclica não é linear, aproxima-se de formas tipo de elipses, o que dificulta o seu cálculo.

3.2 Danos observados nos pilares

Analisando os ensaios experimentais realizados no LESE (Delgado, 2009), pode dizer-se que os danos são maioritariamente por efeito de corte. Como já foi referido, o comportamento dos pilares ocos é um comportamento misto, cuja rotura pode ocorrer por efeito de corte ou flexão/corte. Os danos observados nas almas são sempre originados por efeito de corte, ou seja, as fendas são geralmente inclinadas, com uma inclinação a rondar os 45°. No entanto, nos banzos dos pilares, os danos são em grande parte por efeito de flexão, evidenciando também efeito de “*Shear Lag Effect*”.

Os danos possíveis de serem observados podem ser fissuras, de várias aberturas e densidades, destacamento do betão de recobrimento e esmagamento do betão. No pilar PO1-N2 e PO1-N3, também se verificou a existência de encurvadura dos varões longitudinais. Como referido no capítulo II, os pilares da primeira série de betonagem, PO1-N1 e PO2-N1, não serão analisados no presente trabalho, visto que os resultados dos mesmos apenas serviram para calibrar o *setup* de ensaio.

Segue-se agora uma descrição da evolução dos danos em cada um dos pilares, tendo por base a campanha experimental realizada no LESE por (Delgado, 2009).

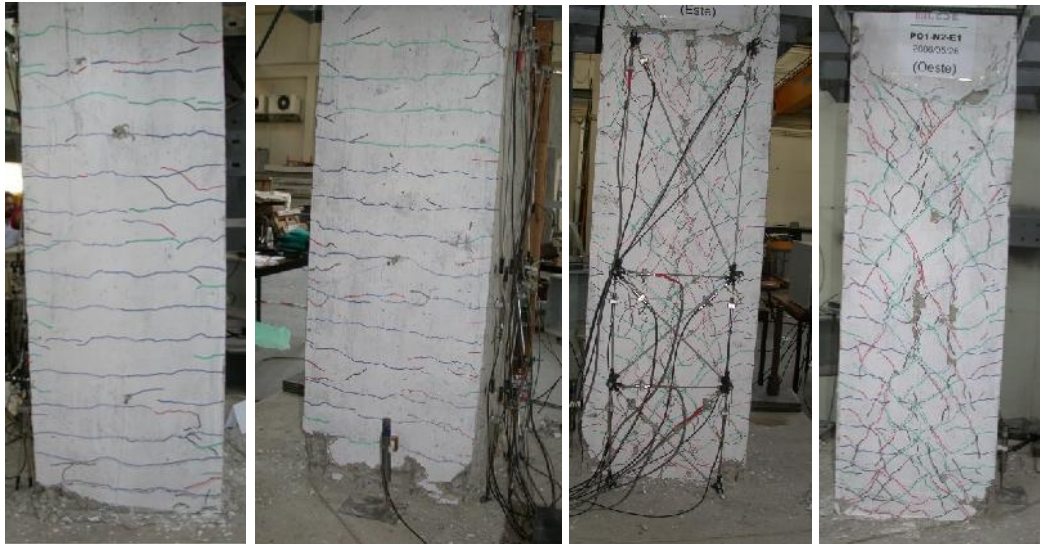
3.2.1 Pilares Quadrados

3.2.1.1 PO1-N2

Como já se referiu, o pilar PO1-N2 pertence à segunda série de betonagem, havendo nele algumas diferenças em relação ao da série anterior, designadamente a armadura longitudinal utilizada, ser da classe A400, o diâmetro da armadura transversal adotado ser menor e a resistência do betão, ser maior. Relativamente aos danos é de notar que existem duas distribuições distintas de danos nas faces.

Nas faces de aplicação das cargas, denominadas Norte e Sul, os danos estão associados ao comportamento de flexão. Nas faces paralelas, denominadas Este e Oeste, os danos estão associados a comportamento de corte. Nas faces de aplicação das cargas horizontais, os danos estão mais concentrados junto à base do pilar, com esmagamento do betão e encurvadura/rotura do varão de armadura longitudinal. Nestas mesmas faces, existe uma fendilhação bastante distribuída e ligeira ao longo de toda a altura do pilar, como ilustrado na Figura 3.6 (a e b). Já nas faces perpendiculares, faces em que existe a aplicação das cargas horizontais, os danos mais significativos correspondem à fissuração diagonal bastante intensa e esmagamento do betão de recobrimento em praticamente toda a altura do pilar, como ilustrado na Figura 3.6 (c e d). No final do ensaio, verificaram-se danos de corte e flexão, com

bastante degradação do betão, devido à baixa eficiência da armadura transversal. A Figura 3.2 mostra o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo PO1-N2.



a) Face Norte b) Face Sul c) Face Este d) Face Oeste
Figura 3.6 Danos no pilar PO1-N2 no final do ensaio

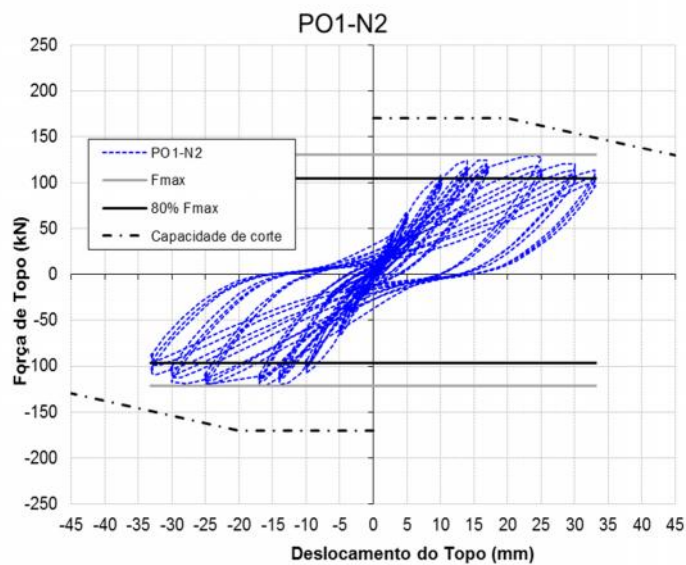


Figura 3.7 Gráfico Força-Deslocamento PO1-N2

Analisando o gráfico força deslocamento deste pilar, pode-se concluir que a rotura se deve a um comportamento de flexão/corte. Conclui-se isto pelo no gráfico da Figura 3.7, o valor de capacidade de corte nunca chega a ser ultrapassado, no entanto são visíveis tanto danos de flexão (encurvadura dos varões) como danos de corte (fendas diagonais).

3.2.1.2 PO1-N3

O pilar PO1-N3 também pertence à segunda série de betonagem, tendo as mesmas características do PO1-N2. Portanto, os danos neste pilar são muito semelhantes aos observados no pilar PO1-N2. A razão da realização de dois ensaios com características idênticas teve por objetivo verificar a fiabilidade do sistema de ensaio dos pilares. Neste pilar, também se verificou a existência de encurvadura/rotura dos varões da armadura longitudinal. No entanto, no final do ensaio, este pilar apresenta fendas de maior abertura em relação ao pilar PO1-N2. Observando mais atentamente a localização do dano de destacamento do betão, verifica-se que o mesmo ocorre junto à base, o que indica que a rotura poderá estar associada à flexão. A Figura 3.8 ilustra os danos em cada face, no final do ensaio. A Figura 3.8 mostra o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo PO1-N3.

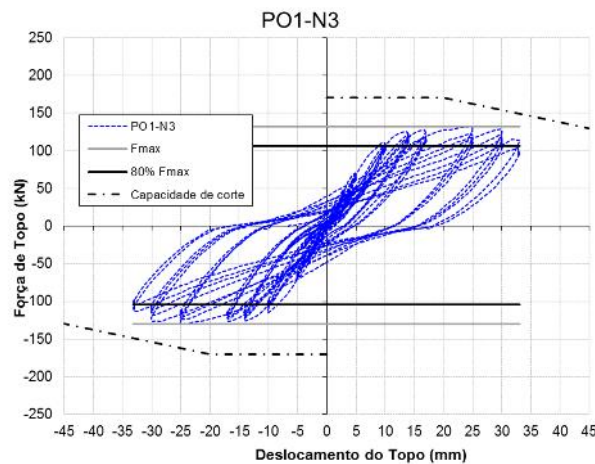
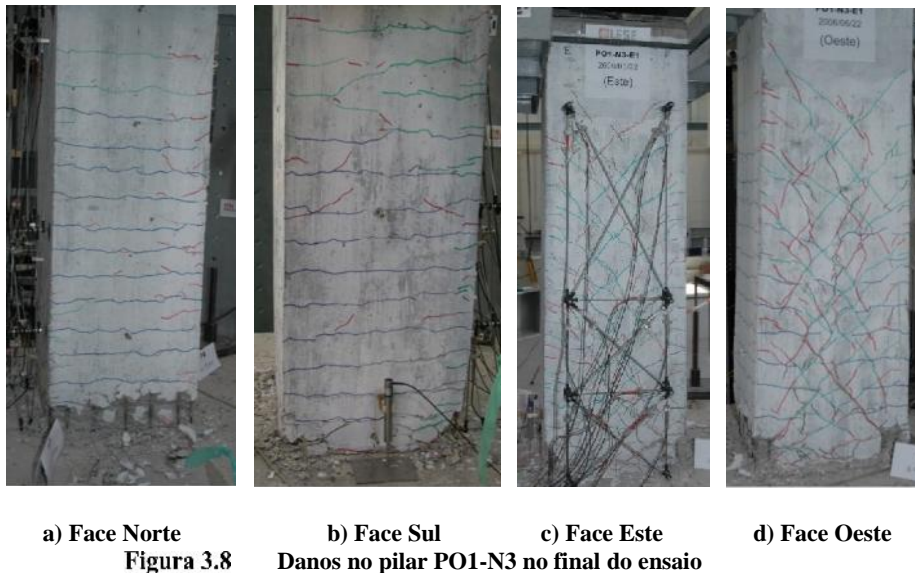


Figura 3.9 Gráfico Força-Deslocamento PO1-N3

Analisando o gráfico força deslocamento deste pilar pode concluir-se que a rotura se deve a um comportamento de flexão/corte. Conclui-se isto pelo no gráfico da Figura 3.9, o valor de capacidade de corte nunca chega a ser ultrapassado, no entanto são visíveis tanto danos de flexão (encurvadura dos varões) como danos de corte (fendas diagonais).

3.2.1.3 PO1-N4

Este pilar já pertence à terceira série de betonagem. Nesta série de betonagem, procurou-se que os materiais dos pilares fossem iguais aos da série anterior. No entanto, com os ensaios aos materiais, constatou-se que a armadura longitudinal pertencia à classe A500. Por essa mesma razão, o momento plástico mobilizável, na base dos pilares, aumentou significativamente em relação ao previsto. Assim, todos os pilares desta série tiveram uma capacidade resistente ao corte menor em relação à componente de flexão, do que estava inicialmente previsto.

Relativamente aos danos observados neste pilar, as fendas encontram-se mais concentradas na parte inferior do pilar, isto para os ciclos iniciais, com deslocamentos até 3mm. Essas fendas são pouco inclinadas nas almas e nos banzos são mais horizontais e afastadas cerca de 7.5 cm (distância entre estribos). Isto indica que, nas almas, os danos são dominados por efeito de corte, enquanto nos banzos, os danos são dominados por efeito de flexão. Com o aumentar dos ciclos, ou seja, do deslocamento do topo do pilar, as fendas já se vão estendendo pelo resto do pilar e com inclinações a rondar os 45°, nas faces laterais. Quando o deslocamento do topo do pilar atinge 7 mm, a abertura das maiores fendas é de 0.3 mm. Com a progressão dos ciclos de cargas, as fendas vão-se agravando, chegando a maior fenda a ter uma abertura de 1.3 mm no ciclo com um deslocamento do topo de pilar de 13 mm. Nas faces Norte e Sul, os danos continuam a ser ligeiros e com fendas bastante distribuídas e com pequenas aberturas, a rondar os 0.25mm. Analisando a evolução dos danos, é claro que as deformações por corte são mais relevantes do que as deformações por flexão, como já era espectável. Quando o pilar atinge um *drift* de 1.43%, as aberturas das maiores fendas já são de 1.5 mm, surgindo algumas fendas novas. Neste mesmo ciclo, já se começa a verificar o início do esmagamento de algum betão de recobrimento das fendas laterais, visto serem estas a que estão mais sujeitas aos danos. No final do ensaio, quando foi atingido o *drift* de 2.14%, correspondente a um deslocamento de 30 mm, verificaram-se danos muito acentuados nas almas do pilar, existindo destacamento do betão de recobrimento, devido ao mecanismo de abertura e fecho das fendas de corte. Essa degradação do betão está também associada à fraca eficiência da armadura transversal. Nos banzos, foi observado bastante menos dano, como já era espectável. A Figura 3.10 ilustra os danos das faces, no final do ensaio.



a) Face Norte b) Face Sul c) Face Este d) Face Oeste
Figura 3.10 Danos no pilar PO1-N4 no final do ensaio

Relativamente aos danos observados nas faces interiores dos pilares, que foram monitorizados por intermédio de câmara de vídeo, é de notar que existe uma fendilhação muito ligeira e regular, quando é atingido um *drift* de 0.93%, como podemos ver na Figura 3.11a). No ciclo final do ensaio, já é possível ver um grande destacamento do betão de recobrimento, como se observa na Figura 3.11b). As imagens foram captadas na face Este, entre os 30 cm e os 60 cm de altura. A Figura 3.12 mostra o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo PO1-N4.



a) *Drift* 0.93% b) *Drift* 2.14%
Figura 3.11 Danos nas faces interiores PO1-N4

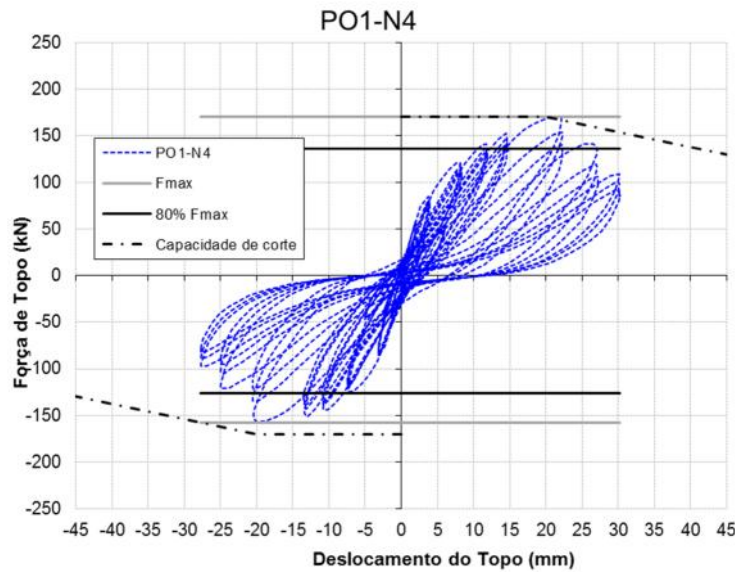


Figura 3.12 Gráfico Força-Deslocamento PO1-N4

Analisando o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo deste pilar, pode concluir-se que a rotura se deve a um comportamento misto, no entanto os danos predominantes são os danos devido ao efeito de corte. Isto porque, a uma dada altura os danos devido a flexão deixam de progredir devido aos danos devido ao efeito de corte serem já muito elevados. Conclui-se isto porque, como se pode verificar no gráfico da Figura 3.12 o valor da força aplicada está muito próxima da capacidade de corte.

3.2.1.4 PO1-N5

O pilar PO1-N5 pertence à mesma série de betoneamento do pilar anterior (PO1-N4), pelo que as propriedades dos pilares são semelhantes. No entanto, existe uma diferença que é a pormenorização dos estribos, no caso, do tipo EC8. Como nos casos anteriores, os danos mais relevantes foram observados nas faces laterais, Este e Oeste. Como já observado, neste tipo de pilares, a rotura dá-se por mecanismos de corte, em que as fendas na alma do pilar são inclinadas e nos banzos, horizontais e afastadas cerca de 7.5 cm (distância entre estribos).

Comparando este pilar com o anteriormente ensaiado (PO1-N4), cujas características são muito semelhantes, pode concluir-se que o comportamento de ambos os pilares é muito semelhante. No entanto, e devido às ligeiras alterações, este pilar apresenta uma rigidez inicial ligeiramente maior. Em relação à rigidez, nas zonas de carga e descarga, bem como em força máxima atingida e força residual no fim do ensaio, os valores são muito idênticos entre os pilares. Embora o detalhe da armadura transversal seja diferente nos dois pilares, ambos apresentam a mesma área de armadura resistente ao corte e idêntico mecanismo de rotura por corte, sendo por isso plausível um comportamento de ciclo tão semelhante.

Em relação aos danos, a primeira fendilhação ocorre, tal como nos restantes pilares, quando é atingido um *drift* de 0.21%. Com a progressão dos ciclos, as fendas vão-se propagando pelo resto da superfície e com inclinações próximas de 45° nas almas. Essas mesmas fendas atingem aberturas máximas de cerca de 0.25 mm nos ciclos com *drift* de 0.5%. Quando o pilar atinge um *drift* de 0.93%, as fendas nas faces laterais agravaram-se, como expectável, tendo uma abertura máxima de cerca de 1.0 mm. Pode-se também verificar que a abertura de fendas neste pilar é ligeiramente menor quando comparadas com a abertura das fendas do pilar PO1-N4. Nas faces de carregamento, as fendas continuam ligeiras, com aberturas a rondar os 0.25 mm e bastante distribuídas. Com a evolução dos ciclos de carga e descarga, os danos vão-se agravando, em especial a abertura das fendas. Quando se atinge um *drift* de 1.43%, verifica-se que o betão de recobrimento começa a destacar-se. Neste mesmo ciclo, os danos nas faces laterais aumentaram significativamente e com uma elevada concentração em duas linhas praticamente verticais. As duas linhas onde se concentram os maiores danos coincidem com o limite do laço central dos estribos, como se pode ver na Figura 3.13. No ciclo final, quando o deslocamento do topo do pilar é de, aproximadamente, 33mm, os danos já são algo significativos, como se pode verificar na Figura 3.14. Analisando os danos, pode-se concluir que os danos se concentram mais nas faces laterais, onde são visíveis duas linhas verticais de destacamento do betão. Esse mesmo destacamento está associado ao mecanismo de rotura por corte nas almas. A eficiência da pormenorização da armadura transversal não foi possível verificar devido à insuficiente área de armadura transversal.



Figura 3.13 Demonstração as duas linhas verticais de destacamento



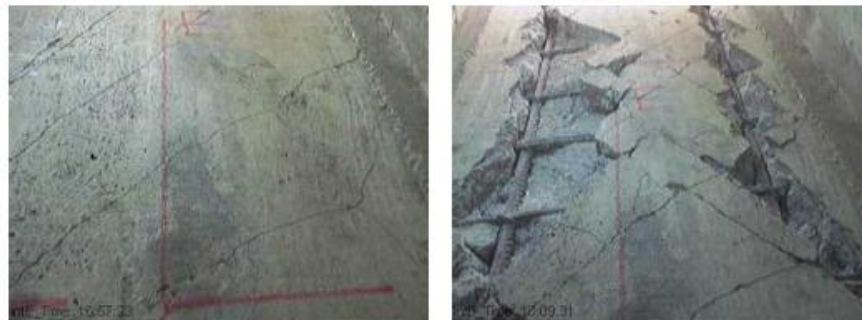
a) Face Norte
Figura 3.14

b) Face Sul
Danos no pilar PO1-N5 no final do ensaio

c) Face Este

d) Face Oeste

Em relação aos danos nas faces interiores dos pilares, a evolução dos danos é muito idêntica à das superfícies exteriores. Quando o pilar atinge um *drift* de 0.93%, as fendas apresentam uma inclinação a rondar os 45°. Já no ciclo final do ensaio, o destacamento do betão de recobrimento nas faces interiores é muito mais gravoso. A Figura 3.15 documenta alguns dos danos nas faces interiores, correspondente a uma zona da alma, entre cerca de 30 cm e 60 cm a partir da base.



a) *Drift* 0.93%

b) *Drift* 2.14%

Figura 3.15 Danos na face interior do pilar PO1-N5

Comparando o comportamento deste pilar com o PO1-N4, pode concluir-se que o melhor detalhe dos estribos permitiu controlar ligeiramente melhor a fendilhação das almas numa fase inicial do ensaio, concentrando posteriormente a zona de destaque do betão do recobrimento em duas linhas praticamente verticais.

A Figura 3.16 mostra o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo PO1-N5.

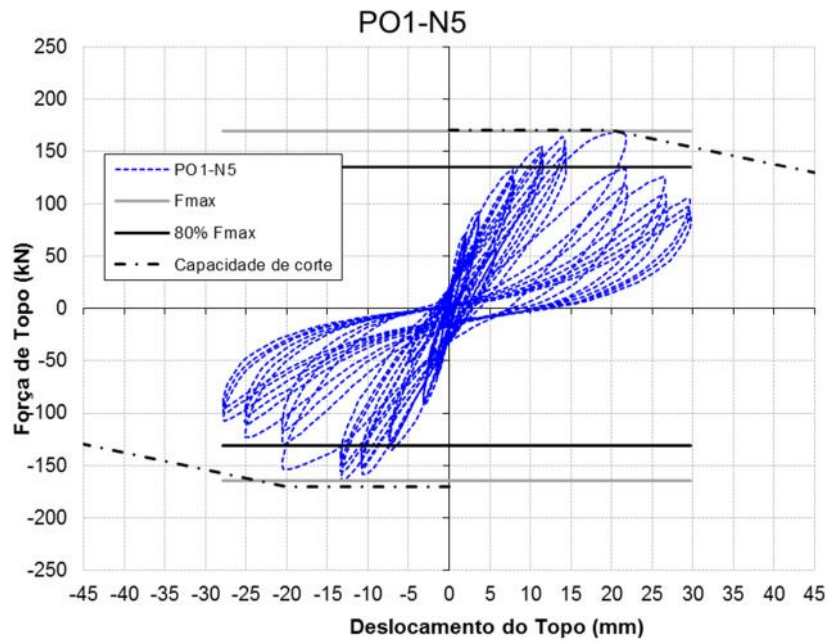


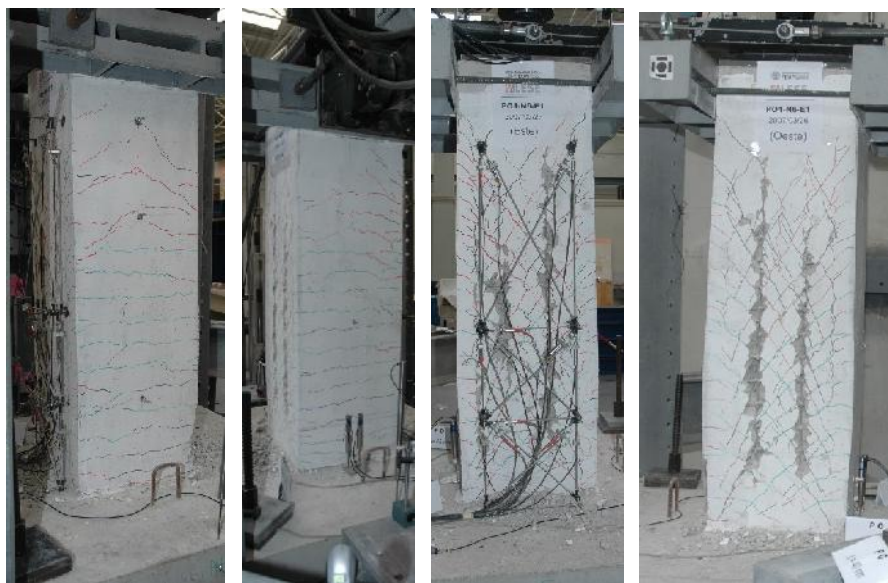
Figura 3.16 Gráfico Força-Deslocamento do pilar PO1-N5

Analisando o gráfico da força deslocamento deste pilar, pode-se concluir que a rotura se deve a um comportamento misto, no entanto os danos predominantes são os danos devido ao efeito de corte. Isto porque, a uma dada altura os danos devido a flexão deixam de progredir devido aos danos devido ao efeito de corte serem já muito elevados. Conclui-se isto porque, como se pode verificar no gráfico da Figura 3.16 o valor da força aplicada está muito próxima da capacidade de corte.

3.2.1.5 PO1-N6

O pilar PO1-N6 é o último desta terceira série de betonagem, tendo praticamente as mesmas características do pilar PO1-N5, diferenciando-se apenas por ter o dobro da armadura transversal. No início do ensaio, ou seja, até o pilar atingir um *drift* de 0.21%, as fendas são ainda muito ligeiras e concentrando-se nas faces Norte e Sul, junto há base do pilar. Assim, pode concluir-se que, nesta fase do ensaio, a componente de flexão se sobrepõe ao componente de corte, isto porque a fissuração apenas se localiza nos banzos. Com a evolução do ensaio e quando o pilar atinge um *drift* de 0.5%, as fendas já começam a surgir na alma, concentrando-se na metade inferior do pilar, com uma abertura a rondar os 0.25 mm, e com uma inclinação de aproximadamente 45°. Com a progressão dos ciclos, a abertura das fendas vai-se agravando e a sua densidade aumentando. Quando o pilar atinge um *drift* de 0.93%, a abertura das fendas ronda os 0.4 mm. Comparando com os outros dois pilares da mesma série de betonagem, as aberturas das fendas são menores em um terço, comparando com as do pilar PO1-N4, e

metade, comparando com as do pilar PO1-N5. Portanto, pode concluir-se que, neste mesmo pilar, a deformação por corte encontra-se mais controlada neste ensaio, devido ao fato de existir uma área de armadura transversal duas vezes maior e com disposição de estribos tipo EC8. Para este mesmo ciclo, verificou-se também que as fendas, devido a flexão são ainda moderada. Isto porque nas faces de carregamento, os danos ainda são pouco significativos, com fendas bastantes distribuídas e com aberturas inferiores a 0.25 mm. Quando o deslocamento do topo do pilar é de 20 mm, surgem novas fendas e as que já existiam nos ciclos anteriores agravam-se, atingindo aberturas a rondar os 0.9 mm, não sendo ainda visível destacamento do betão de recobrimento. No ciclo seguinte, ou seja, quando o pilar atinge um *drift* de 1.9%, a abertura das fendas nas faces laterais quase que duplicam, atingindo aberturas a rondar os 1.5 mm. No ciclo final do ensaio, quando o deslocamento do topo do pilar é de 45 mm, verifica-se que existiu destacamento do betão de recobrimento. A grande concentração dos danos, associados ao corte com significativa degradação do betão lateral, evidencia que a quantidade de armadura transversal ainda é insuficiente. O destacamento do betão também ocorre em duas linhas verticais como também ocorre no pilar PO1-N5. A Figura 3.17 mostra os danos em cada face no final do ensaio.



a) Face Norte b) Face Sul c) Face Este d) Face Oeste
 Figura 3.17 Danos do pilar PO1-N6 no final do ensaio

Em relação aos danos observados nas faces interiores dos pilares, pode concluir-se que a evolução desses danos é muito idêntica à evolução dos observados na superfície exterior. Quando o pilar atinge um *drift* de 1.43%, as fendas têm uma inclinação de aproximadamente 45°, com uma abertura de fendas a rondar os 0.9mm. Para o *drift* de 2.14%, já se começa a notar algum destacamento de betão, mas ainda muito ligeiro, enquanto no *drift* de 3.14% (fim do ensaio), o destacamento do betão já é elevado, podendo ver-se a armadura em certos pontos.

A Figura 3.18 ilustra a evolução dos danos na face interior do pilar. As imagens foram captadas numa das almas e a numa zona entre os 30cm a 60cm a partir da base.



a) Drift 1.43%

b) Drift 2.14%

c) Drift 3.14%

Figura 3.18 Danos nas faces interiores do pilar PO1-N6

A duplicação da armadura transversal permitiu explorar a armadura de flexão, de modo a obter-se uma força máxima igual ao valor-limite previsto, permitindo também um melhor controlo da fendilhação, em comparação com o pilar anterior para os mesmos níveis de deslocamentos impostos, e atingir um maior deslocamento de rotura final, e correspondente, melhor ductilidade, embora pouco significativa.

A Figura 3.19 mostra o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo PO1-N6.

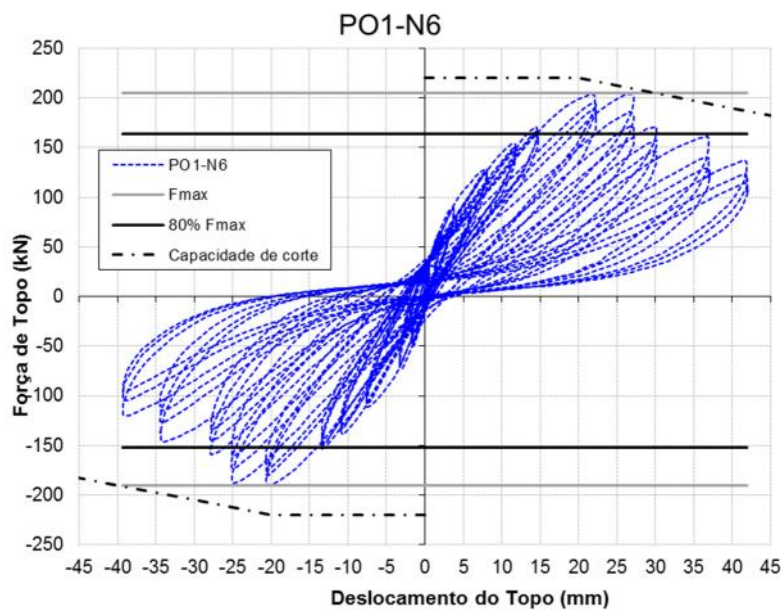


Figura 3.19 Gráfico Força-Deslocamento do pilar PO1-N6

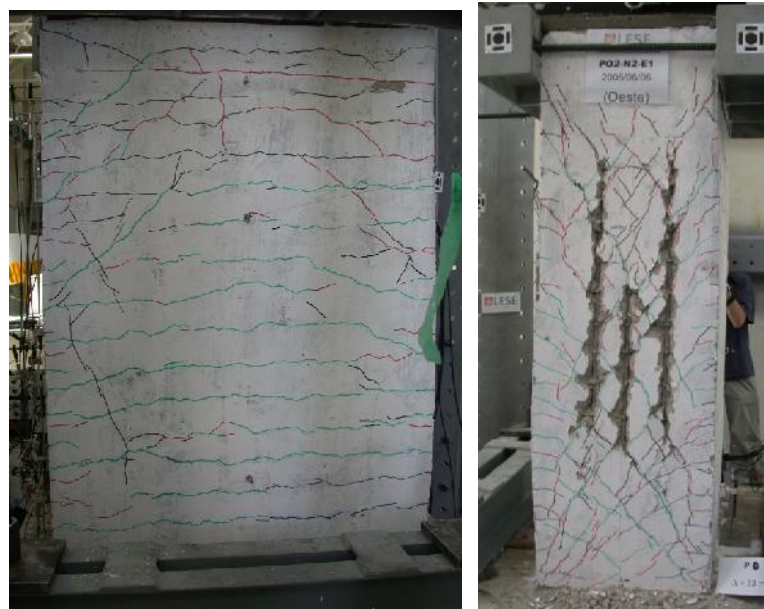
Analisando o gráfico da força-deslocamento deste pilar, pode concluir-se que a rotura se deve a um comportamento de misto, sendo que a componente de corte é a predominante, isto porque a partir de um certo ponto os danos devido ao corte já são tão elevados que os danos devido à flexão deixam de evoluir.

