



ESTG

2020 COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PILARES OCOS DE BETÃO ARMADO



INSTITUTO POLITÉCNICO
DE VIANA DO CASTELO

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PILARES OCOS DE BETÃO ARMADO

Custo de reparação em função do estado de dano

Naiara Alexandre da Silva Pires

Escola Superior de Tecnologia e Gestão



Instituto Politécnico
de Viana do Castelo

**Comportamento sísmico de pilares ocos de betão armado –
Custo de reparação em função do estado de dano**

Naiara Alexandre da Silva Pires

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil e do Ambiente
(Especialização em Estruturas)

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

Novembro 2020

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL E DO AMBIENTE

2019/2020

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 – 258 827 636

✉ direção@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 – 2019/2020 – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Portugal, 2020.*

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

A realização do presente trabalho não seria possível sem a contribuição, ajuda e acompanhamento de várias pessoas, e desejo deixar por escrito os meus mais sinceros e profundos agradecimentos.

Ao meu professor e orientador Doutor Pedro Delgado, agradeço todos os conhecimentos transmitidos, e pela dedicação demonstrada ao longo deste percurso. Agradeço em especial pela disponibilidade demonstrada, mesmo com os tempos pandémicos que estamos atravessando, o professor ajudou-me a concluir esta etapa em uma altura parecia ser a mais inapropriada e difícil.

Agradeço a todos os docentes do curso de licenciatura e mestrado em Engenharia Civil e do Ambiente, desta instituição de ensino. Durante o meu percurso académico tive a oportunidade de conhecer grandes profissionais, que me ajudaram a acreditar que sou capaz, que sempre demonstraram uma prontidão em ajudar, com os melhores conselhos académicos e profissionais. Deixo um agradecimento especial ao Doutor Patrício Rocha, Doutor Jorge Delgado e como esperado ao meu orientador, que com as suas aulas me fizeram despertar uma paixão pelo ramo de estruturas.

Aos meus colegas da licenciatura e mestrado, um obrigado por todos os momentos que vivenciamos juntos. Um especial agradecimento, aos meus colegas que hoje posso chamar de amigos, Arquitecto/Engenheiro Luís Pereira, Engenheira Daniela Rocha, Engenheiro Ailton Brito e principalmente a minha melhor amiga Engenheira Ana Catarina Oliveira, sem vocês eu não seria capaz, todas as nossas horas infinitas juntas a estudar estarão para sempre como lembranças dos melhores momentos do meu percurso académico.

A toda a equipa da S.A.Baganha, lda, agradeço por todo o apoio durante esta jornada, fico feliz por ter tido a oportunidade de fazer parte de uma equipa de profissionais, que estão sempre prontos a contribuir para o sucesso profissional e académico de cada colaborador. A toda a equipa da Araproject, um agradecimento especial por todo o apoio e incentivo durante a fase final do desenvolvimento desta dissertação.

A todos os meus amigos, agradeço por todo carinho que me dão, e por me incentivarem a prosseguir com a conclusão do mestrado.

À minha família, agradeço todo o amor incondicional, apoio durante estes anos académicos, e por nunca me deixarem desistir. Um especial agradecimento a minha mãe, que durante toda a minha vida acreditou em mim, que mesmo sozinha foi capaz de fazer a função de pai, mãe, amiga e confidente, sempre me incentivando a realizar os meus sonhos, por mais impossível que eles sejam.

Por fim agradeço ao meu marido Hugo Pires, e a minha filha Briana Pires e o meu Óscar, que são os amores da minha vida. Todas as conquistas que obtenho nunca serão só minhas, mas sim nossa.

RESUMO

A presente tese tem como principal objetivo o comportamento dos pilares ocos de betão armado. Os pilares ocos de betão armado, são utilizados a muitos anos nas construções de obras de arte, este sempre foi considerado uma boa solução por possuir um peso reduzido aliado a uma grande rigidez. Estes pilares quando sujeitos aos desastres naturais denominado por sismo, comporta-se em grande maioria das vezes de maneira semelhante, possuindo os padrões típicos de uma rotura por corte. Os estudos existentes acerca deste tema ainda são bastante escassos, existindo pouca bibliografia capaz de definir um padrão de dano para os pilares ocos sujeitos a ações sísmicas. Quando ocorre um desastre natural da magnitude de um sismo, as consequências económicas são gigantescas, nos atuais estudos sobre o tema, pouca informação existe sobre qual será o impacto económico de reabilitar esses pilares, estes valores podem ser de grande importância quando se analisa o custo/benefício de uma possível reparação dos pilares.

A presente dissertação pretende criar um método em que seja possível identificar os estados limite de danos sísmicos em pilares ocos de betão armado, criando diferentes níveis de danos. Neste trabalho é proposto um parâmetro que divide os diferentes tipos de danos, passará a ser estudado possíveis técnicas de reforço para cada tipo de dano, definindo um método em que seja possível identificar qual será o reforço que trará um melhor custo/benefício durante a reparação dos pilares.

Para ser possível concluir qual tipo de reforço proporcionará um melhor custo/benefício, será necessário ter em conta todas as etapas de reparação, sendo essas, a contribuição do reforço para uma maior resistência ao corte, e qual será o custo para executar essa técnica, tendo em conta que os pilares ocos de betão armado na grande maioria das vezes são de difícil acesso, a acessibilidade necessária para a aplicação do reforço contribui para um maior custo, podendo influenciar drasticamente no custo global da reparação.

Para o desenvolvimento desta tese serão utilizados vários ensaios realizados no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), onde será analisado o comportamento cíclico de pilares ocos em escala reduzida, obtendo destes ensaios um padrão de dano, que originará os parâmetros necessários para obtermos os diferentes estados limite de danos sísmicos.

PALAVRAS-CHAVE: Pilares ocos de Betão Armado, Sismo, Estados Limite de Dano Sísmico, Resistência ao Corte, Custo/benefício, Reforço.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is the behaviour of reinforced concrete hollow columns. The hollow columns of reinforced concrete, are used for many years in the construction of works of art, this has always been considered a good solution for having a reduced weight allied to a great rigidity. These pillars, when subject to natural disasters called earthquake, behave in a similar way most of the times, possessing the typical patterns of a break by cut. Existing studies on this subject are still quite scarce, and there is little literature capable of defining a pattern of damage to hollow pillars subject to seismic actions. When a natural disaster of the magnitude of an earthquake occurs, the economic consequences are gigantic, in the current studies on the subject, little information exists on what the economic impact of rehabilitating these columns will be, these values can be of great importance when analyzing the cost/benefit of a possible repair of the pillars.

This dissertation intends to create a method in which it is possible to identify the limit states of seismic damage in hollow reinforced concrete columns, creating different levels of damage. In this work a parameter is proposed that divides the different types of damage, possible reinforcement techniques will be studied for each type of damage, defining a method in which it is possible to identify which reinforcement will bring a better cost/benefit during the repair of the columns.

In order to be able to conclude which type of reinforcement will bring a better cost/benefit, it will be necessary to take into account all the repair stages, being those the contribution of the reinforcement to a greater cut resistance, and what will be the cost to execute that technique, taking into account that the hollow reinforced concrete columns in the great majority of the times are difficult to access, the necessary accessibility for the application of the reinforcement contributes to a greater cost and can drastically influence the overall cost of the repair.

For the development of this thesis, several tests will be used at LESE (Laboratory of Seismic and Structural Engineering) of FEUP (Faculty of Engineering of the University of Porto), where the cyclic behaviour of hollow columns in reduced scale will be analysed, obtaining from these tests a pattern of damage, which will originate the necessary parameters to obtain the different limit states of seismic damage.

KEY WORDS: Reinforced Concrete Hollow Columns, Earthquake, Seismic Damage Limit States, Cut Resistance, Cost/benefit, Reinforcement.

ÍNDICE GERAL

| | |
|---|----|
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1. Motivação e enquadramento | 1 |
| 1.2. Objetivos da tese | 1 |
| 1.3. Organização da tese..... | 2 |
| 2. Comportamento Sísmico de Pontes..... | 1 |
| 2.1. Sismo – Definição | 1 |
| 2.2. Propagação do sismo..... | 1 |
| 2.3. Escalas Sísmicas..... | 2 |
| 2.4. Eventos sísmicos recentes | 2 |
| 2.4.1. Japão..... | 2 |
| 2.4.2. Taiwan..... | 3 |
| 2.4.3. China | 3 |
| 2.4.4. Turquia | 4 |
| 2.4.5. San Fernando, EUA..... | 4 |
| 2.4.6. Loma Prieta | 5 |
| 2.4.7. Northridge, EUA | 6 |
| 2.4.8. Lisboa..... | 6 |
| 2.5. Comportamento de pilares de pontes em caso de sismos..... | 7 |
| 2.5.1. Pontes de pilares rígidos..... | 7 |
| 2.5.2. Pontes de pilares flexíveis | 8 |
| 2.5.3. Comportamento estrutural de pontes..... | 8 |
| 2.6. Danos específicos em pontes..... | 9 |
| 2.6.1. Amplificação das deformações devido aos efeitos do solo | 9 |
| 2.6.2. Choque de elementos estruturais..... | 10 |
| 2.6.3. Falência dos encontros | 10 |
| 2.6.4. Comprimento insuficiente das juntas de dilatação | 11 |
| 2.6.5. Rotura por insuficiente ductilidade e resistência à flexão | 12 |
| 2.6.6. Rotura dos nós..... | 16 |
| 2.7. Regulamentação de dimensionamento e avaliação sísmica | 16 |
| 2.7.1. Análises lineares..... | 18 |
| 2.7.2. Análises não lineares..... | 19 |
| 2.7.3. Análise dinâmica não linear | 19 |
| 2.7.4. Análise estática não linear | 20 |
| 2.8. Pilares Ocos..... | 20 |
| 2.9. Ensaios experimentais realizados a pilares ocos no LESE-FEUP..... | 27 |

| | | |
|----------|---|----|
| 3. | Estado limite de danos sísmicos..... | 35 |
| 3.1. | Danos observados nos pilares ocos ensaios no LESE-FEUP..... | 35 |
| 3.1.1. | Pilares de secção quadrada..... | 35 |
| 3.1.1.1. | Pilar PO1-N2..... | 35 |
| 3.1.1.2. | Pilar PO1-N3..... | 37 |
| 3.1.1.3. | Pilar PO1-N4..... | 38 |
| 3.1.1.4. | Pilar PO1-N5..... | 39 |
| 3.1.1.5. | Pilar PO1-N6..... | 41 |
| 3.1.1.6. | Evolução dos danos nos pilares quadrados (PO1)..... | 44 |
| 3.1.2. | Pilares de secção retangular..... | 47 |
| 3.1.2.1. | Pilar PO2-N2..... | 47 |
| 3.1.2.2. | Pilar PO2-N3..... | 48 |
| 3.1.2.3. | Pilar PO2-N4..... | 49 |
| 3.1.2.4. | Pilar PO2-N5..... | 51 |
| 3.1.2.5. | Pilar PO2-N6..... | 54 |
| 3.1.2.6. | Evolução dos danos nos pilares retangulares (PO2)..... | 57 |
| 3.1.3. | Resumo dos danos nos pilares ensaiados..... | 59 |
| 3.2. | Definição dos estados limites de danos sísmicos..... | 60 |
| 3.2.1. | Primeiro tipo de definição dos Estados Limite de Danos sísmicos..... | 61 |
| 3.2.2. | Segundo tipo de definição dos Estados Limite de Danos sísmicos..... | 64 |
| 3.3. | Estados limite de danos sísmicos para pilares ocos..... | 68 |
| 3.3.1. | Danos Ligeiros..... | 68 |
| 3.3.2. | Danos Moderados..... | 69 |
| 3.3.3. | Danos extensos..... | 69 |
| 3.3.4. | Colapso..... | 70 |
| 3.3.5. | Valores de <i>drift</i> correlacionados com os estados de danos de cada pilar ensaiado..... | 71 |
| 3.4. | Índice de dano..... | 77 |
| 3.4.1. | Índice de dano de Park&Ang..... | 77 |
| 3.4.2. | Cálculo da energia dissipada..... | 80 |
| 3.4.3. | Índice de dano proposto..... | 83 |
| 3.4.4. | Comparação dos ELDS com os níveis de operacionalidade definido por outros autores..... | 87 |
| 4. | Reforço Sísmico..... | 92 |
| 4.1. | Técnicas de reparação em estruturas com danos ligeiros..... | 92 |
| 4.2. | Técnicas de reparação em estruturas com danos moderados..... | 93 |
| 4.3. | Técnicas de reparação em estruturas com danos extensos..... | 94 |

| | |
|---|-----|
| 4.4. Reforço de secções com encamisamento/colagem de chapas metálicas | 95 |
| 4.5. Reforço de secções com encamisamento de betão armado | 96 |
| 4.6. Reforço estrutural com colagem de compósitos FRP | 98 |
| 4.6.1. Componentes da aplicação do sistema FRP | 100 |
| 4.6.2. Durabilidade dos FRP's | 102 |
| 4.6.3. Vantagens e desvantagens dos FRP's | 104 |
| 4.7. Quantificação do reforço nos pilares ensaiados | 105 |
| 4.7.1. Dimensionamento do reforço com aumento de secção | 107 |
| 4.7.2. Dimensionamento do reforço com chapas metálicas | 108 |
| 4.7.3. Dimensionamento do reforço com CFRP | 110 |
| 4.7.4. Comparação dos resultados obtidos em cada técnica..... | 111 |
| 4.8. Estimativa de custo para cada técnica de reforço..... | 112 |
| 4.9. Estimativa de custo global para cada técnica de reforço..... | 116 |
| 4.9.1. Viadutos pequenos – 5 m a 10 m de altura..... | 117 |
| 4.9.2. Viadutos médios – 10 m a 30 m de altura | 119 |
| 4.9.3. Viadutos grandes – > 30 m de altura..... | 120 |
| 5. Recomendações de execução | 124 |
| 5.1. Preparação do suporte | 124 |
| 5.2. Instalação das mantas em fibra de carbono (CFRP)..... | 125 |
| 5.2.1. Primário..... | 125 |
| 5.2.2. Resina Saturante..... | 125 |
| 5.2.3. Mantas de fibra de carbono | 126 |
| 5.3. Acabamento..... | 126 |
| 5.4. Sistema de Pré-esforço..... | 126 |
| 5.5. Trabalhos não especificados..... | 127 |
| 5.6. Controlo final da obra | 127 |
| 5.6.1. Ensaio de aderência (tap-test) | 127 |
| 5.6.2. Ensaio de arrancamento por tração direta (pull-off) | 128 |
| 5.6.3. Ensaio de arrancamento por tração direta (pull-off) | 128 |
| 5.7. Ações corretivas | 128 |
| 5.8. Controlo das embalagens vazias | 128 |
| 6. Considerações finais..... | 130 |
| 6.1. Conclusões | 130 |
| 6.2. Desenvolvimentos Futuros | 131 |
| 7. Referências Bibliográficas | 133 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1: Hipocentro..... | 1 |
| Figura 2.2: Viaduto do Hanshin Expressway após o sismo de Kobe em 1995. | 3 |
| Figura 2.3: Danos ocorridos em prédios durante o sismo de 1999 em Chichi – Taiwan. | 3 |
| Figura 2.4: Sismo de 2008 em Wenchuan, edifícios em Beichuan, Sichuan, China. | 4 |
| Figura 2.5: Imagem de casas totalmente destruídas na cidade de Izmit – Turquia..... | 4 |
| Figura 2.6: Colapso do Viaduto Newhall Pass (San Fernando, 1971)..... | 5 |
| Figura 2.7: Destroços do viaduto Cypress após o sismo de 1989 em San Francisco. | 5 |
| Figura 2.8: Colapso da autoestrada depois do sismo de Northridge em 17 de janeiro de 1994.. | 6 |
| Figura 2.9: Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Queda de tabuleiro da ponte Nishinomiya..... | 10 |
| Figura 2.10: Exemplo de rotura frágil, provocada por esforço transversal. | 10 |
| Figura 2.11: Rotação do encontro durante após um evento sísmico. | 11 |
| Figura 2.12: Impacto do tabuleiro sobre o encontro. | 11 |
| Figura 2.13: Esquema de rotação do tabuleiro sob ação sísmica | 12 |
| Figura 2.14: Sismo de Urakawa-Oki, 1982 (Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal. | 12 |
| Figura 2.15: Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal..... | 13 |
| Figura 2.16: Sismo de Northridge, 1994 (EUA). Armadura transversal insuficiente..... | 13 |
| Figura 2.17: Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Sub-dimensionamento de armadura transversal..... | 13 |
| Figura 2.18: Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Ductilidade insuficiente à flexão. | 14 |
| Figura 2.19: Sismo de Urakawa-Oki, 1982 (Japão). Rotura por corte. | 14 |
| Figura 2.20: Sismo de 1999 (Taiwan). Rotura frágil por corte. | 15 |
| Figura 2.21: Sismo de Niigata (Japão, 1964). Rotura por corte. | 15 |
| Figura 2.22: Sismo de Northridge (EUA, 1994). Rotura por corte..... | 15 |
| Figura 2.23: Sismo Loma Prieta, 1999 (EUA). Má conceção dos nós - Esforço transversal. | 16 |
| Figura 2.24: Sismo de Loma Prieta, 1999 (EUA). Má conceção dos nós - Esforço transversal.... | 16 |
| Figura 2.25: Comportamento sísmico de estruturas | 18 |
| Figura 2.26: Parâmetro "wall-slenderness", definido por Xu/t | 21 |
| Figura 2.27: Secção transversal tipo (Yeh et al. (2002))..... | 22 |
| Figura 2.28: Rótula plástica com encurvadura dos varões longitudinais (Yeh et al. (2002)) | 22 |
| Figura 2.29: Setup de ensaio usado por Cheng et al. (2003) | 23 |
| Figura 2.30: Setup de ensaio e instrumentação utilizados por Pinto et al. (2003). | 23 |
| Figura 2.31: (a) Setup de ensaio e (b) disposição dos transdutores (Pavese et al. (2004)). | 24 |
| Figura 2.32: Secção tipo utilizada por Priestley | 24 |
| Figura 2.33: Pormenor das armaduras utilizadas por Takahashi | 25 |
| Figura 2.34: Danos acumulados nas almas (Takahashi et al. (2000))..... | 25 |
| Figura 2.35: Pilares com rotura mista de corte e flexão (Calvi et al. (2005))..... | 26 |
| Figura 2.36: Demonstração do fenómeno de shear-leg | 26 |
| Figura 2.37: Esquema do setup de ensaio | 27 |
| Figura 2.38: Vista geral do setup de ensaio no laboratório LESE..... | 28 |
| Figura 2.39: Pilares N1 em betão armado (Escala 1:4) | 29 |
| Figura 2.40: Pilares N5 em betão armado (Escala 1:4) | 30 |
| Figura 2.41: Localização dos LVDTs nos ensaios dos primeiros provetes (PO1-N1) | 32 |
| Figura 2.42: Localização dos LVDTs na generalidade dos ensaios efetuados | 33 |
| Figura 3.1: Danos no pilar PO1-N2 para drift último de 2.4%..... | 36 |
| Figura 3.2: Gráfico Força-Deslocamento PO1-N2 | 36 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.3: Danos no pilar PO1-N3 para drift último de 2.4%..... | 37 |
| Figura 3.4: Gráfico Força-Deslocamento PO1-N3 | 37 |
| Figura 3.5: Danos no pilar PO1-N4 no final do ensaio | 38 |
| Figura 3.6: Danos nas faces interiores PO1-N4..... | 39 |
| Figura 3.7: Gráfico Força-Deslocamento PO1-N4 | 39 |
| Figura 3.8: Demonstração de duas linhas verticais de destacamento..... | 40 |
| Figura 3.9: Danos no pilar PO1-N5 no final do ensaio | 40 |
| Figura 3.10: Danos no pilar PO1-N5 no final do ensaio | 41 |
| Figura 3.11: Gráfico Força-Deslocamento do pilar PO1-N5 | 41 |
| Figura 3.12: Danos do pilar PO1-N6 no final do ensaio | 42 |
| Figura 3.13: Danos nas faces interiores do pilar PO1-N6..... | 43 |
| Figura 3.14: Gráfico Força-Deslocamento do pilar PO1-N6 | 44 |
| Figura 3.15: Evolução dos danos PO1 | 45 |
| Figura 3.16: Encurvadura dos varões PO1-N2..... | 46 |
| Figura 3.17: Danos observados nos ensaios dos pilares PO1..... | 46 |
| Figura 3.18: Danos do pilar PO2-N2 no final do ensaio | 47 |
| Figura 3.19: Gráfico Força-Deslocamento pilar PO2-N2 | 48 |
| Figura 3.20: Danos no pilar PO2-N3 no final do ensaio | 49 |
| Figura 3.21: Gráfico Força-Deslocamento PO2-N3 | 49 |
| Figura 3.22: Danos no pilar PO2-N4 no final do ensaio | 50 |
| Figura 3.23: Comparação entre as componentes de deformação PO2-N4 | 50 |
| Figura 3.24: Gráfico Força-Deslocamento PO2-N4 | 50 |
| Figura 3.25: Dano do pilar PO2-N5 no final do ensaio | 52 |
| Figura 3.26: Danos na face interior Oeste do pilar PO2-N5 | 52 |
| Figura 3.27: Danos na face interior Este do pilar PO2-N5..... | 52 |
| Figura 3.28: Evolução das componentes de deformação por corte e por flexão (PO2-N4 e PO2-N5) | 53 |
| Figura 3.29: Gráfico Força-Deslocamento PO2-N5 | 53 |
| Figura 3.30: Evolução dos danos no pilar PO2-N6 | 54 |
| Figura 3.31: Danos no pilar PO2-N6 para deslocamento último D5 (drift de 3.14%) | 55 |
| Figura 3.32: Danos nas faces interiores no final do ensaio..... | 55 |
| Figura 3.33: Evolução das componentes de deformação por corte e por flexão (PO2-N4 e PO2-N6) | 56 |
| Figura 3.34: Comparação do perfil de deformação entre o pilar PO2-N4 e o PO2-N5..... | 56 |
| Figura 3.35: Gráfico Força-Deslocamento PO2-N6 | 57 |
| Figura 3.36: Evolução dos danos PO2 | 58 |
| Figura 3.37: Danos observados nos ensaios dos pilares PO2..... | 59 |
| Figura 3.38: Representação dos estados de danos num gráfico Drift-Carga Lateral..... | 61 |
| Figura 3.39: Ilustração do efeito de corte em função da deformação lateral | 67 |
| Figura 3.40: Estado limite de dano ligeiro..... | 69 |
| Figura 3.41: Estado limite de dano moderado..... | 69 |
| Figura 3.42: Estado limite de dano extenso | 70 |
| Figura 3.43: Estado limite de colapso | 71 |
| Figura 3.44: Evolução dos ELDS nos diferentes pilares quadrados..... | 72 |
| Figura 3.45: Evolução dos ELDS nos diferentes pilares retangulares..... | 72 |
| Figura 3.46: Danos nos diferentes valores limite, PO1-N6 | 73 |
| Figura 3.47: Danos nos diferentes valores limite, PO1-N3 | 73 |
| Figura 3.48: Danos nos diferentes valores limite, PO2-N6 | 74 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.49: Danos nos diferentes valores limite, PO2-N5 | 75 |
| Figura 3.50: Evolução dos valores médios nos vários ELDS | 75 |
| Figura 3.51: Valores de ELDS finais | 76 |
| Figura 3.52: Evolução da curva final dos estados limite em comparação com as curvas dos pilares | 77 |
| Figura 3.53: Demonstração do cálculo da energia dissipada | 81 |
| Figura 3.54: Evolução do valor da energia dissipada em função do drift nos pilares quadrados | 82 |
| Figura 3.55: Evolução do valor da energia dissipada em função do drift nos pilares retangulares | 83 |
| Figura 3.56: Evolução do índice de dano nos pilares da 2ª série | 85 |
| Figura 3.57: Evolução do índice de dano dos pilares da 3ª série, excluindo os N6 | 85 |
| Figura 3.58: Evolução do índice de dano nos pilares N6..... | 86 |
| Figura 3.59: Valores médios de índice de dano dos diferentes agrupamentos de pilares | 86 |
| Figura 3.60: Evolução do índice de dano proposto..... | 87 |
| Figura 3.61: Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Hazus..... | 88 |
| Figura 3.62: Comparação entre a metodologia definida e a proposta por Park&Ang..... | 89 |
| Figura 3.63: Comparação entre os valores limite definidos e os propostos pelo Vision 2000, FEMA e ATC | 90 |
| Figura 4.1: Técnica de reparação para o dano de betão destacado | 94 |
| Figura 4.2: Reforço com encamisamento metálico elíptico para secções retangulares (Aboutaha, R.S et all, 1999)..... | 96 |
| Figura 4.3: Encamisamento de pilares com betão armado (Santos, 2008) | 97 |
| Figura 4.4: Disposição das armaduras mais utilizadas no encamisamento de pilares (Gomes, A., Appleton. J.) | 98 |
| Figura 4.5: Espessura a betonar em função do material e técnica utilizada (Gomes, A., Appleton, J.) | 98 |
| Figura 4.6: Comportamento à tração de fibras e metais (ACI 440R-96, 1996) | 100 |
| Figura 4.7: Propriedades das principais fibras (Monoocherhr Zoghi, 2014)..... | 101 |
| Figura 4.8: Aplicação do sistema FRP (adaptado de BASF, 2007) | 102 |
| Figura 4.9: Fatores condicionante para a durabilidade dos FRP's | 103 |
| Figura 4.10: Pormenor do Reforço | 107 |
| Figura 4.11: Exemplo de aplicação do reforço com chapas metálicas..... | 109 |
| Figura 4.12: Exemplo de aplicação do reforço com mantas de CFRP | 110 |
| Figura 4.13: Valores de resistência de corte dos diversos reforços com ductilidade 2 | 111 |
| Figura 4.14: Valores de resistência de corte dos diversos reforços com ductilidade 8 | 111 |
| Figura 4.15: Comparação do custo reforço/reparação utilizando as diferentes técnicas nos viadutos pequenos | 122 |
| Figura 4.16: Comparação do custo reforço/reparação utilizando as diferentes técnicas nos viadutos médios | 123 |
| Figura 4.17: Comparação do custo reforço/reparação utilizando as diferentes técnicas nos viadutos grandes | 123 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 2.1: Mapa de pilares originais | 28 |
| Tabela 2.2: Resumo das características dos pilares originais..... | 30 |
| Tabela 2.3: Resumo da capacidade de flexão e de corte (em kN) | 31 |
| Tabela 2.4: Deslocamento imposto e atingido nos ensaios para cada nível de controlo | 34 |
| Tabela 3.1: Resumo dos pilares quadrados | 44 |
| Tabela 3.2: Evolução dos danos em função do drift PO1..... | 45 |
| Tabela 3.3: Resumo dos pilares retangulares | 57 |
| Tabela 3.4: Evolução dos danos em função do drift PO2..... | 58 |
| Tabela 3.5: Tamanho da abertura de fendas | 59 |
| Tabela 3.6: Definição dos ELDS segundo FEMA | 61 |
| Tabela 3.7: Definição dos ELDS segundo o Hazus | 62 |
| Tabela 3.8: Valores limite constante no Hazus | 62 |
| Tabela 3.9: Valores limite do drift para cada estado | 63 |
| Tabela 3.10: Valores limite definidos por Park&Ang | 64 |
| Tabela 3.11: Definição dos ELDS pelo ACT | 64 |
| Tabela 3.12: Valores propostos pelo ATC | 65 |
| Tabela 3.13: Definição dos níveis de performance estrutural segundo FEMA..... | 65 |
| Tabela 3.14: Drift limite para cada nível de performance estrutural segundo o FEMA | 66 |
| Tabela 3.15: Definição dos níveis de operacionalidade segundo o Vision 2000..... | 67 |
| Tabela 3.16: Valores limites dos drift para cada nível de operacionalidade segundo Vision 2000 | 67 |
| Tabela 3.17: Valores limite dos ELDS nos diferentes pilares quadrados | 73 |
| Tabela 3.18: Valores limite dos ELDS nos diferentes pilares retangulares | 74 |
| Tabela 3.19: Valores médios para cada ELDS..... | 75 |
| Tabela 3.20: Valores finais para para cada ELDS..... | 76 |
| Tabela 3.21: Valor do rácio de confinamento para a secção quadrada (PO1)..... | 78 |
| Tabela 3.22: Valor do rácio de confinamento para a secção retangular (PO2) | 78 |
| Tabela 3.23: Valores dos esforços axiais normalizados para os pilares quadrados (PO1)..... | 79 |
| Tabela 3.24: Valores dos esforços axiais normalizados para os pilares retangulares (PO2) | 79 |
| Tabela 3.25: Valor do Rácio mecânico de tensão da armadura longitudinal (PO1 e PO2) | 79 |
| Tabela 3.26: Valor do parâmetro de degradação dos pilares quadrados (PO1)..... | 80 |
| Tabela 3.27: Valor do parâmetro de degradação dos pilares retangulares (PO2)..... | 80 |
| Tabela 3.28: Valores da energia dissipada nos vários ELDS para os pilares quadrados | 81 |
| Tabela 3.29: Valores da energia dissipada nos vários ELDS para os pilares retangulares | 82 |
| Tabela 3.30: Valores de força máxima e deslocamento máximo nos vários ELDS (PO1) | 84 |
| Tabela 3.31: Valores de força máxima e deslocamento máximo nos vários ELDS (PO2) | 84 |
| Tabela 3.32: Valores do índice de dano calculado (PO1)..... | 84 |
| Tabela 3.33: Valores do índice de dano calculado (PO2) | 84 |
| Tabela 3.34: Valores finais do índice de dano calculado | 86 |
| Tabela 3.35: Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Hazus..... | 88 |
| Tabela 3.36: Comparação entre a metodologia definida e a proposta por Park&Ang..... | 88 |
| Tabela 3.37: Valores limite de drift propostos pelo ATC | 89 |
| Tabela 3.38: Valores limite de drift proposto pelo FEMA..... | 90 |
| Tabela 3.39: Valores limite de drift proposto pelo Vision 2000 | 90 |
| Tabela 4.1: Principais vantagens e desvantagens das fibras FRP (Álvaro Sousa, 2008)..... | 104 |
| Tabela 4.2: Valores de capacidade ao corte sem reforço | 105 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 4.3: Valores de capacidade ao corte sem reforço (duplicada) | 105 |
| Tabela 4.4: Descrição das armaduras transversais | 108 |
| Tabela 4.5: Valor da resistência ao corte após o reforço..... | 108 |
| Tabela 4.6: Resistência ao corte após o reforço | 109 |
| Tabela 4.7: Resistência ao corte após o reforço | 110 |
| Tabela 4.8: Custo de reparação utilizando a técnica de injeção de resina epóxi | 112 |
| Tabela 4.9: Custo de reparação utilizando a técnica de reconstrução da superfície..... | 113 |
| Tabela 4.10: Custo da aplicação do reforço com recurso ao aumento de secção..... | 114 |
| Tabela 4.11: Custo da aplicação do reforço com recurso a adição de perfis metálicos | 114 |
| Tabela 4.12: Custo da aplicação do reforço com recurso a aplicação em CFRP | 115 |
| Tabela 4.13: Custo da reparação dos pilares utilizando a técnica de reforço com aumento de secção..... | 115 |
| Tabela 4.14: Custo da reparação dos pilares utilizando a técnica de adição de perfis metálicos | 116 |
| Tabela 4.15: Custo da reparação dos pilares utilizando a técnica de aplicação em CFRP | 116 |
| Tabela 4.16: Custo final da reparação dos pilares pequenos utilizando a técnica de reforço com aumento de secção | 118 |
| Tabela 4.17: Custo final da reparação dos pilares pequenos utilizando a técnica de adição de perfis metálicos | 118 |
| Tabela 4.18: Custo final da reparação dos pilares pequenos utilizando a técnica de aplicação em CFRP | 118 |
| Tabela 4.19: Custo final da reparação dos pilares médios utilizando a técnica de reforço com aumento de secção | 119 |
| Tabela 4.20: Custo final da reparação dos pilares médios utilizando a técnica de adição de perfis metálicos | 119 |
| Tabela 4.21: Custo final da reparação dos pilares médios utilizando a técnica de aplicação em CFRP..... | 120 |
| Tabela 4.22: Custo final da reparação dos pilares grandes utilizando a técnica de reforço com aumento de secção | 121 |
| Tabela 4.23: Custo final da reparação dos pilares grandes utilizando a técnica de adição de perfis metálicos | 121 |
| Tabela 4.24: Custo final da reparação dos pilares grandes utilizando a técnica de aplicação em CFRP..... | 122 |

1. Introdução

1.1. Motivação e enquadramento

O fenómeno natural designado como sismo, causa a diversos anos um pânico na população mundial, devido ao grande grau de destruição que acompanha como também as perdas de vidas humanas e que provoca. No entanto este fenómeno natural deve ser encarado exatamente como natural, o medo por ele provocado deve ser amenizado e os níveis de destruição devem ser reduzidos. Os sismos podem acontecer em áreas altamente povoadas, sendo que os danos materiais e humanos podem resultar em prejuízos exorbitantes.

Tal como já mencionado os sismos devem ser encarados como um fenómeno natural, devido a esse fator é necessário minorar as consequências que o mesmo provoca. De maneira a diminuir o impacto dos sismos nas estruturas, é necessário aprimorar as mesmas, tornando-as mais resistentes as ações sísmicas. Para esse aprimoramento é necessário que exista diferentes ensaios, e vários estudos sobre o tema, sendo que a presente dissertação se enquadra dentro desse objetivo.

Este trabalho surge também como consequência dos ensaios realizados no LESE localizado na FEUP 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). A investigação teve como base principal a melhoria e o desenvolvimento de metodologias de avaliação de segurança estrutural de pontes. A investigação apresenta como principal fonte as técnicas de dimensionamento apresentadas no EC8, e também uma vasta campanha de ensaios em pilares de escala reduzida.

Esta dissertação tem como motivação principal dar continuidade aos estudos acima referenciados, caracterizando os diferentes tipos de danos existentes nos pilares ocos de betão armado, obtendo uma estimativa de custo de reparação dos mesmos tendo em conta as várias etapas envolvidas no processo de reparação de uma estrutura que sofreu danos provocados por um sismo.

1.2. Objetivos da tese

O objetivo principal desta tese consiste na avaliação do comportamento sísmico de pilares ocos de betão armado, estes são usualmente utilizados em pontes quando é necessário ter uma grande altura e ao mesmo tempo garantir uma grande rigidez e um peso reduzido. Os pilares ocos de betão armado são estruturas que possuem uma insuficiente capacidade de resistência ao corte, esta insuficiência é principalmente verificada nos casos em que os pilares foram dimensionados com a antiga regulamentação anti-sísmica.

Portanto, o presente trabalho tem como foco principal identificar os estados limites de danos sísmicos, de maneira a ser possível a elaboração de uma metodologia, capaz de expressar corretamente os níveis de danos ocorridos nos pilares ocos de betão armado quando sujeitos as ações sísmicas, para tal serão analisados vários ensaios experimentais realizados no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), que envolvem a avaliação do comportamento cíclico de pilares ocos de secção quadrada e retangular em escala reduzida. Pretende-se também estudar as técnicas de reparação e reforço existentes atualmente, sendo necessário avaliar os custos destas técnicas de uma maneira parcelar, isto é, separando os custos de cada uma das etapas envolvidas. Assim, uma vez que em caso de grandes catástrofes sísmicas as estruturas danificadas ficam quase sempre localizadas em locais de difícil acesso, será necessário quantificar os custos de acesso as zonas danificadas, de forma separada dos custos dos materiais e dos custos da mão de obra e sua aplicação.

1.3. Organização da tese

A presente tese engloba além do presente capítulo, em que é apresentado a introdução, enquadramento e objetivos, cinco capítulos subsequentes, onde transcreve minuciosamente os objetivos apresentados no ponto 1.2.

O capítulo 2, com o título “*Comportamento sísmico de pontes*”, engloba uma pesquisa bibliográfica sobre os sismos recentes e suas principais consequências. Apresentando casos reais de tipos de danos que ocorreram em pilares ocos, e sendo possível identificar as zonas de maior sensibilidade. As deficiências evidenciadas nos casos reais apresentados, servem como uma base teórica e prática ao estudo apresentado nos capítulos seguintes. Neste capítulo também é apresentado uma revisão dos regulamentos existentes para este tema, assim como os ensaios realizados no LESE-FEUP.

No capítulo 3 apresenta-se os *Estados Limites de Dano Sísmicos*, que em resumo consiste na avaliação dos danos nos pilares de escala reduzida ensaiados. Será feito uma separação por categoria para cada estado de dano observado, e também uma comparação com outros estados de danos propostos por outros autores.

O quarto capítulo intitula-se como *Reforço Sísmico*, é apresentado diferentes técnicas de reforço para cada estado de dano. É feito um estudo aprofundado da capacidade de resistência de cada técnica de reforço, e também avaliado o custo global final de aplicação das referidas técnicas, tendo em conta os valores obtidos, neste capítulo encontramos qual será a melhor solução a ser aplicada nos pilares que sofrem consequências de um abalo sísmico.

No capítulo 5 é feita irá resumir as recomendações de execução para a técnica que fornecer um preço menor e uma resistência maior.

O sexto capítulo apresentará as conclusões finais da referida tese e propõem algumas sugestões para possíveis trabalhos futuros sobre o tema.

2. Comportamento Sísmico de Pontes

2.1. Sismo – Definição

A definição de sismo consiste na libertação de energia elástica de deformação que se acumula em uma zona específica da crosta terrestre, esta propaga-se através de ondas. No planeta terra a maioria dos sismos são de origem tectónica, neste caso acontece que dois blocos de material terrestre se deslocam ao longo de uma falha quando submetidos a um determinado tipo de força, provocando a libertação da energia acumulada quando o material entra em rotura. Os sismos também podem ser gerados por explosões causadas pelo homem, ocorrência de vulcanismo (deslocação do magma) ou pelo abatimento de cavidades.

O hipocentro ou foco sísmico de um sismo é o local no interior da terra que se inicia a libertação de energia de deformação sob a forma de ondas sísmicas, como pode se ver na Figura 2.1. O local onde acontece a projeção do hipocentro na superfície e designado como epicentro e, é o ponto onde o sismo tem maior intensidade.

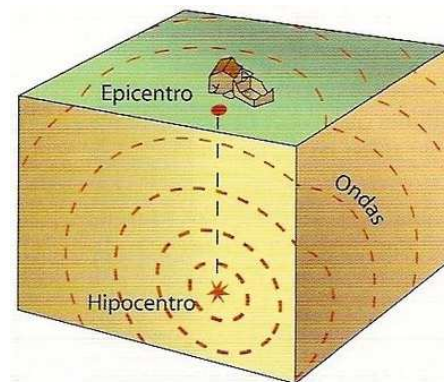


Figura 2.1: Hipocentro

2.2. Propagação do sismo

A energia de um sismo é libertada através de dois tipos de ondas:

- Ondas Volúmicas que podem ser divididas em dois tipos, ondas primárias e ondas secundárias. As ondas primárias se propagam em qualquer meio físico (sólido, líquido e gasoso), têm uma maior velocidade de propagação e, por isso, são as primeiras a atingir a superfície. As ondas secundárias são diferentes porque apenas se propagam em meio sólido;
- Ondas superficiais, estas também podem ser divididas em dois grupos, ondas Love que são ondas onde o movimento principal é de torção e as ondas Rayleigh são ondas que ocorrem no terreno com um movimento circular. No caso de sismos de grande intensidade, estas ondas provocam mais danos e alterações no terreno.

2.3. Escalas Sísmicas

A principal escala de medida da magnitude de um sismo é a escala de Richter, o nome surgiu em homenagem ao aperfeiçoador da escala Charles Francis Richter em 1951. A escala funciona de forma logarítmica, isto quer dizer que um acréscimo unitário na escala corresponde a uma libertação de energia de 32 vezes maior relativamente ao valor anterior.

Além da escala que quantifica a magnitude de um sismo, também existe a escala que quantifica a severidade de danos que se verifica em um determinado local, esta é analisada pela Escala de Mercalli modificada, foi desenvolvida pelo vulcanólogo Giuseppe Mercalli em 1902, o principal objetivo é em definir a intensidade de um sismo e prever qual o efeito sobre a população e sobre as estruturas construídas pelo homem. A escala de Mercalli é dividida em 12 graus, que vai de um tremor considerado tão pequeno que não é possível de se sentindo pelo homem, até a um tremor de grande proporção.

A escala de Mercalli e de Richter não podem ser correlacionadas, porque em caso de ocorrência de um sismo com a mesma magnitude em locais distintos, estes podem não ter a mesma intensidade.

2.4. Eventos sísmicos recentes

A sociedade tem vindo a desenvolver muitos métodos de interpretação dos fenómenos naturais, aumentando o nível de exigência em relação as medidas que devem ser tomadas para minimizar grandes catástrofes. Apesar do enorme nível de conhecimento adquiridos pela sociedade atual, em caso de ocorrência de sismos continua-se a ser registradas grandes números de perda de vida humana e destruição de propriedades.

Os sismos são considerados um dos maiores desastres naturais da atualidade, devido a elevada perda de vidas humanas e prejuízo económico. Os últimos anos tornaram-se catastróficos para os alguns países, como exemplo o Japão, Taiwan, China e Turquia.

2.4.1. Japão

O sismo de Kobe no Japão, ocorreu no dia 17 de janeiro de 1995, com uma intensidade de 6,9 na escala de Richter. A terra tremeu durante apenas 20 segundos, porém foi o suficiente para que cerca de meio milhão de casas e imóveis fossem danificados, e que houvessem mais de 6000 vítimas mortais. O sismo de Kobe se tornou no último grande sismo no Japão, se tornando o ponto de partida para revolucionar a construção japonesa, que passou a adotar medidas políticas de respostas a tragédias, tal como o reforço de pontes e edifícios.

Figura 2.2: Viaduto do Hanshin Expressway após o sismo de Kobe em 1995.



2.4.2. Taiwan

Em 21 de setembro de 1999, ocorreu no centro do Taiwan um sismo que registou 7,3 na escala de Richter. Os danos causados pelo sismo registaram mais de 2000 mortes, um prejuízo estimado em mais de 9 mil milhões de dólares, cerca de 44 mil casas ficaram completamente destruídas e cerca 41 mil casas sofreram elevados níveis de danos.



Figura 2.3: Danos ocorridos em prédios durante o sismo de 1999 em Chichi – Taiwan.

2.4.3. China

O sismo ocorrido em 12 de maio de 2008 na zona de Wenchuan na China, registou uma magnitude de 7.9 na escala de Richter. O sismo foi de tão grande intensidade que fez-se sentir em zonas mais afastadas de Wenchuan, tal como Beijing e Xangai. As consequências foram devastadoras, registando mais de 70 mil mortes e cerca 18 mil pessoas desapareceram. A área afetada pelo sismo foi de cerca de 440000 km², deixando diversos edifícios e pontes completamente destruídos.



Figura 2.4: Sismo de 2008 em Wenchuan, edifícios em Beichuan, Sichuan, China.

2.4.4. Turquia

O sismo de Izmit de 1999 (também conhecido como o sismo de kocaeli) foi um sismo de magnitude 7,4 na escala de Richter que atingiu o noroeste da Turquia em 17 de agosto de 1999. O evento sísmico teve uma duração de aproximadamente 37 segundos, provocando a morte de 17 mil pessoas e deixou um cerca de um milhão de pessoas desalojadas. O governo estima que 120 mil casas foram completamente destruídas e cerca de 50 mil casas ficaram fortemente danificadas, outros 2 mil edifícios foram severamente danificados. A cidade izmit ficou severamente danificada, porém também se registraram estragos consideráveis em Istambul, com a morte de cerca de mil pessoas.