3.2.2 Pilares Retangulares

3.2.2.1 PO2-N2

O pilar PO2-N2 tem as mesmas características do pilar PO1-N2, apenas com a geometria do pilar alterada. No entanto, o comportamento de ambos os pilares é um pouco diferente. Tal como ocorre nos pilares quadrados, neste pilar as paredes com maior concentração de danos são as paredes laterais, Este e Oeste.

Nestas faces, foi possível verificar a existência de esmagamento e destaque do betão de recobrimento em quase toda a altura do pilar. A degradação do betão nestas faces deve-se aos elevados danos de corte nestas faces, como já era espetável, devido à reduzida quantidade de armadura transversal e, conseqüentemente, à sua baixa eficiência. Já nas faces de carregamento, Norte e Sul, os danos observados foram bastantes mais moderados, traduzindo-se em fendas com uma distribuição regular, com cerca de 7.5 cm de espaçamento entre cada uma, sendo estas fendas praticamente horizontais, como observado no pilar PO1-N2. No entanto, nas zonas perto das extremidades, as fendas tendem a ganhar alguma inclinação, que aumenta ao longo da altura do pilar. Essa inclinação de fendas deve-se ao fato da existência do efeito de influência do corte, mais conhecido por “*shear lag effect*”. É de notar que, neste pilar, o destacamento do betão de recobrimento é muito superior quando comparado com o do pilar PO1-N2. A Figura 3.20 mostra os danos no pilar, no final do ensaio. A Figura 3.21 mostra o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo PO2-N2.



a) Face Norte
b) Face Oeste
Figura 3.20 Danos do pilar PO2-N2 no final do ensaio

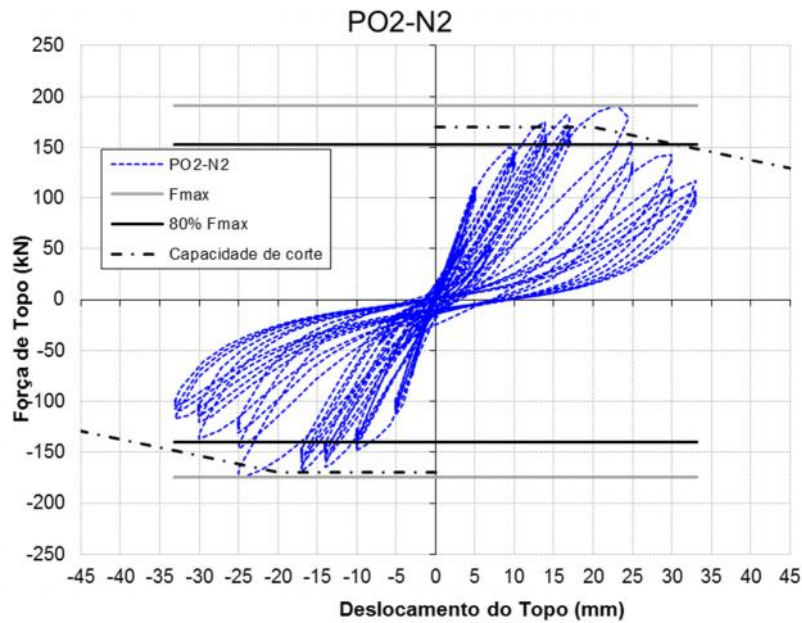


Figura 3.21 Gráfico Força-Deslocamento pilar PO2-N2

Analisando o gráfico da força-deslocamento deste pilar, pode concluir-se que a rotura se deve a um comportamento misto, no entanto os danos devido ao corte são mais predominantes como dito anteriormente. É de notar que o gráfico Força de Topo-Deslocamento de Topo ultrapassa os valores teóricos de capacidade de corte.

3.2.2.2 PO2-N3

As características do pilar PO2-N3 são iguais às do pilar PO2-N2 e iguais às dos pilares PO1-N3 e PO1-N2, apenas com a geometria alterada em relação a estes dois últimos pilares. No entanto, entre este pilar e o anterior existe uma diferença que consiste ao nível de esforço axial aplicado. Enquanto no pilar PO2-N2 foi aplicado um esforço de 250 kN, neste pilar foi aplicado um esforço axial de 440 kN. Essa diferença de esforço permitiu verificar qual a influência do nível de esforço axial na resposta cíclica, sendo este o único dos doze pilares ensaiados a ter este nível de esforço axial, já que os restantes onze pilares tiveram um esforço axial de 250 kN.

No final do ensaio, foi possível verificar que a distribuição da fendilhação e o destacamento do betão são bastante semelhantes às do pilar PO2-N2. No entanto, pode dizer-se que, no pilar PO2-N3, os danos são um pouco mais reduzidos, quando comparados com os do pilar PO2-N2. É de notar que nas faces laterais existe um elevado destaque do betão de recobrimento, permitindo a visibilidade da armadura. Este pilar apresenta uma rigidez inicial

e uma força máxima cerca de 15% maior em comparação com o pilar PO2-N2. Este aumento da rigidez inicial e força máxima devem-se ao aumento do nível de esforço axial.

A avaliação numérica da capacidade resistente também permitiu concluir que a capacidade ao corte aumenta de 170 kN (com um esforço axial de 250 kN) para 200 kN (com um esforço axial de 440 kN), devido ao aumento do nível de esforço axial. É de notar que, neste pilar, o destacamento do betão de recobrimento é muito superior quando comparado com o pilar PO1-N3. A Figura 3.22 mostra os danos do pilar no final do ensaio. Analisando o gráfico da força-deslocamento deste pilar, pode concluir-se que a rotura se deve a um comportamento mais de corte. A Figura 3.23 mostra o gráfico da Força de Topo-Deslocamento do Topo PO2-N3.



Figura 3.22 Danos no pilar PO2-N3 no final do ensaio

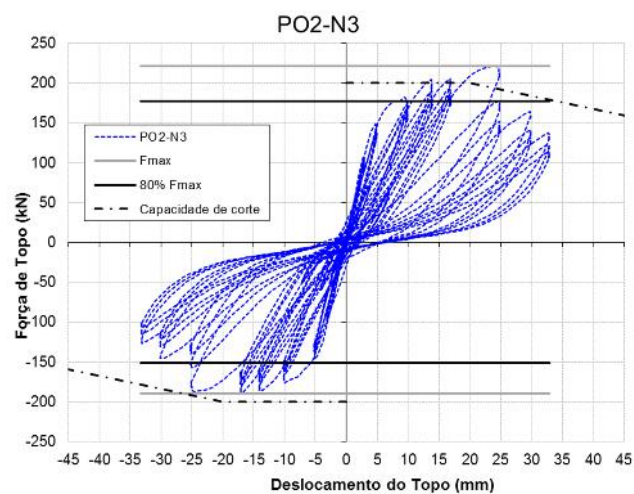


Figura 3.23 Gráfico Força-Deslocamento PO2-N3

É de notar que o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo ultrapassa em certas alturas o valor da capacidade de corte.

3.2.2.3 PO2-N4

O pilar PO2-N4 pertence à terceira série de betonagem. As diferenças entre este pilar e os anteriores (PO2-N2 e PO2-N3) são a armadura longitudinal (neste caso da classe A500), e a classe do betão. Em relação aos danos, neste pilar as fendas estão mais concentradas na base do pilar (terço inferior do pilar) para os ciclos iniciais, ou seja, até atingir um *drift* de 0.21%. Nesta fase do ensaio, os danos observados nas almas são fendas inclinadas, enquanto nos banzos as fendas são horizontais e afastadas cerca de 7.5 cm (espaçamento dos estribos). Com a evolução do ensaio, as fendas vão-se estendendo ao longo de toda a altura do pilar e a sua inclinação nas almas vão-se aproximando dos 45°. Quando o pilar atinge um *drift* de 0.93%, as maiores fendas já têm uma abertura a rondar os 1.2 mm na face Oeste e 1.5 mm na face Este. Já nas faces de carregamento, os danos são ainda pouco significativos e as maiores fendas apresentam uma abertura inferior a 0.3 mm. Analisando os danos a que o pilar está sujeito, é possível concluir que as deformações de corte são mais relevantes do que as deformações por flexão. Quando o pilar está sujeito a um deslocamento do topo, a rondar os 20 mm, é possível observar uma evolução das fendas anteriores e o aparecimento de novas fendas. Nesta fase, já é possível observar algum destacamento do betão de recobrimento. No final do ensaio, quando o pilar foi sujeito a um deslocamento do topo de 30mm, foi possível verificar danos muito acentuados nas faces laterais, com o betão de recobrimento a destacar-se praticamente em toda a altura do pilar, sendo visível 3 linhas verticais de destacamento. Esse destacamento do betão de recobrimento deve-se ao efeito dos mecanismos de abertura e fecho das fendas de corte. Mas comparando o volume de betão destacado com o pilar PO1-N4, este pilar tem um volume de betão destacado muito menor. Como já era de esperar, são visíveis muitos danos associados ao corte, com significativa degradação do betão, devido à insuficiente quantidade de armadura transversal. Já nas faces Norte e Sul, foi observado um menor nível de danos, com fendas quase todas horizontais. No entanto, apresentam uma inclinação nas extremidades, que aumenta ao longo da altura do pilar, devido ao efeito de influência do corte (“*shear lag effect*”), que ocorre para uma razão largura/altura (2:1) da secção. A Figura 3.24 mostra os danos no pilar no final do ensaio.



a) Face Norte b) Face Sul c) Face Este d) Face Oeste
Figura 3.24 Danos no pilar PO2-N4 no final do ensaio

Em relação ao danos observados nas superfícies interna, pode concluir-se que a evolução dos mesmos é muito idêntica à evolução dos danos observados nas superfícies externas. Para um *drift* de 0.93%, a superfície apresenta ainda fendas muito ligeiras, enquanto no final do ensaio, *drift* de 2.14%, as fendas já tem uma abertura considerável e já é possível verificar a existência de destacamento de betão. Mas comparando esse destacamento com o do pilar PO1-N4, pode dizer-se que este pilar tem muito menos betão destacado em comparação com o pilar quadrado. A Figura 3.25 ilustra os danos nas superfícies interiores. As imagens foram tiradas na face Oeste, numa zona entre 30 cm e 60 cm a partir da base.

A Figura 3.26 mostra a evolução da percentagem de deformação por corte e flexão do pilar, enquanto a Figura 3.27 mostra o gráfico da Força de Topo-Deslocamento do Topo PO2-N4.



a) *Drift* 0.93% b) *Drift* 2.14%
Figura 3.25 Danos nas faces interiores do pilar PO2-N4

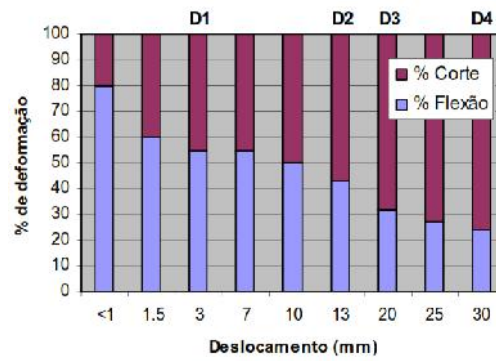


Figura 3.26 Comparação entre as componentes de deformação PO2-N4

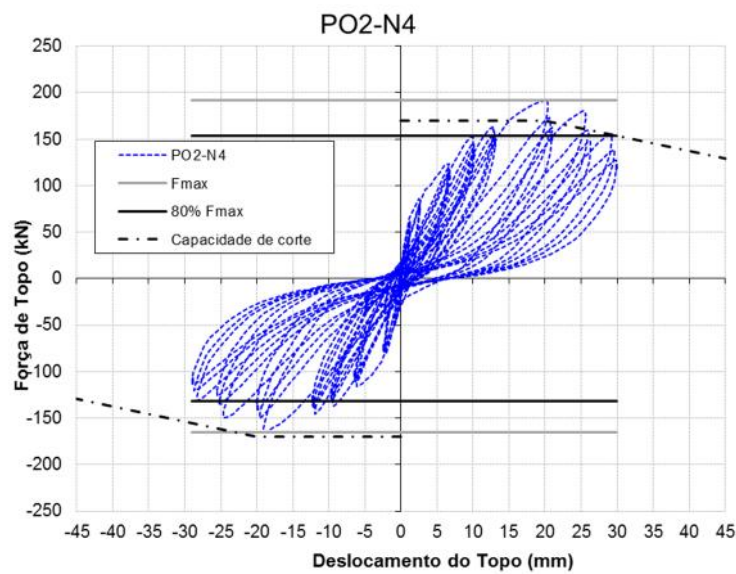


Figura 3.27 Gráfico Força-Deslocamento PO2-N4

Analisando o gráfico força-deslocamento deste pilar, pode concluir-se que a rotura se deve a um comportamento misto, no entanto os danos de corte são mais predominantes. É de notar que o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Topo ultrapassa em certas alturas o valor da capacidade de corte.

3.2.2.4 PO2-N5

As características do pilar PO2-N5 são idênticas ao do pilar anterior, alterando apenas o detalhe da solução dos estribos, sendo utilizados estribos do tipo EC8. Em relação aos danos, tal como observado nos restantes pilares, os mais relevantes foram observados nas faces laterais, Este e Oeste, acontecendo o mesmo com a sua evolução. Os danos observados nas

faces laterais são fendas, com uma inclinação a rondar os 45° e com destacamento do betão de recobrimento, enquanto nas faces de carregamento os danos visíveis são fendas horizontais e afastadas de 7.5 cm, com tendência para um certo declive quanto mais próximas da extremidade.

Quando o pilar atinge um *drift* de 0.21%, começam a aparecer fendilhação no betão. As fendas são ainda muito ligeiras, sendo horizontais nas faces de carregamento e ligeiramente inclinadas nas faces perpendiculares. As fendas apenas surgem no primeiro terço do pilar. Com a evolução do ensaio, as fendas vão progredindo, surgindo em toda a altura do pilar e já com inclinações próximas de 45° nas faces laterais. Quando o deslocamento do topo do pilar é de 10 mm, a abertura das fendas maiores é de 0.5 mm. Com o avançar dos ciclos e quando o pilar atinge um *drift* de 0.93%, as fendas agravaram-se substancialmente, principalmente nas faces laterais. Nesta fase do ensaio, as fendas observadas têm aberturas superiores às observadas no pilar PO2-N4. As maiores fendas são observadas na face Oeste com a mais espessa a ter uma abertura de cerca de 1.5 mm, enquanto a maior fissura da face Este atingiu uma abertura cerca de 1.35 mm. Nos banzos, as fendas ainda são pouco significantes, sendo bastante distribuídas e com aberturas inferiores a 0.3 mm. Quando o topo do pilar é sujeito a um deslocamento de 20 mm, é possível verificar uma evolução das fendas anteriores e o surgimento de novas. Nesta fase do ensaio, também é possível verificar o início do destaque do betão de recobrimento. Depois de atingido um *drift* de 1.43%, os danos observados aumentam significativamente e com uma elevada concentração em duas linhas praticamente verticais, correspondendo essas linhas ao limite do laço central dos estribos nas almas. Quando o pilar é sujeito a um deslocamento do topo de 30 mm, o pilar atinge a sua rotura, sendo visíveis duas linhas praticamente verticais nas faces laterais de betão destacado e uma elevada densidade de fendas, tendo as maiores uma abertura a rondar os 1.5 mm. As duas linhas verticais de destacamento do betão do recobrimento devem-se, como já referido, à pormenorização dos estribos. Os laços de estribos adicionais, na zona central das almas, parecem conferir uma maior resistência nessa zona e, pelo contrário, uma elevada fragilidade nas linhas de transição para as zonas com menos armadura transversal, gerando uma descontinuidade geométrica onde se concentram os danos e reduzindo significativamente a contribuição dos banzos. Tal como ocorre nos outros pilares, os danos estão associados mais ao efeito de corte, com bastante degradação do betão, isto devido à reduzida quantidade de armadura transversal. Nas faces Norte e Sul, são visíveis unicamente fendas, sendo estas predominantemente horizontais e algumas inclinadas, devido ao efeito do “*shear lag effect*”.

Analisando a progressão dos danos, pode-se concluir que este pilar tem uma maior rigidez inicial e força máxima ligeiramente superior, em comparação com os pilares anterior. Esse aumento de rigidez e força máxima deve-se ao fato de existir uma duplicação de estribos numa

zona central das almas, conferindo maior rigidez enquanto a fendilhação é reduzida. A Figura 3.28 mostra os danos do pilar no final do ensaio.



a) Face Norte
Figura 3.28
b) Face Sul
Dano do pilar PO2-N5 no final do ensaio
c) Face Este
d) Face Oeste

Em relação aos danos observados nas faces interiores, a sua evolução é muito idêntica à evolução dos danos nas faces exteriores. Portanto, para um *drift* de 0.93%, os danos são ainda muito ligeiros, sendo apenas visíveis fendas. Já no ciclo final do ensaio, ou seja, quando é atingido um *drift* de 2.14%, as fendas agravam-se e é possível também verificar a existência de destacamento do betão. A Figura 3.29 ilustra os danos na face Oeste, entre os 10 cm e os 40 cm, a partir da base, enquanto Figura 3.30 mostra os danos na face Este, entre os 30 cm e os 60 cm.



a) *Drift* 0.93%
Figura 3.29
b) *Drift* 2.14%
Danos na face interior Oeste do pilar PO2-N5



a) *Drift* 0.93%

b) *Drift* 2.14%

Figura 3.30 Danos na face interior do pilar PO2-N5

Comparando as fendas deste pilar com as do pilar anterior (PO2-N4), pode concluir-se que as fendas na face interior neste pilar são bastante mais inclinadas, tendo algumas delas um desenvolvimento quase vertical. Essa diferença na inclinação das fendas parece estar relacionada com o detalhe da armadura transversal das almas, pois existe, claramente zonas menos fissuradas na zona central da alma e uma concentração dos danos ao longo dos varões longitudinais onde se dobra o laço central de estribos.

A Figura 3.31 representa a evolução das componentes de deformação por corte e por flexão. Comparando essa evolução com o pilar PO2-N4, pode dizer-se que este pilar tem uma componente de deformação por corte um pouco menor. A Figura 3.32 mostra o gráfico Força de topo-Deslocamento do Topo PO2-N5.

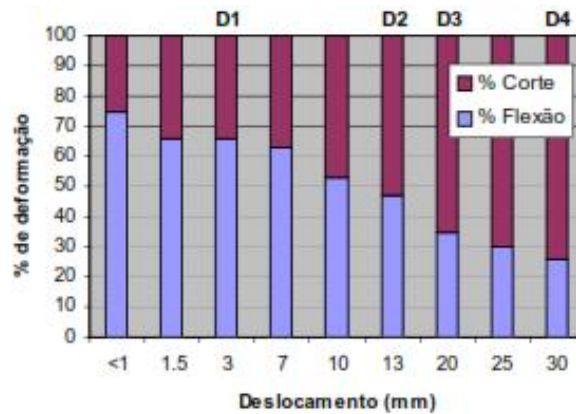


Figura 3.31 Comparação entre as componentes de deformação PO2-N5

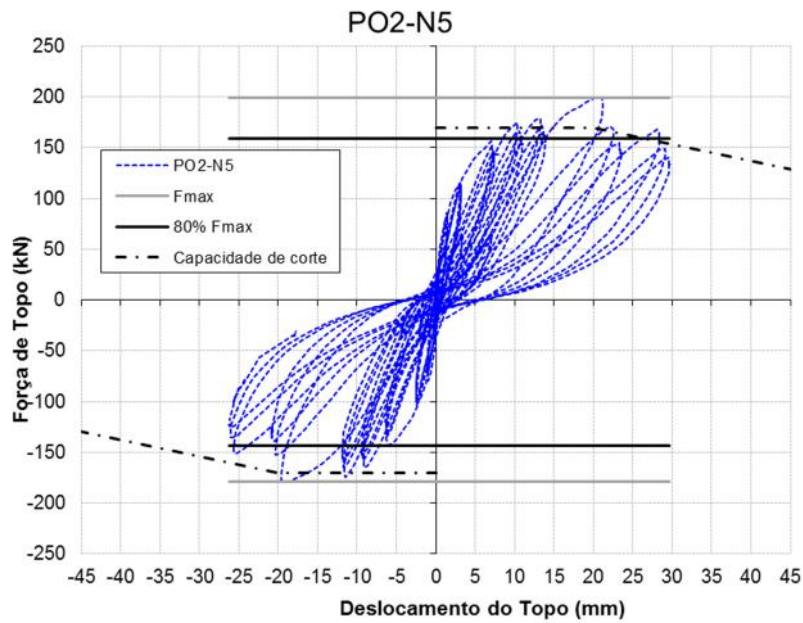


Figura 3.32 Gráfico Força-Deslocamento PO2-N5

Analisando o gráfico de força deslocamento deste pilar, pode concluir-se que a rotura se deve a um comportamento misto, sendo a componente de corte predominante. Isto porque os danos mais observados são os de corte e o valor teórico de capacidade de carga é ultrapassado.

3.2.2.5 PO2-N6

O pilar PO2-N6 foi o último a ser ensaiado e, de todos eles, é o que teve uma maior ductilidade. As características deste pilar são semelhantes às do pilar anterior (PO2-N5). A única alteração consiste na área da armadura transversal, que é o dobro da armadura transversal. Tal como ocorre nos restantes pilares, os danos mais significativos são observados nas faces laterais.

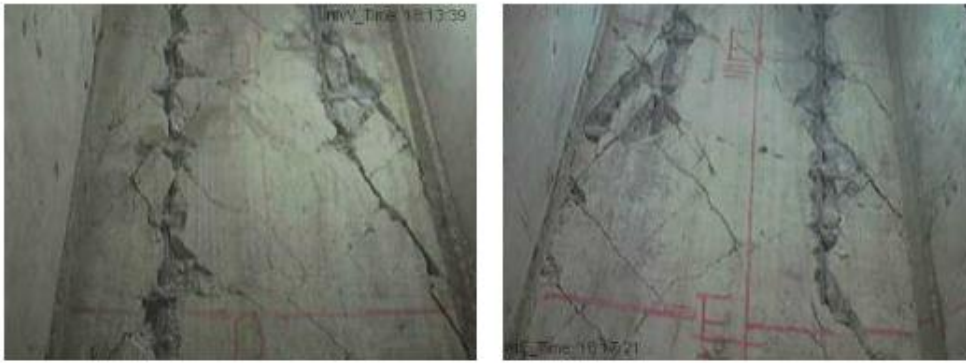
Nos primeiros ciclos, foram observados poucos danos, sendo estes, fendas muito concentradas na base do pilar, mais precisamente no seu terço inferior, isto até o pilar atingir um *drift* de 0.21%. Nesta fase do ensaio, o comportamento do pilar é mais do tipo flexão. Este comportamento conduziu a uma fissuração com pouca inclinação, praticamente horizontal e bastante concentrada na base. Com o avançar do ensaio e quando o pilar atinge um *drift* de 0.5%, as fendas já se desenvolvem ao longo de toda a altura do pilar. As fendas já têm uma inclinação próxima de 45° nas faces laterais e abertura de fendas com cerca de 0.4 mm. Quando o deslocamento do topo do pilar é de 13 mm, as fendas das faces laterais agravam-se, atingindo aberturas a rondar os 0.8 mm, mantendo a inclinação cerca de 45°. Em comparação com o PO2-N4, este pilar tem metade da abertura de fendas. Portanto, pode concluir-se que a deformação por corte neste pilar se encontra mais controlada, devido ao fato de existir uma

área de armadura transversal duas vezes superior e com disposição de estribos do tipo EC8. No entanto, a deformação por corte prevalece sobre a deformação por flexão, visto que os danos nas faces de carregamento são pouco significativos, com fendas bastante distribuídas e em que a abertura das fendas é inferior a 0.3 mm. Quando o deslocamento do topo do pilar é de 20 mm, verificou-se um agravamento das fendas anteriores. No final deste ciclo, as fendas podem ter uma abertura até 1.5 mm. No ciclo final do ensaio, quando é atingido um *drift* de 3.14%, já é possível observar uma elevada densidade de danos. Nesta fase do ensaio, observou-se destacamento do betão de recobrimento ou longo de toda a altura do pilar. Nas faces Norte e Sul, foram observados poucos danos (fendas horizontais bastante distribuídas e com alguma inclinação próxima da zona de aplicação das cargas). A Figura 3.33 ilustra os danos do pilar no final do ensaio.



a) Face Norte b) Face Sul c) Face Este d) Face Oeste
Figura 3.33 **Dano do pilar PO2-N6 no final do ensaio**

Relativamente aos danos observados nas faces interiores, pode concluir-se que a evolução destes é idêntica à evolução dos danos nas faces exteriores. Nos primeiros ciclos, as fendas observadas têm uma inclinação de aproximadamente 45°. Com a continuação dos ciclos, as fendas tendem a ter um ângulo com a horizontal bastante superior. No ciclo final, é possível observar nas almas uma elevada densidade de fenda, bem como algum destacamento do betão de recobrimento. O destacamento do betão desenvolve-se em duas linhas verticais, correspondentes aos dois varões verticais que delimitam o laço do estribo central. Tal como ocorre no pilar PO2-N5, os laços dos estribos adicionais na zona central das almas parecem conferir uma maior resistência nessa zona e, ao contrário, uma elevada fragilidade nas linhas de transição para as zonas com menos armadura transversal, renunciando a rotura por separação dos banzos. A Figura 3.34 mostra o estado final dos danos nas faces interiores. As imagens foram captadas numa altura entre 30 cm e 60 cm, a partir da base.



a) Face Oeste
 b) Face Este
Figura 3.34 Danos nas faces interiores no final do ensaio

Comparando a influência das componentes de deformação por corte e flexão com os dois pilares anteriores (PO2-N4 e PO2-N5), pode concluir-se que, neste pilar, a componente de flexão nos primeiros ciclos é muito idêntica à dos outros pilares. No entanto, quando é atingido um deslocamento do topo do pilar de 30 mm, nota-se que, neste pilar, a componente de deformação por flexão tem o dobro de importância em comparação com os outros pilares. A Figura 3.35 mostra a evolução das componentes de deformação por corte e por flexão no pilar PO2-N6, enquanto Figura 3.36 mostra a evolução das deformações totais (T) e flexão (F) dos pilares PO2-N4 e PO2-N6. A Figura 3.37 mostra o gráfico da Força de Topo-Deslocamento do Topo PO2-N6.

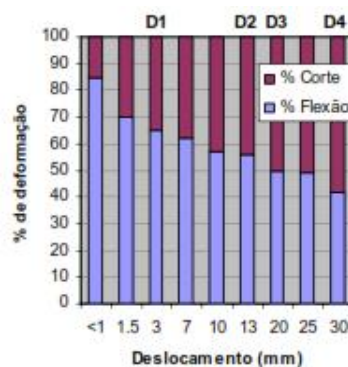


Figura 3.35 Comparação das componentes de deformação PO2-N6

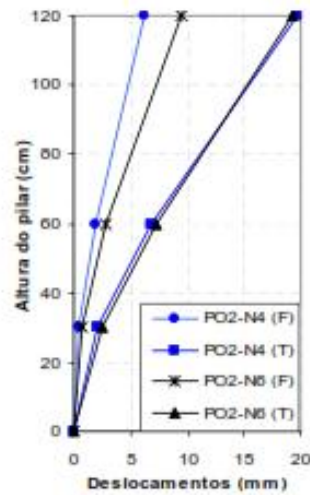


Figura 3.36 Comparação do perfil de deformação entre o pilar PO2-N4 e o PO2-N6

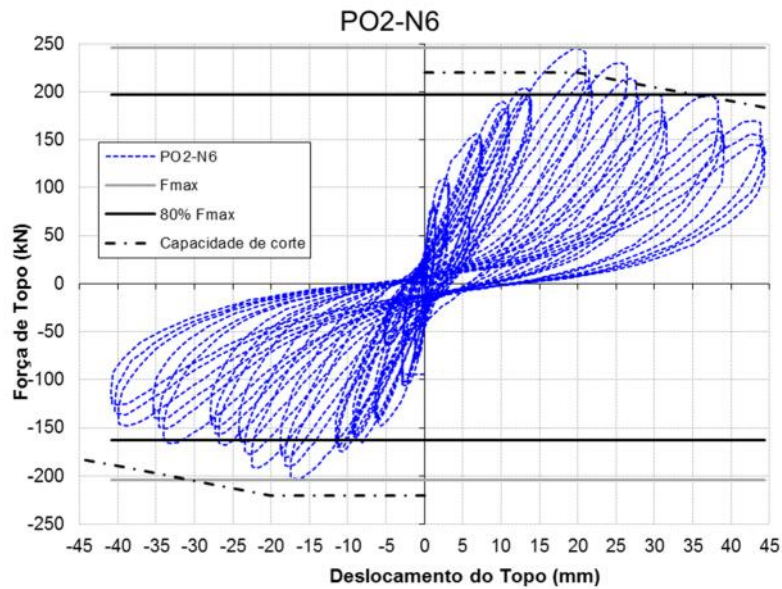


Figura 3.37 Gráfico Força-Deslocamento PO2-N6

Analisando o gráfico força deslocamento deste pilar, pode concluir-se que a rotura se deve a um comportamento misto, no entanto a componente de flexão é predominante. Isto porque os danos mais observados são os de corte e o valor teórico de capacidade de carga é ultrapassado.

3.3 Comparação de danos entre pilares

Para comparar os danos entre os pilares é necessário agrupar as aberturas das fendas. Assim, para a simplificação da análise das fissuras nos pilares foi necessário realizar a divisão da sua abertura por patamares. Sendo assim criados 5 patamares de espessura de fissuras, sendo essas mesmas aberturas as verificadas nas almas dos pilares:

- Início de fendilhação - Para aberturas de fendas até 0.1mm;
- Fissuras - Para aberturas de fendas até 0.5mm;
- Fendas pequenas - Para aberturas de fendas entre 0.5 mm e 1 mm;
- Fendas médias - Para aberturas de fendas de 1.5 mm a 2 mm;
- Fendas grandes – Para aberturas de fendas de 2.5 mm a 3 mm.