Figura 2.5: Imagem de casas totalmente destruídas na cidade de Izmit – Turquia.

2.4.5. San Fernando, EUA

O sismo ocorrido durante o dia 9 de fevereiro de 1971, atingiu a área de San Fernando nos EUA, o abalo sísmico teve uma duração de 12 segundos e uma magnitude de 6,6 na escala de Richter. Os danos provocados durante o abalo, provocou a morte de 65 pessoas e danos de 505 milhões de dólares. Estruturas consideradas modernas tal como o Olive View Hospital que tinha sido inaugurado a um mês desabou, quarenta e nove pessoas morreram no desmoronamento do Veterans Administration Hospital, duas barragens da

área foram severamente comprometidas. O colapso de vários viadutos ocorreu, provocando o caos no trânsito, doze pontes do viaduto caíram nas vias da auto-estrada, incluindo intercâmbio I-5 na autoestrada 210, que resultou em duas mortes e um viaduto de autoestrada recém construído de Newhall Pass das rodovias I-5 e Antelope Valley também sofreu danos significativos.



Figura 2.6: Colapso do Viaduto Newhall Pass (San Fernando, 1971).

2.4.6. Loma Prieta

Em 17 de outubro de 1989, San Francisco sofreu com um abalo sísmico de magnitude 7.1 na escala de Richter, bastaram 15 segundos de tremor para serem registadas ocorrências de 62 mortes e danos materiais estimados em mais de 5 mil milhões de dólares. Durante o abalo foram registados danos e colapso de pontes numa área de 60 milhas quadradas, o viaduto de Cypress colapsou resultando a maior quantidade de perda de vidas humanas durante o sismo, verificou-se ainda o colapso de uma secção da ponte San Francisco-Oakland Bay e o colapso e incêndios de muitos edifícios. Após o abalo sísmico, ocorreram vários deslizamentos de terras, liquefação dos solos e ainda um pequeno tsunami.



Figura 2.7: Destroços do viaduto Cypress após o sismo de 1989 em San Francisco.

2.4.7. Northridge, EUA

O sismo de Northridge ocorreu na área norte do Valle de San Fernando na cidade de Los Angeles, durante a madrugada do dia 17 de janeiro de 1994. O pico registado chegou aos 6,7 na escala de Richter, teve uma duração de 10 a 20 segundos e a aceleração terrestre foi a maior captada em uma área urbana estadunidense. Foram registadas 57 mortes, milhares de feridos e cerca de 50 mil milhões de dólares perdidos em danos materiais. O edifício de Northridge Meadows que existia 120 unidades habitacionais colapsou, provocando a morte de 16 pessoas. A região de Los Angeles tem uma vasta rede rodoviária, devido a esse fator, cerca de uma dezena de pontes e viadutos colapsaram ou sofreram danos irreparáveis. Este sismo provocou uma mudança por parte do governo americano, estes passaram a disponibilizar verbas para investigação sísmicas, incluindo um programa de pesquisa nas universidades de Sanford e Berkeley.

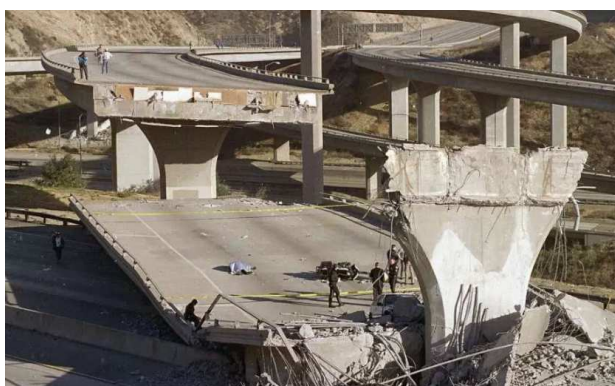


Figura 2.8: Colapso da autoestrada depois do sismo de Northridge em 17 de janeiro de 1994.

2.4.8. Lisboa

Portugal ao longo dos anos sofre com as consequências de sismos de magnitude moderada a forte. Através dos registos de sismicidade em Portugal Continental é possível definir que a zona sul de Portugal Continental (tanto em terra como no oceano) e na região do Vale do Tejo, são as que registam as maiores concentrações de epicentros. O mais catastrófico sismo ocorrido em Portugal aconteceu no dia 1 de novembro de 1755, este provocou efeitos devastadores em (Delgado 2009)várias regiões de Portugal, principalmente na cidade de Lisboa. A magnitude do sismo de 1755 pode ser estimada entre 8.5 e 9.0 na escala de Richter, a seguir ao sismo ocorreu um maremoto de grande dimensão, devido ao fato do epicentro deste sismo ter sido gerado no oceano, as zonas atingidas pelo maremoto foram a costa Oeste e Sul da Península Ibérica, bem como a costa de Marrocos. A estimativa de perdas de vidas humanas em Portugal após o conjunto de eventos catastróficos de 1755, está entre os 40 000 e os 80 000 mortos, relativamente aos danos materiais estima-se que só 3 000 das 20 000 habitações podiam ser utilizadas, com segurança após o sismo.

2.5. Comportamento de pilares de pontes em caso de sismos

As pontes e viadutos podem ser considerados como “obras de arte” dentro da engenharia, este tipo de estrutura tem sido os mais prejudicados durante a ocorrência de um sismo. Os danos verificados em uma estrutura corrente em caso de um sismo de magnitude moderada, são danos ligeiros e que na maioria das situações não provocam o colapso total da estrutura, relativamente as “obras de artes” um sismo de magnitude moderada, pode provocar danos irreversíveis, tais como a ruína parcial da estrutura ou em algumas situações o colapso total da estrutura, estes danos acabam por provocar grandes prejuízos económicos.

Para identificar os procedimentos de diagnóstico e reforço sísmico de pontes e viadutos, deve-se proceder a uma análise minuciosa de todas as “obras de arte” que estiveram sujeitas as ações sísmicas, deve-se localizar a zonas sucessíveis a ocorrência de danos, esta zona será onde se encontra os esforços mais elevados, sendo então o local onde se espera ocorrer os principais fenómenos de não linearidade, sendo esta a zona onde será necessário executar o reforço sísmico. As zonas onde se localizam os fenómenos de não linearidade, são responsáveis pelo comportamento histerético de dissipação de energia, sendo necessários a existência de grandes disponibilidades em termos de ductilidade, esta será conferida através da correta disposição e quantidade de armadura transversal, que podem se associar a outras disposições que garantam a exploração desse comportamento não linear, sendo estas designadas como capacidade de desempenho (Delgado, 2009).

O comportamento global de pontes de betão armado, divide-se em pontes com pilares curtos e rígidos e pontes com pilares flexíveis (Vaz, 1992). No primeiro caso o comportamento global é feito através da interação solo-estrutura, com ocorrências de danos nos encontros, causados pelo choque com o tabuleiro e danos por esforço transversos que podem ser associados torção. As ocorrências associadas ao segundo caso, processa-se ao nível dos pilares, que estão sujeitos à ação combinada de flexão e esforço axial (Vaz, 1992).

2.5.1. Pontes de pilares rígidos

Como referido anteriormente, a interação solo-estrutura desempenha um papel de grande relevância no comportamento sísmico deste grupo de pontes. Estes fenómenos acontecem nas zonas de encontros onde os impulsos dinâmicos ultrapassam em grande escala os impulsos estáticos. A flexibilidade das fundações torna-se muito importante, para o desempenho estrutural deste tipo de pontes, sendo então a sua não inclusão nos parâmetros de análise podem conduzir a grandes erros na avaliação do comportamento sísmico (Vaz, 1992).

Segundo (Sousa, 2008) as principais particularidades que devem ser referidas no âmbito de análise deste tipo de pontes são as seguintes:

- Os pilares recebem uma insignificante parcela provenientes das forças de inércia, sendo a sua grande maioria transmitida às fundações através dos encontros;

- Relativamente as zonas dos encontros, as forças de inércia não estão em fase com as forças análogas geradas na estrutura, sendo possível ser desprezada a massa desses solos na avaliação das forças inerentes à estrutura;
- A rotura frágil dos pilares devido ao efeito combinado de torção e esforço transversal, podem ser provocadas pelos ângulos de viés que são diferentes nas duas extremidades do tabuleiro;

2.5.2. Pontes de pilares flexíveis

Neste tipo de pontes, o comportamento é controlado pela ação combinada de esforço axial e flexão, no caso dos pilares. O efeito de descontinuidade estruturais dos tabuleiros não devem ser desprezados. A dificuldade que podem ser encontradas no estudo analítico do comportamento sísmico, são causados pelos fenômenos de não linearidade nos pilares e juntas de dilatação. Segundo (Souza, 2008) os resultados realizados por (Tseng e Penzien, 1975), permitiram evidenciar algumas das características principais do comportamento sísmico deste tipo de pontes:

- Os pilares são de vital importância na resistência a ação horizontais. As exigências de ductilidade, devem ser calculadas de maneira realista, visto ser esperado fenômenos de não linearidade em grande parte na base dos pilares;
- As vibrações verticais influenciam diretamente para a resposta global deste grupo de estruturas. Este fato está mais presente nas pontes com desenvolvimento curvo devido a existência conjunta de movimentos em ambos os planos.

2.5.3. Comportamento estrutural de pontes

A divisão entre pilares rígidos e flexíveis, permitem que seja analisado com mais precisão o comportamento estrutural de uma ponte. Os danos mais comuns em pontes acontecem nos pilares, encontros e fundações. O fenômeno mais comum de que se pode acontecer nestes casos, é a ocorrência de falta de capacidade das juntas de ligação para fazer face aos deslocamentos registados. As pontes que possuem uma configuração não linear em planta, tem vindo a sofrer danos de maiores relevâncias devido à distribuição desigual dos esforços (Calvi et al, 1996).

Em casos de ações sísmicas os pilares sofrem danos essencialmente causados à inadequada disposição da armadura resistente ao esforço transversal e comprimento de amarração da armadura longitudinal insuficiente, nomeadamente na ligação às fundações. Posto isto, em grande maioria das deficiências de projeto, que são manifestadas sob diferentes formas, advêm da conceção elástica de funcionamento dos materiais anterior a 1970 e que continua a ser utilizados em diversos casos (Vaz, 1992; Calvi et al, 1996). Assim, os danos analisados podem ser explicados em três grandes grupos de erros de projeto (Valvi et al, 1996).

- Subestimação das forças laterais, resultando em deslocamentos laterais do tabuleiro muito superiores ao esperado;

- Relação entre forças sísmicas e forças gravíticas adotadas abaixo da real. Os diagramas envolventes de momentos, cujo existe a combinação peso próprio+ação sísmica, desenvolvem-se com valores inferiores e formas incorretas. Os pontos dos momentos nulos encontrar-se-iam deslocados, tendo como consequência interrupções precoces de armadura e a armadura de flexão insuficiente;
- A falta de previsão de rótulas plásticas que possuam capacidade suficiente para resistir a elevadas deformações (plásticas) e contabilização incorreta do esforço de corte em relação aos esforços de flexão, levando a rotura frágil por esforço transversal.

A análise do comportamento sísmico de estruturas, deve ser feita com auxílio de estudos experimentais e numéricos. Os estudos experimentais são de custos elevados, mas possuem a grande vantagem de serem mais criteriosos, podendo conter detalhes importantes que muitas das vezes são ocultadas dos estudos numéricos, este porventura são de menores custos, simples e graças a evolução da tecnologia hoje em dia se tornam mais rápidos de serem executados, porém por de trás de um bom estudo numérico deve existir sempre uma boa calibração, que deve ser feita através de resultados obtidos pelos estudos experimentais.

2.6. Danos específicos em pontes

Em caso de atividade sísmica, tem sido possível detetar falhas na conceção estrutural, em casos em que mesmo a estrutura sendo dimensionada segundo filosofias recentes que respeitam a Engenharia Sísmica, é possível observar comportamento insatisfatório da mesma, levando até mesmo ao colapso, como exemplo o evento sísmico ocorrido em Kobe (Japão, 1995), pontes que foram sujeitas a reforço verificaram sérios danos, alguns deles irreversíveis.

Nesta fase do trabalho, o objetivo consiste em analisar os grandes tipos de deficiências que foram registados em pontes em caso de ocorrências sísmicas.

2.6.1. Amplificação das deformações devido aos efeitos do solo

O efeito de liquefação pode acontecer em caso de ocorrência sísmica, os solos argilosos são os mais suscetíveis de ocorrência deste fenómeno, provocando uma amplificação das deformações do solo, como consequência desta amplificação ocorre o assentamento das fundações. Quando o solo de fundação é composto por areias saturadas, é provável que possa ocorrer a liquefação dos solos, levando a excessivas deformações verticais e horizontais (Priestley, et al., 1996). A figura 2.9 demonstra o mecanismo de rotura de uma ponte devido a rotação dos tabuleiros, este fenómeno aconteceu durante o colapso da Nishinomiya Bridge, durante o sismo de Kobe.



Figura 2.9: Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Queda de tabuleiro da ponte Nishinomiya.

2.6.2. Choque de elementos estruturais

Na fase de projeto de uma estrutura, quando ocorre erros na previsão dos deslocamentos, podem gerar intervalos insuficientes entre os elementos estruturais, o que pode gerar o choque entre os mesmos elementos. Os elementos de diferentes alturas são os mais suscetíveis de sofrer esse choque, o impacto acontece nesses casos entre a estrutura superior de um e os pilares da outra (Priestley, et al., 1996). No caso do impacto as forças geradas são muito elevadas, gerando esforços de corte elevados provocando uma rotura frágil por esforço transversal, como representado na figura 2.10.

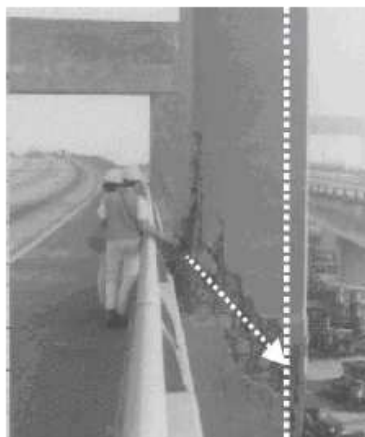


Figura 2.10: Exemplo de rotura frágil, provocada por esforço transversal.

No entanto, a registos que indicam que nem sempre este fenómeno é prejudicial, no caso de estruturas com diferentes alturas, o choque entre elas podem influenciar a frequência de vibração, evitando que ocorra fenómenos de ressonância (Priestley, et al., 1996).

2.6.3. Falência dos encontros

O comportamento do solo de fundação está mais uma vez ligado ao mau desempenho das estruturas. Neste caso de dano, o problema acontece quando existe um aumento de pressão das terras devido à aceleração sísmica, isto provoca o acontecimento de pressões

passivas elevadas que por consequência, gera um aumento das pressões laterais. Os danos causados pela falência dos encontros raramente provocam o colapso total/parcial da estrutura, no entanto os estragos podem ser bastante significativos. Os danos podem ser provocados pela rotação do encontro devido ao impacto do tabuleiro, (e aumento da pressão das terras), como pode ser verificado na figura 2.11, como pelos assentamentos inerentes ao mau comportamento mecânico do solo, ou também pelos danos físicos causados pelo impacto do tabuleiro (figura 2.12). Podem também ocorrer danos devido ao mau acondicionamento dos deslocamentos dos tabuleiros, estes provocam danos na viga de entrega ou nos muros laterais, (Guerreiro, 2010).



Figura 2.11: Rotação do encontro durante após um evento sísmico.



Figura 2.12: Impacto do tabuleiro sobre o encontro.

2.6.4. Comprimento insuficiente das juntas de dilatação

A rotura acontece devido ao deslocamento longitudinal excessivo do tabuleiro em relação à largura dos apoios (Priestley, et al., 1996). Neste caso não se trata de um mau comportamento do material, porém também pode ser considerado um grave problema de projeto. Alguns fatores podem desempenhar um papel importante neste fenómeno, tal como:

- Tabuleiros com apoios enviesados, neste caso o tabuleiro roda quando é exercida uma força sísmica horizontal, provocando grandes deslocamentos que geram a queda do tabuleiro (Figura 2.13, retirada de Sousa, 2008).

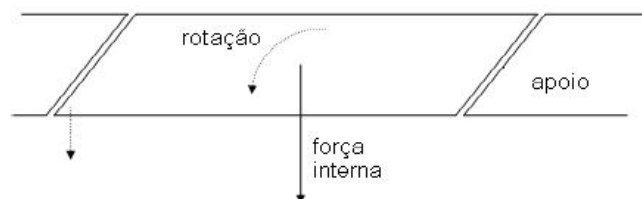


Figura 2.13: Esquema de rotação do tabuleiro sob ação sísmica

- Subestimação dos deslocamentos, devido a filosofia elástica de dimensionamento e à subestimação das forças sísmicas, os deslocamentos registados revelam-se muito superiores aos dimensionados, gerando acidentes como os ocorridos no sismo de 1999 na Turquia e no sismo de 1995 em Kobe (Japão).

2.6.5. Ruptura por insuficiente ductilidade e resistência à flexão

As numerosas deficiências registadas em caso de ocorrência sísmica em grandes estruturas, é devido a não consideração do comportamento não linear dos materiais e as necessidades de ductilidade. Uma das falhas mais importantes é o insuficiente prolongamento da armadura longitudinal no que diz respeito à zona adjacente às fundações, ou seja, uma provável rótula plástica (Priestley, et al., 1996), este erro provoca uma insuficiente resistência à flexão na zona em que se dispensa prematuramente a armadura, provocando a ruptura por flexão na base dos pilares. As figuras 2.14 e 2.15 demonstram os danos causados pela dispensa prematura da armadura longitudinal, durante o sismo de Urakawa-Oki (Japão), em 1982, e durante o sismo de Kobe (Japão), em 1995.



Figura 2.14: Sismo de Urakawa-Oki, 1982 (Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal.



Figura 2.15: Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal.

A resistência à flexão torna-se nos dias de hoje uma das maiores fragilidades estruturais, no que concerne à resposta elástica às solicitações de origem sísmica. As estruturas devem deter de ductilidade suficiente para serem capazes de dissipar a energia através da deformação, no entanto não devem perder capacidade resistente. Quando os níveis de deformação por ductilidade são elevados, as tensões nas zonas plastificadas tendem a exercer a capacidade resistente no betão não confinado. Uma das maneiras de acautelar esta situação é através de armadura transversal adequada, provendo o betão um aumento de resistência e ductilidade, em caso de não acautelamento desta situação, os danos no seu núcleo podem ser tais que inutilizam a secção por completo. Nestas situações a rotura acontece nas zonas em que a armadura transversal se revela insuficiente, como ilustram as figuras 2.16, 2.17 e 2.18.



Figura 2.16: Sismo de Northridge, 1994 (EUA). Armadura transversal insuficiente.



Figura 2.17: Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Sub-dimensionamento de armadura transversal.

O comprimento de amarração da armadura longitudinal, também provoca erros frequentes, devido às elevadas deformações em regime plástico e interação com o efeito do esfoço transverso. Quando não é considerada os efeitos de tensão, provocados pelos efeitos de corte, obtém-se como consequência a formação de rótulas plásticas nesses locais e não na base dos pilares, onde existe o benefício do confinamento concedido pela fundação.

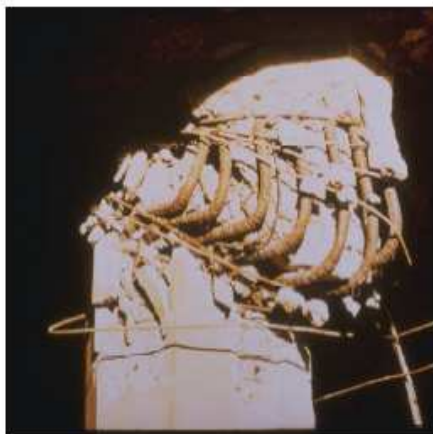


Figura 2.18: Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Ductilidade insuficiente à flexão.

O modelo de treliça é designado por uma peça de betão armado solicitada por esforços de flexão e corte, onde as barras diagonais são materializadas pelas secções de betão delimitadas pelas fendas e as restantes pela armadura longitudinal e transversal, este fenómeno de treliça é uma maneira de explicar a resistência ao corte de pilares de betão armado. O modelo de treliça pode gerar um mecanismo de transferência de forças entre as escoras de betão e a armadura transversal, conferindo ao betão uma compressão e uma tração à armadura. Pode-se compreender então que se a armadura transversal for insuficiente, provoca-se rapidamente a fendilhação do betão, diminuindo por consequência a sua resistência, conduzindo a uma rotura frágil por esforço transverso marcado por fendas diagonais.



Figura 2.19: Sismo de Urakawa-Oki, 1982 (Japão). Rotura por corte.



Figura 2.20: Sismo de 1999 (Taiwan). Rotura frágil por corte.

A rotura por esforço transversal é uma particularidade comum entre os pilares curtos. Nestes casos, a relação entre as resistências ao esforço transversal e flexão traduz a prevalência dos esforços de corte (Priestley, et al., 1996), tornando estes mais suscetíveis a um modo frágil de rotura, ou seja, por corte.



Figura 2.21: Sismo de Niigata (Japão, 1964). Rotura por corte.



Figura 2.22: Sismo de Northridge (EUA, 1994). Rotura por corte

2.6.6. Rotura dos nós

As forças de corte significativas ocorrem quando existe na ligação entre vigas e pilares uma transferência de forças e momentos, que formam forças horizontais e verticais. Em projeto desconsidera-se estas forças no projeto de pontes, e até recentemente o reforço destas zonas não era sequer previsto. A insuficiência de reforço leva a roturas por corte, que provocam a fendilhação diagonal ou até mesmo a rotura total da estrutura, como são os casos demonstrados nas figuras 2.23 e 2.24.



Figura 2.23: Sismo Loma Prieta, 1999 (EUA). Má conceção dos nós - Esforço transverso.



Figura 2.24: Sismo de Loma Prieta, 1999 (EUA). Má conceção dos nós - Esforço transverso.

2.7. Regulamentação de dimensionamento e avaliação sísmica

As zonas críticas de uma estrutura em caso de ocorrência sísmicas, são possíveis de serem identificados através de estudos experimentais e numéricos, observação e interpretação do comportamento da estrutura face a um sismo e dos danos provocados por um sismo. Os modelos de análise estrutural, devem ser capazes de representar o comportamento real

das estruturas que estão sujeitas aos movimentos relacionados com as ações sísmicas, obtendo como resultado um bom comportamento geral da estrutura.

A regulamentação Europeia atualmente em vigor para o dimensionamento de edifícios e obras de engenharia civil sujeitas à ação sísmica é o Eurocódigo 8 (EC8). A regulamentação encontra-se dividida em cinco partes, com duas partes específicas para os aspetos relacionados com a análise sísmica de pontes. O EC8 aborda quatro diferentes possibilidades para o método de avaliação sísmica, sendo estes:

- Análise linear dinâmica;
- Análise linear estática;
- Análise não linear dinâmica (time history)
- Análise não linear estática (pushover).

A comunidade científica ao longo dos anos, passou a realizar estudos específicos ao comportamento sísmico de estruturas, de tal modo ser possível obter uma resposta positiva da estrutura face a um sismo, tendo como consequência uma diminuição dos danos provenientes desse fenómeno. Do regulamento EC8 deve-se destacar alguns princípios gerais (Ribeiro, 2008):

1. Este código baseia o dimensionamento sísmico de pontes em dois níveis distintos de verificação, designados por ‘estado limite de serviço’ e ‘estado limite último’.
2. As pontes são classificadas em três categorias em termos de importância, refletindo vários aspetos relacionados com a probabilidade de ser elevado o número de vítimas em caso de colapso, a ponte ser essencial para as comunicações em situação de emergência ou a dimensão da ponte. Em função da importância da ponte são estabelecidos níveis recentes de intensidade da ação sísmica para o seu dimensionamento;
3. No caso particular das pontes o estado limite de serviço é definido como um estado pós-sísmico no qual a estrutura, embora podendo apresentar alguma cedência de armaduras em zonas localizadas, mantenha a sua total funcionalidade. Os custos de eventuais reparações deverão ser insignificantes;
4. O estado limite último não é entendido como o início do colapso da estrutura, mas sim como o estado ainda afastado desta situação, onde são admissíveis danos controlados em zonas bem localizadas de dissipação de energia, cuja reparação seja, no entanto, económica e tecnicamente viável. A ponte deve manter-se operacional para situações de emergência, ainda que com tráfego limitado. Para cumprir estes requisitos o tabuleiro deve permanecer em regime elástico, restringindo-se as zonas de dissipação de energia e zonas bem localizadas dos pilares. Os critérios associados a este estado limite refletem a ideia de que uma ponte que cumpra o estado limite último para um sismo com um período de retorno de pelo menos 500 anos ainda é segura, no sentido em que não atinge o colapso, para a ocorrência de sismos possivelmente mais intensos;
5. No cumprimento do estado limite último o projetista pode optar por explorar ou não a ductilidade dos pilares da ponte, decidindo o tipo de comportamento da estrutura. São definidos dois tipos de comportamento (figura 2.25), com ductilidade limitada (essencialmente elástico) e com comportamento dúctil, aos quais estão associados diferentes critérios de verificação da segurança. No

entanto, para zonas de média ou elevada sismicidade, ou ainda no caso de pontes mais importantes, as estruturas devem ter um comportamento dúctil;

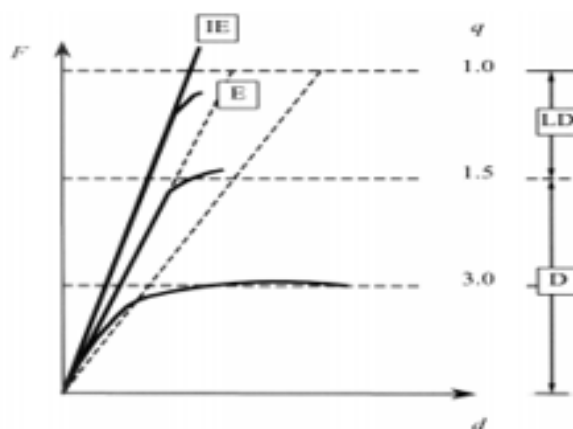


Figura 2.25: Comportamento sísmico de estruturas

6. É refletida a importância de se efetuar o controlo dos deslocamentos em vários elementos estruturais, essencialmente no sentido de se prevenir quer o choque entre elementos estruturais do tabuleiro, quer a falta de apoio destes elementos originada por deslocamentos excessivos. Neste sentido são indicadas expressões que permitem estimar o valor do deslocamento de cálculo devido à ação sísmica a partir do valor obtido através de uma análise elástica da estrutura.

2.7.1. Análises lineares

O uso de análises lineares no dimensionamento de estruturas sujeitas as ações sísmicas é o método mais corrente. De modo geral, nesta análise é aplicada a estrutura forças obtidas através de espectros de resposta de projeto. O espectro de resposta é obtido através da resposta máxima, em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações, com um oscilador linear que contém um grau de liberdade e um amortecimento viscoso, em função da sua frequência natural ou período. A resolução das equações de movimento oscilador dá-nos uma resposta que caracteriza os valores máximos obtidos em módulo. Tendo em conta que não consideramos o comportamento linear dos materiais, a análise sofre com um agravamento significativo dos esforços e deslocamentos das estruturas, este agravamento é justificado pela simples aplicação das forças já aqui referidas. As forças que passam a representar as ações sísmica, são afetadas por um coeficiente de comportamento, este ajuda no favorecimento da não linearidade do comportamento dos materiais, na sua capacidade de deformação e na ductilidade. Este coeficiente favorece a redução das forças, provocando o aumento dos deslocamentos resultantes. Este método apesar de ser considerado um método de fácil aplicação, provoca algumas desvantagens quando é necessária obter uma resposta da estrutura ao efeito sísmico. As desvantagens que podem ocorrer são:

- Os fatores de redução recomendados nos regulamentos são aproximados e não representam necessariamente a estrutura a que está a ser considerada;

- Quando as zonas críticas de uma estrutura entram no patamar não linear, a distribuição de esforços e deformações muda significativamente. Esta mudança não é representada por uma redução global de esforços;
- O mecanismo que provocará o colapso não é provável que seja representado pela distribuição e ação das deformações elásticas;
- A distribuição de deformações global e, particularmente, a local no patamar não linear pode não ter nenhuma semelhança com a do patamar elástico. O mesmo se aplica à sua distribuição e também aos valores das deformações.

Os fatores que podem influenciar de forma significativa na estrutura, tal como, o comportamento não linear dos materiais, a capacidade da estrutura através da sua ductilidade e de deformação para além do seu limite elástico, não devem ser desconsiderados quando feita uma análise linear, torna-se evidente que a análise linear presente no regulamento que são utilizadas para o dimensionamento sísmico, devem seguir uma nova abordagem.

2.7.2. Análises não lineares

A análise não linear, permite o controlo do nível de deslocamentos das estruturas, a identificação do modo de rotura e dos mecanismos de danificação, a quantificação dos danos estruturais e a monitorização contínua das deformações, solicitações, cedências e rotura em cada elemento. Existem duas análises não lineares possíveis, análise estática não linear e análise dinâmica não linear.

2.7.3. Análise dinâmica não linear

A maneira mais adequada de se fazer cumprir com o referido anteriormente, é através de uma análise dinâmica não linear. Porém, a utilização deste tipo de análise é complexa, existe uma grande dificuldade na execução deste método, torna-se difícil escolher um conjunto de acelerogramas que sejam capazes de representar a sismicidade da área geográfica em que a estrutura está inserida, é também difícil de prever a severidade, à frequência e à duração dos sismos. Existe outra dificuldade na execução deste método, esta consiste na dificuldade de ser obtidas resoluções da equação diferencial de equilíbrio dinâmico para cada um dos intervalos de tempo em que está dividido o acelograma.

Os fatores que dificultam a aplicação deste método, torna-se no principal argumento contra a utilização de análises dinâmicas não lineares, sendo necessário um enorme volume de cálculo e por vezes a interpretação dos resultados obtidos podem ser complexos, o que faz com que os métodos mais simples sejam mais utilizados.

2.7.4. Análise estática não linear

A comunidade científica tem vindo a desenvolver ao longo dos últimos anos, várias metodologias para a avaliação sísmica de estruturas, usando uma análise estática não linear, também denominada de análise pushover. A análise pushover convencional, consiste na aplicação de uma carga distribuída uniforme ou proporcional ao seu primeiro modo de vibração mantida constante ao longo da análise. O pushover fornece a curva de capacidade da estrutura, que relaciona o corte basal global da estrutura com o deslocamento de um nó de controlo. Através dessa curva é possível concluir sobre o adequado comportamento da estrutura, através de estimativas realistas de esforços e deformações, permitindo também uma previsão da sequência de cedência e rotura dos elementos estruturais na evolução da curva global de capacidade da estrutura.

A análise pushover apesar de obter informações relevantes, apresenta algumas limitações, tais como, quando os efeitos dos modos de vibração mais elevados de uma estrutura são importantes para a sua resposta a ações dinâmicas esta análise é incapaz de obter resultados precisos, como exemplo temos a ação sísmica, e o fato de ser desconsiderada a degradação progressiva de rigidez e a variação das características dinâmicas da estrutura ao longo da análise (Moura, 2012). De maneira a serem obtidos resultados menos limitados, surgiu o método pushover adaptativo, que consiste na aplicação de um vetor de forças ou deslocamentos que varia durante a análise da estrutura, sendo feita uma atualização das cargas a cada interação, este método não inclui os efeitos dos modos de vibração mais elevados.

2.8. Pilares Ocos

As obras de engenharia civil sempre tiveram como obstáculo vencer grandes alturas, nas pontes, a solução encontrada foi a execução de pilares ocos. Os pilares ocos, possuem maior rigidez e resistência à flexão e torção do que um de secção cheia com a mesma massa. Os pilares ocos contribuem menos na resposta sísmica global da ponte, como consequência exercem menores esforços ao nível das fundações, devido ao fato de ter uma menor massa que um pilar de secção cheia.

Existem diversos fatores que influenciam a resposta global dos pilares ocos à ação sísmicas, tais como, a forma da secção transversal, a quantidade de armadura de reforço longitudinal e transversal, a espessura das paredes do pilar, o nível de reforço axial, e o desempenho do aço e betão inerentes à construção em causa (Monteiro, 2009).

Na figura 2.26 é representado o parâmetro de esbelteza de parede (“Wall-slenderness”), a definição deste consiste no quociente do comprimento livre da secção transversal pela espessura da parede, é uma comum característica entre os pilares ocos.

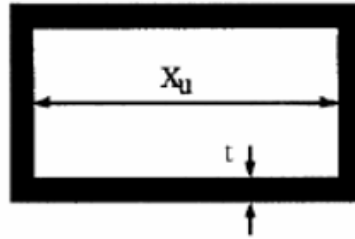


Figura 2.26: Parâmetro "wall-slenderness", definido por X_u/t

Os pilares ocos apesar de ser uma solução adequada e comum, apresentam algumas vulnerabilidades que foram evidenciadas com o acontecimento dos sismos mais recentes, no que diz respeito à capacidade de resistência e deformação ao corte (Delgado, 2009) e em casos de pilares ocos quadrados o comportamento dúctil depende fortemente do confinamento do banzo em compressão (Priestley e Park, 1987).

Ao longo dos anos muitos foram os estudos relacionados com à problemática do desempenho de pilares de pontos ocos em betão armado. Em 1977, Pocter apresentou os primeiros resultados existentes para pilares ocos retangulares, este ensaio consistia em analisar um carregamento axial concêntrico, a partir deste ensaio foram verificados valores sobrestimados da capacidade resistente dos pilares, face ao verificado experimentalmente.

O bom desempenho de pilares ocos, depende da sua capacidade de formação de rótulas plásticas, onde seja possível a dissipação de energia por mecanismos histeréticos.

Taylor et al. (1995) estudou a influência da forma da secção no comportamento dos pilares ocos, tendo sido ensaiados 12 provetes com relações de "Wall-slenderness" entre 8.8 e 33.6 com uma compressão axial constante. O cálculo da capacidade prevista dos pilares ocos foi feito através de uma análise não-linear, que incluía o recurso à matriz de rigidez tangente e efeitos como a encurvadura de varões longitudinais. A conclusão obtida foi que os procedimentos habituais de determinação da capacidade resistentes de pilares ocos, baseados nos de pilares de secção cheia, não eram adequados, e muito menos conservativos, para pilares com "Wall-slenderness" superior a 15.

Em 2002 Yeh et al, elaborou um estudo em que as principais variáveis eram as alturas dos pilares, estes variavam entre 3,5m e 6,5m, bem como a quantidade e características materiais de armaduras transversais. Para o estudo, a disposição dos estribos na secção é bastante apertada, como podemos observar na figura 2.27.

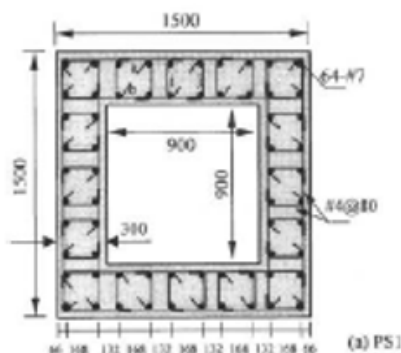


Figura 2.27: Seção transversal tipo (Yeh et al. (2002))

Neste ensaio, observou-se que a ductilidade era menor quanto menor a altura do pilar, como efeito o pilar de maior altura, revelou uma ductilidade disponível elevada. A flexão denominou o comportamento dos pilares mais altos, obtendo aberturas de fissuras horizontais nos banzos, a zona mais próxima da fundação, obteve-se uma clara formação de rótula plástica, associada a encurvadura dos varões longitudinais, como é representado na figura 2.28.



Figura 2.28: Rótula plástica com encurvadura dos varões longitudinais (Yeh et al. (2002))

A figura 2.29 demonstra o setup que foi utilizado para os ensaios de pilares ocios de betão armado em escala real, no âmbito da campanha experimental realizada por Cheng, em 2003, (Cheng, et al., 2003) e Mo, em 2004 (Mo, et al., (2004)). Este ensaio consiste na aplicação de carga axial através de tirantes, com a utilização de dois atuadores hidráulicos com 100 kN de capacidade um curso de 150 mm em ambos os sentidos, ligados à parede de reação para imposição de deslocamentos horizontais no tipo do pilar, e dois tirantes exteriores. Cada provete foi provido com células de carga, transdutores de deslocamentos e extensómetros, para melhor monitorizar os deslocamentos aplicados, as correspondentes cargas e as extensões resultantes de deformações relativas. A carga horizontal foi aplicada de forma quase-estática em ciclos por controlo de deslocamentos com $\pm 5\text{mm}$, $\pm 10\text{mm}$, $\pm 20\text{mm}$, etc, até ser atingida a rotura de cada provete.

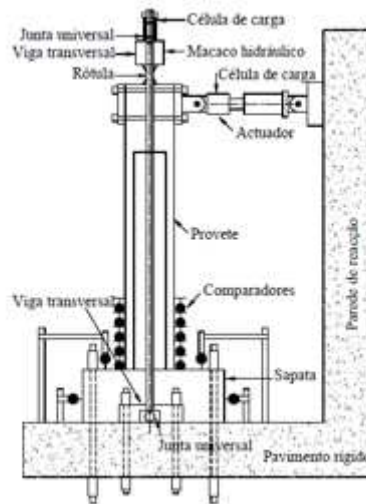


Figura 2.29: Setup de ensaio usado por Cheng et al. (2003)

Em 2003, Pinto (Pinto, et al., 2003) realizou uma investigação no laboratório ELSA, em Ispra, Itália, este ensaio consistia na realização de testes cíclicos em pilares de grande escala (1/25), com secção transversal oca. A figura 2.30 demonstra dois pilares ensaiados com a respetiva instrumentação adotada e com o posicionamento do atuador horizontal para aplicação dos ciclos de deslocamentos no topo do pilar.

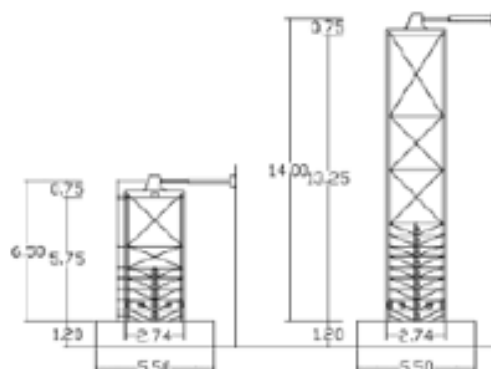


Figura 2.30: Setup de ensaio e instrumentação utilizados por Pinto et al. (2003).

Em 2004 foi realizada um ensaio experimental com pilares ocos em escala reduzida, Pavese (Pavese, et al., 2004) utilizou um atuador hidráulico horizontal para aplicar séries de três ciclos, estas foram aplicadas em regime quase-estático e aumentando o nível de Drift. No interior do provete foi aplicado com apoio de um tirante de aço, uma carga vertical, sendo este tirante tracionado por um macaco hidráulico, de maneira a poder garantir um esforço constante durante todo o ensaio. Os provetes foram afixados no pavimento rígido, com um sistema de vigas de aço e tirantes pré-esforçados, conforme demonstrado na figura 2.31.

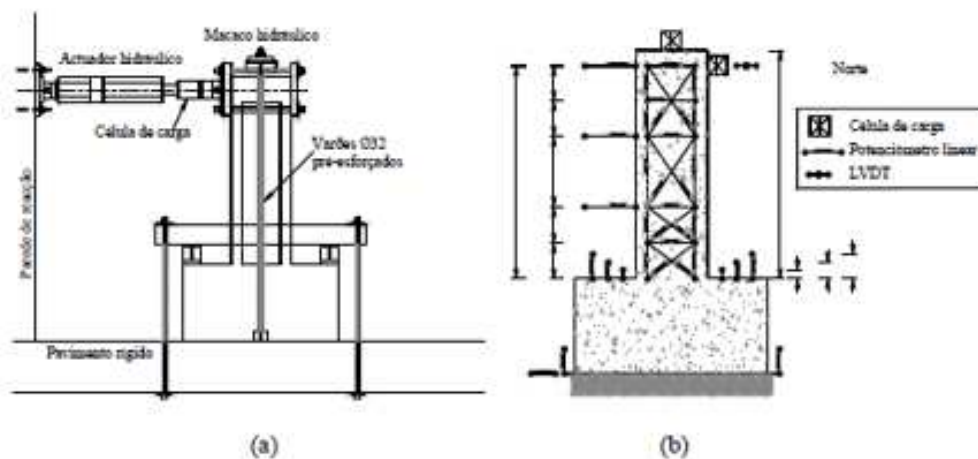


Figura 2.31: (a) Setup de ensaio e (b) disposição dos transdutores (Pavese et al. (2004)).

Em 1987 Priestley et al, elaborou um estudo que se baseava em avaliar a influência da quantidade de armadura transversal no comportamento de pilares ocos. Para um caso idêntico ao indicado na figura 2.32, este estudo evidenciou que o maior espaçamento da armadura transversal aumenta a propensão dos pilares para sofrerem encurvadura dos varões longitudinais, e desta forma terem a sua ductilidade à flexão muito limitada. A conclusão feita por Priestley et al. (1987), só veio reforçar as conclusões anteriormente feitas por Mander et al. (1983), este realizou um estudo sobre quatro pilares ocos quadrados, sob esforço axial constante e flexão uniaxial cíclica, tendo como conclusão que os principais ganhos de resistência se devem ao desempenho da armadura transversal.

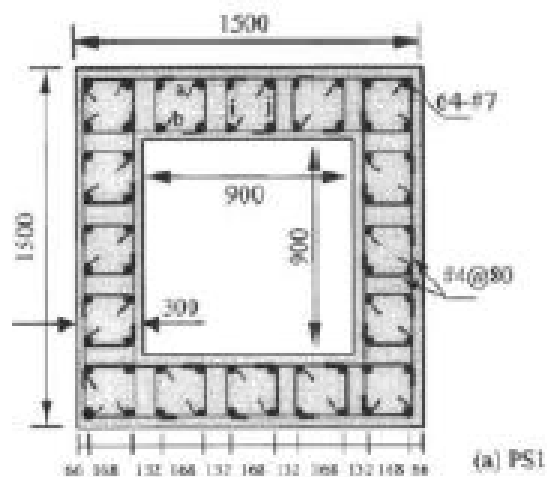


Figura 2.32: Secção tipo utilizada por Priestley

A respeito da deformabilidade de pilares ocos ao corte, Takahashi et al. (2000), desenvolveu um estudo sobre vários provetes, que consistia na observação da relação l/d dos mesmos provetes (altura do pilar sobre altura útil da secção), bem como o esforço aplicado, a quantidade de armadura transversal existente na secção e o tipo de detalhe inerente à mesma, com estas características foram previstas duas alternativas, presentes na figura 2.33.