No entanto, nestes ensaios foram poucas as fendas com uma abertura superior a 3 mm.

A causa da abertura das fendas é o constante carregamento cíclico do pilar, o que faz com que o betão comece a deteriorar-se. Como consequência dos seguidos ciclos de carregamento, com constante abertura e fecho das fendas, o betão vai-se deteriorando. Essa mesma deterioração resulta no esmagamento do betão e, conseqüente, no destacamento da camada de recobrimento.

No entanto, não foram apenas identificados os danos materiais, mas também dois danos teórico, como já referido e apresentado no subcapítulo 3.1.1. Para a determinação do valor da capacidade de corte teórico, utilizaram-se duas ductilidades, para os deslocamentos de topo de 0mm e 20mm utilizou-se uma ductilidade de 2. Já para os deslocamentos de topo de 60mm e 90mm utilizou-se uma ductilidade de 8. Para os deslocamentos de topo de 30mm, 40mm e 50mm utilizou-se uma regra de progressão linear entre os pontos. Para este cálculo desprezou-se a parcela do esforço axial. É de referir também que a altura livre considerada é de 1.40m.

A Figura 3.38 documenta alguns dos danos observados, mais concretamente no pilar PO2-N6.



a) Início de fendilhação b) Rotura Convencional c) Esmagamento do betão
 Figura 3.38 Exemplificação de alguns danos observados

3.3.1 Pilares Quadrados (PO1)

A Figura 3.39 e a Tabela 3.15 mostram a evolução dos danos em cada um dos pilares quadrados, em função do *drift*, e onde w_k representa a abertura das fendas.

Tabela 3.15 Evolução dos danos em função do drift PO1

Dano Observado	PO1_N2		PO1_N3		PO1_N4	
	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)
Início	0	0,00%	0	0,00%	0	0,00%
Início fissuração ($w_k < 0,1\text{mm}$)	5	0,36%	5	0,36%	5	0,36%
Fissuração ($w_k < 0,5\text{mm}$)	10	0,71%	10	0,71%	10	0,71%
Fendas pequenas ($w_k < 1\text{mm}$)	----	----	25	1,79%	14	1,00%
Fendas médias ($w_k < 2\text{mm}$)	----	----	25	1,79%	17	1,21%
Fendas grandes ($w_k < 3\text{mm}$)	----	----	----	----	----	----
Esmagamento do betao	33	2,36%	33	2,36%	33	2,36%
Dano Observado	PO1_N5		PO1_N6			
	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)		
Início	0	0,00%	0	0,00%		
Início fissuração ($w_k < 0,1\text{mm}$)	5	0,36%	5	0,36%		
Fissuração ($w_k < 0,5\text{mm}$)	10	0,71%	25	1,79%		
Fendas pequenas ($w_k < 1\text{mm}$)	14	1,00%	30	2,14%		
Fendas médias ($w_k < 2\text{mm}$)	17	1,21%	30	2,14%		
Fendas grandes ($w_k < 3\text{mm}$)	25	1,79%	----	----		
Esmagamento do betao	33	2,36%	45	3,21%		

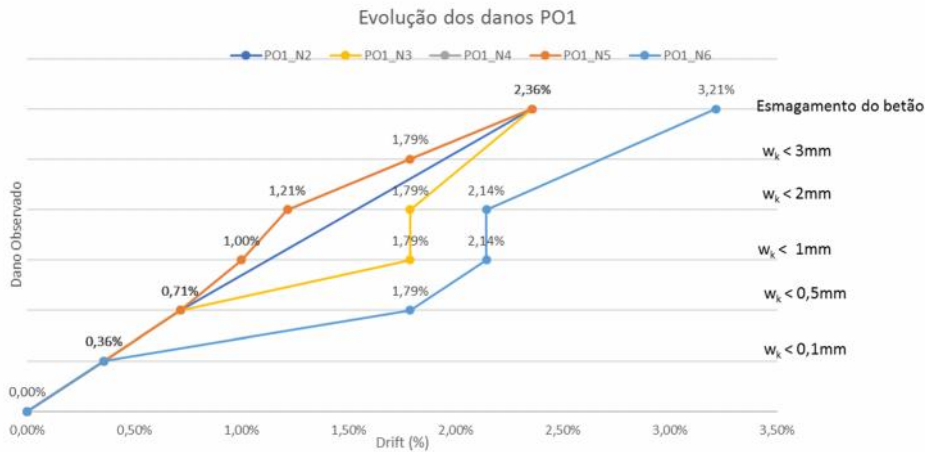


Figura 3.39 Evolução dos danos PO1

Analisando os danos observados nos pilares ensaiados e relacionando os mesmos com o *drift*, pode concluir-se que a quantidade de armadura transversal influencia muito os danos, o que indica que o modo de rotura do pilar predominante é o efeito de corte. Isto porque o pilar PO1-N6, que é um pilar com o dobro da armadura transversal e, por isso, com maior ductilidade, o que faz com que, neste pilar, o esmagamento do betão ocorre num deslocamento de topo de 45 mm, enquanto nos restantes pilares o esmagamento do betão ocorre num deslocamento do topo do pilar de 33 mm. Essa diferença no *drift* de esmagamento do betão indica que com a duplicação da armadura transversal, a ductilidade do pilar aumenta em cerca de 27%. É de notar também que existem alguns altos na vertical entre os patamares. Esses saltos devem-se ao pilar ter vários ciclos para um mesmo deslocamento do topo do pilar. Por exemplo no primeiro ciclo atinge-se um determinado patamar e no terceiro ciclo já se está em outro patamar de danos, ou seja existe uma alteração do valor na vertical, no entanto na horizontal não existe.

Através de uma análise mais detalhada da evolução dos danos, verifica-se que todos os pilares começam a fendilhar, $w_k < 0,1$ mm, sempre no mesmo deslocamento de topo do pilar, cerca de 5 mm. Depois, a fissuração do pilar começa a ocorrer num *drift* de 0.71%, excluindo o último pilar ensaiado, dado ter maior capacidade de deformação e o início de fissuração ocorrer num *drift* de 1.79%. A evolução das fendas até atingir o dano de esmagamento do betão difere em todos os pilares. Pode também concluir-se que, em alguns dos pilares, o dano de esmagamento do betão ocorre quando a abertura das fendas, nas almas, ainda são muito pequenas, como é o caso do pilar PO1-N6, em que o esmagamento do betão ocorre quando as fendas apresentam ainda uma abertura de fendas menor que 2 mm. Relativamente aos pilares PO1-N2 e PO1-N3, eles têm um comportamento misto, com uma componente de flexão muito relevante. Isto porque no final do ensaio foi verificada a existência de encurvadura/rotura dos

varões da armadura longitudinal e com abertura de fendas muito reduzida, sendo que as maiores têm cerca de 1 mm no PO1-N2 e 2 mm no PO1-N3. Essa pequena abertura de fendas deve-se ao tipo de comportamento misto, sendo que na rotura por flexão a maior dissipação de energia ocorre com a formação da rótula plástica e não com a abertura de fendas. Pode também concluir-se que o diferente detalhamento da armadura transversal não influencia na evolução dos danos, isto porque o pilar PO1-N5, que tem o detalhe da armadura do tipo EC8, tem uma evolução dos danos igual a dos restantes pilares, excluindo evidentemente o PO1-N6, devido à quantidade de armadura transversal. Na Figura 3.40 pode verificar-se o dano de encurvadura dos varões no pilar PO1-N2, enquanto Figura 3.41 pode ver-se alguns dos danos nos pilares ensaiados.



Figura 3.40 Encurvadura dos varões PO1-N2



a) PO1-N2

b) PO1-N6

c) PO1-N5

Figura 3.41 Danos observados nos ensaios dos pilares PO1

3.3.2 Pilares Retangulares (PO2)

A Figura 3.42 e a Tabela 3.16 mostram a evolução dos danos em cada um dos pilares retangulares, em função do *drift*, onde w_k representa a abertura das fendas.

Tabela 3.16 Evolução dos danos em função do drift PO2

Dano Observado	PO2_N2		PO2_N3		PO2_N4	
	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)
Início	0	0,00%	0	0,00%	0	0,00%
Início fissuração ($w_k < 0,1\text{mm}$)	5	0,36%	5	0,36%	5	0,36%
Fissuração ($w_k < 0,5\text{mm}$)	---	---	---	---	10	0,71%
Fendas pequenas ($w_k < 1\text{mm}$)	---	---	10	0,71%	---	---
Fendas médias ($w_k < 2\text{mm}$)	---	---	14	1,00%	14	1,00%
Fendas grandes ($w_k < 3\text{mm}$)	17	1,21%	17	1,21%	---	---
Esmagamento do betão	33	2,36%	33	2,36%	33	2,36%
Dano Observado	PO2_N5		PO2_N6			
	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)	Deslocamento Topo (mm)	Drift (%)		
Início	0	0,00%	0	0,00%		
Início fissuração ($w_k < 0,1\text{mm}$)	5	0,36%	5	0,36%		
Fissuração ($w_k < 0,5\text{mm}$)	10	0,71%	10	0,71%		
Fendas pequenas ($w_k < 1\text{mm}$)	---	---	14	1,00%		
Fendas médias ($w_k < 2\text{mm}$)	14	1,00%	25	1,79%		
Fendas grandes ($w_k < 3\text{mm}$)	---	---	---	---		
Esmagamento do betão	30	2,14%	45	3,21%		

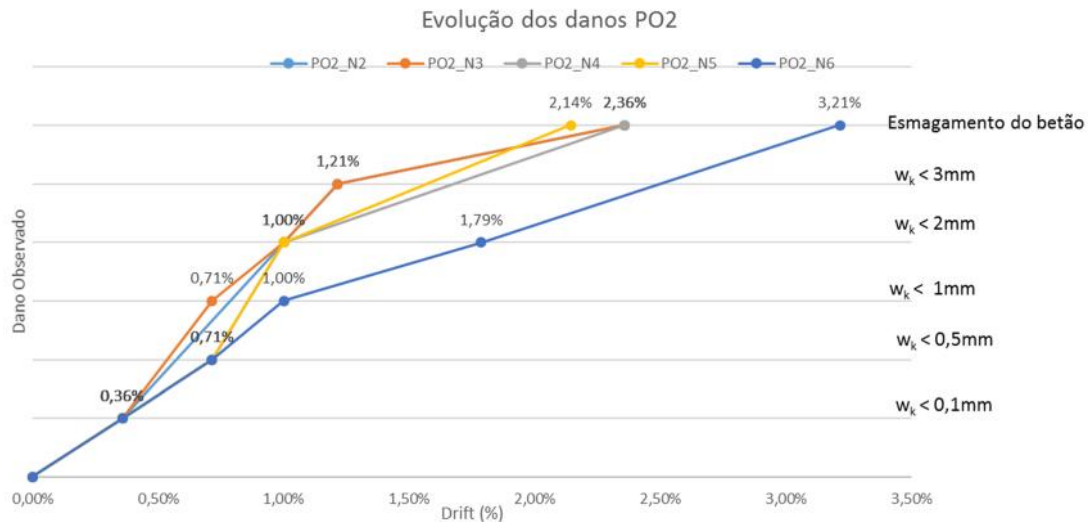


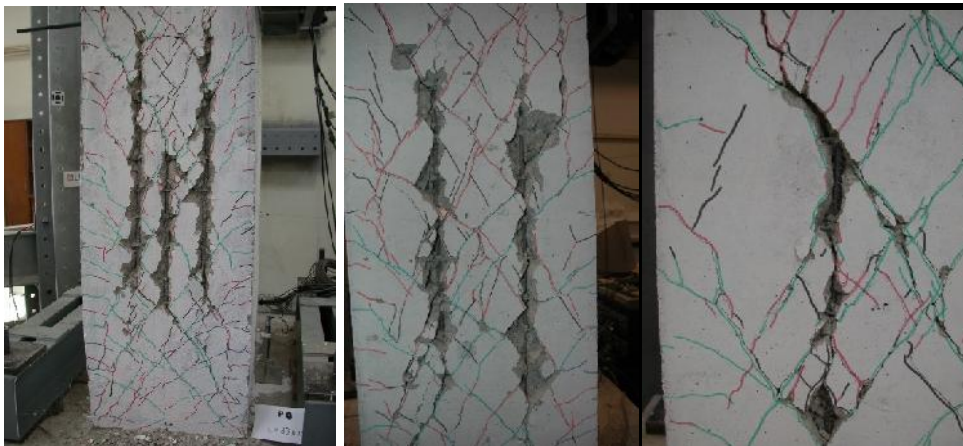
Figura 3.42 Evolução dos danos PO2

A evolução dos danos nos pilares retangulares é muito idêntica à dos pilares quadrados. Nos pilares retangulares também se verifica que a quantidade de armadura transversal tem influência no comportamento dos mesmos. No entanto, neste tipo de pilares, esse aumento de ductilidade, devido ao aumento de quantidade de armadura transversal, é mais visível. O dano de esmagamento do betão nos pilares ocorre quando o pilar está sujeito a um drift de 2.36%, tal como acontece nos pilares quadrados mas, no pilar PO2-N6, esse dano já

ocorre com um drift de 3.21%. Isto significa um aumento de ductilidade a rondar os 24.5%. De notar, também, que o pilar PO2-N5 é menos dúctil, isto porque tem um drift de 2.14% quando surge o dano de esmagamento do betão.

Relativamente à abertura de fendas, todos os pilares começam a fendilhar, $w_k < 0.1$ mm, no mesmo deslocamento de topo de pilar, cerca de 5 mm. A evolução dos danos desse patamar até ao dano de esmagamento de betão é distinta em todos os pilares. Como era espetável, o pilar PO2-N6 é um pilar mais rígido, logo, os danos ocorrem para drifts superiores. O pilar PO2-N5 também era espetável que tivesse um comportamento muito idêntico ao do pilar PO2-N6. No entanto, nos primeiros ciclos, o comportamento entre ambos é muito semelhante, mas, a partir de um certo nível de dano, a evolução dos danos no PO2-N5 é muito mais rápida. Os pilares PO2-N2 e PO2-N3 apresentaram também fissuras de grande abertura, cerca de 5 mm de abertura, antes de ocorrer o esmagamento do betão.

A Figura 3.43 mostra alguns dos danos que os pilares retangulares sofreram.



a) PO1-N2

b) PO1-N6

c) PO1-N5

Figura 3.43

Danos observados nos ensaios dos pilares PO2

3.4 Proposta de Estados Limite de Danos Sísmicos para pilares ocios

Como visto no subcapítulo 3.1.3, ainda existem muito poucas definições de estados de danos para estruturas de betão armado. E no que se refere a pilares ocios, ainda não foi encontrada nenhuma definição em concreto. Portanto, para a escolha dos diferentes estados limite de danos sísmicos e sua caracterização foi necessário ajustar a bibliografia existente sobre paredes de betão armado, visto ser o tipo de elemento estrutural que melhor se ajusta, em termos de comportamento, aos pilares ocios e estruturas de betão armado. Assim, para a determinação dos diferentes estados de danos, recorreu-se ao Hazus (FEMA, 2003) seguindo-

se o método seguido por Hugo Rodrigues (Rodrigues, et al., 2013) e (Rodrigues, 2012), para caracterizar a evolução dos danos numa escala gradativa de importância.

Como já referido, em Hazus, são considerados quatro ELDS e, na metodologia proposta por Rodrigues, considerou-se a existência de cinco ELDS. Portanto, para o presente trabalho, que teve por base o artigo de (Delgado, et al., 2016), foi considerada a existência de quatro estados limite de danos sísmicos. Esses quatro estados são os estados de dano ligeiros, estados de dano moderados, estados de dano extensos e estado de dano colapso. Seguidamente, serão apresentados e descritos com algum detalhe estes estados de dano.

Para a determinação dos diversos estados de dano, foi analisada a espessura das fendas e a sua densidade, a existência de destacamento do betão e diversos valores teóricos. Relativamente à espessura das fissuras, estas foram divididas em cinco patamares, como descrito no ponto 3.3 do presente trabalho. A densidade das fendas pode ser pequena ou grande. Para o dano de destacamento do betão, foi escolhida a mesma escala de densidade. Relativamente aos valores teóricos considerados neste estudo, foram a rotura convencional e o valor de capacidade de corte teórico. O *Drift* limite, ou seja, o último *Drift* que é considerado, corresponde ao *Drift* atingido no último ciclo de carga do ensaio.

3.4.1 Danos ligeiros

O primeiro estado limite de danos sísmicos definido é o estado de danos ligeiros. De todos os estados de danos propostos este é o menos gravoso. Quando um pilar atinge este estado de dano, ainda não coloca em causa a sua estabilidade estrutural, bem como a da restante estrutura.

Os danos físicos visíveis começam com a fissuração, ou seja, com o aparecimento de fendas com abertura inferior a 0.1 mm. Neste estado de dano, podem também surgir fissuras, ou seja, fendas com uma abertura até 0.5 mm, mas em pequena densidade. Nas faces laterais, as fendas surgem maioritariamente no terço inferior do pilar, mas, neste dano, com uma pequena inclinação. Já nas faces de carregamento (Norte e Sul), as fendas já se estendem por toda a superfície, estando bem distribuídas. As fendas nestas faces são horizontais, com um afastamento de 7.5 cm, que é a distância entre estribos. No entanto, conforme crescem ao longo do pilar, as fendas vão-se inclinando, devido ao efeito de “*Shear Lag Effect*”. A Figura 3.44 mostra o pilar PO2-N6 quando atinge o limite deste estado de dano.

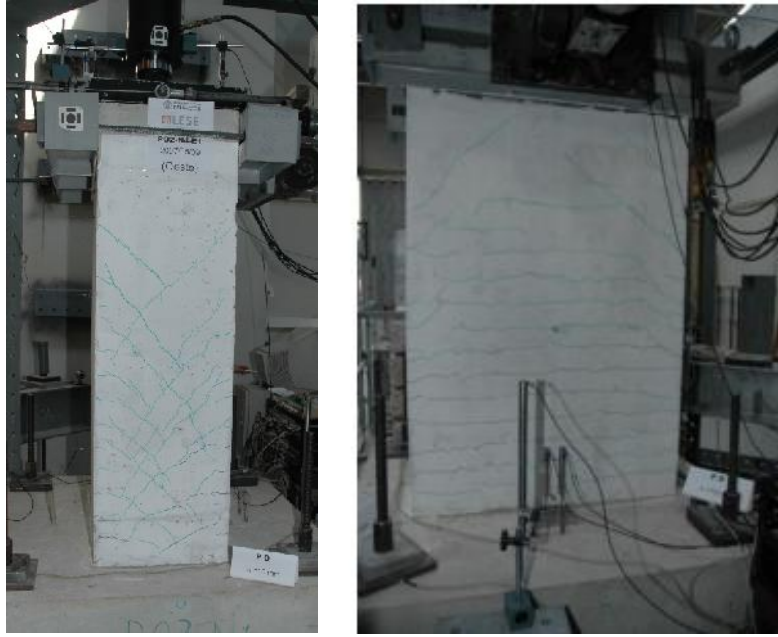


Figura 3.44 Estado Limite de Dano Ligeiro

3.4.2 Danos moderados

O estado de danos moderados, é o segundo estado de dano mais leve. Em relação os estados de dano anterior, é de verificar o agravamento das fendas existentes e o aparecimento de novas fendas. Quando é atingido este estado de dano, a estabilidade estrutural ainda não está em causa, nem do elemento nem do sistema global.

Este estado de dano é caracterizado por fendas visíveis e já com grande densidade. A abertura das fendas ainda é pequena (menor que 1 mm). As fendas já se estendem a toda a altura o pilar. Nas faces laterais, como já se referiu, as fendas já se estendem a toda a altura do pilar e são algo inclinadas, a cerca de 45°. Estas fendas indicam que o comportamento predominante deste pilar é de corte. Já nas faces de carregamento, as fendas são muito idênticas às fendas observadas no estado de danos ligeiros; no entanto, é visível um aumento do número de fendas e um agravamento do “*Shear Lag Effect*”. A Figura 3.45 mostra o pilar PO2-N6 quando atinge o limite deste estado de dano.



Figura 3.45 Estado Limite de Dano moderado

3.4.3 Danos extensos

O estado de danos extensos é o segundo mais grave desta escala. Em relação à evolução dos danos, é de notar que existiu um grande agravamento dos mesmos. Quando um pilar atinge este estado de dano, já é necessário realizar uma reparação significativa, sendo também necessário proceder a reforço estrutural do elemento. Portanto, a reforço/reparação do elemento pode não se tornar economicamente viável.

Em relação aos danos observados, são visíveis fendas de média e grande dimensão, ou seja, com aberturas até 3 mm. Em relação à densidade das fendas, pode verificar-se que é distribuída ao longo de toda a superfície do pilar. Neste estado de dano, também é visível o início do destacamento do betão de recobrimento, mas ainda em escala pequena/média. As fendas nas faces laterais são as mais gravosas e de elevada densidade. Grande parte das fendas têm uma inclinação de aproximadamente 45°, o que indica que são fendas de corte; algumas delas têm inclinação bastante maior, ficando, por vezes, quase verticais. Em relação ao destacamento do betão, é possível verificar entre duas a três linhas verticais de betão destacado, correspondendo à posição dos varões mais centrais ou à zona dos laços dos estribos do tipo EC8. Já nas faces de carregamento, o padrão das fendas é muito idêntico ao padrão do dano anterior (moderado), sendo apenas de referir que existe um aumento do número de fendas. A Figura 3.46 mostra o pilar PO2-N6 quando atinge o limite deste estado de dano.

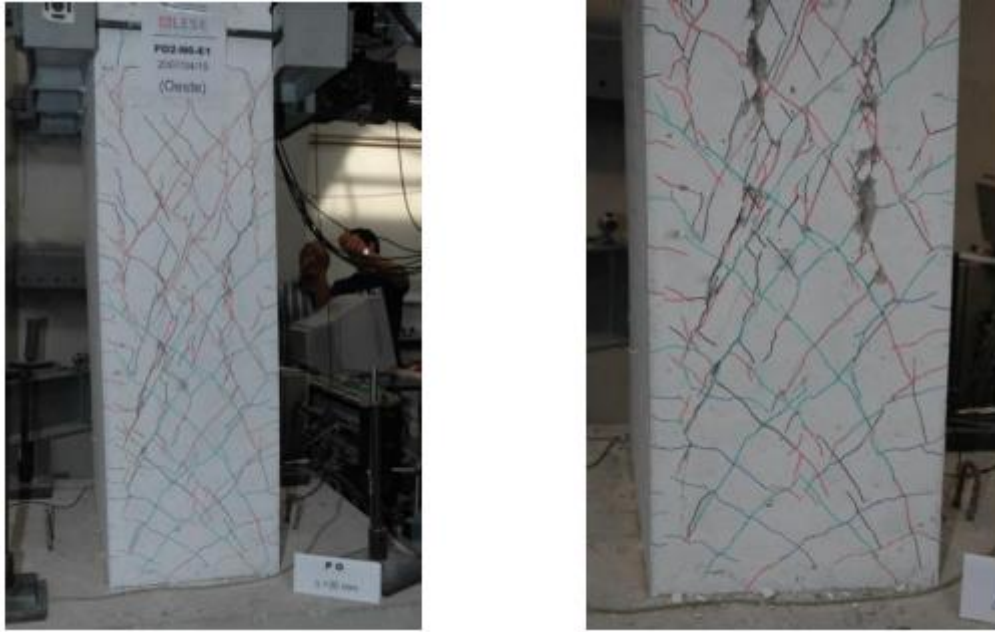


Figura 3.46 Estado Limite de Dano extenso

3.4.4 Colapso

De todos os estados de danos definidos, este é o mais grave de todos. Quando o pilar atinge este estado, a estabilidade estrutural do elemento e do sistema global está severamente comprometido, sendo necessário a inutilização imediata da estrutura. Esta intervenção deve passar pela reparação dos danos e realização de um reforço estrutural. No entanto, o custo dessa intervenção já está muito próximo do custo de demolição e construção de um pilar novo, pelo que a reparação e reforço do pilar podem tornar-se economicamente inviáveis.

Em relação aos danos observados, pode verificar-se que existiu uma evolução no destacamento do betão de recobrimento, mas não se verificou a criação de novas fendas. Isto porque nesta fase a dissipação da energia ocorre com o destacamento do betão e não com a criação de novas fendas. Em termos teóricos, todos os valores resistentes (valor teórico de capacidade de corte e rotura convencional), já foram ultrapassados. Nas faces laterais verifica-se um grande destacamento em duas/três faixas verticais. Essa concentração de destacamento do betão de recobrimento concentra-se no cruzamento das fendas de corte e/ou na posição dos laços dos estribos, quando estes são do tipo EC8. Nos pilares com um comportamento misto, ou seja, com a componente de deformação por flexão muito próxima da componente de deformação por corte, pode verificar-se a formação de uma rótula plástica junto à base. Essa rótula plástica é visível com a grande deterioração do betão junto à base e a encurvadura dos varões longitudinais. Em relação às fendas nas faces de carregamento, é de notar que as alterações observadas foram muito pouco significativas, surgindo apenas algumas fendas, mas

em pequeno número. A Figura 3.47 mostra o pilar PO2-N6 quando atinge o limite deste estado de dano.

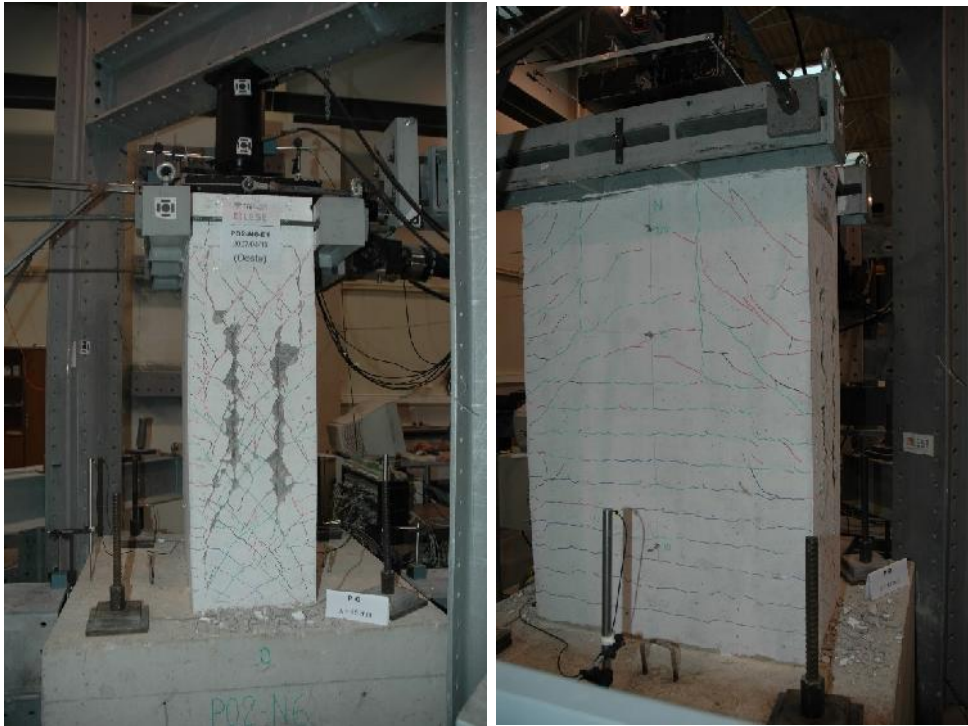


Figura 3.47 Estado Limite de Colapso

3.5 Valores limite de cada Estado Limite de Dano Sísmico

No sentido de se atingir o objetivo do presente trabalho, que consiste na apresentação de uma metodologia para a caracterização dos estados limite de dano de pilares ocos de betão armado sujeitos a ações cíclicas, procurou-se identificar um parâmetro de resposta capaz de definir a evolução do dano do pilar e cada um dos estados limite supracitados. Assim, e tendo como finalidade a utilização de um único parâmetro estrutural para todos os estados limite e que fosse capaz também de ser facilmente avaliado em qualquer modelação numérica (mais simplificada ou complexa), selecionou-se o valor de *drift* para correlacionar com os danos do pilar.

A correspondência entre os quatro Estados Limite de Dano Sísmico, definidos anteriormente, e os respetivos valores de *drift*, foi estabelecida a partir da análise detalhada dos ensaios experimentais a pilares ocos e tendo em consideração a descrição de cada estado limite. A Figura 3.48 mostra a evolução dos estados de danos dos pilares quadrados, enquanto a Figura 3.49 mostra a evolução dos estados de danos dos pilares retangulares.

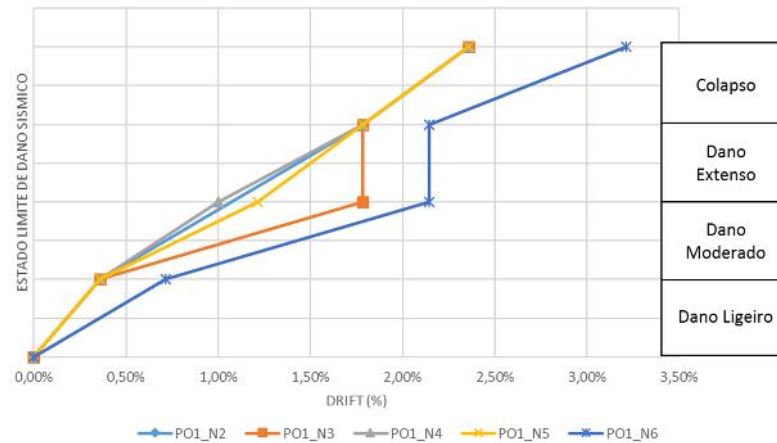


Figura 3.48 Evolução dos ELDS nos diferentes pilares quadrados

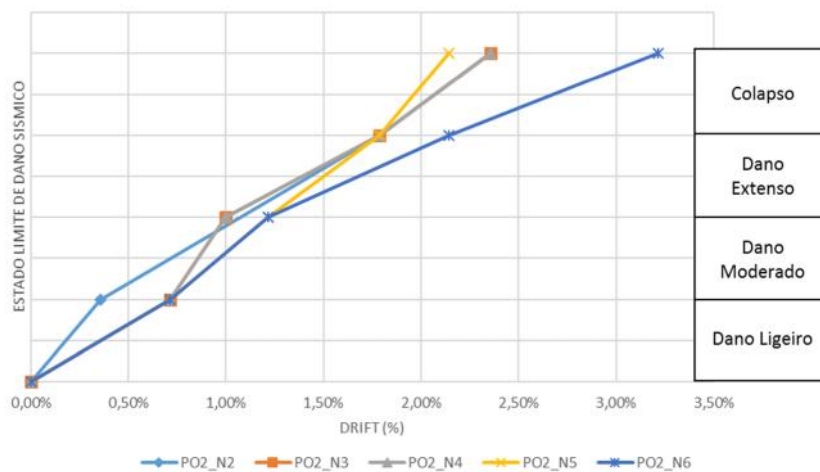


Figura 3.49 Evolução dos ELDS nos diferentes pilares retangulares

Começando por analisar a evolução dos estados de danos nos pilares quadrados, verifica-se que a sua evolução não é assim tão linear, em certos pilares, quanto o esperado, nomeadamente nos pilares PO1-N3 e PO1-N6. Verifica-se um grande salto entre estados, ou seja, atinge dois estados de danos sísmicos, com o mesmo deslocamento do topo do pilar. Isto poderá dever-se ao elevado controlo de abertura das fendas no início do ensaio e, posteriormente, numa rápida deterioração e abertura de fendas. Uma outra explicação para esses saltos deve-se há existência de vários ciclos para o mesmo *drift*. A evolução dos restantes pilares está dentro do exetável. Observando com um maior detalhe a evolução dos estados de danos, pode verificar-se que o pilar PO1-N6 tem uma dissipação de energia (através da abertura das fendas e destacamento do betão de recobrimento), mais lenta que a dos restantes pilares. Isto quer dizer que este pilar tem uma elevada rigidez inicial e que a vai perdendo aos

poucos. Isto deve-se às suas características, visto que este pilar tem estribos do tipo EC8 e tem o dobro da armadura transversal. O segundo pilar que era expetável que tivesse uma maior rigidez inicial era o pilar PO1-N5, devido ao detalhamento da armadura, mas tal não aconteceu. Com efeito, o segundo pilar com maior rigidez inicial foi o PO1-N3. A Tabela 3.17 mostra os valores limite de cada um dos estados de danos.