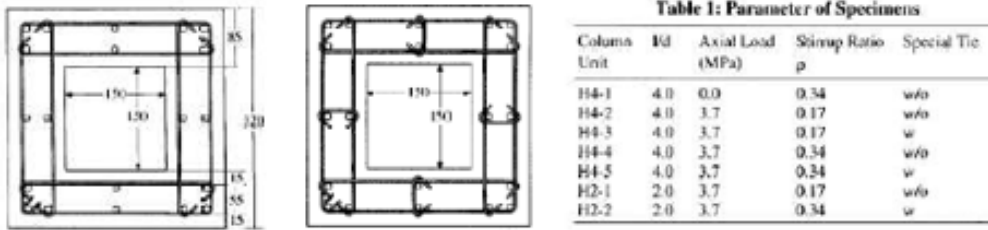


Figura 2.33: Pormenor das armaduras utilizadas por Takahashi

Os danos acumulados na alma para o caso de testes de flexão uniaxial cíclica, encontram-se representados na figura 2.34.

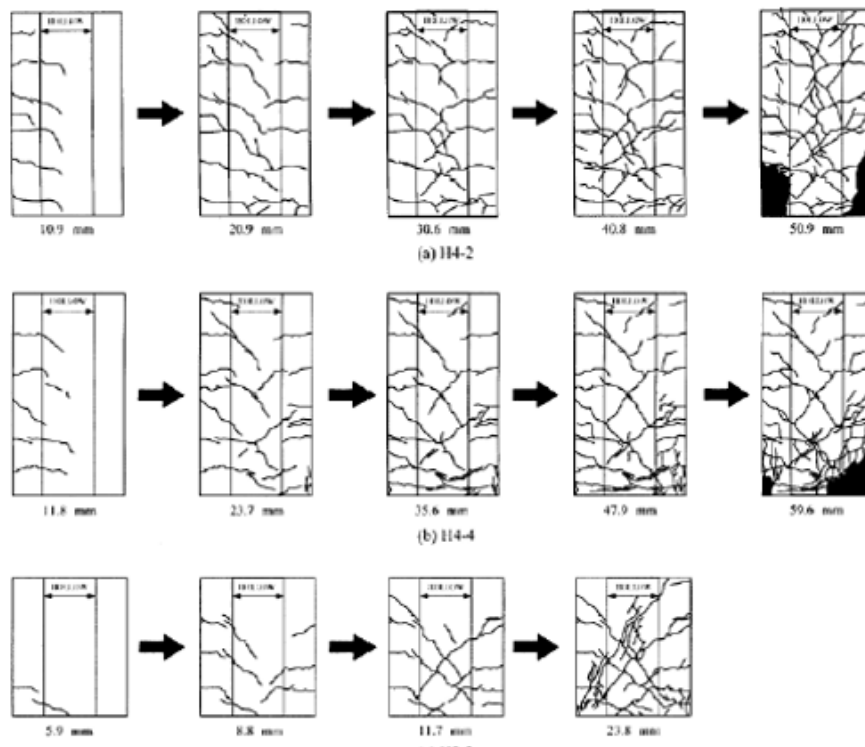


Figura 2.34: Danos acumulados nas almas (Takahashi et al. (2000))

Ao longo do ensaio conclui-se que os pilares mais altos H4-2 e H4-4 ($l/d=4.0$), demonstraram logo em um estágio inicial fissuras em sua grande maioria horizontais nos banzos, o pilar mais curto H2-2 obteve inicialmente fissuras diagonais na alma, devidos aos esforços de corte, estas fissuras também foram notórias nos pilares mais altos, porém não de forma tão vincada. Os pilares com l/d superior ao longo do ensaio obtiveram uma rotura mais dúctil, conseguindo mobilizar o esmagamento do betão na base por compressão e a encurvadura dos varões longitudinais, o mesmo não ocorre com o pilar mais curto. Conclui-se que por mais que os pilares mais altos tivessem fissuras por corte acentuadas na alma, o colapso destas só se dá mais tarde, sendo que o pilar mais curto obteve o colapso mais rápido, o que constitui uma evidência de que os esforços de corte contribuem de forma mais acentuada para o tipo de rotura quanto mais baixo é o pilar.

Em um estudo realizado por Calvi et al. (2005), pode-se concluir que apesar do que foi estudado por Takahashi et al. (2000), existem casos onde a influência do esforço

transverso, pode limitar a capacidade de dissipação de energia dos pilares de l/d maior. Os pilares mais altos ensaiados demonstraram roturas mistas de flexão e corte, com algumas fissuras consideráveis nas almas (figura 2.35), tendo estas fissuras provocado uma diminuição da capacidade resistente ao esforço transverso pelo mecanismo de abertura e fecho das fendas, limitando assim a capacidade dúctil dos pilares. Esta conclusão é importante para reforçar a importância de se considerar uma não-linearidade no comportamento ao corte, para terem em conta nos modelos de previsão do comportamento sísmico a degradação da capacidade resistente ao longo da solicitação cíclica, e também incluírem por consequência as leis de comportamento do betão em tração bem calibrados.

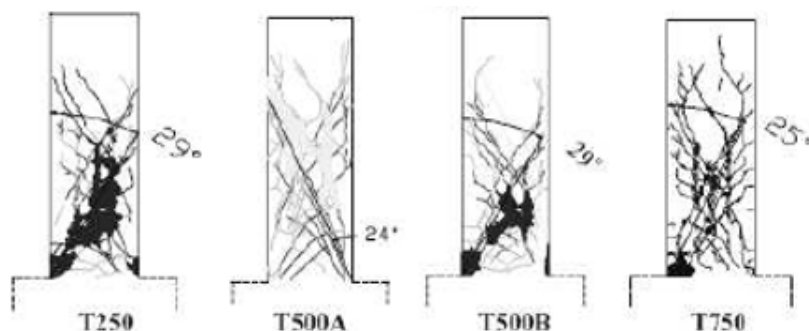


Figura 2.35: Pilares com rotura mista de corte e flexão (Calvi et al. (2005))

Em relação ao funcionamento ao corte, os vários estudos realizados pela comunidade científica, conclui que é difícil de avaliar e mais difícil ainda de prever com exatidão quando pode ocorrer esse fenómeno, esta dificuldade pode ser justificada pelo fato dos pilares ocos dependerem não só da peça como elemento único, mas também de cada painel de forma individual. Em 2008, Delgado (Delgado, 2009) realizou uma campanha de ensaios no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural), localizado na Universidade do Porto, foram ensaiados 12 pilares, e serviu para verificar a existência do fenómeno de “shear-lag” nos pilares ocos representados na figura 2.36, estes ensaios serão abordados de forma mais detalhadas no próximo subcapítulo.

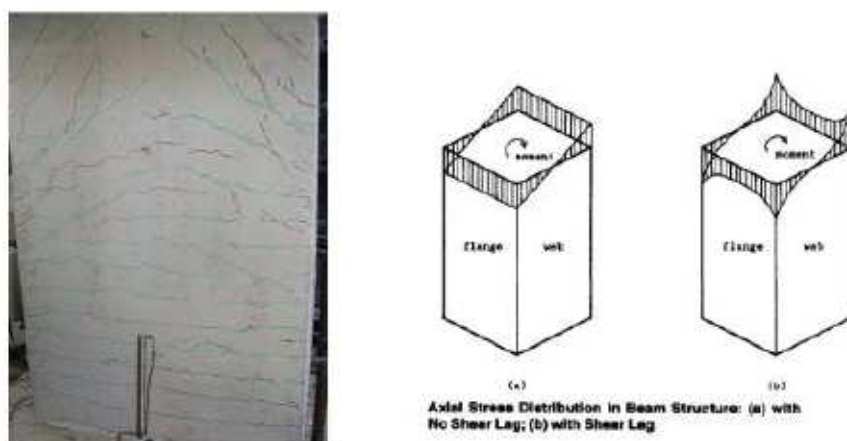


Figura 2.36: Demonstração do fenómeno de shear-leg

2.9. Ensaios experimentais realizados a pilares ocios no LESE-FEUP

Os ensaios realizados por Delgado (Delgado, 2009) no LESE, tiveram como objetivo estudar a contribuição da largura do banzo comprimido em secções ocas, tal como compreender de que maneira a geometria da secção transversal deste tipo de pilares pode influenciar o seu comportamento cíclico. Os pilares originais passaram por uma primeira análise, em seguida foram reforçados utilizando diferentes estratégias, com objetivo de estudar a eficiência das soluções de reforços adotadas. Para os pilares ensaiados concebeu-se um sistema que permite a aplicação simultânea de uma carga axial, aproximadamente constante, e uma força horizontal com grandeza e sentido variável. Este sistema permitiu que fossem ensaiados pilares com uma boa escala, o ensaio tem ainda como particularidade manter a carga axial numa posição invariável

O ensaio foi realizado através de um Setup (figura 2.37), que permite aplicar cargas laterais e axiais. As cargas laterais são aplicadas por meio de um atuador hidráulico de 500 kN, fixado num pórtico metálico de reação, as cargas axiais são aplicadas através de um atuador hidráulico de 700 kN de capacidade, suportado em um pórtico vertical que mantém inalterada a localização de aplicação da ação vertical. Para prevenir deslocamentos e rotações indesejáveis, a sapata do pilar e pórticos metálicos encontram-se ligados ao pavimento rígido, este é constituído por uma laje de betão armado com 60 cm de espessura, a ligação é feita através de quatro tirantes de aço de alta resistência de 26 mm de diâmetro, estes tirantes são tensionados, através de um atuador cilíndrico oco, até ser atingido um nível de força, que seja suficiente para manter a fundação solidária com o pavimento rígido. A figura 2.38 demonstra a vista geral do setup, preparado para o início do ensaio experimental de um dos pilares ocios originais.

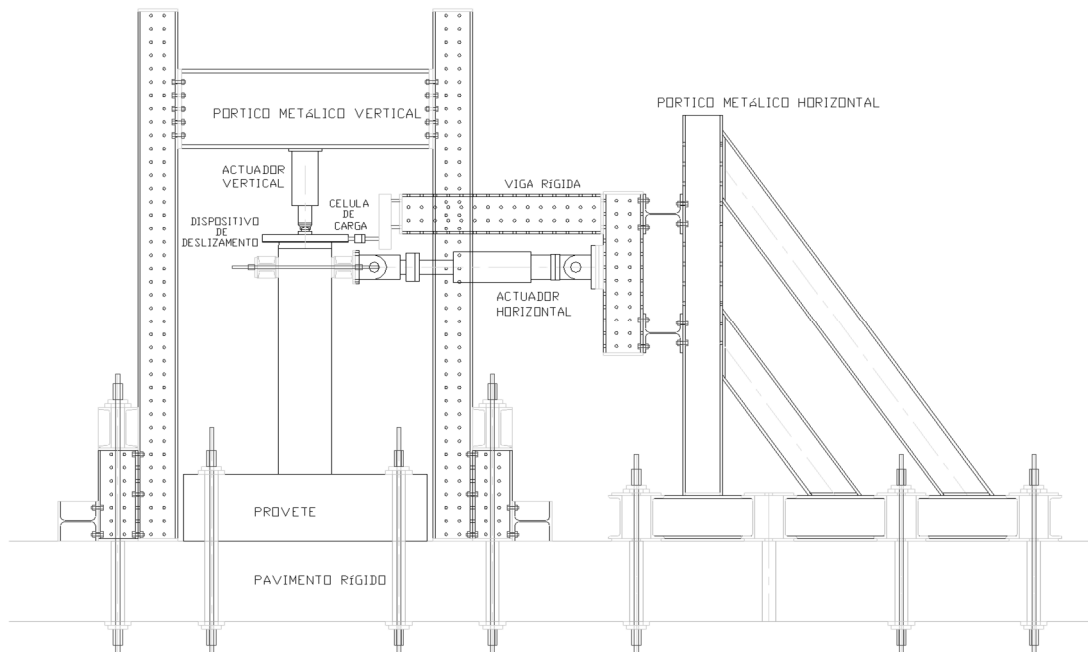


Figura 2.37: Esquema do setup de ensaio



Figura 2.38: Vista geral do setup de ensaio no laboratório LESE

Os protótipos ensaiados consistem em 12 provetes subdivididos em dois tipos de pilares ocos de betão armado:

- Secção quadrada de 0,45x0,45 m com paredes de 0,75m de espessura e uma altura de 1,45 m;
- Secção retangular com 0,45m x 0,90 m, com paredes de 0,75 mm de espessura e uma altura de 1,45m.

Os provetes foram construídos em três fases, tendo como diferença os intervalos significativos temporais das betonagens, os pilares passam então a ser agrupados por séries de betonagens. Para identificar cada pilar oco, foi criada uma nomenclatura simples, sendo PO1 os pilares de secção quadrada e PO2 para secção retangular. Para além da nomenclatura criada para o tipo de secção, existe ainda uma letra (N – normal; R – reforçado) e uma identificação associada à numeração de cada pilar, de 1 a 6, definida em correspondência com a ordem de cada série de betonagem, no quadro 2.1 a seguir é apresentado todos os provetes ensaiados com a devida nomenclatura.

Tabela 2.1: Mapa de pilares originais

| Pilares | Secção Quadrada | Secção Retangular |
|-----------------------|-----------------|-------------------|
| 1ª Série de Betonagem | PO1-N1 | PO2-N1 |
| 2ª Série de Betonagem | PO1-N2 | PO2-N2 |
| | PO1-N3 | PO2-N3 |
| 3ª Série de Betonagem | PO1-N4 | PO2-N4 |
| | PO1-N5 | PO2-N5 |
| | PO1-N6 | PO2-N6 |

O laboratório onde foram feitos os ensaios, não tem capacidade de reproduzir os pilares na sua escala real, de tal forma foi adotada uma relação de escala de 1:4, entre os provetes ensaiados e os correspondentes pilares reais. Os pilares ensaiados têm armadura longitudinal distribuída nas duas faces, exterior e interior, realizada com diâmetro de 8 mm. Os pilares de secção quadrada são constituídos por 40 varões longitudinais, e os pilares retangulares apresentam 64 varões longitudinais. No topo dos pilares, é aplicada uma carga vertical e horizontal, a zona onde são aplicadas essas forças está reforçada com armadura adicional. As sapatas dos pilares são quadradas, com 1,30 m de lado e 60 cm de altura, sendo reforçadas com varões de 12 mm de diâmetro.

A armadura transversal dos pilares foi difícil de ser concedida, devido a dificuldade em encontrar um arame de aço com diâmetro pequeno e adequada resistência e rigidez, que se enquadrasse na escala reduzida de 1:4, devido a essa dificuldade a área de armadura transversal encontra-se subdimensionada, como consequência possui uma insuficiente capacidade de resistência ao corte. Os responsáveis pelo ensaio, optaram por utilizar arames lisos, os valores da tensão de cedência e do módulo de elasticidade dos mesmos, são próximos dos correntemente utilizados em estruturas de betão armado, devido a baixa aderência entre arames lisos e o betão, tornou-se ainda mais evidente os problemas de corte nos pilares.

Os pilares correspondentes a primeira série de betonagem (P01 – N1 e P02 – N1) foram ensaiados com uma armadura transversal realizada com arame de aço com diâmetro de 3,8 mm e afastamento de 7,5 cm, conforme representado na figura 2.39.

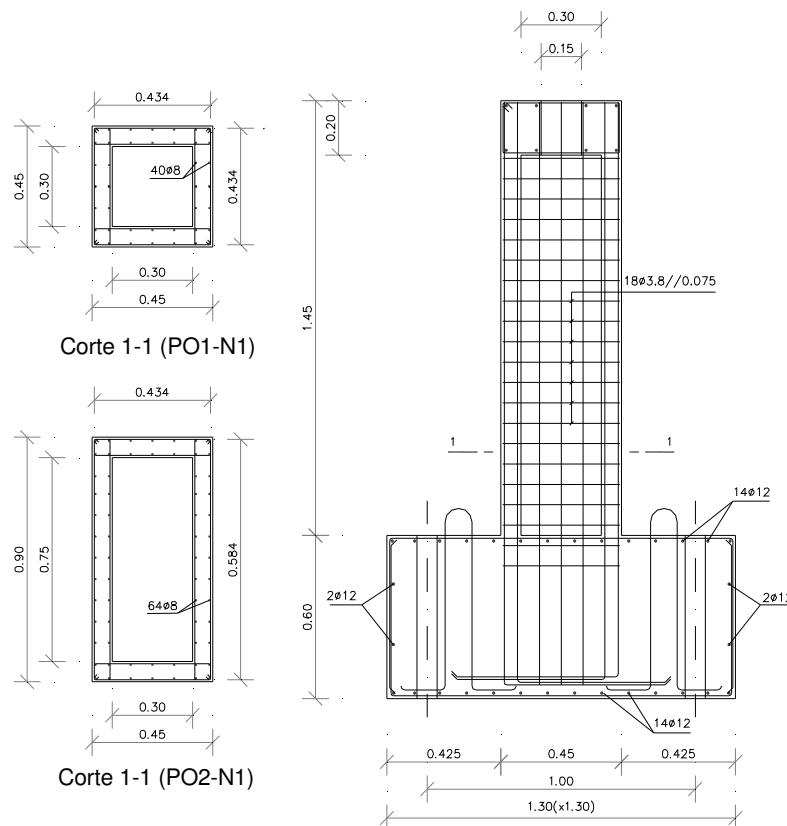


Figura 2.39: Pilares N1 em betão armado (Escala 1:4)

As duas séries seguintes de betonagens, foi necessário utilizar um diferente diâmetro de armadura transversal, tendo sido utilizados estribos com diâmetro de 2,6 mm, mantendo-se o afastamento de 7,5 cm, conforme representado na figura 2.40.

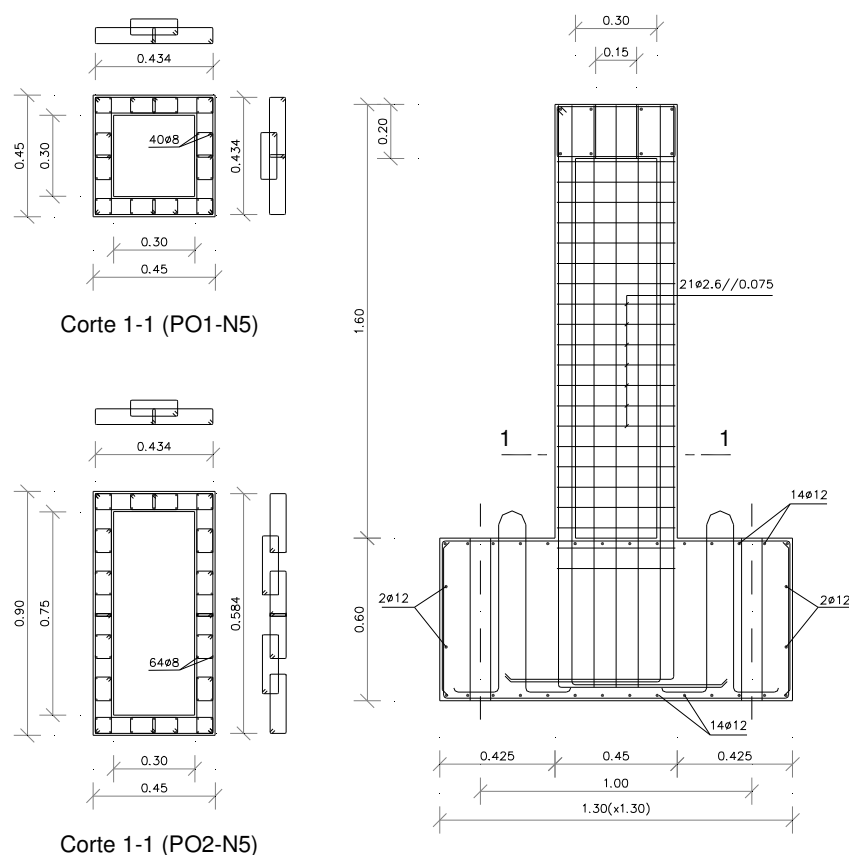


Figura 2.40: Pilares N5 em betão armado (Escala 1:4)

As características do betão foram obtidas através de ensaios a compressão, não foram realizados ensaios para a determinação dos valores de cedência do aço das armaduras transversais e longitudinais. A tabela 2.2, retirada de (Delgado et al., 2016), indica as propriedades mais relevantes dos pilares ensaiados, indicando resumidamente as particularidades de cada pilar.

Tabela 2.2: Resumo das características dos pilares originais

| Designação | Geometria | Betão | Arm. Long. | | Arm. Transv. | | |
|------------|------------|--------|-------------|------|--------------|----------------|---------|
| | | | área | aço | ϕ (mm) | f_{sy} (MPa) | tipo |
| PO1-N1 | Quadrado | C20/25 | 40 ϕ 8 | A500 | 3.8 | 390 | 2 ramos |
| PO2-N1 | Retangular | C20/25 | 64 ϕ 8 | A500 | 3.8 | 390 | 2 ramos |
| PO1-N2 | Quadrado | C25/30 | 40 ϕ 8 | A400 | 2.6 | 437 | 2 ramos |
| PO1-N3 | Quadrado | C25/30 | 40 ϕ 8 | A400 | 2.6 | 437 | 2 ramos |
| PO2-N2 | Retangular | C25/30 | 64 ϕ 8 | A400 | 2.6 | 437 | 2 ramos |
| PO2-N3 | Retangular | C25/30 | 64 ϕ 8 | A400 | 2.6 | 437 | 2 ramos |

| | | | | | | | |
|--------|------------|--------|------|------|-----|-----|---------------|
| PO1-N4 | Quadrado | C25/30 | 40ø8 | A500 | 2.6 | 443 | 2 ramos |
| PO1-N5 | Quadrado | C25/30 | 40ø8 | A500 | 2.6 | 443 | 2 ramos (EC8) |
| PO1-N6 | Quadrado | C25/30 | 40ø8 | A500 | 2.6 | 443 | 4 ramos (EC8) |
| PO2-N4 | Retangular | C25/30 | 64ø8 | A500 | 2.6 | 443 | 2 ramos |
| PO2-N5 | Retangular | C25/30 | 64ø8 | A500 | 2.6 | 443 | 2 ramos (EC8) |
| PO2-N6 | Retangular | C25/30 | 64ø8 | A500 | 2.6 | 443 | 4 ramos (EC8) |

Antes dos ensaios, foram realizados cálculos numéricos simples, de maneira a se obter os valores expectáveis de capacidade resistente em flexão e em corte, para assim permitir uma melhor interpretação dos resultados. Os cálculos numéricos referentes a flexão foram realizados ao nível da secção, relativamente a avaliação da capacidade de corte foi utilizada a metodologia sugerida por Priestley *et al.* (1996), frequentemente denominada por modelo de corte UCSD (Kowalsky e Priestley (2000)). Na tabela 2.3, é representado os valores de capacidade resistente à flexão e ao corte para todos os pilares.

Tabela 2.3: Resumo da capacidade de flexão e de corte (em kN)

| 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 baseia-se na utilização de LVDTs verticais e diagonais, de tal forma pode-se obter as componentes de deformação por flexão e por corte, pois só assim é possível obter a parcela de deformação por corte nos dois sentidos. Deve-se colocar LVDTs nas duas faces paralelas à aplicação da carga, neste ensaio isto apenas aconteceu

nos primeiros pilares ensaiados, onde foram utilizados um menor número de LVDTs. Para os primeiros ensaios, foram utilizadas as disposições de LVDTs ilustradas na figura 2.41 para medir a curvatura e as deformações por corte, através de transdutores de deslocamentos colocados na zona da rótula plástica, em ambas as faces laterais, e para monitorizar os deslocamentos laterais em vários pontos ao longo da altura dos pilares.

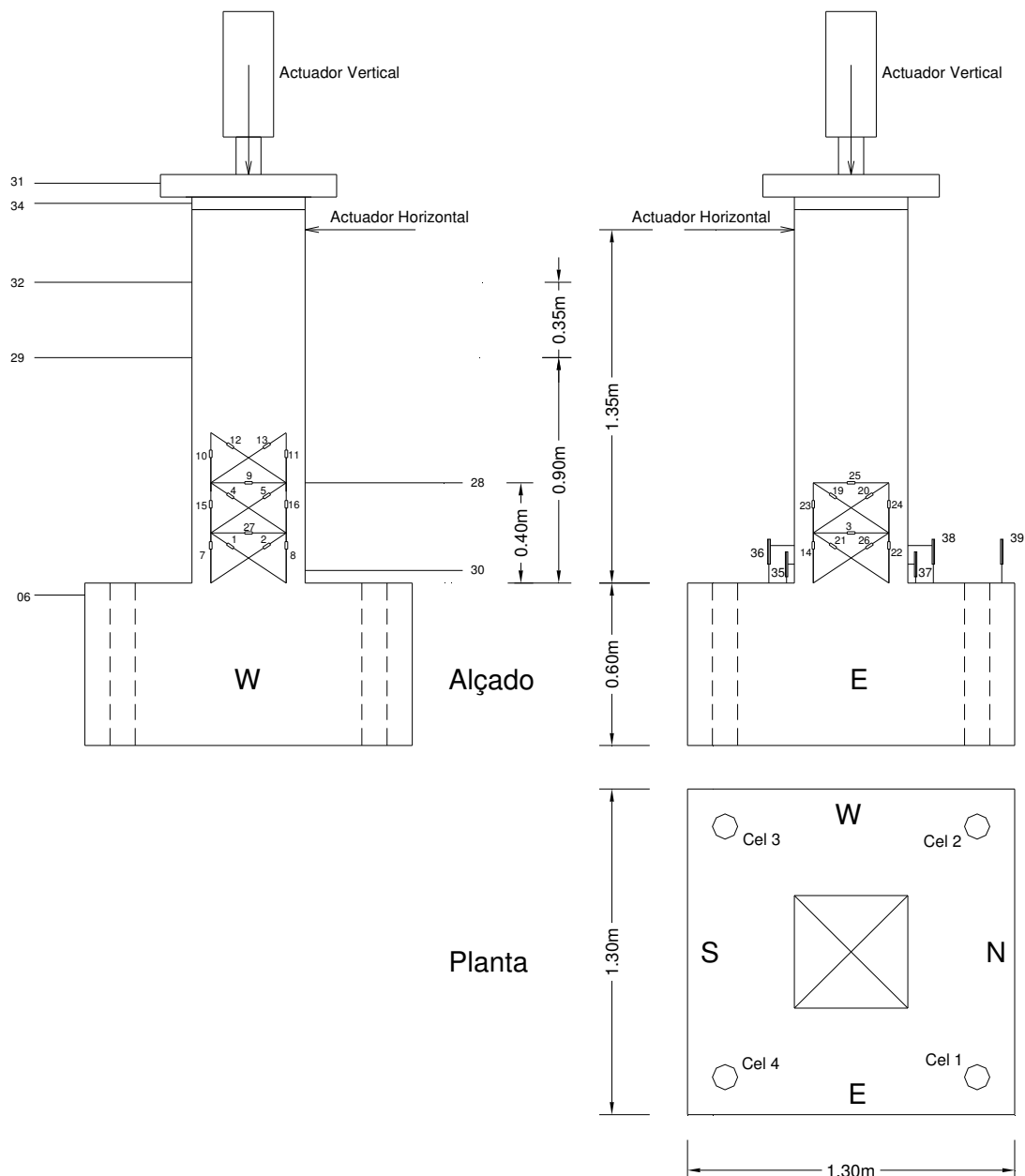


Figura 2.41: Localização dos LVDTs nos ensaios dos primeiros provetes (PO1-N1)

Os pilares ensaiados apresentam uma significativa influência de efeitos de corte, impondo assim a existência de uma distribuição de LVDTs ao longo da altura do pilar. As disposições de LVDTs adotadas na generalidade dos ensaios, em que existem três níveis de transdutores diagonais, encontra-se representada na figura 2.42, nos ensaios também foram adotados transdutores externos ao nível atuador horizontal.

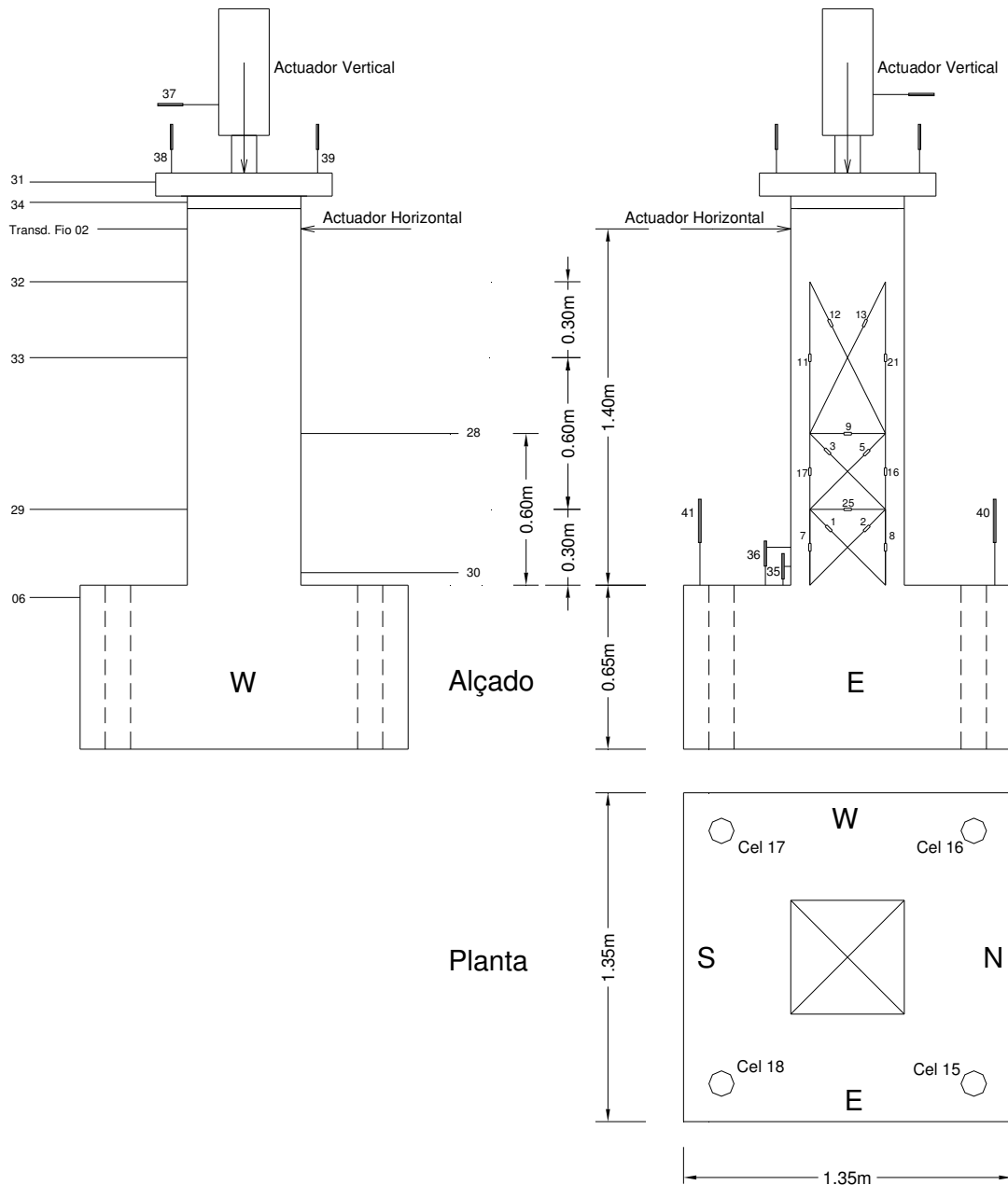


Figura 2.42: Localização dos LVDTs na generalidade dos ensaios efetuados

Foram aplicadas cargas de dois modos distintos durante os ensaios. A primeira carga, é uma carga axial, esta manteve-se constante durante todo o ensaio, com um valor de 250 kN em todos os pilares exceto no pilar P02-N3 onde foi aplicada uma carga de 440 kN. A segunda é uma carga horizontal cíclica e tem como objetivo simular o efeito da ação do sismo, para esta foi imposto um deslocamento no topo e não um valor limite de carga. As faces de aplicação das cargas horizontais tiveram como denominação: Norte e Sul, e as faces perpendiculares tiveram como denominação: Este e Oeste. A tabela 2.4 reúne todos os deslocamentos impostos, bem como o nível de controlo, deslocamento máximo atingido e *Drift* máximo.

Tabela 2.4: Deslocamento imposto e atingido nos ensaios para cada nível de controlo

| Desloc. Imposto (mm) | 1 | 3 | 5 | 10 | 4 | 14 | 17 | 7 | 25 | 30 | 33 | 40 | 45 |
|-----------------------------------|------|---|---|------|---|----|----|------|----|------|----|------|----|
| Nível de Controlo | D1 | | | D2 | | | | D3 | | D4 | | D5 | |
| Desloc. Máx. Atingido (mm) | 3 | | | 13 | | | | 20 | | 30 | | 44 | |
| Drift Máx. Atingido (%) | 0.21 | | | 0.93 | | | | 1.43 | | 2.14 | | 3.14 | |

Após a realização dos ensaios cíclicos dos pilares até estes atingirem a rotura, foram feitas reparações e reforços nos mesmos. O tipo de betão utilizado para reparação foi Microbeton, o reforço foi efetuado com mantas de carbono (CFRP), com as seguintes propriedades: Módulo de Elasticidade, $E_f = 240$ GPa, capacidade resistente ultima, $F_{ju} = 3800$ Mpa e a extensão última, $\epsilon_{ju} = 0.0155$.

3. Estado limite de danos sísmicos

Uma estrutura quando sujeita a ação sísmica poderá sofrer com os danos estruturais, estes podem ser agravados devidos a diversos fatores, tais como, a intensidade da ação sísmica, nível de dimensionamento sísmico, qualidade da construção da estrutura e tipo de elemento estrutural. Este trabalho irá analisar pilares de pontes, com secção oca, os danos neste tipo de estruturas podem ser apenas superficiais, porém em alguns casos os danos podem provocar o colapso do pilar.

A avaliação dos danos na estrutura é feita após a ocorrência de um sismo, para ser possível identificar a melhor técnica e custo de reparação para a estrutura. Para identificar as melhores técnicas de reparação para cada caso específico, é necessário definir diversos patamares de danos, que serão apresentados nos subcapítulos seguintes.

3.1. Danos observados nos pilares ocos ensaios no LESE-FEUP

Os pilares ocos ensaios no LESE (Delgado, 2009) descritos anteriormente, sofrem roturas nas almas originadas pelo efeito de corte, ou seja, possuem fendas com uma inclinação de 45°, já em relação aos banzos dos pilares, os danos são em grande parte por efeito de flexão, evidenciando também o efeito de “shearlag”. Os pilares são elementos que possuem um comportamento misto, devido a esse fator que ocorre as roturas tanto por corte (almas) como por flexão (banzos).

Os pilares P01-N1 e P02-N1, não serão analisados neste trabalho, visto que os resultados obtidos apenas serviram para calibrar o setup. Nos pilares ensaiados foi possível verificar os seguintes danos:

- Fissuras com aberturas e densidades variadas;
- Destacamento do betão de recobrimento;
- Esmagamento do betão;
- Encurvadura dos varões longitudinais.

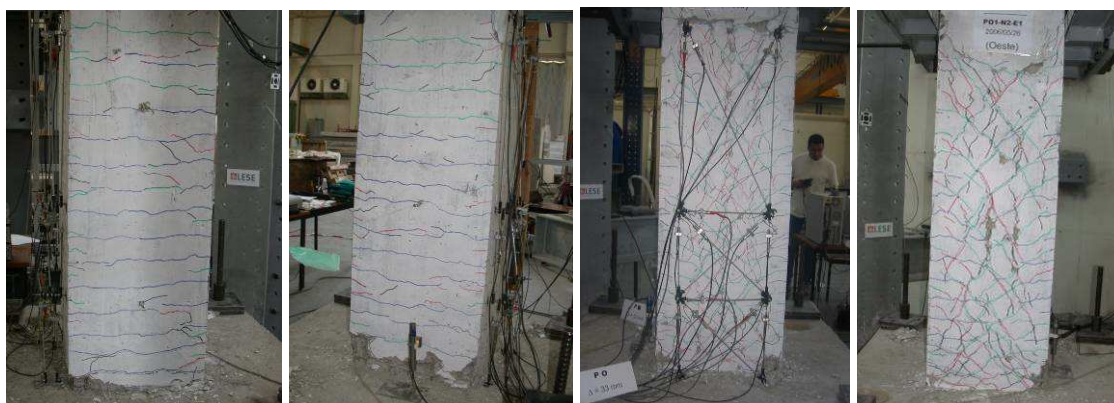
Nos subcapítulos seguintes serão abordados a descrição da evolução dos danos em cada pilar, baseando-se na campanha experimental realizada no LESE (Delgado, 2009).

3.1.1. Pilares de secção quadrada

3.1.1.1. Pilar PO1-N2

Este pilar foi construído na segunda série de betonagem, tendo características diferentes dos anteriores, mas concretamente, a armadura longitudinal é da classe A400, o diâmetro da armadura transversal é menor e a resistência do betão registou valores maiores. Os danos observados na base do pilar nas faces Norte e Sul, são em grande maioria

associados ao comportamento do betão, estes são de esmagamento do betão e encurvadura de varões da armadura longitudinal, como pode-se observar na figura 3.1, neste pilar também existe uma fendilhação distribuída e ligeira ao longo da altura do pilar. As faces laterais, Este e Oeste, que são apresentadas na figura 3.1, onde existe uma aplicação de cargas horizontais, foram observados danos mais significativos, tais como, fissuração diagonal intensa e esmagamento do betão do recobrimento em praticamente toda a altura do pilar. Este pilar possui uma baixa eficiência da armadura transversal, que originou danos de corte e flexão e uma grande degradação do betão.



a) face Norte

b) face Sul

c) face Este

d) face Oeste

Figura 3.1: Danos no pilar PO1-N2 para drift último de 2.4%.

A análise ao gráfico (figura 3.2) relativo a resposta cíclica deste pilar, conclui que este obteve um mecanismo de rotura misto, flexão/corte. A rotura pode ter acontecido pelo fato deste pilar ter uma capacidade resistente ao corte e flexão muito semelhante.

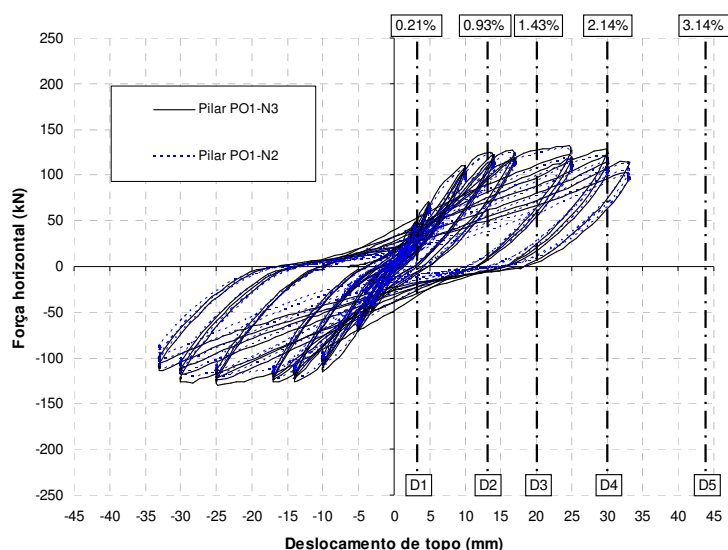


Figura 3.2: Gráfico Força-Deslocamento PO1-N2

3.1.1.2. Pilar PO1-N3

O pilar P01-N3 tem as mesmas características do pilar P01-N2, devido a essa semelhança os danos observados neste pilar são idênticos aos observados no pilar anterior. O fato de existir pilares com características tão semelhante, apenas serve para verificar a fiabilidade do sistema de ensaio dos pilares. Apesar da semelhança entre os danos observados nos dois pilares, este segundo pilar apresenta ligeiras diferenças nos danos, tal como fendas de maior abertura e um destacamento do betão junto à base. A figura 3.3 ilustra os danos em cada face, após o ensaio cíclico.

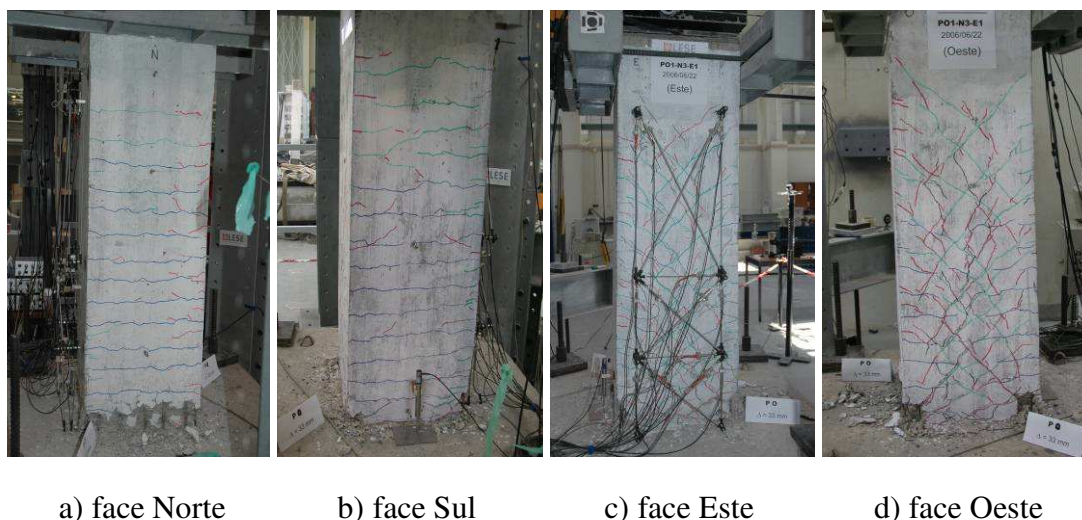


Figura 3.3: Danos no pilar PO1-N3 para drift último de 2.4%

A análise ao gráfico (figura 3.4) relativo a resposta cíclica dos pilares P01-N2 e P01-N3, podendo verificar que o seu comportamento é bastante semelhante, conclui-se que estes pilares obtiveram um mecanismo de rotura misto, flexão/corte. A rotura pode ter acontecido pelo fato destes pilares terem capacidade resistente ao corte e flexão semelhantes.