Tabela 3.17 Valores limite de *drift* para cada ELDS, PO1

Estado Limite de Dano Sísmico	<i>Drift</i> (%)				
	PO1_N2	PO1_N3	PO1_N4	PO1_N5	PO1_N6
Ligeiro	0,36%	0,36%	0,36%	0,36%	0,71%
Moderado	0,00%	1,79%	1,00%	1,21%	2,14%
Extenso	1,79%	1,79%	1,79%	1,79%	2,14%
Colapso	2,36%	2,36%	2,36%	2,36%	3,21%

A Figura 3.50 ilustra os danos nos valores limite do pilar PO1-N6 e a Figura 3.49 mostra OS danos nos valores limite do pilar PO1-N3. Foi escolhido o pilar PO1-N6 porque é de todos os pilares quadrados o que tem mais ductilidade, portanto é de todos os pilares o que ilustra melhor a evolução dos danos devido ao efeito de corte. A escolha do pilar PO1-N3 deve-se ao fato deste ter um comportamento misto, ou seja, nele são visíveis danos devido a efeitos de flexão e de corte.



a) *Drift* 0.71% b) *Drift* 2.14% c) *Drift* 3.21%
Figura 3.50 Danos nos diferentes valores limite, PO1-N6



a) *Drift* 0.36% b) *Drift* 1.79% c) *Drift* 2.36%
 Figura 3.51 Danos nos diferentes valores limite, PO1-N3

Em relação à evolução dos estados de danos nos pilares retangulares, pode dizer-se que a evolução é muito idêntica à evolução dos pilares quadrados. No entanto, nos pilares retangulares, a evolução é praticamente linear em todos os pilares, não existindo os saltos que se verificaram nos pilares quadrados. Numa observação mais detalhada, pode verificar-se que o pilar PO2-N6 é, de todos os pilares, aquele que tem uma maior ductilidade e rigidez, como já era espetável. Em relação ao pilar PO2-N2, pode verificar-se que, no início, tem uma evolução muito rápida, mas depois tende a acompanhar a evolução dos restantes pilares. Relativamente ao pilar PO2-N5, pode verificar-se que tem uma rigidez inicial idêntica à do pilar PO2-N6, mas depois, com o avançar dos ciclos e conseqüente degradação do betão, verifica-se que, tal como ocorre nos pilares quadrados, tende a dissipar energia muito rapidamente. É de notar também que este pilar é de todos os pilares ensaiados, tanto retangulares como quadrados, o que tem uma menor ductilidade. O pilar PO2-N3 tem também uma evolução inicialmente muito idêntica à evolução do pilar PO2-N5, mas no final tem uma ductilidade maior. A Tabela 3.18 mostra os valores limite de cada um dos estados de danos.

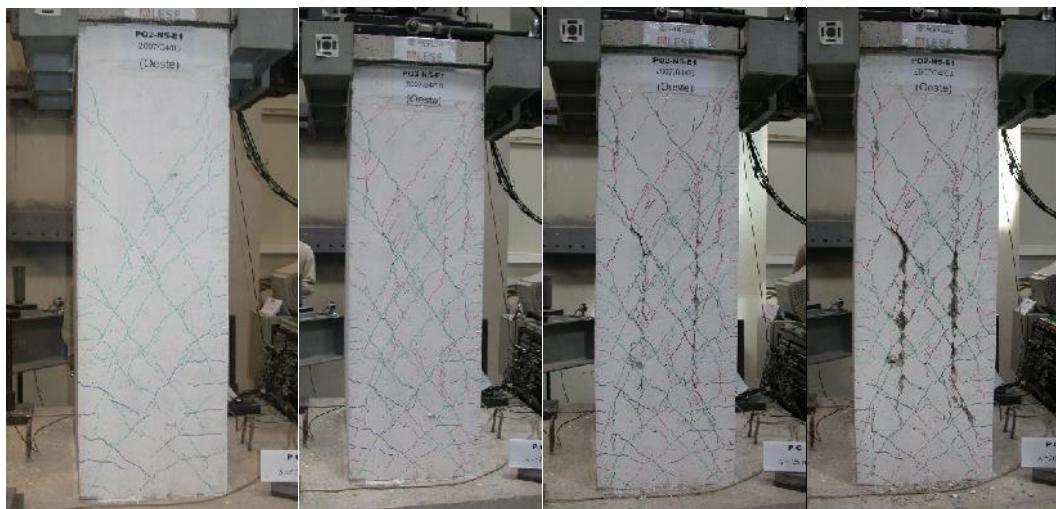
Tabela 3.18 Valores limite de *drift* para cada ELDS, PO2

Estado Limite de Dano Sísmico	<i>Drift</i> (%)				
	PO2_N2	PO2_N3	PO2_N4	PO2_N5	PO2_N6
Ligeiro	0,36%	0,71%	0,71%	0,71%	0,71%
Moderado	0,00%	1,00%	1,00%	1,21%	1,21%
Extenso	1,79%	1,79%	1,79%	1,79%	2,14%
Colapso	2,36%	2,36%	2,36%	2,14%	3,21%

A Figura 3.52 ilustra os danos nos valores limite do pilar PO2-N6 e a Figura 3.53 mostra os danos nos valores limite do pilar PO2-N5. A razão de escolha do pilar PO2-N6 deve-se ao fato deste pilar ser, de todos os pilares retangulares, o que tem uma maior ductilidade, logo ilustrar melhor a evolução dos estados de danos. A razão de escolha do pilar PO2-N5 deve-se ao fato de ser o pilar com menor ductilidade.



a) drift 0.71% b) drift 1.21% c) drift 2.14% d) drift 3.21%
Figura 3.52 Danos nos diferentes valores limite, PO2-N6



a) drift 0.71% b) drift 1.21% c) drift 1.79% d) drift 2.14%
Figura 3.53 Danos nos diferentes valores limite, PO2-N5

Depois de analisada a evolução dos estados de danos em cada um dos pilares, é necessário proceder à determinação de um valor fixo que defina cada um dos estados de dano, visto que cada um dos pilares tem valores distintos. Assim, para a determinação desse valor, calculou-se o valor médio de cada um dos tipos de pilares, quadrados e retangulares. A Tabela 3.19 e a Figura 3.54 mostram a evolução dos estados limite de danos em função dos valores médios determinados.

Tabela 3.19 Evolução dos valores médios nos vários ELDS

Valores médios		
	PO1	PO2
Ligeiro	0,43%	0,64%
Moderado	1,23%	0,89%
Extenso	1,86%	1,86%
Colapso	2,53%	2,49%

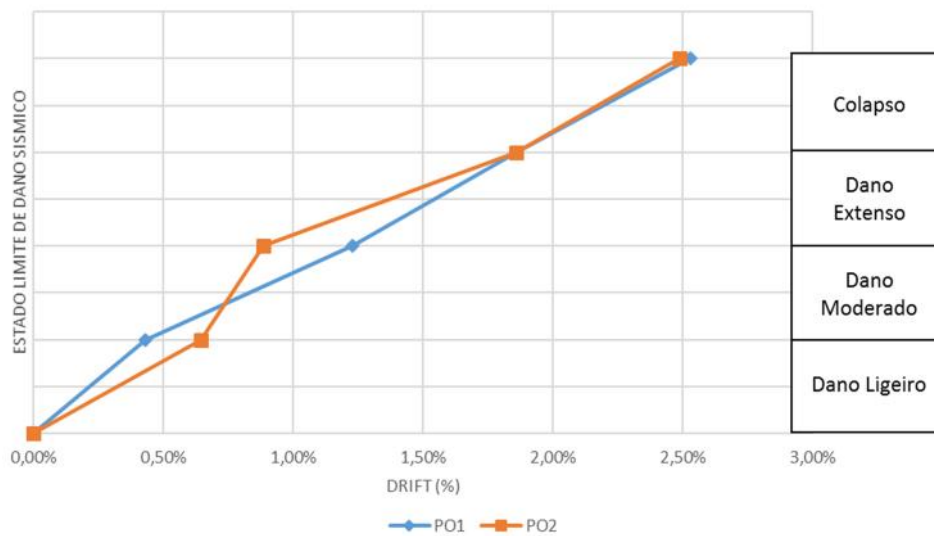


Figura 3.54 Evolução dos valores médios nos vários ELDS

Analisando este gráfico, pode concluir-se que os pilares quadrados têm uma evolução mais linear e constante, comparando com a evolução dos pilares retangulares. Pode também verificar-se que os retangulares têm uma rigidez inicial maior, tendo depois uma maior dissipação de energia em poucos ciclos e no final do ensaio têm uma evolução muito idêntica à dos pilares quadrados. Talvez fosse de esperar que os pilares retangulares tivessem uma rigidez maior durante todo o ensaio, mas tal não se verificou, devido ao elevado dano de corte registado em todos os pilares. A Figura 3.55 mostra a evolução dos valores finais dos estados de danos, mostrando a Tabela 3.20 os valores da mesma evolução.

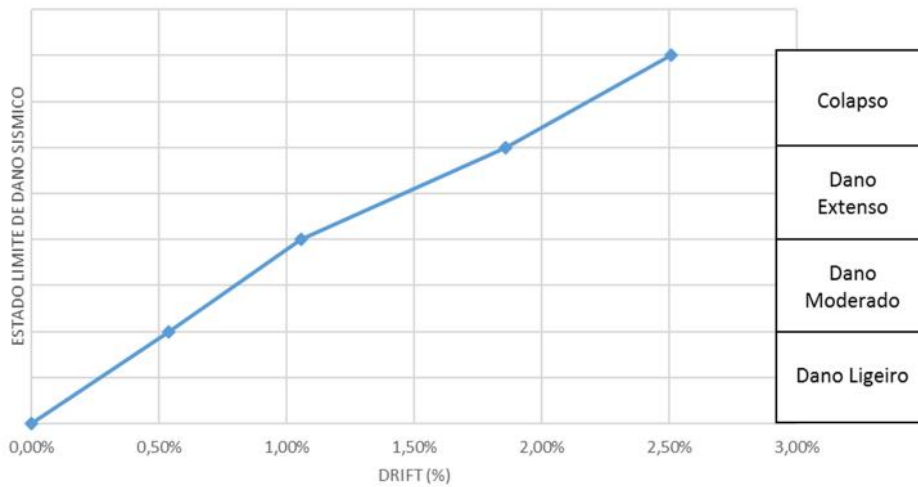


Figura 3.55 Evolução valores limite dos ELDS

Tabela 3.20 Valores limite para os ELDS

Valores Limite ELDS	
Ligeiro	0,54%
Moderado	1,06%
Extenso	1,86%
Colapso	2,51%

Analisando o gráfico da curva final da evolução dos ELDS, pode verificar-se que a sua evolução é bastante linear e constante. Como se pode verificar na Figura 3.56, a evolução da curva final dos valores limite de cada um dos estados de danos tem um ajuste razoável. No entanto, existem duas curvas dos pilares PO1-N6 e PO2-N6 que se desviam um pouco da curva final, devido à sua ductilidade.

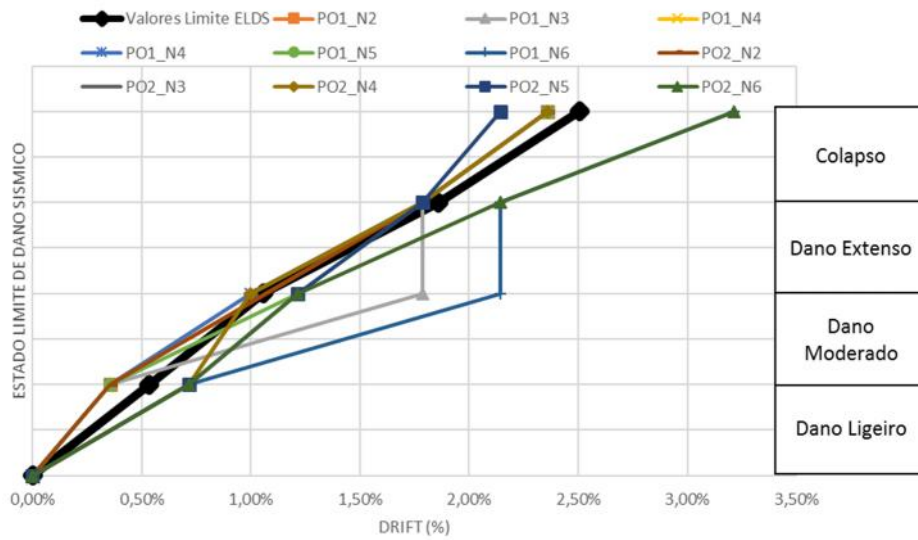


Figura 3.56 Evolução da curva final dos estados limite em comparação com as curvas dos pilares

3.6 Proposta de Índice de Dano

Como já referido no ponto 3.1.4, o índice de dano aqui apresentado terá por base o índice de dano proposto por Park&Ang.

3.6.1 Cálculo do parâmetro

Como já visto anteriormente para a determinação deste parâmetro é necessário a determinação de diversos valores. Segue-se a determinação desses mesmos valores.

- Rácio volumétrico

Nos pilares analisados, o diâmetro dos estribos é sempre de 2.6 mm, logo a área do estribo é sempre a mesma, alterando apenas o seu comprimento devido à pormenorização e à quantidade de estribos. Em relação ao volume de betão confinado, a altura é sempre a mesma, que é 7,5 cm, correspondente ao espaçamento entre estribos, variando apenas a área (dependendo do pilar ser quadrado ou retangular). A Tabela 3.21 e a Tabela 3.22 mostram os valores deste mesmo parâmetro para os pilares quadrados e retangulares, respetivamente.

Tabela 3.21 Valor do rácio de confinamento, PO1

	Perímetro (m)	Área estribos (m ²)	Volume estribos (m ³)	Volume betão (m ³)	ρ_w
PO1-N2	3,47	5,31E-06	1,84E-05	0,008	0,002
PO1-N3	3,47		1,84E-05		0,002
PO1-N4	3,47		1,84E-05		0,002
PO1-N5	6,26		3,33E-05		0,004
PO1-N6	12,53		6,65E-05		0,008

Tabela 3.22 Valor do rácio de confinamento, PO2

	Perímetro (m)	Área estribos (m ²)	Volume estribos (m ³)	Volume betão (m ³)	ρ_w
PO2-N2	5,27	5,31E-06	2,80E-05	0,014	0,002
PO2-N3	5,27		2,80E-05		0,002
PO2-N4	5,27		2,80E-05		0,002
PO2-N5	9,47		5,03E-05		0,004
PO2-N6	18,94		1,01E-04		0,007

- Esforço axial normalizado

O esforço axial é sempre de 250 kN, exceto o pilar PO2-N3, que está sujeito a um esforço axial de 440 kN. Em relação à área, esta só varia se o pilar for quadrado ou retangular. Por fim, o valor da tensão de compressão média do betão varia, dependendo da série de betonagem a que o pilar pertence, sendo de 27.9 MPa na 2ª série de betonagem e de 28.5 MPa na 3ª série de betonagem. A Tabela 3.23 e a Tabela 3.24 mostram os valores do esforço axial normalizado, respetivamente, para os pilares quadrados e para os pilares retangulares.

Tabela 3.23 Valor do esforço axial normalizado, PO1

	N(N)	Ac(mm ²)	fcm (Mpa)	ν
PO1-N2	250000	112500	27,9	0,080
PO1-N3			27,9	0,080
PO1-N4			28,5	0,078
PO1-N5			28,5	0,078
PO1-N6			28,5	0,078

Tabela 3.24 Valor do esforço axial normalizado, PO2

	N(N)	Ac(mm ²)	Fcm (Mpa)	ν
PO2-N2	250000	180000	27,9	0,050
PO2-N3	440000		27,9	0,088
PO2-N4	250000		28,5	0,049
PO2-N5			28,5	0,049
PO2-N6			28,5	0,049

- Rácio mecânico de tensão da armadura

Nos pilares quadrados, existem 40 8, enquanto nos pilares retangulares existem 64 8. A Tabela 3.25 mostra o valor deste parâmetro, tanto para os pilares quadrados como para os retangulares.

Tabela 3.25 Valor do rácio mecânico de tensão da armadura longitudinal

	Armadura	Área de aço	Área de betão	ω_t
PO1	40 8	0,002	0,113	0,018
PO2	64 8	0,003	0,180	0,018

Portando, depois de calculados todos estes valores, já é possível calcular o parâmetro β . A Tabela 3.26 mostra os valores do parâmetro de degradação dos pilares quadrados enquanto a Tabela 3.27 a dos pilares retangulares.

Tabela 3.26 Valor do parâmetro de degradação da rigidez, PO1

Pilar	ρ_w	v	ω_t	β
PO1-N2	0,002	0,080	0,018	0,040
PO1-N3	0,002	0,080		0,040
PO1-N4	0,002	0,078		0,040
PO1-N5	0,004	0,078		0,039
PO1-N6	0,008	0,078		0,037

Tabela 3.27 Valor do parâmetro de degradação da rigidez, PO2

Pilar	ρ_w	v	ω_t	β
PO2-N2	0,002	0,050	0,018	0,029
PO2-N3	0,002	0,088		0,043
PO2-N4	0,002	0,049		0,029
PO2-N5	0,004	0,049		0,029
PO2-N6	0,007	0,049		0,028

Comparando estes valores com o valor de referência (0.05), pode concluir-se que os valores do parâmetro β estão próximos dos valores esperados.

3.6.2 Cálculo da energia dissipada

Para o cálculo da energia dissipada num determinado ciclo, é necessário determinar as expressões da curva inferior e da curva superior dessa mesma elipse. Depois de determinadas

essas duas expressões, calcula-se um integral definido, subtraindo a expressão da curva superior pela expressão da curva inferior. Depois de calculada a energia, é necessário multiplicar por três, isto porque existem três ciclos repetidos para cada deslocamento. Visto que a energia é um valor cumulativo, é necessário, depois de multiplicar por três, somar a energia desses mesmos ciclos com a energia dos três ciclos anteriores. Em relação ao valor de energia dissipada dos ciclos com força e deslocamento negativos temos sempre de considerar o valor absoluto. A Tabela 3.28 e Tabela 3.29 mostram o valor de energia, em kN mm, obtida para cada estado de dano, em cada um dos pilares, sendo a primeira tabela referente aos pilares quadrados e a segunda aos pilares retangulares.

Tabela 3.28 Valores de energia dissipada nos vários ELDS, PO1

Energia (KN.mm)	PO1-N2	PO1-N3	PO1-N4	PO1-N5	PO1-N6
E0 (Inicio)	0	0	0	0	0
E1 (Dano Ligeiro)	824,19	793,14	681,21	802,35	3737,4
E2 (Dano Moderado)	824,19	14491,74	5074,68	7331,85	25627,5
E3 (Dano Extenso)	13191,09	28190,34	18499,98	26530,05	47517,6
E4 (Colapso)	31220,79	48090,54	38783,58	47406,45	80550,3

Tabela 3.29 Valores de energia dissipada nos vários ELDS, PO2

Energia (KN.mm)	PO2-N2	PO2-N3	PO2-N4	PO2-N5	PO2-N6
E0 (Inicio)	0	0	0	0	0
E1 (Dano Ligeiro)	676,74	4283,97	4065,18	3306,42	4925,64
E2 (Dano Moderado)	676,74	11604,27	10030,92	10874,22	19316,64
E3 (Dano Extenso)	18324,24	32736,57	28595,52	28213,32	45696,84
E4 (Colapso)	43170,54	60619,77	50485,92	50506,32	83376,24

A Figura 3.57 mostra a evolução do valor de energia em função do *drift* limite de cada estado de dano para os pilares quadrados.

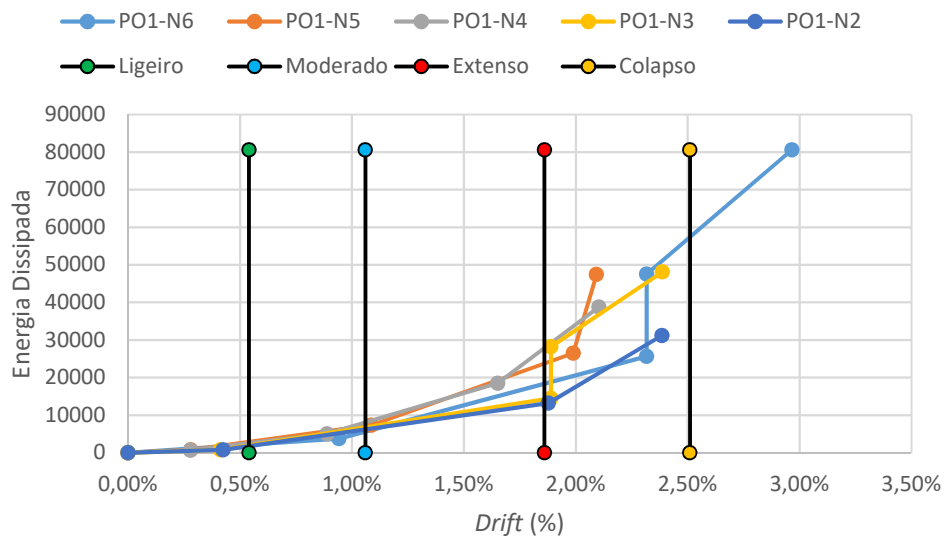


Figura 3.57 Evolução da energia dissipada, PO1

Portanto, analisando este gráfico, pode concluir-se que, nos estados de danos mais ligeiros, os valores de energia são muito idênticos, excluindo o pilar PO1-N6, visto que neste pilar esse estado de dano é atingido nos *drifts* de 0,71%, em vez do *drift* de 0,36%, tal como ocorre nos restantes pilares. A partir desse mesmo estado de dano, a evolução do valor de energia vai crescendo de forma muito distinta. No entanto, numa fase inicial, durante o estado de dano moderado, ainda se mantém muito constante. É de notar também que, no estado de dano de colapso, existe uma grande disparidade de evolução entre os pilares. Os valores finais de energia estão dentro do esperado, isto se se comparar com valores de energia dissipada calculados por outros autores. O pilar PO1-N6 é, de todos, o que tem mais energia dissipada no final do ensaio, visto ser o que tem maior ductilidade, devido às suas características. Em relação ao pilar PO1-N5, era de esperar ter um pouco mais de energia dissipada, visto o pormenor da armadura transversal ser do tipo EC8; no entanto, verifica-se que este pilar tem uma menor ductilidade, tal como o PO1-N4, quando comparado com os restantes pilares. Em relação ao pilar PO1-N3, era de esperar que tivesse uma menor energia dissipada, visto que as características em termos de valores resistentes são inferiores aos dos pilares da 3ª série. No entanto, este pilar tem uma rigidez inicial superior, o que explica esse valor de energia dissipada no final do ensaio. Em relação ao pilar PO1-N2, já era esperado que tivesse o menor valor de energia dissipada.

A Figura 3.58 mostra a evolução dos valores de energia em função dos valores limite de cada estados limite dos pilares retangulares.

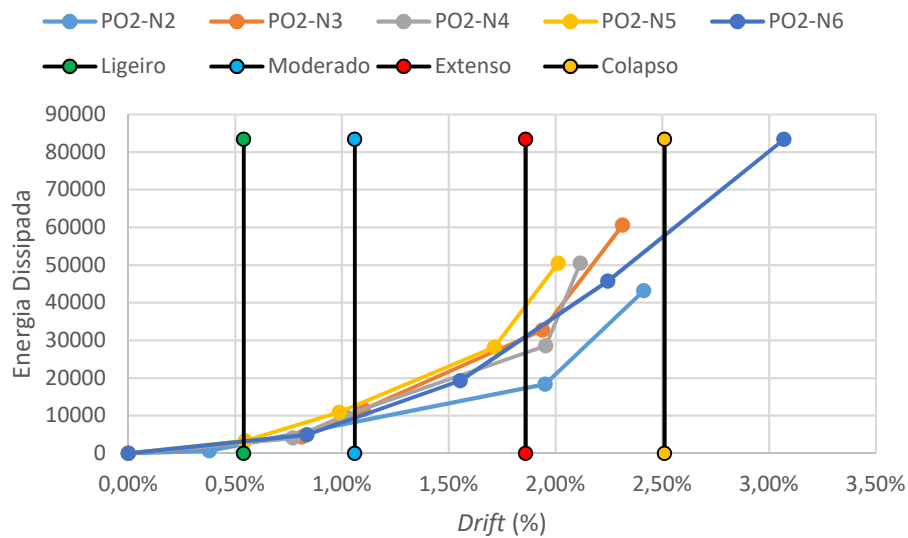


Figura 3.58 Evolução da energia dissipada, PO2

Analisando o gráfico de evolução dos valores de energia, pode concluir-se que a sua evolução é uma evolução expectável. Portanto, pode verificar-se que, até ao valor limite do estado de dano ligeiro, os valores de energia dissipada são muito idênticos, excluindo o pilar PO2-N2, já que este pilar atinge este estado de dano quando atingido um *drift* de 0.36%, enquanto nos restantes pilares este estado de dano é atingido no *drift* de 0.71%. Passando para o estado de dano moderado, verifica-se que a evolução se mantém constante, apenas se verificando uma evolução mais expressiva no pilar PO2-N5. Já nos estados de danos extensos e no colapso, a evolução dos valores de energia varia muito de pilar para pilar, com especial ênfase no estado de dano de colapso. Em relação aos valores finais de energia dissipada, estes, como já referido, estão dentro do expectável, se comparados com os valores de energia dos pilares quadrados e com valores apresentados por outros autores. O pilar PO2-N6 é, de todos os pilares, o que tem um maior valor de energia dissipada, já que é o pilar que tem maior ductilidade, devido às suas características. É de salientar também que o pilar PO2-N3 tem um grande valor de energia dissipada em relação aos restantes pilares, em especial aos pilares da 3ª série de betonagem. Isto deve-se ao maior valor de esforço axial aplicado. Esse aumento do esforço axial mantém os mesmos níveis de deslocamento do topo do pilar, mas, para atingir esses mesmos deslocamentos, é necessário aplicar uma carga horizontal superior, como se poderá constatar quando se apresentar os valores de força horizontal máxima. Em relação ao pilar PO2-N2, já era de esperar que este tivesse o menor valor de energia dissipada.

3.6.3 Índice de dano proposto

Depois de calculados todos os parâmetros principais, valor de energia dissipada e parâmetro de degradação, pode passar-se ao cálculo do índice de dano de cada um dos estados de danos. A Tabela 3.30 e Tabela 3.31 mostram os valores de força máxima aplicada (F_y), deslocamento último (d_u) e o deslocamento máximo em cada estado de dano (d_{m_i}) dos pilares quadrados e retangulares, respetivamente.

Tabela 3.30 Valores de força máxima e deslocamento máximo nos vários ELDS, PO1

	PO1-N2	PO1-N3	PO1-N4	PO1-N5	PO1-N6
F_y (KN)	129,95	132,33	170,53	169,24	204,69
d_u (mm)	33,06	33,04	30,23	29,75	41,98
d_{m_0} (mm)	0	0	0	0	0
d_{m_1} (mm)	5,96	5,79	3,90	3,93	13,20
d_{m_2} (mm)	26,29	26,44	12,46	15,21	32,44
d_{m_3} (mm)	26,29	26,44	23,12	27,85	32,44
d_{m_4} (mm)	33,40	33,41	29,45	29,29	41,52

Tabela 3.31 Valores de força máxima e deslocamento máximo nos vários ELDS, PO2

	PO2-N2	PO2-N3	PO2-N4	PO2-N5	PO2-N6
F_y (KN)	191,20	221,34	192,04	198,80	246,27
d_u (mm)	33,05	32,92	29,96	29,66	44,39
d_{m_0} (mm)	0	0	0	0	0
d_{m_1} (mm)	5,30	11,37	10,78	7,65	11,70
d_{m_2} (mm)	18,00	15,40	14,15	13,82	21,75
d_{m_3} (mm)	27,33	27,15	27,35	24,00	31,43
d_{m_4} (mm)	33,78	32,40	29,63	28,18	42,98

A Tabela 3.32 mostra os valores do índice de dano calculado para cada estado de dano.

Tabela 3.32 Valores do índice de dano calculado, PO1

	PO1-N2	PO1-N3	PO1-N4	PO1-N5	PO1-N6
S/ dano	0	0	0	0	0
Ligeiros	0,19	0,18	0,13	0,14	0,33
Moderados	0,80	0,93	0,45	0,57	0,88
Extensos	0,92	1,06	0,91	1,14	0,98
colapso	1,30	1,45	1,27	1,35	1,34

Em relação aos valores obtidos pode concluir-se que alguns deles estão muito aquém do expetável, isto se comparado com os valores propostos por Park&Ang como é o caso dos valores do pilar PO1-N3 e PO1-N5. O pilar PO1-N6 é o que contém os valores de índice de dano mais expetável. Estes valores devem-se ao método utilizado para o cálculo de energia dissipada, pouco preciso e muito suscetível a erros. É de notar que nos danos extensos o valor deveria de andar perto do valor unitário, o que não ocorre no pilar PO1-N5, sendo o que está mais próximo ser o pilar PO1-N6. A Tabela 3.33 mostra os valores do índice de dano calculado, dos pilares retangulares.

Tabela 3.33 Valores do índice de dano calculado, PO2

	PO2-N2	PO2-N3	PO2-N4	PO2-N5	PO2-N6
S/ dano	0	0	0	0	0
Ligeiros	0,16	0,37	0,38	0,27	0,28
Moderados	0,55	0,54	0,52	0,52	0,54
Extensos	0,91	1,02	1,06	0,95	0,82
colapso	1,22	1,34	1,25	1,20	1,18

Os valores de índice de danos obtidos nos pilares retangulares já são um pouco mais precisos, ficando dentro do espetável, se comparado com os valores propostos por Park&Ang. Nestes pilares, os valores de índice de dano expetáveis são os do pilar PO2-N6, ao invés dos pilares quadrados. Em relação aos restantes pilares, há pequenas imprecisões de cálculo do índice de dano, já que o seu valor, no estado de danos extensos, deveria rondar o valor unitário. No entanto, o valor do índice nesse estado de dano não foge muito do expetável, excetuando-se o pilar PO2-N6.

A Figura 3.59 ilustra a evolução dos índices em função dos estados de danos dos pilares da 2ª série de betonagem. Enquanto a Figura 3.60 ilustra a mesma evolução, mas, neste caso, dos pilares de 3ª série, excluindo os pilares PO1-N6 e PO2-N6. A Figura 3.61 ilustra também a mesma evolução, mas, neste caso, dos pilares PO1-N6 e PO2-N6. Em cada uma das figuras também é apresentada a curva média.

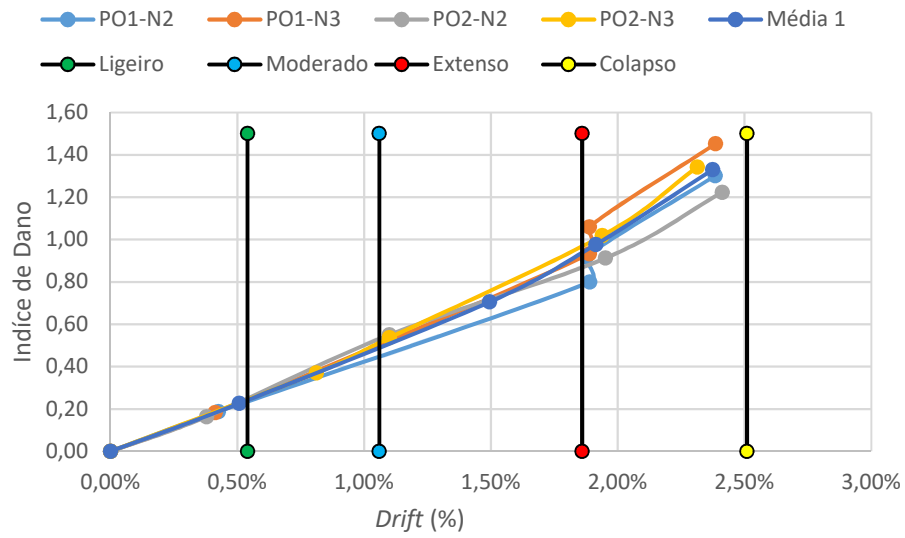


Figura 3.59 Evolução do índice de dano dos pilares da 2ª série

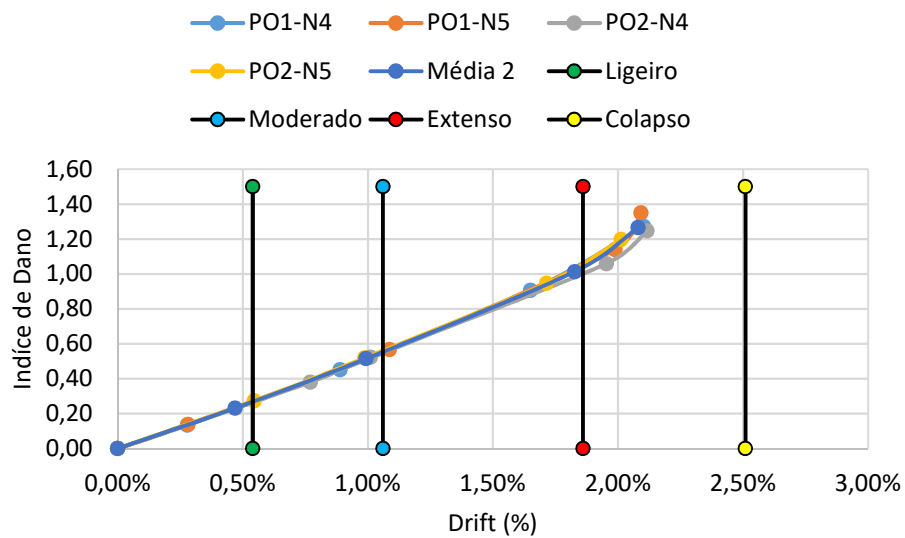


Figura 3.60 Evolução do índice de dano dos pilares da 3ª série, excluindo os N6

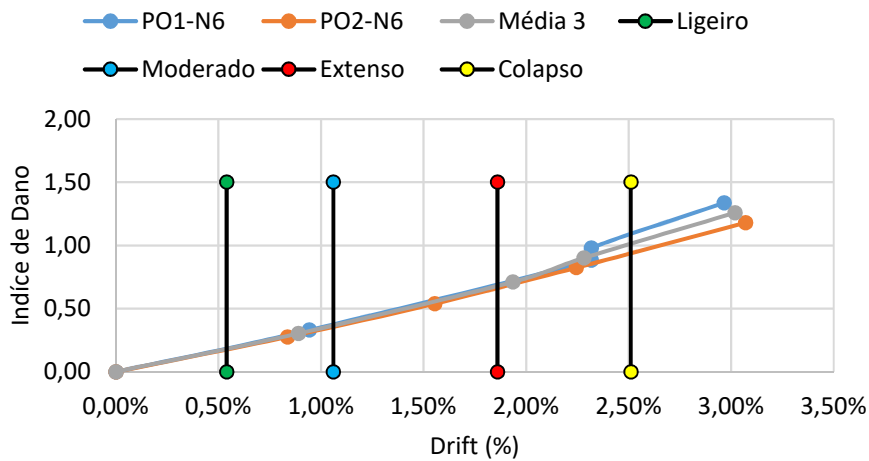


Figura 3.61 Evolução do índice de dano nos pilares N6

Analisando os gráficos apresentados, pode notar-se que as evoluções dos índices de dano em função do estado de dano, em cada um dos agrupamentos, são muito idênticas. Isto indica que os índices de danos são valores idênticos para pilares com as características quase idênticas, o que demonstra a fiabilidade destes valores de índice de dano. Depois de analisadas todas as curvas e verificado que existe uma certa coerência entre os valores, podem calcular-se os valores finais do índice de dano, calculando a média com todos os valores. A Figura 3.62 mostra a curva média de cada um dos agrupamentos e a curva final, que é a média das três curvas do agrupamento dos pilares. A Tabela 3.34 mostra os valores finais do índice de danos proposto para os pilares ocos de betão armado. Já Figura 3.63 mostra a curva final da evolução do índice de dano em função do *drift* limite de cada estado de dano.

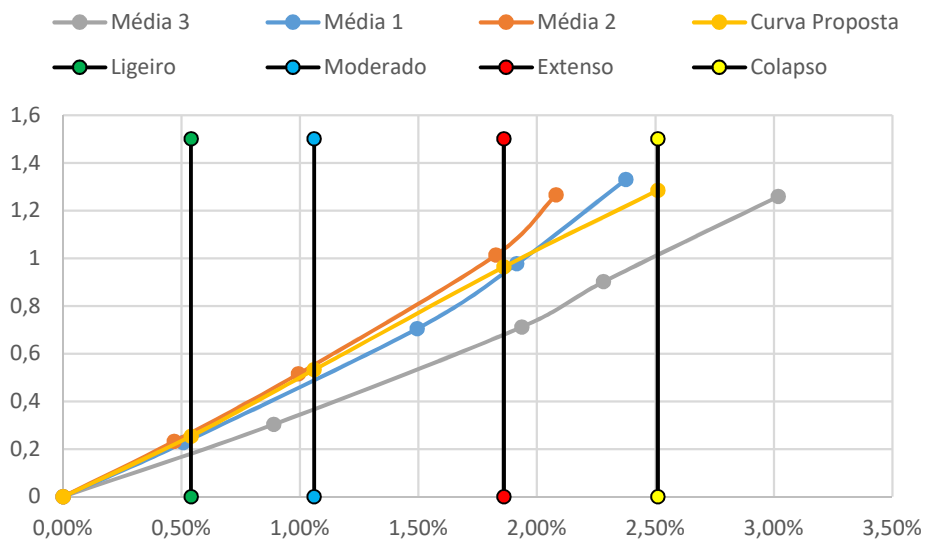


Figura 3.62 Valores médios de índice de dano dos diferentes agrupamentos de pilares

Tabela 3.34 Valores finais do índice de dano calculado

Valores finais		
	Drift (%)	DI
Ligeiros	0,54%	0,25
Moderados	1,06%	0,53
Extensos	1,86%	0,96
colapso	2,51%	1,29

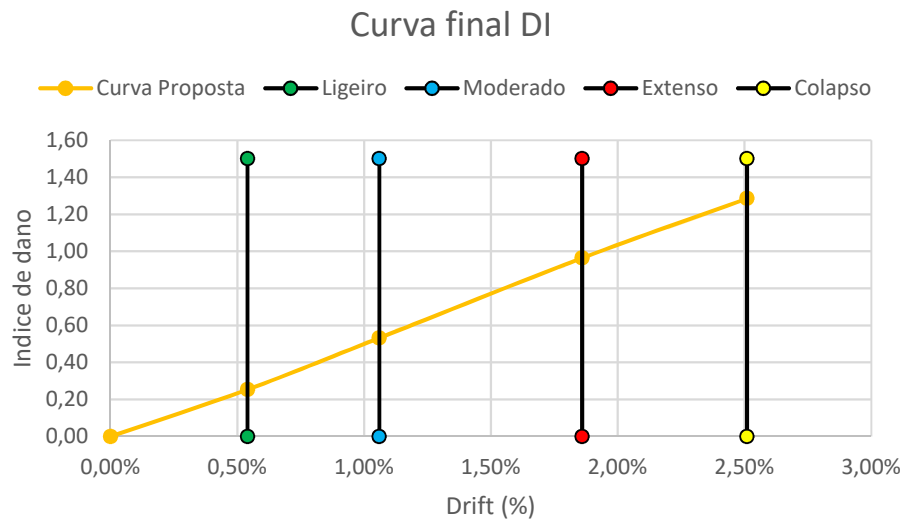


Figura 3.63 Evolução do índice de dano proposto

Olhando para os valores finais do índice de dano, pode concluir-se que estão dentro do esperado, visto que o valor do índice no estado de danos extensos deve ser igual ao valor unitário e, no presente caso, obteve-se 0.96. Essa diferença de valor deve-se à metodologia de cálculo da energia dissipada ser muito imprecisa e suscita de erros. Analisando o gráfico dos valores médios, pode concluir-se que a curva do terceiro agrupamento de valores, dos pilares PO1-N6 e PO2-N6, afasta-se um pouco das outras três curvas, o que se deve à elevada energia dissipada desses mesmos pilares. Essa elevada energia dissipada deve-se à grande ductilidade destes pilares, pois apresentam uma maior quantidade de armadura transversal, dotando estes pilares de uma melhor capacidade resistente ao corte, logo, menores valores de índice de dano.

3.7 Comparação dos estados propostos com os estados e níveis de operacionalidade definidos por outros autores.

Como já foi visto no ponto 3.1.3 do presente trabalho, já existem algumas definições de estados limite de danos sísmicos. Mas nenhuma dessas definições foi comprovada tendo em especial atenção o comportamento dos pilares de concreto armado, mas sim no

comportamento total da estrutura. Assim, este trabalho tem como um dos principais objetivos a definição de estados limite de danos sísmicos para pilares ocos de betão armado. Até ao momento, já se fez a definição dos estados de danos, quais os seus valores limite, em termos de *drift*, e quais os índices de dano. No entanto, é necessário comparar os valores aqui definidos com os valores já existentes, para verificar a exatidão da metodologia proposta. Como já referido no ponto 3.2.1, os estados de danos podem ser definidos por duas maneiras distintas: através da avaliação dos danos e através do nível de operacionalidade da estrutura. Relativamente ao primeiro tipo de definição existem cinco propostas. No entanto, apenas podemos comparar os valores limites com apenas duas das definições, visto as restantes definições serem apenas teóricas.

A primeira comparação a realizar é entre os valores da presente metodologia e os valores propostos no Hazus (FEMA, 2003). Como já visto, serão comparados os valores obtidos com um valor médio, utilizando os valores de todos os níveis de dimensionamento e altura do edifício. Em relação ao elemento escolhido, é o elemento do tipo paredes de corte (tipo C2, segundo o Hazus). A Tabela 3.35 mostra os valores propostos pelo Hazus e os valores propostos neste trabalho. A Figura 3.64 mostra a evolução de ambas as propostas.

Tabela 3.35 Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Hazus

	Hazus	Proposta	Diferença
Leve	0,28%	0,54%	0,27%
Moderado	0,58%	1,06%	0,48%
Extensos	1,60%	1,86%	0,26%
Colapso	4,15%	2,51%	-1,64%

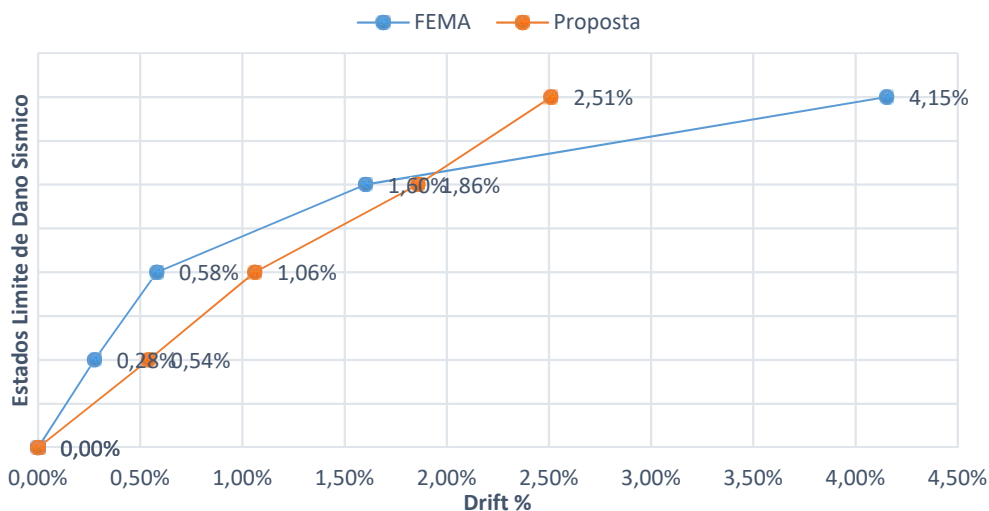


Figura 3.64 Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Hazus

Comparando ambos os valores limites, pode verificar-se que, nos primeiros estados de danos, os valores propostos neste trabalho são mais elevados. No entanto, no último estado de dano (estado de colapso), o valor limite é cerca de 1.64% inferior, comparando com o valor proposto pelo Hazus. Comparando o tipo de evolução dos estados de danos, verifica-se que a evolução dos valores propostos por Hazus é uma evolução do tipo exponencial, enquanto a evolução dos valores propostos neste trabalho é uma evolução mais linear.

O segundo valor possível de comparar é o valor do índice de dano proposto por Park&Ang, (Park & Ang, 1985) com os valores propostos neste trabalho. Visto que Park&Ang não define valores limite de *drift* para a comparação dos valores do índice de dano, utilizar-se-á os valores de *drift* limite proposto no presente trabalho. A Tabela 3.36 mostra a comparação dos valores do índice de dano e a Figura 3.65 mostra a mesma comparação.

Tabela 3.36 Comparação entre a metodologia definida e a proposta por Park&Ang

	<i>Drift</i> (%)	DI (Park&Ang)	Di (Proposto)
S/ dano	0,00%	0	0
Ligeiros	0,54%	0,1	0,25
Moderados	1,06%	0,25	0,53
Extensos	1,86%	0,4	0,96
colapso	2,51%	1	1,29

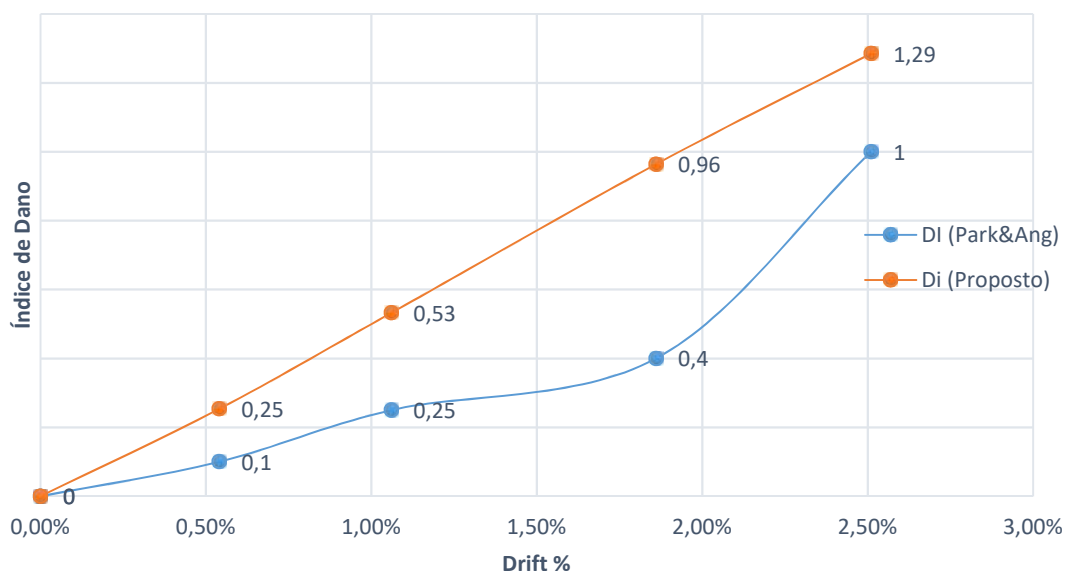


Figura 3.65 Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Park&Ang

Comparando os valores obtidos pelas duas propostas, podemos verificar que os valores propostos neste trabalho são sempre superiores, quando comparados com os valores propostos por Park&Ang. Em relação à evolução de ambas as propostas, a do presente trabalho é uma evolução mais linear enquanto a evolução dos valores propostos por Park&Ang é uma evolução mais parabólica. A discrepância dos valores de índice de dano deve-se há imprecisão no cálculo da energia dissipada e no cálculo do parâmetro de degradação da rigidez, parâmetro

Em relação ao segundo tipo de definição em que a definição consiste na definição de uma “performance” estrutural, será analisado esse mesmo performance em vez dos danos. Serão comparadas todas as definições propostas no ponto 3.1.3. Para a comparação dos três métodos, inicialmente serão apresentadas todas as metodologias e, no final, serão comparadas as três propostas com os valores limite obtidos neste trabalho.

A primeira proposta a comparar é a metodologia proposta pelo ATC, (ATC40, 1996). Neste caso, serão comparados os valores propostos no presente trabalho com o valor do *drift* total máximo proposto pelo ATC. Para o nível de operacionalidade estabilidade estrutural, para o valor V_i será utilizado o valor médio de todos os valores de carga máxima aplicada em cada pilar, que é de 185.64 kN, e o valor de P_i será utilizado o valor de 250 kN, visto ser o valor utilizado em quase todos os pilares. A Tabela 3.37 mostra os valores propostos pelo ATC.

Tabela 3.37 Valores limite de *drift* proposto pelo ATC

	<i>Drift</i> total máximo
Ocupação imediata	0,01%
Controlo de dano	0,20%
Segurança de vidas humanas	0,20%
Estabilidade Estrutural	0,23%

A segunda proposta apresentada é a metodologia proposta pelo FEMA (FEMA356, 2000). Para a comparação dos valores, serão utilizados os valores propostos para as estruturas de betão armado. Em relação à duração temporal do *drift*, será sempre utilizado o valor do *drift* temporário. A Tabela 3.38 mostra os valores propostos pelo FEMA, obtidos a partir de (Rodrigues, et al., 2013).

Tabela 3.38 Valores limite de *drift* proposto pelo FEMA

Ocupação imediata	1%
Controlo de dano	2%
Segurança de vidas humanas	2%
Prevenção de colapso	4%

A terceira proposta apresentada é a apresentada por Vision 2000 - SEAOC (SEAOC - Vision 2000, 1995). Os valores que vão ser comparados são os valores do *drift* máximo permitido. A Tabela 3.39 mostra os valores limite de cada nível de operacionalidade estrutural.

Tabela 3.39 Valores limite de *drift* proposto pelo Vision 2000

Ocupação imediata	0,20%
Controlo de dano	0,50%
Segurança de vidas humanas	1,50%
Colapso eminente	2,50%

A Figura 3.66 mostra a comparação dos três valores apresentados com os propostos neste trabalho.

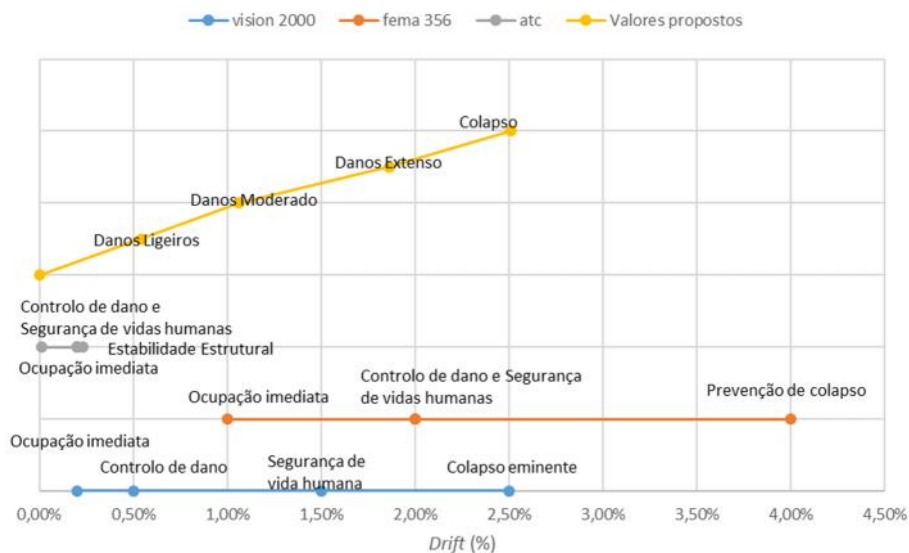


Figura 3.66 Comparação entre os valores limite definidos e os propostos pelo Vision 2000, FEMA e ATC

Comparando os valores limites propostos por outros autores com os valores propostos neste trabalho, pode concluir-se que os valores aqui propostos estão razoavelmente dentro do expetável. No entanto, comparando os valores aqui propostos com os valores propostos pelo ATC, pode verificar-se que existe uma grande disparidade de valores. Em relação aos restantes

autores, verifica-se que o colapso ocorre sempre que o nível de operacionalidade da estrutura é o mais gravoso e o nível de operacionalidade ocupação imediata ocorre sempre no estado de danos ligeiros. Os níveis de operacionalidade controlo de danos e segurança de vida humana ocorrem sempre no estado de dano moderado ou extenso. É de notar também a metodologia que mais se aproxima da metodologia proposta neste trabalho é a metodologia proposta pelo Vision 2000.

Portanto, pode concluir-se que a definição e valores limite dos estados de danos estão ajustados com os propostos por outros autores. Em relação ao índice de dano proposto, pode concluir-se que este ligeiramente superior comparando o índice de dano aqui proposto e proposto por Park&Ang. Essa mesma diferença deve-se, como já referido à imprecisão do cálculo da energia dissipada.

IV. Técnicas de Reforço/Reparação e custo

Um elemento estrutural danificado, devido à ação dos sismos, pode assumir diferentes níveis de dano físico. A estes danos estão necessariamente associadas diferentes técnicas de reparação para repor as suas condições originais ou mesmo melhorar-lhas. No entanto, em situações de dano estrutural, é frequente que a intervenção nos elementos sirva para melhorar o seu comportamento deficiente e não apenas para repor as condições iniciais.

As técnicas de reparação e reforço variam muito, dependendo da gravidade dos danos existentes e do seu tipo. Deste modo, é necessário, em primeiro lugar, avaliar a extensão dos danos, para que seja possível determinar quais as técnicas mais adequadas. A cada técnica está sempre associado um custo, que pode ser estimado em função do nível de dano e da sua extensão. No presente estudo, as técnicas de reparação serão determinadas a partir dos estados de danos definidos no capítulo anterior.

Este trabalho segue a abordagem e caracterização de técnicas de reparação propostas no projeto de investigação “PRISE – Avaliação de Perdas e Risco Sísmico dos Edifícios em Portugal” (PRISE, 2013-2015) --, financiado pela FCT (Fundação para a ciência e tecnologia) e em (Delgado, et al., 2016). Em relação aos custos das técnicas de reparação, foram utilizados os definidos no mesmo projeto de investigação. Portanto, os custos aqui apresentados são os custos de reparação/reforços para estes pilares ensaiados, sendo assim desprezados os custos indiretos. Os custos indiretos podem ser de diversas naturezas, no entanto o que tem um maior peso e o acesso ao pilar a reparar e criação de uma plataforma de trabalho.

Dado que o custo de cada uma das técnicas de reparação pode variar de acordo com a localização (país), da inflação e dos custos dos produtos/mão-de-obra, no final do capítulo, será apresentado um rácio que permite estimar o custo da técnica de reparação, comparando o mesmo com o custo de demolição do pilar e construção de um novo. Em relação aos custos de reforço estrutural, é necessário identificar a respetiva solução e quantidade a aplicar, para que assim seja possível uniformizar os custos em função da resistência do elemento.

4.1. Técnicas de reparação/reforço de estruturas

Segue-se agora uma descrição das técnicas de reparação/reforço a aplicar em cada um dos estados de danos.

4.1.1. estruturas com danos ligeiros

Como descrito no capítulo anterior, este tipo de danos são pouco relevantes, quase impercetíveis visualmente, não comprometendo a estabilidade do elemento ou do sistema estrutural. Quando um pilar atinge este estado de dano, é apenas necessária à sua reparação,

caso esteja exposto a condições de agressividade ambiental, mas, caso contrário, a reparação fica a dever-se, quase exclusivamente, a razões estéticas.

Este estado de danos é caracterizado pelo aparecimento de fissuras, com abertura entre os 0.1 mm e os 0.5 mm, ou seja, no patamar de início de fendilhação e/ou de fissuras.

Para o dano de início de fendilhação, identificam-se três possíveis técnicas de reparação, que podem ocorrer ou não em conjunto: pintura da superfície, reboco da superfície do pilar e preenchimento da superfície com resina *epóxy*. Para as fissuras, a técnica de reparação mais adequada é a injeção de resina *epoxy*

A técnica de reparação com recurso à pintura das superfícies de betão dos pilares deve ser realizada segundo o esquema de pintura monocamada de base aquosa. A pintura das superfícies deve ser realizada em duas demãos, com acabamento liso, resistente aos álcalis dos ligantes hidráulicos e cumprindo os mínimos da EN 1504-2 (CEN, 2006), de acordo com o princípio P1. Este mesmo princípio diz respeito à proteção contra ingresso, com comportamento após envelhecimento artificial, de acordo com o especificado na referida norma. Esta pintura deverá ser realizada com tintas elásticas, com objetivo de prevenir o aparecimento de novas fissuras no pilar. Esta técnica de reparação deverá ser aplicada em todas as superfícies do pilar, para que o mesmo fique esteticamente uniforme. O critério de resistência aos álcalis dos ligantes hidráulicos faz-se para prevenir o aparecimento de novas fissuras devido as reações RAS (Reação álcali/sílica).

Rebocar a superfície do pilar é uma técnica de reparação de rebocar que consiste num tratamento generalizado das fissuras do pilar, em local não especificado. Ou seja, esta técnica deverá de ser aplicada em todas as superfícies do pilar, para que este fique esteticamente uniforme. O mesmo reboco deve ser realizado com uma argamassa adjuvada.

A terceira e última técnica de reparação possível, para o dano início de fendilhação (com abertura inferior ou igual 0.1mm), consiste em esfregar a superfície com resina *epóxy*. A execução desta técnica passa pela aplicação do produto, por impregnação, com uma demão, resistente aos álcalis dos ligantes hidráulicos e cumprindo os requisitos mínimos da EN 1504-2 (CEN, 2006), de acordo com o princípio P1. Este mesmo princípio diz respeito à proteção contra ingresso, com comportamento após envelhecimento artificial, de acordo com o especificado na referida norma. O critério de resistência aos álcalis dos ligantes hidráulicos executa-se para prevenir o aparecimento de novas fissuras devido as reações RAS (Reação álcali/sílica). Esta técnica de reparação superficial deverá também ser efetuada em toda a superfície. A Figura 4.1 ilustra as três técnicas de reparação descritas.



Figura 4.1 Técnicas de reparação superficial de pilares (pintura-rebocar-esfregar resina *epóxy*)

Para as aberturas de fendas maiores, ou seja, para fendas entre os 0.1 mm e os 0.5 mm, a técnica de reparação mais adequada é a injeção de resina *epóxy*. Essa injeção deverá ser realizada apenas nas fissuras e respeitar a EN 1504-5 (CEN, 2006), que diz respeito a injeções em estruturas de betão armado. A Figura 4.2 ilustra a execução desta técnica.



Figura 4.2 Execução de injeção de resina *epóxy*

4.1.2. Estruturas com danos moderados

Como já referido, o estado de danos moderados é caracterizado por fendas com aberturas entre os 0.5mm e 1 mm, ou seja, fendas pequenas. Quando o pilar tem este tipo de dano, a sua estabilidade ainda não está em causa, não sendo, portanto, necessário proceder a um reforço estrutural.

A técnica de reparação adequada corresponderá à injeção de resina *epóxy* nas fendas com abertura entre 0.5 mm e 1 mm. No fim deste tratamento, é necessário a pintura da superfície com uma tinta elástica, com o objetivo de prevenir o aparecimento de novas fissuras e para que as superfícies fiquem uniformes. Estas duas técnicas de reparação têm de respeitar a EN 1504-5 (CEN, 2006), que diz respeito a injeções em estruturas de betão armado. A Figura 4.3 ilustra o resultado final do tratamento de uma fissura através da técnica de reparação de injeção de resina *epóxy*.