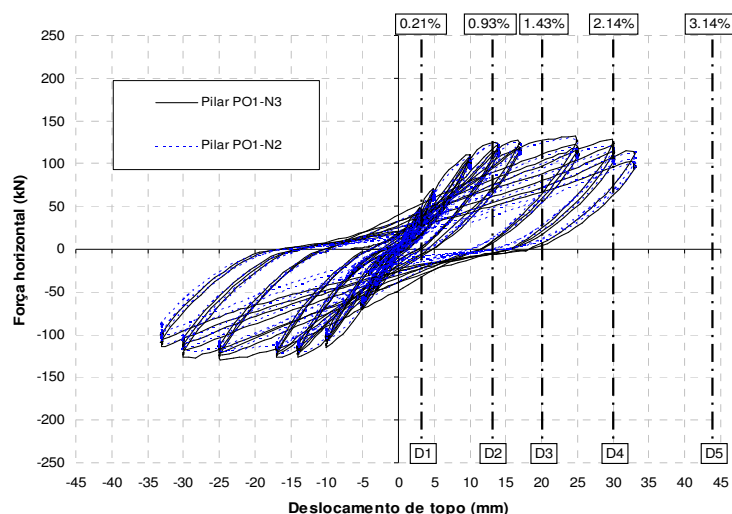
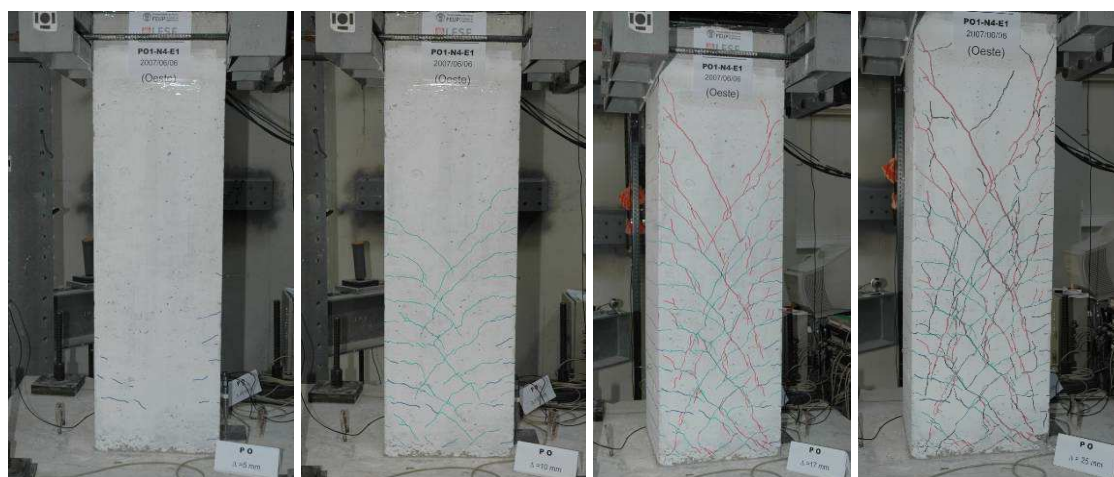


Figura 3.4: Gráfico Força-Deslocamento PO1-N3

3.1.1.3. Pilar PO1-N4

Este pilar é o primeiro da terceira série de betonagem, neste ensaio foi imposto que os materiais dos pilares fossem iguais aos da série anterior. Porém após os ensaios, constatou-se que a armadura longitudinal pertencia à classe A500, aumentando por essa razão o momento plástico mobilizável na base dos pilares. Todos os pilares desta série tiveram uma redução na capacidade resistente ao corte em relação à componente da flexão.

Os danos observados no ciclo inicial, foram fendas concentradas na parte inferior do pilar, com deslocamentos inferiores a 3 mm, estas fendas possuem uma inclinação menor nos banzos e nas almas são horizontais e afastadas cerca de 7.5 cm (distância entre estribos). A orientação inclinada e horizontal, serve para concluir que os danos provados nas almas são dominados pelo efeito de corte, e nos banzos são dominados pelo efeito de flexão. Com o aumento do deslocamento no topo do pilar, as fendas estendem-se pelo resto do pilar com inclinações próximas a 45°, nas faces laterais. As fendas atingem 0.3 mm quando o deslocamento no topo do pilar é de 7 mm, com o aumento do deslocamento para 13 mm obtêm-se a maior fenda com 1.3 mm. Nas faces Norte e Sul, observam-se danos ligeiros com fendas distribuídas a rondar os 0.25 mm. As deformações por corte são mais relevantes neste tipo de pilar do que as deformações por flexão. O pilar ao atingir um *drift* igual a 1.43% começa-se a observar aberturas de fendas novas de 1.5 mm, verifica-se o início do esmagamento de algum betão de recobrimento das fendas laterais, Este e Oeste, no final do ensaio quando é atingido um *drift* de 2.14%, que corresponde a um deslocamento de 30 mm, verifica-se danos bastante consideráveis nas almas, tal como, o destacamento do betão do recobrimento, devido ao mecanismo de abertura e fecho das fendas de corte, esta degradação também está associado com a fraca eficiência da armadura transversal. Os banzos obtiveram menos danos, tal como o espectável. Os danos provocados ao longo do ensaio são ilustrados na figura 3.5.



a) *drift* de 0.21% b) *drift* de 0.5% c) *drift* de 0.93% d) *drift* de 1.43%

Figura 3.5: Danos no pilar PO1-N4 no final do ensaio

Os danos provocados nas faces interiores do pilar, atingem uma fendilhação ligeira e irregular, quando atingido um *drift* de 0.93% como podemos observar na figura 3.6. No

final do ensaio observa-se um grande destacamento do betão de recobrimento, estas imagens foram capturadas a 30 cm a 60 cm a partir da base, na face Este. Analisando o gráfico força de topo-deslocamento do topo P01-N4, representado na figura 3.7, conclui-se que a rotura se deve na grande generalidade devido a um comportamento de corte.



a) *drift* de 0.93%

b) *drift* de 2.14%

Figura 3.6: Danos nas faces interiores PO1-N4

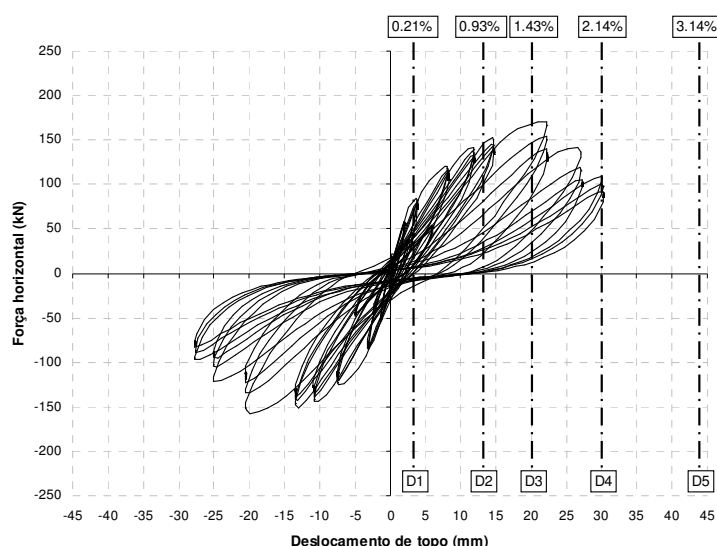


Figura 3.7: Gráfico Força-Deslocamento PO1-N4

3.1.1.4. Pilar PO1-N5

Este pilar difere do anterior apenas pela diferença na pormenorização dos estribos, no caso, do tipo EC8. Tal como o pilar anteriormente ensaiado, este pilar possui danos mais relevantes nas faces laterais e almas do pilar. A rotura dá-se por corte, sendo as fendas nas almas inclinadas e nos banzos horizontais, afastadas cerca de 7.5 cm (distância entre estribos). Apesar dos danos neste pilar serem idênticos ao pilar anteriormente ensaiados, este apresenta uma ligeira diferença, tal como uma rigidez inicial maior. O pilar apresenta

um comportamento cíclico idêntico ao pilar anterior, devido a estes dois pilares terem a mesma área de armadura resistente ao corte e idêntico mecanismo de rotura por corte.

Os primeiros danos começam a ocorrer quando se atinge um *drift* de 0.21% obtendo-se a primeira fendilhação, as fendas vão se prolongando com o decorrer do ensaio, obtendo inclinações próximas de 45° nas almas, com aberturas máximas de cerca de 0.25 mm ao atingir um *drift* de 0.5%. As fendas começam a agravarem-se, atingindo aberturas de 1.0 mm, com um *drift* de 0.93%, porém nas faces de carregamento as fendas continuam a rondar os 0.25 mm. O destacamento do betão de recobrimento é obtido quando se atinge um *drift* de 1.43%, agravando também os danos nas faces laterais. Como podemos observar na figura 3.8, observa-se o aparecimento de duas linhas verticais, estas coincidem com o limite do laço central dos estribos. Ao final do ensaio, quando o deslocamento do topo do pilar é de aproximadamente 33 mm, observam-se danos bastantes significativos como observado na figura 3.9. Os danos se concentram em sua grande maioria nas faces laterais, observando grande agravamento do destacamento do betão com o surgimento das duas linhas verticais, este destacamento está associado ao mecanismo de rotura por corte nas almas.

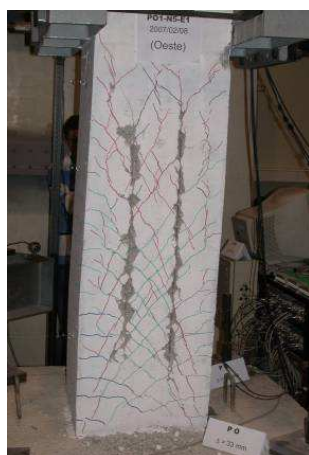


Figura 3.8: Demonstração de duas linhas verticais de destacamento



a) face Norte

b) face Sul

c) face Este

d) face Oeste

Figura 3.9: Danos no pilar PO1-N5 no final do ensaio

A fendilhação interior dos pilares, acontece de maneira idêntica à das superfícies exteriores. Ao ser atingido um *drift* de 0.93% as fendas passam a ter uma inclinação

aproximada de 45°. No final do ensaio é observado um descolamento do betão de recobrimento bem mais significativo, a figura 3.10 demonstra os danos nas faces interiores na zona da alma, entre cerca de 30 cm e 60 cm a partir da base.



a) *drift* de 0.93%

b) *drift* de 2.14%

Figura 3.10: Danos no pilar PO1-N5 no final do ensaio

O maior detalhe na hora da pormenorização dos estribos, permitiu controlar ligeiramente melhor a fendilhação das almas em uma fase inicial do ensaio, concentrando posteriormente a zona de destaque do betão de recobrimento em duas linhas verticais, tanto nas faces exteriores como interiores.

A figura 3.11 demonstra o gráfico Força de Topo-Deslocamento do Top P01-N5.

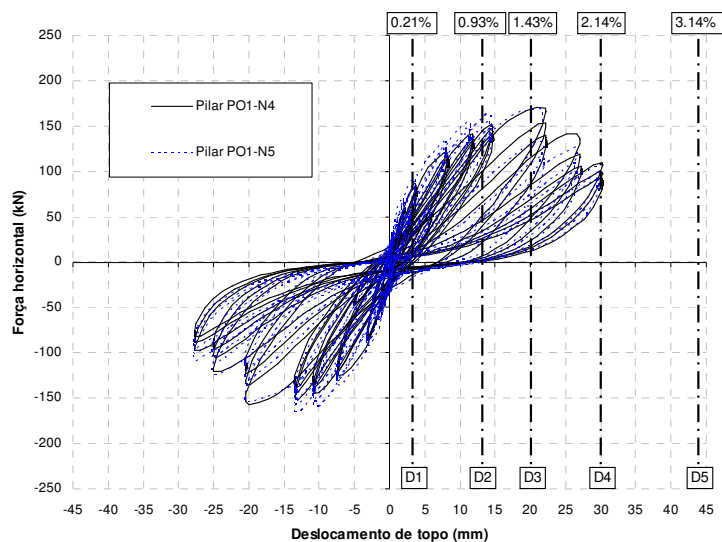
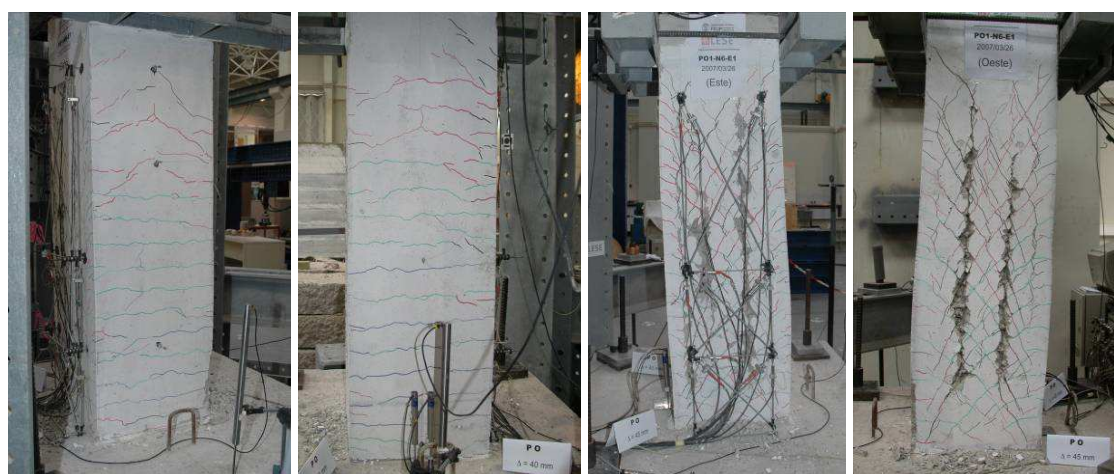


Figura 3.11: Gráfico Força-Deslocamento do pilar PO1-N5

3.1.1.5. Pilar PO1-N6

O pilar P01-N6, tem praticamente as mesmas características do pilar P01-N5, porém este possui o dobro da armadura transversal. Para o início do ensaio, quando o *drift* atingido

é de 0.21%, as fendas são ligeiras e concentradas em sua grande maioria nas faces Norte e Sul, junto à base do pilar, sendo que nesta fase do ensaio, a componente flexão se sobressai a componente de corte, devido ao fato das fendas se localizarem nos banzos. No decorrer do ensaio, quando é atingido um *drift* de 0.5%, começa-se a surgir fendas nas almas, com aberturas próximas de 0.25 mm e com inclinação de aproximadamente 45°. No decorrer dos ciclos, a abertura das fendas agrava-se, quando é atingido um *drift* de 0.93%, os tamanhos de abertura de fendas rondam os 0.4mm. Em comparação com os outros pilares da mesma série de betonagem, este pilar apresenta uma abertura de fenda, um terço menor que o pilar P01-N4 e menos de metade, comparando com as do pilar P01-N5. Através dessa comparação, conclui-se que a deformação por corte é mais controlada neste ensaio, devido ao aumento da quantidade de armadura transversal e a disposição dos estribos serem do tipo EC8. Ao ser atingido no topo do pilar, um deslocamento de 20 mm, surgem novas fendas, com aberturas a rondar os 0.9 mm. Quando o pilar atinge um *drift* de 1.9%, duplicam-se as aberturas de fendas nas faces laterais, com tamanhos a rondar o 1.5 mm. No final do ensaio, quando o deslocamento no topo do pilar é de 45 mm, é observado o destacamento do betão de recobrimento, e degradação do betão lateral, o surgimento desses danos agravados evidenciam que a quantidade de armadura transversal ainda não é suficiente. Tal como ocorrido no pilar ensaiado anteriormente, observa-se neste ensaio o surgimento de duas linhas verticais. A figura 3.12 demonstra os danos em cada face no final do ensaio.



a) face Norte

b) face Sul

c) face Este

d) face Oeste

Figura 3.12: Danos do pilar PO1-N6 no final do ensaio

Os danos nas faces interiores dos pilares, são idênticos aos danos observados no exterior dos mesmos. Ao ser atingido um *drift* de 1.43%, as fendas passam a ter uma inclinação de aproximadamente 45°, com uma abertura de fendas a rondas os 0.9 mm. O destacamento do betão começa-se a ser notada quando o ensaio atinge um *drift* de 2.14%, porém ainda de forma ligeira, no final do ensaio quando se atinge um *drift* de 3.14%, já se observa um elevado destacamento do betão, sendo possível ver a armadura em alguns pontos. A figura 3.13 ilustra os danos na face interior dos pilares, estas imagens foram capturadas na alma em uma zona entre os 30 cm e 60 cm a partir da base.

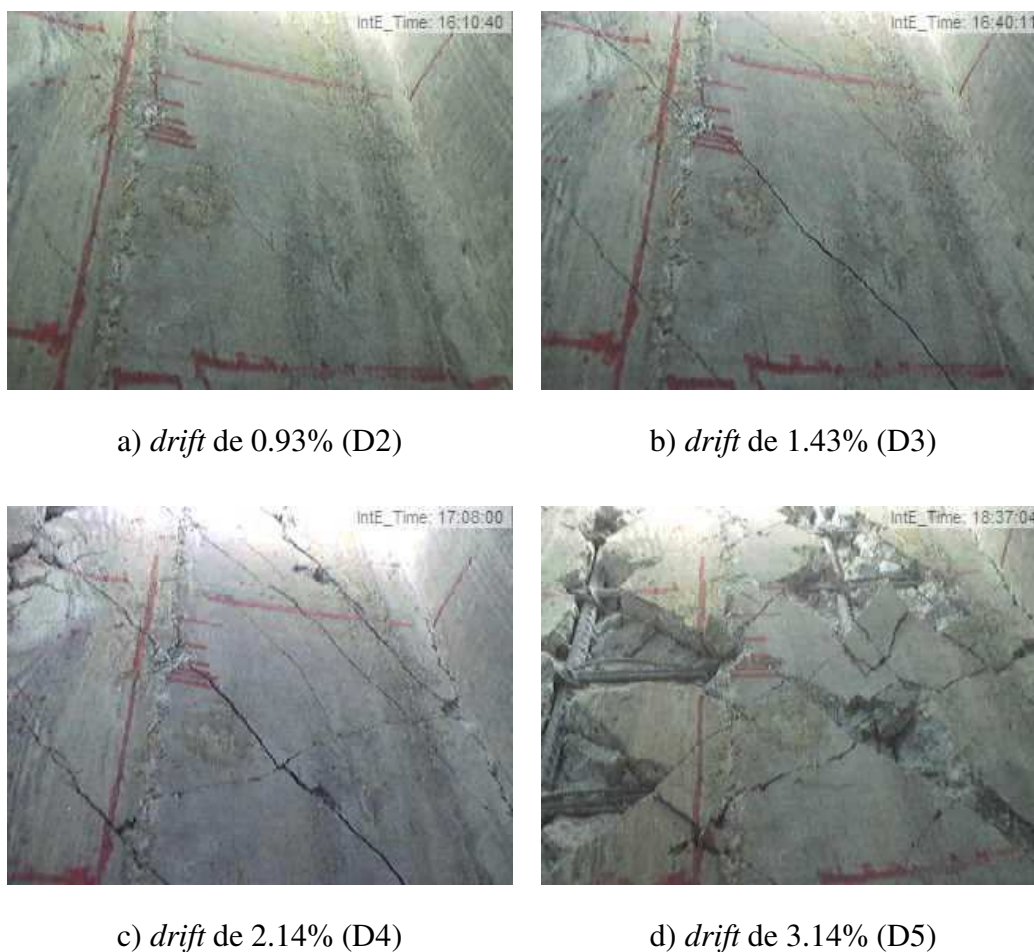


Figura 3.13: Danos nas faces interiores do pilar PO1-N6

O aumento da armadura transversal permitiu uma exploração da armadura de flexão, de modo a permitir ter uma força máxima igual ao valor limite previsto, para de tal forma se conseguir ter um melhor controlo da fendilhação, em relação ao pilar anterior e para níveis idênticos de deslocamentos impostos, e ainda atingir um maior deslocamento de rotura, com a correspondente melhoria da ductilidade, embora esta não seja muito significativa.

A figura 3.14 demonstra o gráfico da força-deslocamento deste pilar, onde podemos observar que a rotura se deve a um comportamento de corte, porém com uma pequena contribuição da componente de flexão.

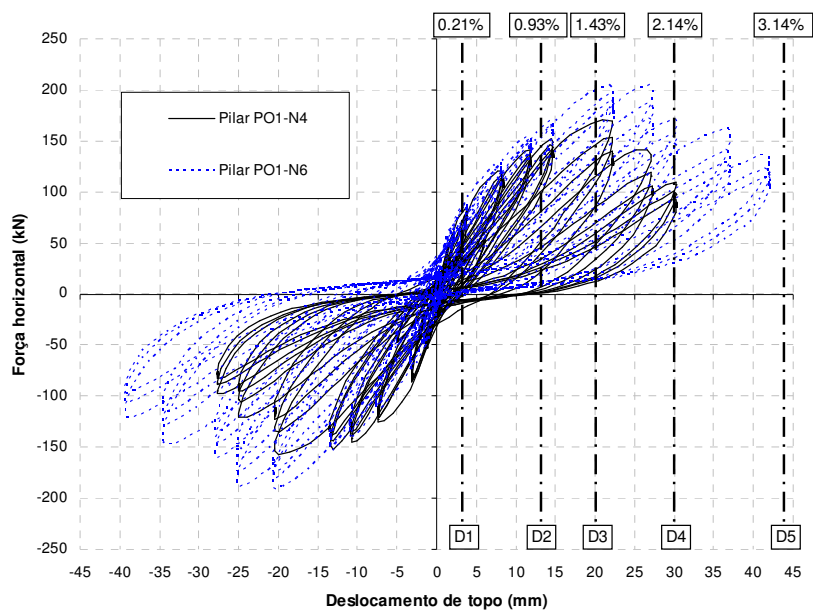


Figura 3.14: Gráfico Força-Deslocamento do pilar PO1-N6

3.1.1.6. Evolução dos danos nos pilares quadrados (PO1)

A tabela 3.1 refere resumidamente, as estimativas de capacidade à flexão (força de cedência e força última) e ao corte (respetivamente para ductilidade 2 e 8), e também os valores resultantes dos ensaios experimentais.

Tabela 3.1: Resumo dos pilares quadrados

| Pilar | Cap. Flexão Numérica (kN) | Cap. Corte Numérica (kN) | Força max. Experimental (kN) | Desloc. rotura Experimental (mm) | Modo de rotura |
|--------|---------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------------------------|----------------|
| PO1-N2 | 155/180 | 170/105 | 130 | 33 | Flexão/Corte |
| PO1-N3 | 155/180 | 170/105 | 130 | 33 | Flexão/Corte |
| PO1-N4 | 185/215 | 170/105 | 170 | 25 | Corte |
| PO1-N5 | 185/215 | 170/105 | 170 | 25 | Corte |
| PO1-N6 | 185/215 | 220/160 | 210 | 30 | Corte |

A definição para deslocamento de rotura corresponde ao instante em que o valor da força horizontal aplicada ao pilar atinge 80% da força máxima. O valor da força máxima relativa aos dois primeiros ensaios (pilares PO1-N2 e PO1-N3), ficou aquém da capacidade de flexão estimada para o início de cedência da armadura longitudinal, porém obteve um deslocamento máximo consideravelmente bom, demonstrando uma boa ductilidade. A força máxima atingida se encontra em um intervalo de variação de valores

estimados para a capacidade de corte, devido a este fator o mecanismo presente é considerado de rotura misto, ou seja, flexão/corte.