Figura 4.3 Resultado após injeção de resina *epóxy*

4.1.3. Estruturas com danos extensos

O estado de danos extensos, como descrito no capítulo III do presente trabalho, é caracterizado pelo aparecimento de fendas médias (até 2 mm de abertura) e grandes (até 3 mm de abertura) dimensões, bem como pelo destacamento do betão de recobrimento nas zonas mais críticas. Quando um pilar atinge este estado de dano, já requer alguma atenção, ou seja, necessita de reparação rápida porque a estabilidade estrutural está comprometida. Por isso, é também necessário proceder a um reforço estrutural do elemento afetado. Portanto um único tratamento superficial não é suficiente.

A técnica de reparação para as fissuras consiste na injeção/embebimento das fissuras com resina *epóxy*, respeitando a EN 1504-5, como referido anteriormente. Quando o estado de deterioração do pilar é elevado e já é visível o dano de destacamento do betão de recobrimento, já é necessário proceder à reparação das fissuras e à reconstrução do pilar, nas zonas onde ocorreu o destacamento do betão. Para a reparação dessas zonas, é necessário, primeiro, proceder há limpeza do betão envolvente e, de seguida, colocar uma argamassa adequada (Kamran, 2006).

Em relação ao reforço estrutural, são possíveis três técnicas distintas: aumento da secção, com recurso a betão armado, colagem de chapas metálicas e envolvimento do pilar com mantas de materiais compósitos. Os materiais compósitos normalmente utilizados são a fibra de carbono (CFRP), fibra de vidro (GFRP) e fibra de aramida (AFRP), normalmente conhecida como *KEVLAR*. Destes três tipos de materiais compósitos, o mais utilizado é a fibra de carbono, o único a ser tratado no presente trabalho.

Quando o pilar apresenta algum destacamento do betão de recobrimento, é necessário substituir esse betão degradado. Antes de colocar um novo betão, é preciso remover o betão degradado, limpar e realizar um tratamento da superfície com recurso a um martelo de agulhas. Esse tratamento com recurso a um martelo de agulhas tem como objetivo a melhoria da aderência do betão novo ao betão velho. Depois de limpo todo o betão degradado, é necessário proceder a uma nova betonagem das zonas afetadas, respeitando a EN 1504-2 (CEN, 2006).

A Figura 4.4 (Kamran, 2006) ilustra o processo de betonagem das zonas onde tenha ocorrido destacamento do betão.

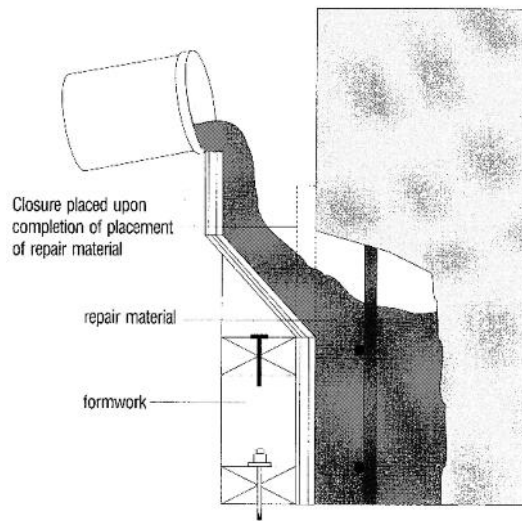


Figura 4.4 Técnica de reparação para o dano de betão destacado

Relativamente aos processos de reforço estrutural, como já foi visto anteriormente, existem três técnicas distintas, sendo as mesmas descritas tempo por base a seguinte bibliografia (Appleton & Costa, 2011):

A primeira técnica de reforço consiste no aumento da secção, com recurso a betão armado. Esse aumento de secção deverá ter dimensões mínimas, dependendo do tipo de betão a utilizar. Se no aumento de dimensão da secção for utilizado betão projetado, esse aumento deve ser de no mínimo de 50 mm para cada um dos lados, ou seja, um mínimo de 100 mm. Se em vez de ser utilizado betão projetado se usar betão moldado, o aumento de dimensão da secção deverá ser de no mínimo de 75mm, ou seja, um mínimo de 150 mm e um aumento máximo de 100mm, perfazendo um aumento de secção de 200 mm. Se for utilizada uma argamassa especial, a espessura pode variar entre os 40 mm e os 60 mm. Relativamente às armaduras a adicionar, a longitudinal deverá ter um diâmetro superior a 8 mm e a transversal mínima deverá ser de $\varnothing 8/0.15$ cm. Se em vez de varões de aço se utilizarem perfis metálicos, as espessuras mínimas são as mesmas das da argamassa especial, para betão projetado (40mm) e betão moldado (50mm). Em relação aos perfis metálicos a incorporar, os perfis longitudinais têm de ser cantoneiras de abas iguais, com uma secção mínima de L 50.50.5 mm, e os perfis transversais de secção mínima de 25.4 mm ou varões de $\varnothing 10/0.10$ cm. No caso de se utilizar este tipo de reforço, é necessário ter especial cuidado com a amarração das novas armaduras. A Figura 4.5 ilustra a técnica de reforço, utilizando betão armado, mostrando em pormenor a armadura exterior adicional.



Figura 4.5 Pormenor da armadura a utilizar na técnica de reforço com aumento de secção

A segunda técnica de reforço possível é a utilização de perfis metálicos. Esta técnica é uma ótima alternativa quando não é possível realizar o aumento de secção dos pilares com betão armado. Para a execução desta técnica de reparação, é necessário o tratamento superficial do pilar. A ligação entre os perfis metálicos e o pilar é realizado com a colocação de conetores, seguindo-se a selagem e injeção de resina *epóxy*. A relação da espessura das chapas metálicas e da resina *epóxy* varia conforme o tipo de ligação, se esta é fixada quimicamente ou também mecanicamente com recursos a conetores. Se não forem utilizados conetores, a espessura máxima da chapa é de 3 mm e da resina é de 2 mm e a altura da chapa não pode exceder 100 vezes a espessura da chapa. O aumento da capacidade resistente não pode superior a metade da capacidade inicial. Se forem utilizados conetores, a espessura máxima da chapa é de 8 mm e da resina de 2 mm, sendo que a altura da chapa não pode exceder 100 vezes a espessura da chapa. É de ter em atenção que estes valores são unicamente para reforço ao corte. Neste tipo de reforço, é necessário ter cuidado com as ligações aos nós existentes, visto que nesses pontos existe uma grande transferência de esforços e pode ocorrer o descolamento dos perfis. A Figura 4.6 ilustra o resultado final de um pilar reforçado com adição de perfis metálicos.



Figura 4.6 Pormenor das chapas metálicas adicionadas

A terceira técnica de reforço possível corresponde ao encamisamento das secções com materiais compósitos, sendo o mais utilizado a fibra de carbono. Esta técnica de reforço tem a vantagem de provocar um aumento mínimo da secção e ampliar bastante a sua capacidade

resistente. Esta técnica consiste na colagem de mantas de fibras de carbono, com recurso a resinas *epóxy*, e num acabamento final com uma argamassa própria. Neste tipo de reforço, é necessário garantir que as extremidades estão bem coladas, garantia acrescida no caso das lajes e vigas. A Figura 4.7 ilustra o resultado final de um pilar reforçado com CFRP. Todas estas colagens referidas nos reforços anteriores têm de respeitar a norma EN 1504-4 (CEN, 2006).



Figura 4.7 Pilar reforçado com recurso a mantas de carbono

4.1.4. Estruturas em estado de colapso

O estado de colapso é caracterizado por um grande destacamento do betão de recobrimento e no qual a capacidade disponível é ultrapassada. Assim, quando um pilar atinge este estado de dano, torna-se economicamente inviável a sua reparação, sendo a demolição do pilar e a construção de um novo a melhor solução. Caso não seja possível a demolição, não existe nenhuma técnica de reparação exequível, sendo apenas possível proceder ao reforço estrutural, utilizando as técnicas de reforço descritas, ou mesmo a construção de um novo pilar ao lado do existente. No entanto, a execução dessas técnicas, nestes casos, pode ser extremamente dispendiosa.

4.2. Quantificação do reforço nos pilares

Como forma de se comparar os custos das técnicas de reabilitação estrutural, é necessário dimensioná-las para que o incremento de capacidade resistente seja igual ou idêntico em todas as técnicas. Portanto, para este caso vai-se pressupor um aumento de 100% da capacidade resistente inicial, ou seja, a capacidade resistente do pilar é duplicada. Foi escolhido este acréscimo de resistência para que o elemento estrutural consiga ter a capacidade resistente inicial, e aumentado a mesma um pouco. Isto porque mesmo que calculando o reforço para os valores de resistência inicial, o mesmo não terá essa mesma resistência porque o betão mais interior, bem como a armadura já experimentarão tensões de tal ordem que os materiais perderam alguma da sua capacidade resistente inicial. Isto se, os materiais

experimentaram tensões de tal ordem quem entraram regime plástico, o que faz com que os materiais percam capacidade resistente e de deformabilidade. Para esse incremento apenas será tido em conta a resistência ao corte dos pilares, visto que grande parte dos pilares ocos de betão armado sofrem uma rotura por corte. A Tabela 4.1 mostra os valores da capacidade ao corte inicial, tal como definido em (Delgado, 2009). Foi calculado os reforços para as ductilidades de 2 e 8, com objetivo da análise das duas ductilidades é o de comparação dos valores resistente de corte para diferentes capacidades de deformação, ou seja, para diferentes capacidades de dissipação de energia.

Tabela 4.1 Valores de capacidade ao corte sem reforço

Designação	Capacidade de corte inicial (kN)	
	Ductilidade de 2	Ductilidade de 8
PO1-N2	170	105
PO1-N3	170	105
PO1-N4	170	105
PO1-N5	170	105
PO1-N6	220	160
PO2-N2	170	105
PO2-N3	200	135
PO2-N4	170	105
PO2-N5	170	105
PO2-N6	220	160

Os valores de capacidade resistente dos pilares apresentados na tabela referem-se ao aos valores obtidos experimentalmente, pelo que foi necessário calcular o valor resistente de cada um dos pilares ao corte, para, de seguida, determinar qual o valor resistente após o reforço. Assim, para determinar o valor resistente, foi utilizada a fórmula proposta por Priestley (Priestley, et al., 1996), já descrita no capítulo 3.1.3. No entanto, à fórmula descrita é necessário acrescentar a parcela do valor resistente do reforço, V_{sj} (equação 4.2), resultando assim a seguinte equação (4.1):

$$V_d = V_c + V_s + V_p + V_s \quad \text{Equação 4.1}$$

em que V_{sj} é igual a:

$$V_s = \frac{A_j}{s} \times f_j \times h \times \cot \theta \quad \text{Equação 4.2}$$

A_j é a secção do reforço a utilizar, s , o espaçamento entre o reforço, f , a tensão de cedência de dimensionamento do reforço, h , a dimensão da secção do pilar paralela à carga de corte, sendo $\cot \theta$ igual a 1.73.

A Tabela 4.2 apresenta os valores resistente de corte calculados e a Tabela 4.3 apresenta os valores resistentes de corte após reforço, calculados a partir da formulação acima descrita

Tabela 4.2 Valores de capacidade de corte calculados

Pilar	Valor Resistente de Corte (V_d) kN	
	Ductilidade de 2	Ductilidade de 8
PO1-N2	399,94	143,88
PO1-N3	399,94	143,88
PO1-N4	403,98	145,18
PO1-N5	403,98	145,18
PO1-N6	457,29	198,49
PO2-N2	399,94	143,88
PO2-N3	428,78	172,72
PO2-N4	403,98	145,18
PO2-N5	403,98	145,18
PO2-N6	457,29	198,49

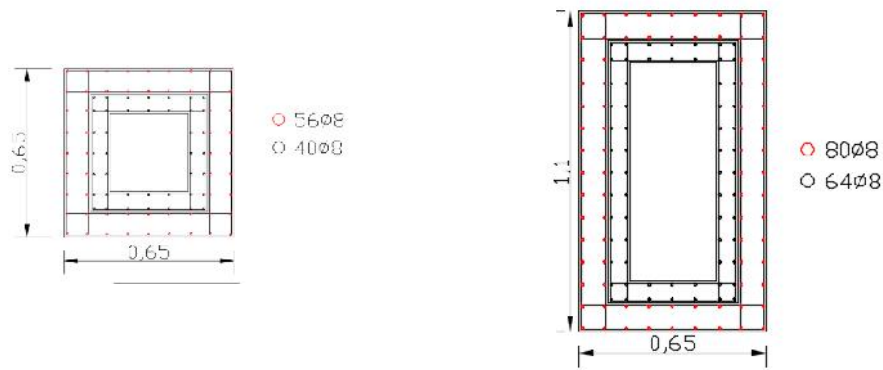
Tabela 4.3 Valores de resistente de corte pretendido após reforço

Pilar	Valor Resistente de Corte pretendido após reforço (V_d) kN	
	Ductilidade de 2	Ductilidade de 8
PO1-N2	799,89	287,77
PO1-N3	799,89	287,77
PO1-N4	807,95	290,35
PO1-N5	807,95	290,35
PO1-N6	914,57	396,98
PO2-N2	799,89	287,77
PO2-N3	857,57	345,44
PO2-N4	807,95	290,35
PO2-N5	807,95	290,35
PO2-N6	914,57	396,98

Uma vez obtidas as capacidades resistentes, é possível dimensionar o reforço estrutural.

4.2.1 Reforço com aumento da secção

O primeiro reforço dimensionado é o que se faz utilizando a técnica de aumento de secção transversal com recurso a betão armado. O tipo de betão a utilizar será o betão moldado, portanto a espessura mínima será de 75mm. Assim, e depois de realizado o dimensionamento chegou-se a um valor de aumento de secção de 100mm, como se pode ser na Figura 4.8 onde também é representado o pormenor das armaduras. Em relação à armadura, a armadura longitudinal é igual à do pilar original, ou seja, o diâmetro da armadura será de 8 mm e o espaçamento entre cada varão rondará os 70mm, logo em cada secção existirá 5 ϕ 8 para os pilares quadrados e 8 ϕ 8 para os pilares retangulares.



a) PO1

b) PO2

Figura 4.8 Pormenor das armaduras adicionais

Em relação à armadura transversal, esta varia de pilar para pilar, visto que a capacidade resistente é uma característica de cada pilar. No entanto, a pormenorização da armadura é igual à do pilar original. Na Tabela 4.4 pode ver-se a quantidade de armadura transversal a utilizar, assim como os valores de resistência ao corte após o reforço, Tabela 4.5. As propriedades dos materiais são idênticas às do pilar original.

Tabela 4.4 Descrição das armaduras adicionais dimensionadas

Pilar	Diâmetro (mm)	Espaçamento (m)	OBS.
PO1-N2	3	0,05	
PO1-N3	3	0,05	
PO1-N4	3	0,05	
PO1-N5	3	0,05	Tipo EC8
PO1-N6	2,6	0,05	temos de duplicar os estribos como no original (Tipo EC8)
PO2-N2	3	0,05	
PO2-N3	3	0,05	
PO2-N4	3	0,05	
PO2-N5	3	0,05	Tipo EC8
PO2-N6	2,6	0,05	temos de duplicar os estribos como no original (Tipo EC8)

Tabela 4.5 Valor resistente de corte após adicionado o reforço

Pilar	Valor Resistente de Corte após reforço (V_d) kN	
	Ductilidade de 2	Ductilidade de 8
PO1-N2	818,13	343,80
PO1-N3	818,13	343,80
PO1-N4	827,10	347,70
PO1-N5	827,10	347,70
PO1-N6	959,05	479,65
PO2-N2	818,13	343,80
PO2-N3	846,97	372,64
PO2-N4	827,10	347,70
PO2-N5	827,10	347,70
PO2-N6	959,05	479,65

4.2.2 Reforço com chapas metálicas

A segunda técnica de reforço dimensionada recorre a barras metálicas, que serão seladas com resina *epóxy* e fixadas mecanicamente à superfície do pilar. Portanto, para esta técnica apenas foi necessário escolher uma secção para as barras metálicas e depois calcular o espaçamento entre elas. Em relação às propriedades das barras metálicas, estas terão uma tensão de cedência de 235 MPa; no entanto, para o dimensionamento, este valor será minorado para 156.67 MPa, ou seja, foi aplicado um coeficiente de minoração de 1.5, EC2 (CEB, 1992). Efetuado o dimensionamento, concluiu-se que o perfil mais indicado era de 90x5 mm. O espaçamento entre os perfis é de 0.25 m em todos os pilares, exceto nos pilares PO1-N6 e PO2-N6, que é de 0.225 m. A Figura 4.9 ilustra um exemplo de reforço do pilar PO1-N2 a aplicar. A Tabela 4.6 mostra quais os valores resistentes ao corte com este mesmo reforço.

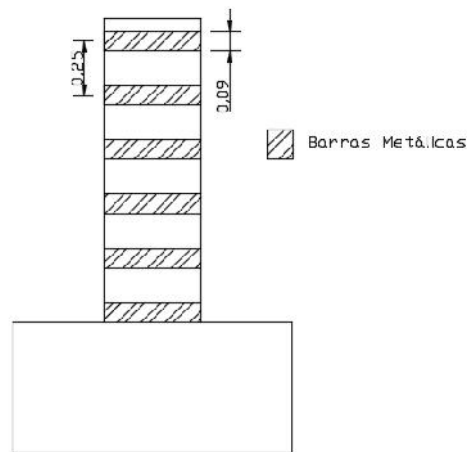


Figura 4.9 Exemplo de reforço com utilização de barras metálicas

Tabela 4.6 Valores resistente de corte após adicionado o reforço

Pilar	Valor Resistente de Corte após reforço (V_d) kN	
	Ductilidade de 2	Ductilidade de 8
PO1-N2	839,02	582,96
PO1-N3	839,02	582,96
PO1-N4	843,05	584,25
PO1-N5	843,05	584,25
PO1-N6	945,15	686,35
PO2-N2	839,02	582,96
PO2-N3	867,86	611,80
PO2-N4	843,05	584,25
PO2-N5	843,05	584,25
PO2-N6	945,15	686,35

4.2.3 Reforço com CFRP

A terceira técnica de reforço dimensionado consiste na utilização de mantas de fibras de carbono CFRP. A tensão de cedência, f_{ju} , do material de reforço a utilizar é de 3800 MPa, no entanto, no seu dimensionamento apenas se considera 60% do total, ou seja, 2280 MPa, por medida de segurança. Um outro fator é devido há limitação da extensão última, f_{lim} , das fibras

de CFRP. As dimensões das mantas de CFRP são de 0,117 m de espessura e de 10 cm de largura. Durante o dimensionamento, foi verificado que são necessárias duas camadas de reforço, portanto a manta de fibra de carbono terá de dar 2 voltas ao pilar. O espaçamento será de 0,20 m em todos os pilares, com exceção dos pilares PO1-N6 e PO2-N6, onde o espaçamento é de 0,175 m. A Figura 4.10 ilustra um destes reforços, neste caso o do pilar PO1-N2. A Tabela 4.7 mostra os valores de resistência ao corte após o reforço.

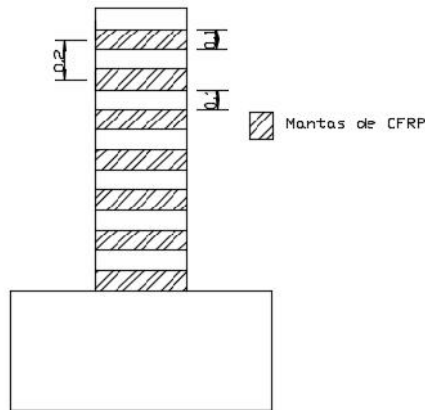


Figura 4.10 Exemplo de reforço utilizando mantas de CFRP

Tabela 4.7 Valores resistente de corte após adicionado o reforço

Pilar	Valor Resistente de Corte após reforço (V_d) kN	
	Ductilidade de 2	Ductilidade de 8
PO1-N2	815,29	559,23
PO1-N3	815,29	559,23
PO1-N4	819,32	560,52
PO1-N5	819,32	560,52
PO1-N6	931,97	673,17
PO2-N2	815,29	559,23
PO2-N3	844,13	588,07
PO2-N4	819,32	560,52
PO2-N5	819,32	560,52
PO2-N6	931,97	673,17

4.2.4 Comparação de resultados

Comparando os resultados obtidos com os valores de resistência propostos, pode-se concluir que, na ductilidade 2, Figura 4.11, os valores de resistência ao corte são muito idênticos nas diversas técnicas de reforços utilizadas e os valores propostos. Podemos concluir que, nesta mesma ductilidade, a diferença entre os valores obtidos com os reforços e o valor pretendido tem um erro de $\pm 3\%$. Já na ductilidade 8, Figura 4.12, o mesmo não aconteceu, ou seja, o valor resistente do reforço chega a ser mais do dobro do valor resistente pretendido.

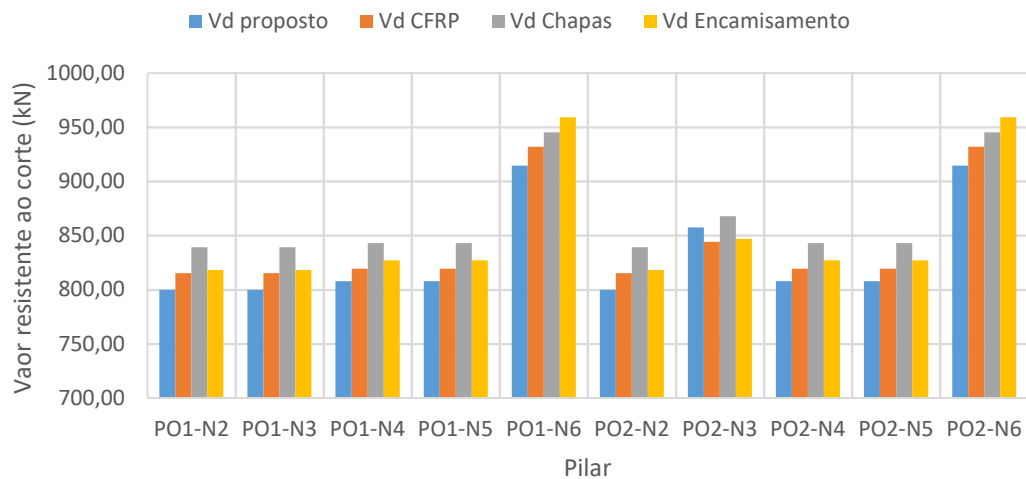


Figura 4.11 Valores de resistência de corte dos diversos reforços com ductilidade 2

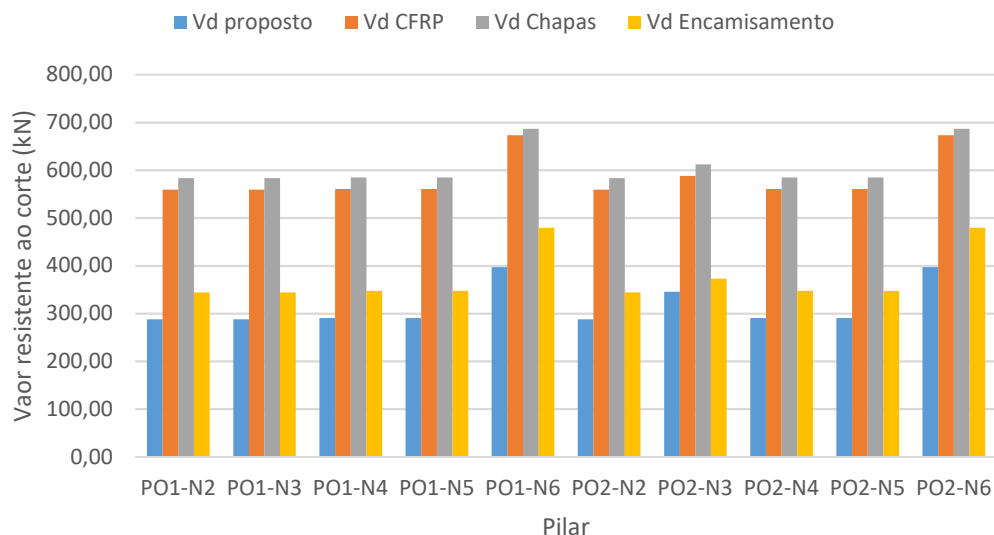


Figura 4.12 Valores de resistência de corte dos diversos reforços com ductilidade 8

A Tabela 4.8 mostra a diferença em percentagem entre o valor resistente obtido em cada uma das técnicas de reforço e o valor resistente pretendido.

Tabela 4.8 Diferença entre os valores resistente de corte dimensionados e o desejado

	Vd CFRP		Vd Barras		Vd Encamisamento	
	Duc. 2	Duc. 8	Duc. 2	Duc. 8	Duc. 2	Duc. 8
PO1-N2	1,93%	94,33%	4,89%	102,58%	2,28%	19,47%
PO1-N3	1,93%	94,33%	4,89%	102,58%	2,28%	19,47%
PO1-N4	1,41%	93,05%	4,34%	101,22%	2,37%	19,75%
PO1-N5	1,41%	93,05%	4,34%	101,22%	2,37%	19,75%
PO1-N6	1,90%	69,57%	3,34%	72,89%	4,86%	20,83%
PO2-N2	1,93%	94,33%	4,89%	102,58%	2,28%	19,47%
PO2-N3	-1,57%	70,24%	1,20%	77,10%	-1,24%	7,87%
PO2-N4	1,41%	93,05%	4,34%	101,22%	2,37%	19,75%
PO2-N5	1,41%	93,05%	4,34%	101,22%	2,37%	19,75%
PO2-N6	1,90%	69,57%	3,34%	72,89%	4,86%	20,83%

Em termos do cálculo, considerando uma ductilidade de 2, a técnica de reforço que utiliza barras metálicas é a que apresenta um erro maior. Essa mesma ductilidade apresenta um erro médio de 2,61%, no entanto é um erro aceitável. Em relação à ductilidade de 8, a técnica que apresenta um maior erro é a que utiliza barras metálicas (cerca de 93,55%), sendo que a técnica de encamisamento da secção com betão armado a que apresenta melhores resultados. No geral, esta mesma ductilidade apresenta um erro de 66,24%, o que é bastante elevado. Essa grande discrepância de valores fica a dever-se ao coeficiente de ductilidade, valor de k , utilizado na parcela do betão. Esse mesmo coeficiente depende da evolução da degradação do pilar e o mesmo pode ser ajustado para o nosso caso de estudo, no entanto para a realização deste dimensional esse ajustamento não foi realizado, portanto o valor do coeficiente de ductilidade não é o mais correto.

4.3. Custo unitário de reparação/reforço

Para a determinação do custo de reparação e/ou reforço de um pilar oco de betão armado, é necessário, numa primeira fase, determinar qual o custo unitário de cada uma das técnicas, bem como a sua caracterização. Depois de determinado cada um dos custos unitários, será possível determinar qual o custo de reparação e/ou reforço de cada um dos pilares, bem como a determinação da relação custo/benefício. Acrescenta-se que os custos unitários associados a cada trabalho e técnica foram quantificados no âmbito do projeto de investigação PRISE ou a partir do gerador de preços da Top Informática, (CYPE Ingenieros, S.A., s.d.). Segue-se agora o custo unitário de cada uma das técnicas para os diversos tipos de dano.

4.3.1 Estruturas com danos ligeiros

Como analisado no ponto 4.1.1 do presente trabalho, neste estado de danos é possível a execução de quatro técnicas de reparação possíveis.

A primeira técnica consiste na pintura superficial do pilar para ocultação de fissuras muito ligeiras, com abertura até 0.1 mm. O custo unitário da técnica é de 10€/m². Neste custo unitário está contemplada a preparação prévia da superfície adequada ao esquema de pintura proposto e às exigências requeridas, assim como o fornecimento, carga, transporte, descarga e aplicação de todos os materiais necessários.

A segunda técnica de reparação é o reboco da superfície do pilar com argamassa adjuvada. O custo unitário desta técnica é de 8€/m². Neste custo unitário está incluído o fornecimento, carga, transporte e descarga de todos os materiais necessários para a realização da técnica.

A terceira técnica para este tipo de danos (fendas com abertura menores a 0.1 mm), consiste em esfregar a superfície da estrutura com resina *epóxy*. Esta técnica de reparação superficial tem um custo unitário de 13€/m². Neste custo está incluído o fornecimento, carga, transporte, descarga e aplicação de todos os materiais necessários.

Para as fissuras com uma abertura compreendida entre os 0.1 mm e os 0.5 mm, a técnica de reparação a utilizar é a injeção de resina *epóxy*, com um custo unitário de 10€/m²_{superfície}. Neste custo está incluída a limpeza da superfície envolvente, bem como todos os trabalhos e materiais necessário para a execução da tarefa.

A Tabela 4.9 apresenta o custo unitário de cada uma das técnicas.

Tabela 4.9 Custo unitário, danos ligeiros

Técnica de reparação	Unidade	Custo Unitário
Pintura	m ²	10 €
Rebocar	m ²	8 €
Esfregamento com resina <i>epóxy</i>	m ²	13 €
Injeção de resina <i>epóxy</i>	m/m ² _{superfície}	10 €

4.3.2 Estruturas com danos moderados

Este estado de dano é caracterizado pelo aparecimento e/ou agravamento da fissuração nas faces do pilar. Neste caso, as fendas podem ter uma abertura de pequena dimensão, inferiores a 1 mm. Portanto, a técnica de reparação, como descrito no ponto 4.1.2, é a injeção

de resina *epóxy*. O custo unitário da injeção de resina *epóxy* é de 10€/m²_{superfície}. Neste custo está incluída a limpeza da superfície envolvente, bem como todos os trabalhos e materiais necessários para a execução da tarefa.

A Tabela 4.10 mostra o custo unitário de cada uma das técnicas de reparação a utilizar neste tipo de danos.

Tabela 4.10 Custo unitário, danos moderados

Técnica de reparação	Unidade	Custo Unitário
Injeção de resina <i>epóxy</i>	m/m ² _{superfície}	10 €

4.3.3 Estruturas com danos extensos

Este estado de danos é caracterizado pelo início e/ou agravamento da fissuração. Quando o pilar atinge este estado de dano, as fendas podem ser de média ou grande dimensão, ou seja, as aberturas podem variar entre 1 mm e 3 mm, distribuídas por todas as faces do pilar. Também é possível verificar destacamento do betão de recobrimento. Portanto, para a reparação dos danos é necessário proceder às técnicas descritas no ponto 4.1.3.

A primeira técnica de reparação descrita é a de injeção/embebimento das fissuras com recurso a resina *epóxy*. Esta técnica de reparação, com o custo unitário de 10€/m²_{superfície}, que inclui a limpeza da superfície envolvente, bem como todos os trabalhos e materiais necessários para a execução desta tarefa.

Quando surge destacamento do betão de recobrimento, como referido no ponto 4.1.3, a técnica de reparação a utilizar é a reconstrução do pilar. Nesta técnica, o custo unitário é de 15€/m² ou 500€/m³, correspondentes à reparação do pilar com argamassa, com requisitos de desempenho de classe R4. Contemplam a remoção do betão degradado, limpeza e tratamento da superfície, com recurso a martelo de agulhas, para além do fornecimento e colocação de todos os materiais e equipamentos necessários.

Quando o elemento estrutural atinge este tipo de dano, o tratamento superficial do elemento não satisfaz os requisitos necessários, pelo que é necessário proceder a um reforço estrutural do elemento. Para tal, são sugeridas as três técnicas seguintes:

A primeira técnica assenta no aumento da secção do pilar, com recurso a betão armado. O custo unitário desta técnica é de 200€/m³, que engloba a execução da técnica, com recurso a betão moldado, de cor cinzenta. O betão a colocar será de classe C25/30, XC2, Cl 0.40, S5, D_{máx} 12 mm, com incorporação de hidrófugo. Em relação à armadura a utilizar, esta será de classe A500 NR. O custo unitário inclui também o fornecimento e a colocação do betão, transporte, montagem, desmontagem, óleo descofrante, limpeza de cofragem, fornecimento,

colocação, carga e descarga, empalmes e elementos de montagem da armadura, para além de todos os trabalhos, materiais, equipamentos e escoramentos necessários.

A segunda técnica de reforço corresponde ao reforço da estrutura danificada utilizando perfis metálicos. O custo unitário é de 5€/kg. Antes de realizar esta técnica, é necessário reparar a superfície, utilizando a técnica de reconstrução da superfície. O custo apresentado refere-se à utilização de aço de qualidade não ligado, laminado a quente, de classe de resistência S275 laminado a quente, colado e fixado mecanicamente com resina *epóxy* e buchas. No custo unitário está incluído o fornecimento de todos os materiais, limpeza e preparação da superfície, com recurso a martelo de agulhas, e todos os materiais e trabalhos necessários.

A terceira técnica possível de reparação é o reforço do elemento estrutural com mantas de fibras de carbono (CFRP). O custo unitário deste reforço estrutural é de 40€/m². Este custo refere-se a um reforço constituído por colagem das mantas de fibra de carbono com resina *epóxy* e, no final, a aplicação de um reboco tradicional com 1.5 cm de espessura. As mantas de fibra de carbono terão uma espessura de 0.117mm. Se a superfície tiver sido sujeita ao dano de destacamento de betão, é necessária a reparação deste dano, antes da aplicação do reforço, reparação de reconstrução da superfície com o custo acima referido. Neste custo unitário está incluído o fornecimento de todos os materiais, limpeza e preparação da superfície, com recurso a martelo de agulhas, aplicação do primário de base *epóxy* e da camada de recobrimento, com 1.5 cm, como acima descrito, regularização e execução de todos os trabalhos necessários para a realização do reforço.

A Tabela 4.11 mostra um resumo de todas as técnicas de reparação/reforço, bem como os custos unitários para este tipo de dano.

Tabela 4.11 Custo unitário, danos extensos

Técnica de reparação/reforço	Unidade	Custo Unitário
Injeção de resina <i>epóxy</i>	m/m ² _{superfície}	10 €
Reconstrução da superfície	m ²	15 €
	m ³	500 €
Reforço com aumento de secção	m ³	200 €
Reforço com chapas metálicas	kg	5€
Reforço com CFRP	m ²	40 €

4.3.4 Estruturas com dano de colapso

O estado de dano de colapso é caracterizado pela já elevada gravidade dos danos, com os valores teóricos de resistência também já ultrapassados. Portanto, a melhor solução nestes casos é a demolição e construção de um novo pilar.

Em relação aos custos unitários, desta técnica, dividem-se em duas parcelas:

A primeira é o custo da demolição do pilar (80€m^3). Neste custo unitário considera-se a triagem na própria obra e a reciclagem de todos os materiais, de acordo com a legislação em vigor. Inclui também a carga, transporte e descarga, bem como todas as tarefas acessórias necessárias para a efetivação dos trabalhos, para além da limpeza do local. Considera-se incluída, ainda, a implementação das medidas de segurança consideradas necessárias para a realização dos trabalhos.

A segunda parcela refere-se ao custo da construção do novo pilar. Esta segunda parcela tem um custo unitário de $386,59\text{€pilar}$, para os quadrados, e $374,69\text{€pilar}$, para os retangulares. Este custo unitário refere-se à utilização de betão armado de cor cinzenta, com uma classe de resistência C25/30, e com as seguintes características: XC1, Dmax 12 mm, S3, Cl 0.4. O betão é fabricado em central com aditivo hidrófugo. Em relação à armadura, a classe de resistência é de A500, com varões nervurados e com uma densidade de $140,44\text{kg/m}^3$, densidade igual à densidade dos pilares ensaiados. No custo está incluído o transporte, colocação, compactação e cura do betão, transporte, montagem, óleo descofrante e limpeza da cofragem, fornecimento, colocação, carga e descarga, desperdício e empalmes e elementos de montagem das armaduras, bem como todos os trabalhos necessários desta tarefa. Os custos de construção do pilar novo foram retirados do gerador de preços da “CYPE Ingenieros, S.A”., (CYPE Ingenieros, S.A., s.d.).

Portanto, o custo unitário da demolição e construção de um novo pilar é de $466,59\text{€}$ para os quadrados e de $454,69\text{€}$ para os retangulares, como mostra a Tabela 4.12.

Tabela 4.12 Custo unitário, danos colapso

Técnica de reparação	Unidade	Custo Unitário
Demolição e construção de um pilar (quadrados)	Ud.	466.59 €
Demolição e construção de um pilar (retangulares)	Ud.	454.69 €

4.4. Custo de reparação

Depois de determinado cada um dos custos unitários para as diversas reparações dos danos das estruturas provocados pelos sismos, é possível determinar quais os custos de reparação de cada um dos pilares nos diversos tipos de danos. É de referir, como já referido na introdução do capítulo, que os custos indiretos são desprezados.

4.4.1 Danos ligeiros

Neste tipo de danos existem quatro técnicas de reparação distintas. As três primeiras, para fissuras até 0.1 mm de abertura, consiste num tratamento mais superficial e uma última técnica para as fendas de (aberturas entre os 0.1 mm e os 0.5mm) um pouco mais profunda. As técnicas de tratamento mais superficial são geralmente aplicadas quando o pilar apresenta um deslocamento do topo a rondar os 5 mm, ou seja, 0.36% de *drift*. A técnica de reparação para as fendas com maior abertura é aplicada para o *drift* limite do estado de dano, ou seja, 0.54%.

Para as três primeiras técnicas de reparação é necessário calcular a área superficial de cada um dos pilares. Sendo assim, os pilares quadrados têm uma área de 2.52 m² e os retangulares 3.78 m².

As Tabelas 4.13, 4.14 e 4.15 apresentam os custos de reparação de cada um dos pilares, bem como o custo médio da reparação dos pilares, dependendo da geometria do pilar.

Tabela 4.13 Custo de reparação utilizando a técnica de pintura

	Pintura				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m ²	10,00 €	2,52	25,20 €	25,20 €
PO1-N3			2,52	25,20 €	
PO1-N4			2,52	25,20 €	
PO1-N5			2,52	25,20 €	
PO1-N6			2,52	25,20 €	
PO2-N2			3,78	37,80 €	37,80 €
PO2-N3			3,78	37,80 €	
PO2-N4			3,78	37,80 €	
PO2-N5			3,78	37,80 €	
PO2-N6			3,78	37,80 €	

Tabela 4.14 Custo de reparação utilizando a técnica de rebocar

	Rebocar				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m ²	8,00 €	2,52	20,16 €	20,16 €
PO1-N3			2,52	20,16 €	
PO1-N4			2,52	20,16 €	
PO1-N5			2,52	20,16 €	
PO1-N6			2,52	20,16 €	
PO2-N2			3,78	30,24 €	30,24 €
PO2-N3			3,78	30,24 €	
PO2-N4			3,78	30,24 €	
PO2-N5			3,78	30,24 €	
PO2-N6			3,78	30,24 €	

Tabela 4.15 Custo de reparação utilizando a técnica de esfregamento com resina *epóxy*

	Esfregamento com resina <i>epóxy</i>				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m ²	13,00 €	2,52	32,76 €	32,76 €
PO1-N3			2,52	32,76 €	
PO1-N4			2,52	32,76 €	
PO1-N5			2,52	32,76 €	
PO1-N6			2,52	32,76 €	
PO2-N2			3,78	49,14 €	49,14 €
PO2-N3			3,78	49,14 €	
PO2-N4			3,78	49,14 €	
PO2-N5			3,78	49,14 €	
PO2-N6			3,78	49,14 €	

Analisando os custos, pode-se concluir que estes são muito idênticos, sendo o custo mais elevado o da técnica do esfregamento da superfície com resina *epóxy*, visto que esta técnica tem um maior custo unitário.

Relativamente ao custo da técnica de reparação das fissuras com uma abertura até 0.5 mm, utilizando a injeção de resina *epóxy*, é necessário determinar a densidade das fissuras de cada um dos pilares. A Tabela 4.16 mostra a densidade das fissuras em cada um dos pilares, bem como o custo da reparação.

Tabela 4.16 Custo de reparação utilizando a técnica de Injeção de resina *epóxy*

	Injeção de resina <i>epoxy</i>				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m/m ² superfície	10,00 €	7,58	98,53 €	72,61 €
PO1-N3			5,77	75,01 €	
PO1-N4			2,63	34,15 €	
PO1-N5			3,96	51,48 €	
PO1-N6			7,99	103,90 €	
PO2-N2			2,73	35,49 €	120,18 €
PO2-N3			8,39	109,02 €	
PO2-N4			11,72	152,35 €	
PO2-N5			13,27	172,51 €	
PO2-N6			10,12	131,51 €	

Tendo em conta estes dados, pode-se concluir que os pilares retangulares são os que apresentam maior densidade de fendas. A reparação dos pilares retangulares é realizada para deslocamentos superiores, havendo, portanto, uma maior densidade de fendas.

Comparando os custos de reparação dos pilares quadrados com o custo de reparação dos pilares retangulares, pode verificar-se que existe um aumento a rondar os 50% nas técnicas mais superficiais. Já na técnica de reparação para as fendas com uma abertura maior, recorrendo à injeção de resina *epóxy*, verifica-se um aumento do custo de reparação, a rondar os 66%. Verifica-se também que esta última técnica de reparação é mais dispendiosa que as anteriores, como se pode verificar na Figura 4.13. Conclui-se, ainda, que a técnica de reparação mais profunda é mais dispendiosa em 179% e 208%, para as seções quadrada e retangular, respetivamente, em relação às técnicas mais superficiais.

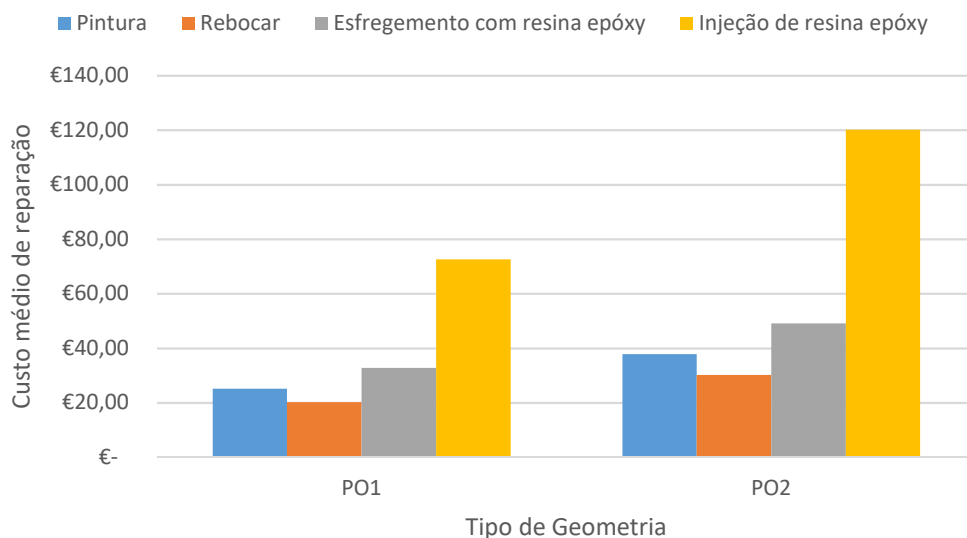


Figura 4.13 Custo médio de reparação em função do tipo de geometria

4.4.2 Danos moderados

Como referido anteriormente, para a reparação de danos moderados existe apenas uma técnica, que consiste na injeção de resina *epóxy*, com o custo unitário de 10€/m²_{superfície}.

A Tabela 4.17 mostra quais os custos de reparação para os danos moderados.

Tabela 4.17 Custo de reparação utilizando a técnica de Injeção de resina *epóxy*

	Injeção de resina <i>epoxy</i>				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m/m ² _{superfície}	10,00 €	0,00	- €	157,90 €
PO1-N3			20,21	202,06 €	
PO1-N4			15,21	152,06 €	
PO1-N5			19,80	198,02 €	
PO1-N6			23,74	237,38 €	
PO2-N2			0,00	- €	
PO2-N3			11,71	117,14 €	
PO2-N4			15,30	152,96 €	
PO2-N5			19,59	195,87 €	
PO2-N6			16,79	167,94 €	

Portanto, o custo médio para os pilares quadrados é de 157,90€, para os retangulares, de 126,78€ o que significa que a reparação dos pilares retangulares é 20% menos dispendiosa do que a dos pilares quadrados.

Comparando a densidade das fissuras entre danos moderados e danos ligeiros, verifica-se que os pilares de secção quadrada sofrem um maior aumento de danos, visto que a densidade das fendas dos pilares quadradas é superior à dos pilares retangulares, sendo que acontece o oposto com os danos ligeiros.

Esta inversão da evolução da densidade de fendas, deve-se à resistência da secção. Isto porque a secção retangular comporta-se melhor a deslocamentos superiores (devido ao efeito de *Shear Lag Effect*), e como estes têm um banzo maior, esse efeito nota-se mais

4.4.3 Danos extensos

Para danos extensos, é necessária a realização de duas tarefas. A primeira refere-se ao tratamento superficial dos pilares e a segunda ao seu reforço.

A Tabela 4.18 mostra o custo de reparação das fissuras dos pilares no presente tipo de danos.

Tabela 4.18 Custo de reparação utilizando a técnica de Injeção de resina *epoxy*

	Injeção de resina <i>epoxy</i>				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m/m ² _{superfície}	10,00 €	23,35	233,49 €	220,22 €
PO1-N3			20,21	202,06 €	
PO1-N4			22,27	222,70 €	
PO1-N5			20,55	205,48 €	
PO1-N6			23,74	237,38 €	
PO2-N2			18,20	182,01 €	196,53 €
PO2-N3			16,29	162,86 €	
PO2-N4			21,33	213,33 €	
PO2-N5			21,60	216,03 €	
PO2-N6			20,84	208,41 €	

Deste modo, conclui-se que a evolução da densidade das fendas era a esperada, uma vez que, nos pilares quadrados, existe uma maior densidade em comparação com os pilares retangulares, devido ao efeito de *Shear Lag Effect*, como referido anteriormente. O custo de reparação dos pilares quadrados é em média 11% mais dispendiosa relativamente ao custo de reparação dos pilares retangulares.

Em relação à técnica de reparação com betão destacado, é de notar que, neste tipo de danos, a quantidade de pilar a reparar é muito reduzida, como se pode comprovar com os valores da Tabela 4.19.

Tabela 4.19 Custo de reparação utilizando a técnica de reconstrução da superfície

	Reconstrução da superfície				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m ²	15,00 €	0,03	0,45 €	0,63 €
PO1-N3			0,03	0,45 €	
PO1-N4			0,05	0,75 €	
PO1-N5			0,07	1,05 €	
PO1-N6			0,03	0,45 €	
PO2-N2			0,07	1,05 €	0,81 €
PO2-N3			0,07	1,05 €	
PO2-N4			0,03	0,45 €	
PO2-N5			0,05	0,75 €	
PO2-N6			0,05	0,75 €	

Através dos dados deste tabela pode-se concluir que os custos de reparação utilizando esta técnica é muito idêntica em ambos tipos de secção. No entanto, o custo nos pilares retangulares é em média 29% mais dispendiosa.

Relativamente ao custo dos reforços estruturais, refira-se que a técnica menos dispendiosa é a do aumento da secção com recurso a betão armado; no entanto, esta técnica apresenta a desvantagem de necessitar de algum espaço em redor do pilar. A segunda técnica menos dispendiosa é a do encamisamento, utilizando mantas de fibra de carbono (CFRP), sendo que a técnica mais dispendiosa é a que utiliza chapas metálicas. As Tabelas 4.20, 4.21 e 4.22 mostram o custo de reparação de cada uma das técnicas de reforço. Para a determinação do custo, foi tido em conta o reforço estrutural calculado no ponto 4.2 deste trabalho.

Tabela 4.20 Custo de reforço com recurso a aumento de secção

	Reforço com aumento de secção				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m ³	200,00 €	0,31	61,60 €	61,60 €
PO1-N3			0,31	61,60 €	
PO1-N4			0,31	61,60 €	
PO1-N5			0,31	61,60 €	
PO1-N6			0,31	61,60 €	
PO2-N2			0,43	86,80 €	
PO2-N3			0,43	86,80 €	
PO2-N4			0,43	86,80 €	
PO2-N5			0,43	86,80 €	
PO2-N6			0,43	86,80 €	

Tabela 4.21 Custo de reforço com recurso a CFRP

	Reforço com CFRP				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	m ²	40,00 €	2,52	100,80 €	103,68 €
PO1-N3			2,52	100,80 €	
PO1-N4			2,52	100,80 €	
PO1-N5			2,52	100,80 €	
PO1-N6			2,88	115,20 €	
PO2-N2			3,78	151,20 €	
PO2-N3			3,78	151,20 €	
PO2-N4			3,78	151,20 €	
PO2-N5			3,78	151,20 €	
PO2-N6			4,32	172,80 €	

Tabela 4.22 Custo de reforço com recurso a chapas metálicas

	Reforço com chapas metálicas				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	kg	5,00 €	31,86	159,30 €	165,67 €
PO1-N3			31,86	159,30 €	
PO1-N4			31,86	159,30 €	
PO1-N5			31,86	159,30 €	
PO1-N6			38,23	191,16 €	
PO2-N2			47,79	238,95 €	248,51 €
PO2-N3			47,79	238,95 €	
PO2-N4			47,79	238,95 €	
PO2-N5			47,79	238,95 €	
PO2-N6			57,35	286,74 €	

Analisando os custos do reforço dos pilares, nota-se que o custo de reforço dos pilares retangulares é superior ao dos pilares quadrados, o que já era expectável, dado que, nos pilares retangulares, é necessária uma maior quantidade de reforço, devido à sua secção. Comparando os custos, verifica-se que o reforço dos pilares retangulares é em média 41% mais dispendiosa, se utilizado a técnica de aumento de secção. Na segunda técnica de reforço apresentada, a do encamisamento com recurso a CFRP, a diferença de custo entre as secções quadradas e retangular, a secção retangular é em média de 50% mais dispendiosa, ocorrendo esta mesma diferença na técnica de reforço com recurso a chapas metálicas.

Uma vez apresentados os custos por tipo de reforço, é necessário somar os diversos custos para se obter o custo de reparação/reforço nos danos extensos, recorrendo às diversas técnicas apresentadas. Esses custos estão presentes nas Tabelas 4.23, 4.24 e 4.25.

Tabela 4.23 Custo de reforço e reparação com recurso a chapas metálicas

	Reforço com aumento de secção				
	Tratamento Fissuras	Tratamento destacamento	Reforço	Custo Total	Valor Médio
PO1-N2	233,49 €	0,45 €	61,60 €	295,54 €	282,45 €
PO1-N3	202,06 €	0,45 €	61,60 €	264,11 €	
PO1-N4	222,70 €	0,75 €	61,60 €	285,05 €	
PO1-N5	205,48 €	1,05 €	61,60 €	268,13 €	
PO1-N6	237,38 €	0,45 €	61,60 €	299,43 €	
PO2-N2	182,01 €	1,05 €	86,80 €	269,86 €	284,14 €
PO2-N3	162,86 €	1,05 €	86,80 €	250,71 €	
PO2-N4	213,33 €	0,45 €	86,80 €	300,58 €	
PO2-N5	216,03 €	0,75 €	86,80 €	303,58 €	
PO2-N6	208,41 €	0,75 €	86,80 €	295,96 €	

Tabela 4.24 Custo de reforço e reparação com recurso a CFRP

	Reforço com CFRP				Valor Médio
	Tratamento Fissuras	Tratamento destacamento	Reforço	Custo Total	
PO1-N2	233,49 €	0,45 €	100,80 €	334,74 €	324,53 €
PO1-N3	202,06 €	0,45 €	100,80 €	303,31 €	
PO1-N4	222,70 €	0,75 €	100,80 €	324,25 €	
PO1-N5	205,48 €	1,05 €	100,80 €	307,33 €	
PO1-N6	237,38 €	0,45 €	115,20 €	353,03 €	
PO2-N2	182,01 €	1,05 €	151,20 €	334,26 €	
PO2-N3	162,86 €	1,05 €	151,20 €	315,11 €	
PO2-N4	213,33 €	0,45 €	151,20 €	364,98 €	
PO2-N5	216,03 €	0,75 €	151,20 €	367,98 €	
PO2-N6	208,41 €	0,75 €	172,80 €	381,96 €	

Tabela 4.25 Custo de reforço e reparação com recurso a chapas metálicas

	Reforço com chapas metálicas				Valor Médio
	Tratamento Fissuras	Tratamento destacamento	Reforço	Custo Total	
PO1-N2	233,49 €	0,45 €	159,30 €	393,24 €	386,52 €
PO1-N3	202,06 €	0,45 €	159,30 €	361,81 €	
PO1-N4	222,70 €	0,75 €	159,30 €	382,75 €	
PO1-N5	205,48 €	1,05 €	159,30 €	365,83 €	
PO1-N6	237,38 €	0,45 €	191,16 €	428,99 €	
PO2-N2	182,01 €	1,05 €	238,95 €	422,01 €	
PO2-N3	162,86 €	1,05 €	238,95 €	402,86 €	
PO2-N4	213,33 €	0,45 €	238,95 €	452,73 €	
PO2-N5	216,03 €	0,75 €	238,95 €	455,73 €	
PO2-N6	208,41 €	0,75 €	286,74 €	495,90 €	

Comparando os custos entre as diferentes técnicas de reparação/reforço, pode concluir-se que a secção retangular é sempre mais dispendiosa, quando comparada com a secção quadrada. Entretanto, no primeiro conjunto de técnicas para o reforço, utilizando a técnica de aumento de secção com recurso a betão armado, verifica-se uma diferença no custo de 1% entre as duas secções. Já no segundo conjunto, utilizando a técnica de reforço utilizando mantas de fibra de carbono, a diferença no custo é de 9%. No último conjunto de técnicas de reparação/reforço, reforço utilizando barras metálicas, a diferença de custo entre ambas as secções é de 15%. A Figura 4.14 ilustra os diversos custos para cada um dos pilares. Na Figura 4.15 identifica-se o

peso médio de cada componente nos diversos conjuntos de técnicas, utilizando um valor médio das duas geometrias.

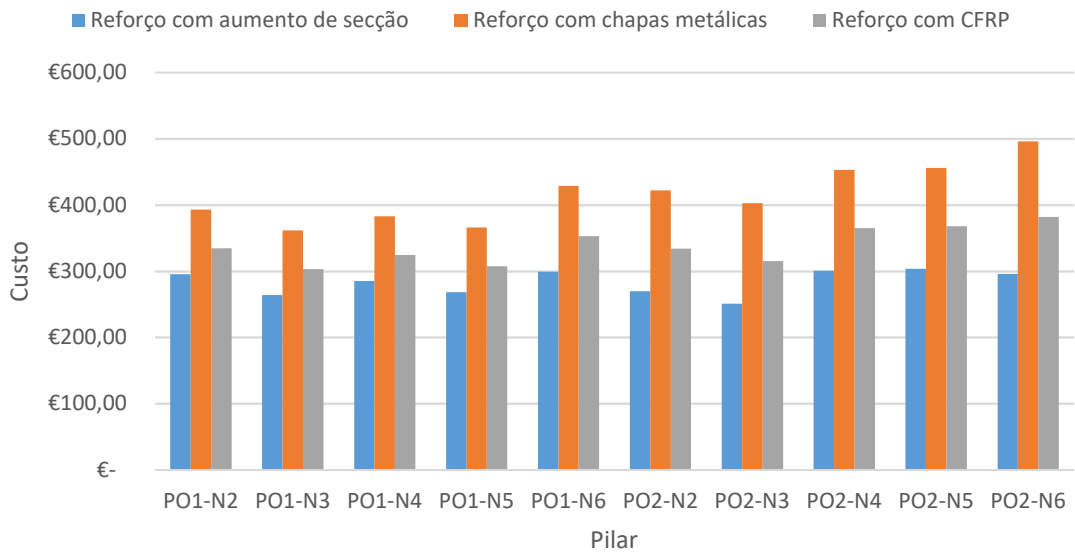
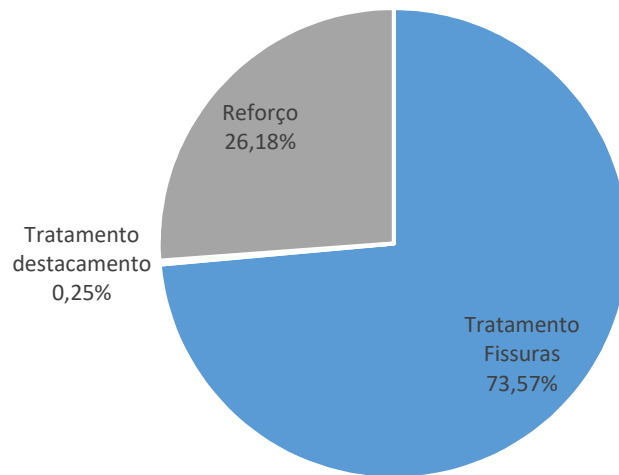
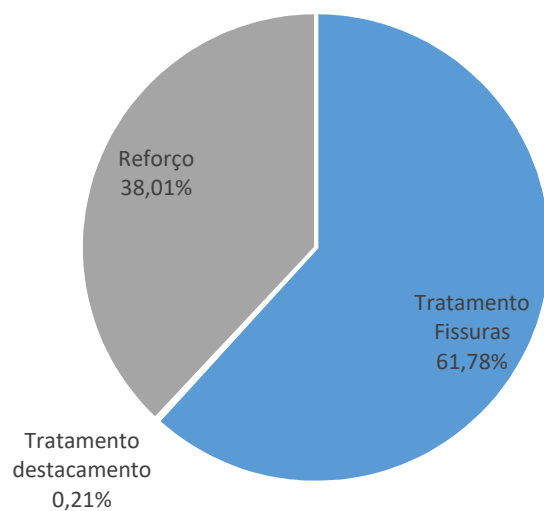


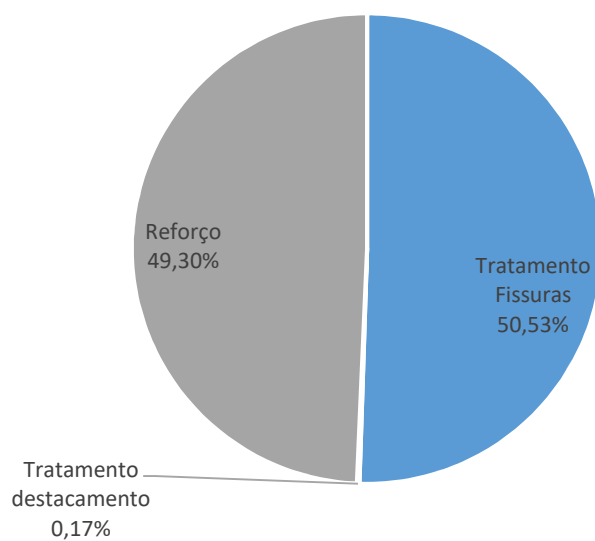
Figura 4.14 Comparação do custo de reforço/reparação utilizando as diferentes técnicas



a) reforço com aumento de secção



b) reforço com CFRP



c) Reforço com chapas metálicas

Figura 4.15 Peso de cada componente nos diferentes conjuntos de técnicas

Analisando estes gráficos pode concluir-se que a maior componente do custo de cada uma das técnicas provém do tratamento das fissuras. É também visível que a parcela do custo do tratamento do destacamento é quase desprezável, visto ser muito reduzida. No conjunto de técnicas que utiliza o reforço, com recurso a chapas metálicas, a distribuição do custo entre o reforço e o tratamento de fissuras é quase de metade para cada uma das técnicas.

4.4.4 Danos de colapso

Para o estado de danos de colapso, o pilar já está tão degradado que a melhor solução é a sua demolição e construção de um novo pilar. Como identificado anteriormente, o custo associado à substituição do pilar é de 484,50€. A Tabela 4.16 mostra o custo desta técnica para cada um dos pilares.

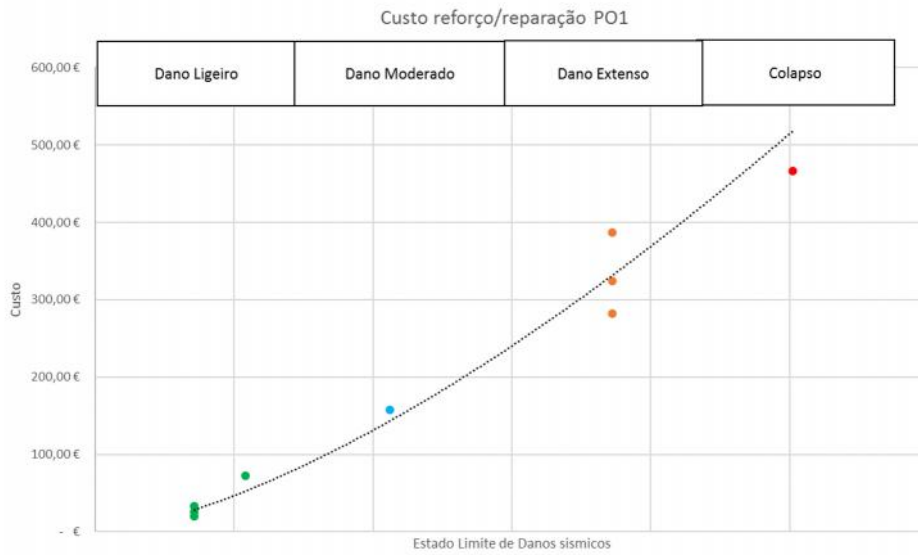
Tabela 4.26 Custo substituição do pilar

	Demolição e construção de um pilar				
	Unidade	Custo Unitário	Quantidade	Custo	Valor médio
PO1-N2	Ud.	466,59 €	1,00	466,59 €	466,59 €
PO1-N3			1,00	466,59 €	
PO1-N4			1,00	466,59 €	
PO1-N5			1,00	466,59 €	
PO1-N6			1,00	466,59 €	
PO2-N2		454,69 €	1,00	454,69 €	454,69 €
PO2-N3			1,00	454,69 €	
PO2-N4			1,00	454,69 €	
PO2-N5			1,00	454,69 €	
PO2-N6			1,00	454,69 €	

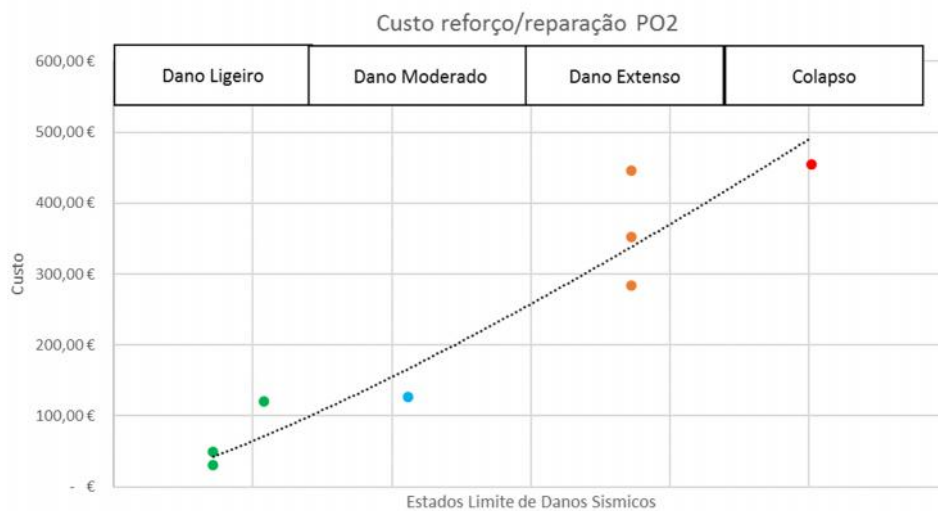
Comparando o custo de aplicação desta técnica entre as secções quadrada e retangular, a mais dispendiosa (cerca de 3%) é a secção quadrada. No entanto, na realidade, a utilização desta técnica é muito mais dispendiosa, sendo a melhor solução a construção de um novo pilar junto ao pilar danificado.

4.5. Evolução dos custos nos diferentes estados de danos

Depois de analisados os custos de cada técnica de reparação e reforço estrutural, é necessário perceber a evolução do custo em função da resposta estrutural, considerando, no caso deste trabalho, o *drift* como parâmetro de resposta. Assim, será possível quantificar o peso económico de cada estados limite para a reparação ou reforço do pilar. Serão realizadas duas análises, uma para cada geometria. A Figura 4.16 ilustra a evolução dos custos para os diferentes estados de danos, respetivamente para a secção quadrada e retangular.



a) Pilares quadrados



b) Pilares retangulares

Figura 4.16 Evolução dos custos das diferentes técnicas nos vários ELDS

As duas figuras acima apresentadas representam os custos desagregados por técnica de reparação ou reparação/reforço, para cada um dos estados limite de dano. Analisando as curvas com um maior detalhe pode-se concluir ambas as curvas têm uma evolução polinomial de 1º grau. A equação que traduz o crescimento do custo de reparação/reforço de cada tipo de geometria é a equação 4.3 para os pilares quadrados e equação 4.4 para os pilares retangulares. Relativamente à precisão das curvas apresentadas, pode concluir-se que ambas as curvas têm uma boa aproximação. Os coeficientes de correlação (r^2) obtidos para as equações 4.3 e 4.4, respetivamente, são de 0,97 e 0,934.

$$y = 126676x^{1.4} \quad \text{Equação 4.3}$$

$$y = 50612x^{1.2}$$

Equação 4.4

Depois de caracterizadas cada uma das curvas por tipo de geometria, agregaram-se as respostas para ambos os cenários, tendo sido obtida a equação que melhor representa as respostas globais, tal como é possível visualizar na Figura 4.17.

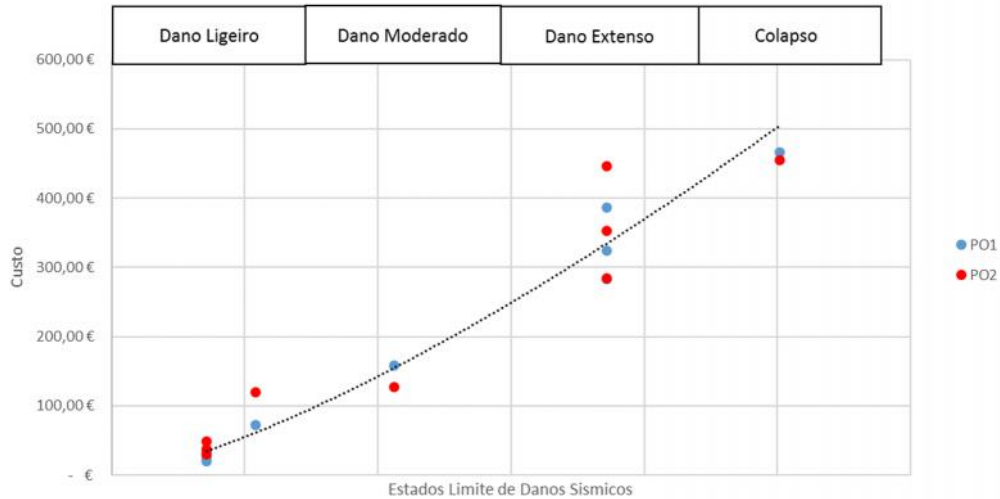


Figura 4.17 Junção da evolução dos custos de ambas as geometrias

Assim, pode concluir-se que a evolução dos custos em ambas as geometrias é muito idêntica, estando essa evolução patente na equação 4.5, que apresenta um coeficiente de correlação de 0,943.

$$y = 80071x^{1.3}$$

Equação 4.4

É de notar que nos estados de dano de colapso e dano ligeiro os custos estão muito agrupados enquanto no estado de dano extenso os custos são muito dispersos. Nota-se também uma grande evolução do custo entre o estado de dano moderado e dano extenso, sendo a causa da mesma a necessidade de reforço estrutural no estado de dano extenso, o que indica que o reforço influencia muito no custo de reparação/reforço.

4.6. Relação custo/benefício de cada uma das técnicas de reparação/reforço

Com vista a poder aplicar-se esta metodologia em diversas condições e de identificar melhor o impacto de cada estados limite no custo de reparação e verificar a sua viabilidade económica, optou-se por representar a evolução em termos de um rácio. Sem a representação do rácio não era possível a aplicação desta metodologia noutros países e os custos de mão-de-obra e material não podiam variar ao longo do tempo.

O rácio proposto é a divisão entre o custo de execução da técnica e o custo de substituições do pilar. Essa substituição corresponde à demolição do pilar existente e à construção de outro pilar idêntico. A Figura 4.18 ilustra a evolução desse mesmo rácio para ambos os tipos de geometria. A Tabela 4.27 mostra o custo de cada uma das técnicas, bem como o rácio anteriormente descrito.

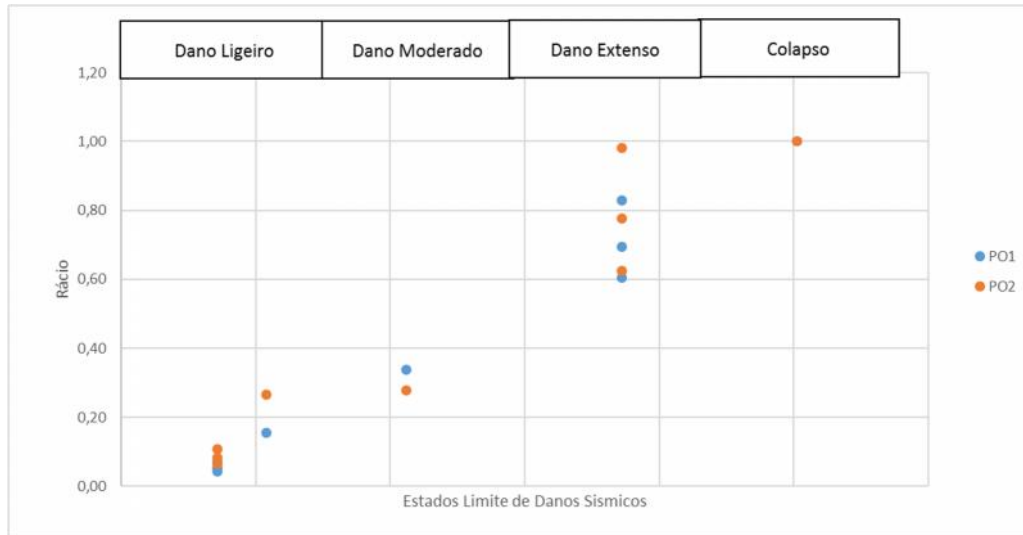


Figura 4.18 Evolução do rácio em ambos os tipos de geometria

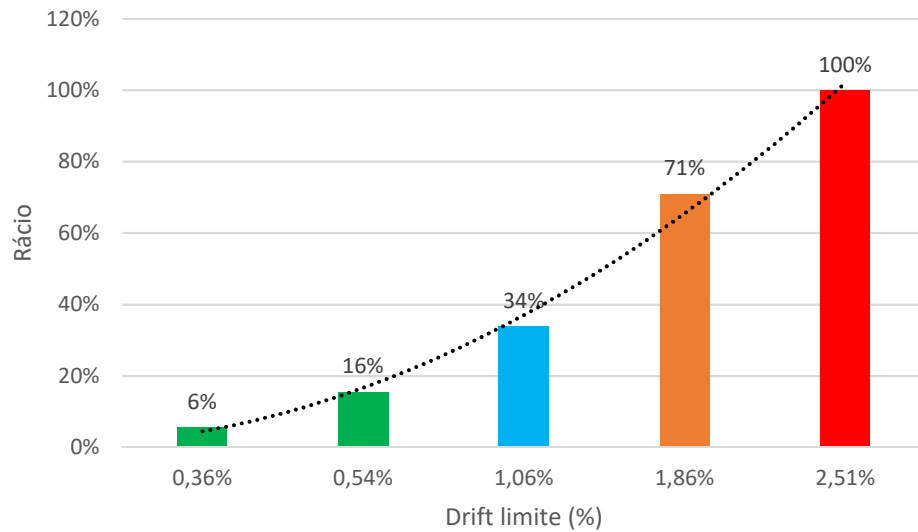
Tabela 4.27 Custo e rácio de cada uma das técnicas nos diferentes tipos de geometria

EL Dano	Técnica	Drift	Custo		Racio	
			Quadrado	Retangular	Quadrado	Retangular
Ligeiro	Pintura	0,36%	25,20 €	37,80 €	0,05	0,08
	Rebocar	0,36%	20,16 €	30,24 €	0,04	0,07
	Esfregimento com resina epóxy	0,36%	32,76 €	49,14 €	0,07	0,11
	Injeção de resina epóxy	0,54%	72,61 €	120,18 €	0,16	0,26
Moderado	Injeção de resina epoxy	1,06%	157,90 €	126,78 €	0,34	0,28
Extenso	Reforço com aumento de seção	1,86%	282,45 €	284,14 €	0,61	0,62
	Reforço com chapas metálicas	1,86%	386,52 €	445,85 €	0,83	0,98
	Reforço com CFRP	1,86%	324,53 €	352,86 €	0,70	0,78
Colapso	Demolição e construção de um pilar	2,51%	466,59 €	454,69 €	1,00	1,00

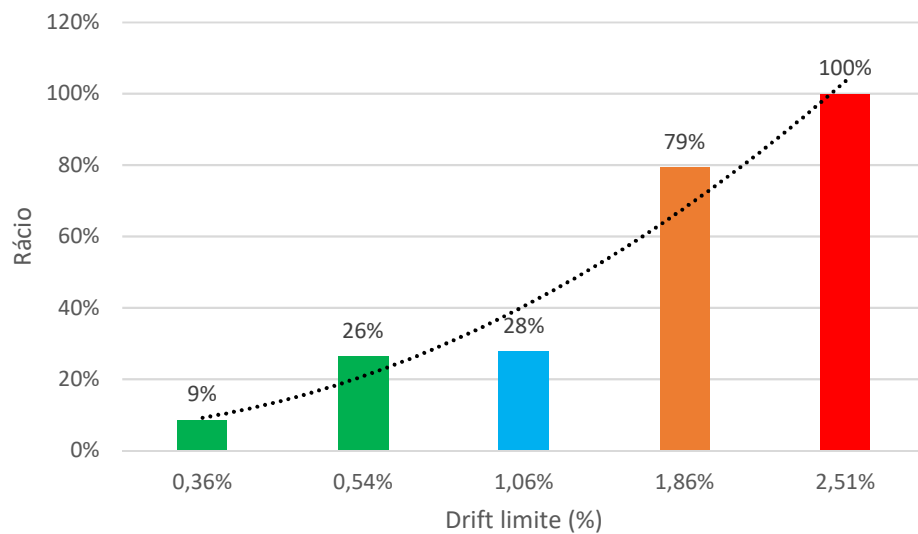
Analisando o rácio de todas as técnicas de reparação e reforço estrutural, verifica-se que existe uma evolução crescente entre os diversos estados de danos. Comparando o rácio entre os dois tipos de geometria, pode notar-se que ambos são muito idênticos em todas as técnicas, sendo o rácio dos pilares retangulares sempre ligeiramente superior. No entanto, no estado de danos moderados, o rácio dos pilares quadrados é um pouco superior ao rácio dos pilares retangulares.

A Figuras 4.19 ilustra a evolução dos rácios em função dos *drifts*, para cada técnica de reparação, respetivamente para os pilares quadrados e retangulares. A evolução do custo, tal

como anteriormente referido, é crescente, sendo possível ajustar uma função polinomial de 2º grau a esta tendência para ambos os tipos de geometria.



a) Pilares quadrados



b) Pilares retangulares

Figura 4.19 Evolução do rácio segundo os estados limite de dano sísmico

Como pode verificar-se nas figuras anteriores, a qualidade do ajuste das funções é bastante elevada, principalmente nos pilares quadrados, o que faz com que estas funções de transferência de danos em custos forneçam um indicador importante para qualquer estimativa de custo em pilares ocios de betão armado. Adicionalmente, permite também avaliar o impacto e eficiência de cada técnica de reparação ou reforço. A equação 4.6, com um coeficiente de correlação de 0,993, e a equação 4.7, com um coeficiente de correlação de 0,946, ilustram a

evolução do rácio entre os diversos estados de danos, respetivamente para os pilares quadrados e pilares retangulares.

$$y = 0.0407x^2 + 0.0002x + 0.0039 \quad \text{Equação 4.6}$$

$$y = 0.0397x^2 - 0.0025x + 0.0553 \quad \text{Equação 4.7}$$

Paralelamente, foi também analisada as respostas de ambos os pilares em simultâneo, para assim se determinar a curva final de evolução do rácio (Figura 4.20).

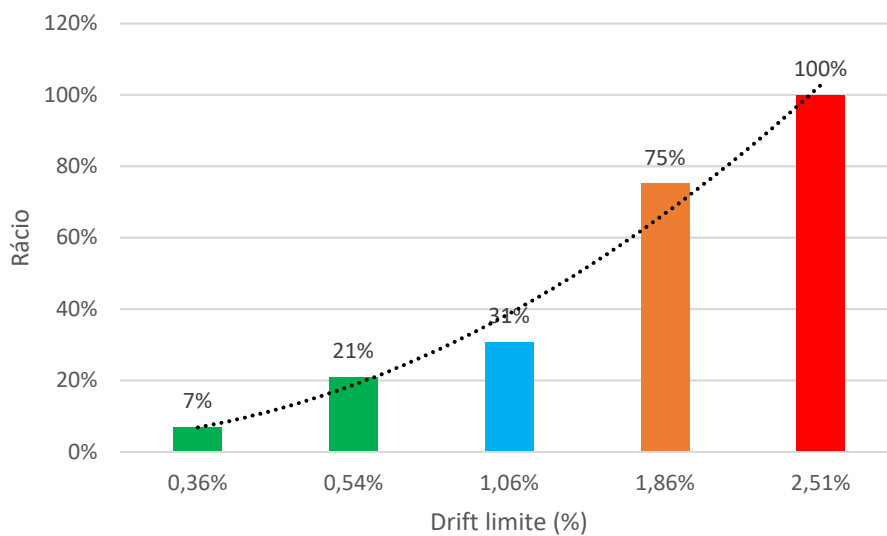


Figura 4.20 Curva final da evolução do rácio

Analisando a figura, pode concluir-se que a evolução do rácio entre os distintos estados de danos é uma evolução constante e crescente. No entanto, é de notar um pequeno crescimento entre o estado de dano ligeiro (*drift* de 0,54%) e o estado de dano moderado (*drift* 1,06%). Em relação à curva que representa essa mesma evolução, verifica-se que ela está bastante bem ajustada, com um coeficiente de correlação 0,976, e que se trata de uma função polinomial de 2º grau. Esta curva é dada pela equação 4.8.

$$y = 0.0402x^2 - 0.0011x + 0.0296 \quad \text{Equação 4.8}$$

É de notar também a grande evolução entre o estado de dano moderado e o estado de dano extensivo, devido à necessidade de realização de reforço como já referido anteriormente.

V. Conclusões

5.1 Conclusões Finais

Com o objetivo de se proceder à avaliação e reparação de danos em pilares ocos de betão armado, quando sujeitos a ações sísmicas, procedeu-se ao estudo de uma vasta gama de ensaios realizados (abrangendo 10 pilares) e, conseqüente, à análise dos padrões de dano em função do deslocamento aplicado nesses pilares. Neste estudo, procedeu-se também a uma análise das técnicas de reforço/reparação a aplicar nos diversos padrões de danos observados, procedendo-se à verificação do custo de cada uma das técnicas e à evolução do custo de reparação em função do parâmetro de resposta (*drift* dos pilares).

Neste contexto, a elaboração desta dissertação procurou contribuir, de uma forma sustentada, para este tema, procurando, por um lado, a criação de uma metodologia de avaliação de danos e por outro a determinação do custo de reforço/reparação desses danos, permitindo também determinar a técnica mais adequada e económica para repor ou melhorar o desempenho estrutural das estruturas. A aplicação desta metodologia, em contexto real, permitirá a determinação dos deslocamentos dos pilares a que os pilares foram sujeitos durante a ocorrência de um sismo, bem como a determinação do tipo e extensão dos danos. Com a determinação dos danos, será possível a escolha de uma ou diversas técnicas de reforço/reparação a aplicar nos pilares danificados.

Assim o desenvolvimento desta dissertação assentou, essencialmente, no cumprimento de duas fases distintas.

Numa primeira fase, procedeu-se a uma análise dos danos observados nos pilares ensaiados. Com a análise dos padrões dos danos, foi possível a elaboração de uma metodologia, que consistiu na análise de diversos estados limite dos danos sísmicos. Assim, de acordo com a metodologia apresentada, propõe-se a existência de quatro estados limite de danos sísmicos. Primeiramente, apresentou-se o padrão de danos físicos de cada um dos pilares ensaiados e, de seguida, definiu-se cada um dos estados de dano.

Nesta mesma fase, foi também determinada a evolução do índice de dano considerado, dependendo dos estados de danos apresentados. Sendo o índice de dano calculado a partir da metodologia proposta por Park&Ang. No final desta fase, fez-se a comparação dos estados limite de danos sísmicos, bem como os valores limite do parâmetro de resposta escolhido e do índice de dano, com metodologias já existentes que permitiram corroborar a metodologia apresentada.

Com essas mesmas comparações, foi possível concluir que os valores apresentados são muito similares se comparados com os valores propostos pelo Vision 2000, enquanto se comparado com as outras metodologias propostas existe uma pequenas discrepância de

valores As metodologias utilizadas para essa corroboração foram as propostas no Hazus, no ATC, no FEMA 356, no Vision 2000. Os que indique que a base da metodologia proposta está bem fundamentada, no entanto é necessário a realização e análise de mais ensaios experimentais para calibrar melhor os valores limite. Em relação ao índice de dano, pode-se concluir que a nossa progressão é muito linear, se comparada o índice de dano de Park&Ang que é uma evolução parabólica. É de notar também que os valores do índice de dano proposto são sempre superior aos valores propostos por Park&Ang.

Numa segunda fase, procedeu-se a uma análise das técnicas de reforço/reparação a aplicar para os distintos tipos de danos. Para cada um desses estados, foram apresentadas várias técnicas de reforço/reparação. Nos dois últimos estados de danos – extensos e colapso – a reparação dos danos dos pilares não é considerada como económica e tecnicamente viável, sendo necessário proceder ao reforço ou mesmo proceder à demolição e substituição integral dos pilares. Nesta fase, foram apresentados os custos unitários, bem como os custos de reforço/reparação de cada um dos pilares. Para a análise dos custos das técnicas de reforço, foi necessário realizar o dimensionamento dos mesmos, perspetivando-se um aumento de capacidade de carga do pilar, 100% superior à capacidade de carga inicial, para que a estruturas esteja apta para suportar um futuro abalo sísmico. No final desta fase, foi também determinado um rácio entre o custo de reforço/reparação e substituição do mesmo. A determinação deste rácio permite aos projetistas, perante os danos, determinar qual a técnica de reparação mais adequada e economicamente mais viável, sem grande perda de tempo. Mesmo a pessoas sem qualificações muito específicas em engenharia sísmica e estrutural, é possível fazer uma avaliação dos danos dos pilares e optar pela melhor técnica.

Conclui-se assim que tanto a evolução do custo como do rácio são curvas parabólicas, evidenciando uma grande evolução entre o estado de dano moderado e dano extensivo. É de notar também que se fossem considerados os custos indiretos a evolução dos custos e rácio seria representada por uma curva ainda mais prenunciada.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

As potencialidades evidenciadas pela metodologia proposta para o estudo dos danos em pilares ocos devido a ações sísmicas abrem interessantes perspetivas para o futuro desenvolvimento desta temática na Engenharia Sísmica. Esta metodologia permite às autoridades de proteção civil a avaliação dos danos sofridos e determinar quais as medidas de segurança a tomar, permitindo também aos projetistas a escolha de uma técnica de reforço/reparação mais adequada, sabendo o custo das mesmas. Todavia, verifica-se que esta

metodologia é suscetível de melhorias. Assim, os seguintes pontos sugerem alguns aspetos que poderão ser melhor estudados/melhorados:

- É necessário a realização de ensaios (e futura análise) em pilares com outro tipo de secções, por exemplo secções circulares, e em pilares com secção variável consoante a altura da secção. Este novo conjunto de ensaios irá permitir a melhor calibração de resultados para outros tipos de secção, já que nesta metodologia apenas foram considerados dois tipos de secção (quadrangular e retangular).
- Realização de ensaios (e futura análise) em pilares de secção quadrada e retangular, mas com uma área de armadura transversal superior. Isto para que os danos, devido ao efeito de corte, não sejam tão predominantes e para que o comportamento seja mais misto.
- Um estudo mais preciso do mercado, para que os preços das técnicas de reparação sejam mais precisos e, conseqüentemente, o rácio entre o custo de reforço/reparação e o custo de substituição do pilar
- Estudo de novas técnicas de reparação para os diferentes estados de dano;
- Determinação e análise dos custos indiretos de reparação e reforço para ajustar melhor a curva de evolução do custo e do rácio proposto.

Bibliografia

A

Aiken, I., Nims, D., Whittaker, A. & Kelly, J., 1993. Testing of Passive Energy Dissipation Systems. *Earthquake Spectra*, Volume 9-3.

ATC40, 1996. *Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings*. Redwood City: Applied Technology Council.

C

Calvi, G. M., 1999. A Displacement-based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 3 (3): 411-438.

Calvi, G., Pavese, A., Rasulo, A. & Bolognini, D., 2005. Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of R.C. Hollow Bridge Piers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 3 (3), pp. 267-297.

CEN, 2006. *NP EN 1504-2. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão - Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 2: Sistemas de protecção superficial do betão*. Brussels: European Standard.

CEN, 2006. *NP EN 1504-4. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão - Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 4: Colagem estrutural*. Brussels: European Standard.

CEN, 2006. *NP EN 1504-5. Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão - Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 5: Injeção do betão*. Brussels: European Standard.

Chai, Y., Romstad, K. & Brid, S., 1995. Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading.. *Journal of Structural Engineering*, Volume 121:5, pp. 857-864.

Cheng, c., Yang, J., Yeh, Y. & Chen, S., 2003. Seismic Performance of repaired hollow bridge piers. Em: *ELSEVIER Constructions and Building Material 17 (5)*. s.l.:s.n., pp. 339-351.

Colombo, A. & Negro, P., 2005. A damage index of generalised applicability. *Engineering Structures*, Volume 2:1, pp. 1164-1174.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, Maio 1993. *CEB-FIP Model Code 1990*. Lausanne: s.n.

Communities, C. o. t. E., 1990. *Eurocode no. 8 - Structures in Seismic Regions, Part 2: Bridges*. s.l.:Draft.

D

Delgado, P., 2009. *Avaliação de Segurança Sísmica de Pontes*. Porto: FEUP.

Delgado, P., Sá, N., Marques, M. & Arêde, A., 2016. *Custos de reparação de pilares ocos de betão armado*. Porto, s.n.

Delgado, P., Sá, N., Marques, M. & Arêde, A., 2016. *Metodologia para caracterização de estados limite de dano sísmico em pilares ocos*. Ponta Delgada, s.n.

E

EERI, 2006. *Performance of Transportation Systems during the 2004*. s.l.:Earthquake Spectra.

Elmenschawi, A. & Brown, T., 2010. Hysteretic energy and damping capacity of flexural elements constructed with different concrete strengths. *Engineering Structures*, Volume 32, pp. 297-305.

Eom, T. S. & Park, H. G., 2010. Evaluation of energy dissipation of slender reinforced concrete members and its applications. *Engineering Structures*, Volume 32, pp. 2884-2893.

F

FEMA, 2003. *HAZUS MR4*. Washington DC: National Institute of Building Sciences.

FEMA356, 2000. *Prestand and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.

FEMA-357, 2000. *Global Topics Report on the Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.: Federal Emergency Management Agency.

Folić, R., 2015. *Performance based seismic design of concrete buildings structures - bases*. Sérvia, s.n.

G

Ghobarah, A., s.d. *on drift limits associated with different damage levels*. s.l.:s.n.

Guerreiro, L., 2010. *Danos em Pontes devido à acção sísmica*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.

K

Kamran, M. N., 2006. *Point Shilshole Condominium Building Concrete Deterioration*. Seattle: s.n.

Kowalsky, M. J. & Priestley, M. J. N., 2000. Improved Analytical Model for Shear Strenght of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions. *ACI Structural Journal*, Volume Vol. 97, Nº3, pp. 388-396.

Kunnath, S., Reinhorn, A. & Park, Y., 1990. Analytical modeling of inelastic seismic response of r/c structures.. *Journal of Structural Engineering*, Volume 128:2, pp. 996-1017.

M

Mander, J., Priestley, M. & Park, R., 1983. *Beavior of ductile hollow reinforced concrete columns*. Wellington, s.n.

Mehanny, S. & Deierlein, G., 2001. Seismic damage and collapse assessment of composite moment frames.. *Journal of Structural Engineering*, Volume 13:3, pp. 1045-1053.

Monteiro, A. M. B., 2009. *Simulação numérica e validação experimental do comportamento ciclico de pilares ocios de pontes de betão armado*. Porto: FEUP.

Mo, Y. L., Yeh, Y. K. & Hsieh, D. M., 2004. Seismic retrofit of hollow rectangular bridge columns. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 8 (1), pp. 43-51.

N

Niu, D.-t. & Ren, L.-j., 1996. A modified seismic damage model with double variables for reinforced concrete structures.. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Volume 16, pp. 44-55.

O

Oliveira, C. et al., 1995. *O Sismo de Northridge, Los Angeles, 17 de Janeiro de 1994 - Ensinaamentos para Portugal*. Lisboa: Edição Conjunta dos IC-IST/IC-FEUP.

P

Park, Y.-J. & Ang, A.-S., 1985. Mechanistic seismic model for Reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, pp. 111.722-739.

Pavese, A., Bolognini, D. & Peloso, S., 2004. FRP seismic retrofit of RC square hollow section bridge piers. *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 8 (1 SPEC.ISS), pp. 225-250.

Pinto, A. V., Molina, J. & Tsionis, G., 2003. Cyclic test on large-scale models of existing bridge piers with rectangular hollow cross-section. Em: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. s.l.:s.n., pp. 1995-2012.

Pocter, A., 1997. *Hollow Rectangular Reinforced Concrete Columns*. London: Civil Engineering.

Powell, G. H. & Allahabadi, R., 1988. Seismic damage prediction by deterministic methods: Concept and procedure. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 16:5, pp. 719-734.

Priestley, M. & Park, R., 1987. *Strength and ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading*. s.l.:s.n.

Priestley, M., Seible, F. & Calvi, G., 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridge*. Canada: John Wiley & Sons, Inc..

R

Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H. & Costa, A., 2013. Damage evolution in reinforced concrete columns subjected to biaxial loading. *Bull Earthquake Eng*, pp. 1517-1540.

Rodrigues, H. F. P., 2012. *Comportamento sísmico biaxial de pilares de betão armado*. Aveiro: Univercidade de Aveiro.

Roufail, M. S. L. & Meyer, C., 1987. Reliability of concrete frames damaged by earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, Volume 113:3, pp. 445-457.

S

SEAOC - Vision 2000, 1995. *Performance based seismic engineering of building, vol I and II: conceptual framework*. CA: Structural Engineers Association of California.

Sinha, R. & Shiradhonkar, S. R., 2012. *Seismic Damage Index for Classification of Structural Damage – Closing the Loop*. Lisboa, s.n.

Sousa, L. M. C., 2008. *Avaliação de segurança sísmica de pontes com pilares ocos de betão armado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

T

Takahashi, Y. & Iemura, H., 2000. *Inelastic Seismic Performance of RC Tall Piers with Hollow Section*. Auckland, New Zealand, s.n.

Taylor, A. W., Rowell, R. B. & Breen, J. E., 1995. Behavior of Thin-Walled Concrete Box Piers. Em: *ACI Structural Journal*. s.l.:ACI, pp. 319-333.

V

Vaz, C. J. A. M. T., 1992. *Comportamento Sísmico de pontes com pilares de Betão Armado*. Lisboa: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

W

Wang, M. L. & Shah, S., 1987. Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept.. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 15:8, pp. 993-1003.

Y

Yeh, Y. K., Mo, Y. L. & Yang, C. Y., 2002. Full-scale tests on rectangular hollow bridges piers. Em: *Materials and Structures*. s.l.:s.n., pp. 117-125.