Os pilares de terceira série (PO1-N4, PO1-N5 e PO1-N6), obtiveram com os ensaios uma capacidade de corte inferiores aos estimados para a capacidade de flexão, obtendo em grande parte destes ensaios, um valor de força máxima próximo da capacidade resistente de corte, devido a isto conclui-se que a rotura é obtida por corte. A figura 3.15 e a tabela 3.2 demonstra a evolução dos danos em cada pilar quadrado ensaiado, onde wk representa a abertura de fendas.

Tabela 3.2: Evolução dos danos em função do drift PO1

| Dano observado | PO1-N2 | | PO1-N3 | | PO1-N4 | | PO1-N5 | | PO1-N6 | |
|----------------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| | Desl. topo (mm) | Drift (%) | Desl. topo (mm) | Drift (%) | Desl. topo (mm) | Drift (%) | Desl. topo (mm) | Drift (%) | Desl. topo (mm) | Drift (%) |
| Início | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Início fissuração | 5 | 0,36 | 5 | 0,36 | 5 | 0,36 | 5 | 0,36 | 5 | 0,36 |
| Fissuração | 10 | 0,71 | 10 | 0,71 | 10 | 0,71 | 10 | 0,71 | 25 | 1,79 |
| Fendas pequenas | - | - | 25 | 1,79 | 14 | 1,00 | 14 | 1,00 | 30 | 2,14 |
| Fendas médias | - | - | 25 | 1,79 | 17 | 1,21 | 17 | 1,21 | 30 | 2,14 |
| Fendas grandes | - | - | - | - | - | - | 25 | 1,79 | - | - |
| Esmagamento do betão | 33 | 2,36 | 33 | 2,36 | 33 | 2,36 | 33 | 2,36 | 45 | 3,21 |

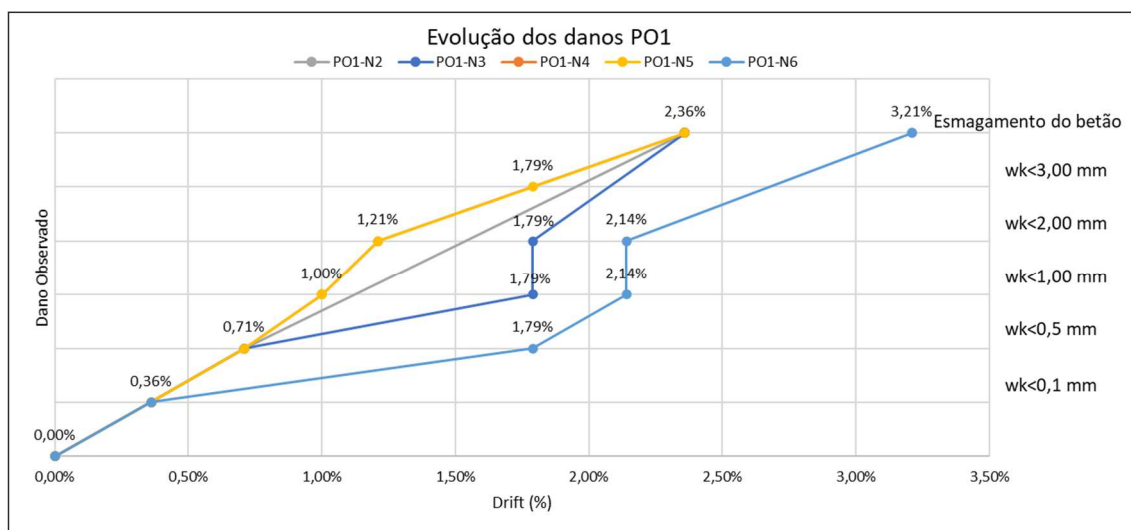


Figura 3.15: Evolução dos danos PO1

Os danos nos pilares ensaiados podem ser relacionados com o nível de *drift*, através dessa relação podemos concluir, que os danos são influenciados pela quantidade de armadura transversal, confirmando assim a rotura por efeito de corte. Este fato tornou-se mais claro, depois do ensaio do pilar PO1-N6, que possui o dobro da armadura transversal, aumentando por consequência a sua ductilidade, neste pilar o esmagamento do betão ocorre quando o deslocamento do topo atinge os 45 mm, enquanto que nos outros pilares quadrados ensaiados, o esmagamento ocorre quando se atinge um deslocamento do topo de 33 mm, concluindo que essa diferença no *drift* indica que com a duplicação da armadura transversal, a ductilidade do pilar aumenta em cerca de 27%.

Uma análise mais detalhada dos danos, indica que todos os pilares apresentam uma abertura de fendas maior do que 0.1 mm, no mesmo deslocamento de topo do pilar, cerca de 5 mm, ou seja, um *drift* de 0.36%. Em todos os pilares é diferente o momento em que ocorre o esmagamento do betão, o pilar cujo esmagamento ocorre mais precocemente é o pilar PO1-N6, este dano ocorre quando as fendas ainda são muito pequenas, atingindo uma abertura menor que 2 mm. Existem pilares que possuem uma componente de flexão muito significativa, estes são os PO1-N2 e PO1-N3, devido ao fato de no final do ensaio ser verificada a encurvadura/ rotura dos varões da armadura longitudinal, estes pilares também possuem uma abertura de fendas muito reduzida, que comprova o 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 das fendas. O tipo de detalhamento da armadura transversal não influencia na evolução dos danos, este fato comprova-se, devido ao pilar PO1-N5 ter uma disposição de armaduras diferente, do tipo EC8, e a evolução de danos deste pilar é idêntica a dos restantes pilares, excluindo evidentemente o PO1-N6, devido à quantidade de armadura transversal. A figura 3.16 representa a encurvadura dos varões no pilar PO1-N2, e a figura 3.17 demonstra alguns dos danos evidenciados nos outros pilares quadrados ensaiados.



Figura 3.16: Encurvadura dos varões PO1-N2



Figura 3.17: Danos observados nos ensaios dos pilares PO1

3.1.2. Pilares de secção retangular

3.1.2.1. Pilar PO2-N2

Este pilar possui as mesmas características do pilar PO1-N2, alterando apenas a sua geometria, o que difere um pouco o comportamento dos pilares. As paredes com maiores concentrações de danos, são as laterais, Este e Oeste, onde se observa o esmagamento e destaque do betão de recobrimento em quase toda a altura do pilar. A degradação das faces, Este e Oeste, deve-se aos elevados danos de corte, que aconteceu devido à reduzida quantidade de armadura transversal, tendo como a maior consequência, uma baixa eficiência. Os danos observados nas faces Sul e Norte são mais moderados, observando-se uma distribuição de fendas regular, com cerca de 7.5 cm de espaçamento entre cada uma, sendo estas praticamente horizontais, ganhando alguma inclinação nas zonas perto das extremidades. A inclinação das fendas é originada devido a existência do efeito de influência do corte, mais conhecido por “*shear lag effect*”. A figura 3.18 demonstra os danos no pilar, no final do ensaio. A figura 3.19 mostra o gráfico de Topo Deslocamento do Topo PO2-N2, que demonstra que a rotura se deve a um comportamento de corte.

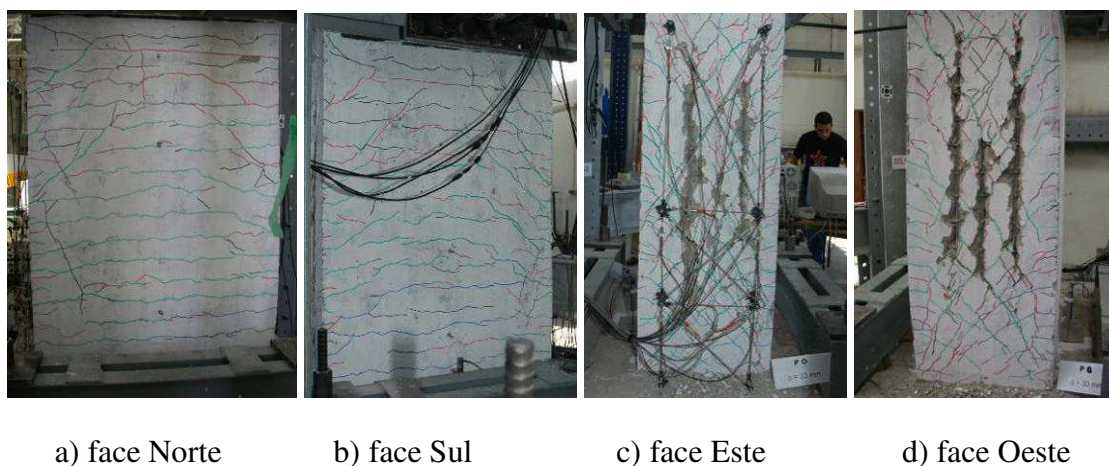


Figura 3.18: Danos do pilar PO2-N2 no final do ensaio

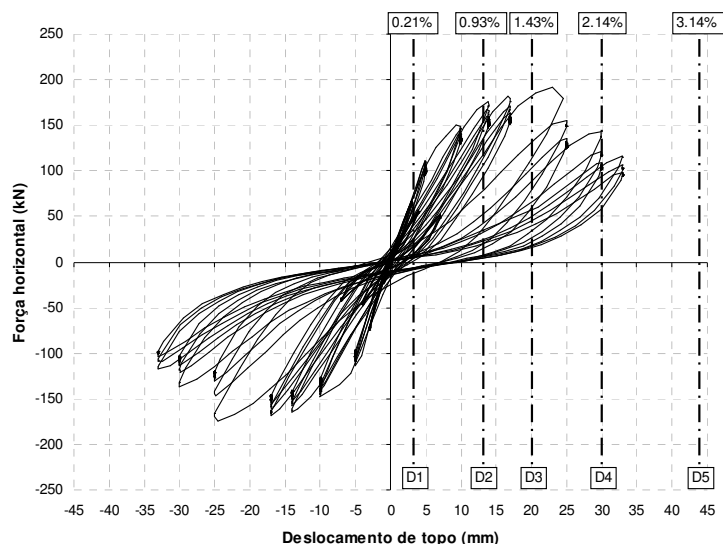
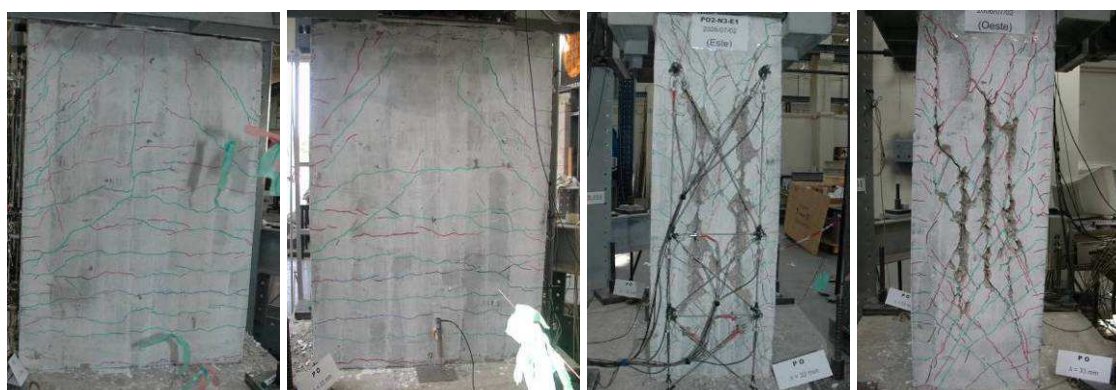


Figura 3.19: Gráfico Força-Deslocamento pilar PO2-N2

3.1.2.2. Pilar PO2-N3

Este pilar tem características muito semelhantes com às do pilar PO2-N2 e características idênticas às dos pilares PO1-N3 e PO1-N2, alterando a geometria e o nível de esforço axial aplicado. Enquanto que no pilar PO2-N2 foi aplicado um esforço de 250 kN, no pilar PO2-N3 foi aplicado um esforço axial de 440 kN, permitindo assim verificar qual a influencia do nível do esforço axial na resposta cíclica, sendo este pilar o único a ter este nível de esforço axial.

A distribuição da fendilhação e o destacamento do betão são muito idênticas ao observado no pilar PO2-N2, porém os danos neste pilar são reduzidos, quando comparado com o pilar anterior. É visível a armadura nas faces laterais, devido ao um elevado destaque do betão de recobrimento. Este pilar apresenta uma rigidez inicial e uma força máxima cerca de 15% maior em comparação com o pilar anteriormente ensaiado (PO2-N2), este aumento deve-se ao aumento do nível de esforço axial. Além do aumento referido anteriormente, é possível concluir que a capacidade ao corte aumento de 170 kN para 200 kN, com o aumento do nível de esforço axial. A figura 3.20 mostra os danos do pilar no final do ensaio. O gráfico da força de Topo-Deslocamento do Topo PO2-N3, representado na figura 3.21, demonstra que a rotura se deve a um comportamento de corte.



a) face Norte b) face Sul c) face Este d) face Oeste

Figura 3.20: Danos no pilar PO2-N3 no final do ensaio

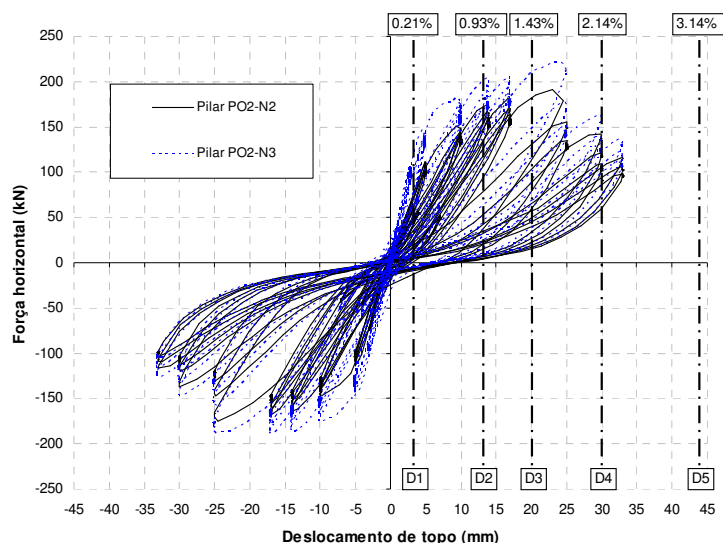


Figura 3.21: Gráfico Força-Deslocamento PO2-N3

3.1.2.3. Pilar PO2-N4

Este pilar pertence a terceira série de betonagem. A diferença deste pilar para os outros anteriormente ensaiados (PO2-N2 e PO2-N3) são as armaduras longitudinais, este pilar possui armaduras da classe A500 e uma classe de betão diferente. As fendas observadas neste pilar estão mais concentradas na base do pilar para os ciclos iniciais, ou seja, quando atinge um *drift* de 0.21%, as fendas ainda se encontram inclinadas nas almas, enquanto que nos banzos são horizontais e afastadas cerca de 7.5 cm (espaçamento dos estribos). Ao acontecer a evolução ensaio, as fendas estendem-se ao longo de toda a altura do pilar e a inclinação nas almas aproxima-se dos 45°. As fendas atingem uma abertura de 1.2 mm na face Oeste e 1.5 mm na face este, quando o *drift* atinge 0.93%. Neste ponto do ensaio as faces Norte e Sul, ainda se encontram com danos pouco significativos, tendo fendas de 0.3 mm. Os danos observados indicam que as deformações estão associadas ao corte. Quando o deslocamento no topo ronda os 20 mm, é possível observar o aumento das fendas anteriores e o aparecimento de novas fendas, nesta fase pode-se observar algum destacamento do betão de recobrimento. No final do ensaio, quando o deslocamento de topo atinge os 30 mm, os danos são mais acentuados, provocando o destacamento do betão de recobrimento em toda a altura do pilar nas faces laterais, sendo possível ver 3 linhas verticais de destacamento, estas ocorrem devido aos mecanismos de abertura e fecho de fendas de corte. Apesar dos danos observados no final do ensaio serem muito consideráveis, se formos observar o volume de betão destacado com o pilar PO1-N4, este pilar possui um volume de betão destacado menor. Devido a insuficiente armadura transversal, observa-se como esperado, danos muito relevantes associados ao corte. As faces Norte e Sul sofreram danos menores, tendo a ocorrência de fendas em sua grande maioria horizontais, apresentando, no entanto, uma inclinação nas extremidades, que aumenta ao longo da altura do pilar, devido ao efeito “*shear lag effect*”, que ocorre para

um razão largura/altura (2:1) da secção. A figura 3.22 demonstra os danos no final do ensaio. A figura 3.23 mostra a evolução da percentagem de deformação por corte e flexão do pilar. A figura 3.24 mostra o gráfico de Topo Deslocamento do Topo PO2-N2, que demonstra que a rotura se deve a um comportamento de corte.



a) face Norte

b) face Sul

c) face Este

d) face Oeste

Figura 3.22: Danos no pilar PO2-N4 no final do ensaio

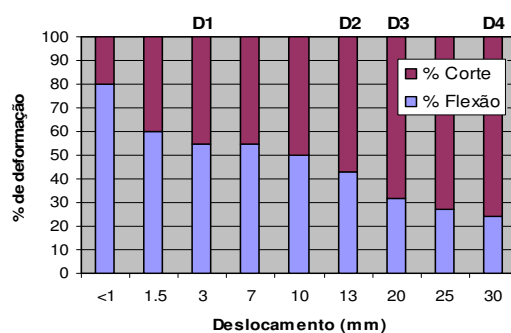


Figura 3.23: Comparação entre as componentes de deformação PO2-N4

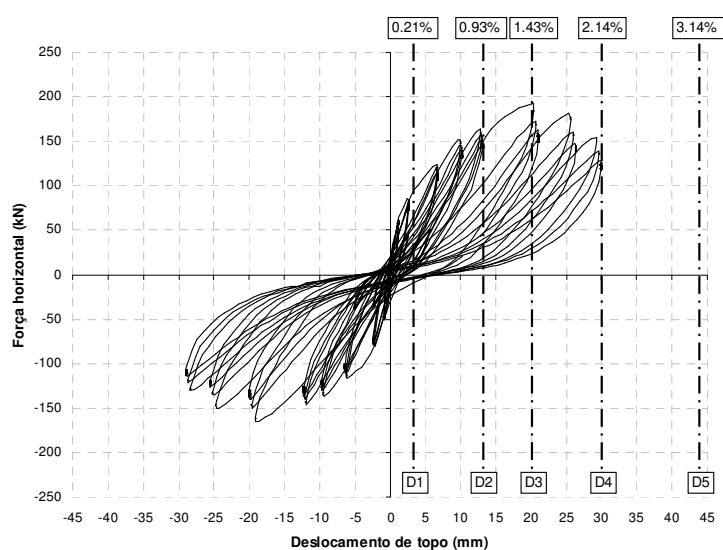


Figura 3.24: Gráfico Força-Deslocamento PO2-N4

3.1.2.4. Pilar PO2-N5

Este pilar possui características semelhantes ao pilar anterior, diferindo apenas o detalhe da solução dos estribos, sendo utilizado estribos do tipo EC8. Os danos mais relevantes foram observados tal como nos pilares anteriores, nas faces, Este e Oeste, ocorrendo o mesmo com a evolução de danos. Nas faces laterais observam-se fendas, com uma inclinação a rondar os 45° e com destacamento do betão de recobrimento, enquanto nas faces Norte e Sul ocorrem fendas horizontais afastadas de 7.5 cm, com tendência a inclinar quanto mais próximas das extremidades.

Ao ser atingido um *drift* de 0.21%, aparecem as primeiras fendas no betão, sendo estas ainda ligeiras, horizontais as nas faces do carregamento e ligeiramente inclinada nas faces perpendiculares. As fendas vão aumentando conforme a evolução do ensaio, tendo uma abertura de 0.5 mm, quando se atinge um deslocamento do topo de pilar de 10 mm. As faces laterais atingem fendas mais relevantes, quando se atinge um *drift* de 0.93%, a face oeste observa-se as fendas mais graves espessas, com aberturas de cerca de 1.5 mm, enquanto que a maior fenda observada na face este possui uma abertura de 1.35 mm. Nesta fase do ensaio, os banzos ainda possuem fendas pouco significantes, tendo aberturas inferiores a 0.3 mm. O destacamento do betão de recobrimento inicia-se quando o topo do pilar é sujeito a um deslocamento de 20 mm, sendo possível observar também o agravamento das fendas já existentes e o aparecimento de novas. Com um *drift* de 1.43%, observa-se o aparecimento de duas linhas praticamente verticais, correspondentes ao limite do laço central dos estribos nas almas. A rotura é atingida quando o deslocamento do topo de 30 mm, sendo visível as duas linhas praticamente verticais nas faces laterais e um elevado número de fendas, tendo as maiores uma abertura a rondar os 1.5 mm. A pormenorização dos estribos é responsável pelo aparecimento das duas linhas praticamente verticais, devido aos laços de estribos adicionais, na zona central das almas, que conferem uma maior resistência nesta zona, e também fornece uma elevada fragilidade nas linhas de transição para as zonas com menos armadura transversal, que gera a descontinuidade geométrica onde se concentram os danos, reduzindo assim a contribuição dos banzos. Os danos ocorridos neste pilar estão associados ao efeito de corte, tendo gerado uma grande degradação do betão, devido à reduzida quantidade de armadura transversal. As faces Norte e Sul, verificam-se fendas predominantemente horizontais e algumas inclinadas, devido ao efeito do “*shear lag effect*”.

O ensaio serve para concluir que este pilar possui uma maior rigidez inicial e força máxima superior, comparadas com os pilares anteriores, este aumento ocorre pelo fato de existir uma duplicação de estribos numa zona central das almas, conferindo uma maior rigidez enquanto a fendilhação é reduzida. A figura 3.25 demonstra os danos do pilar no final do ensaio.

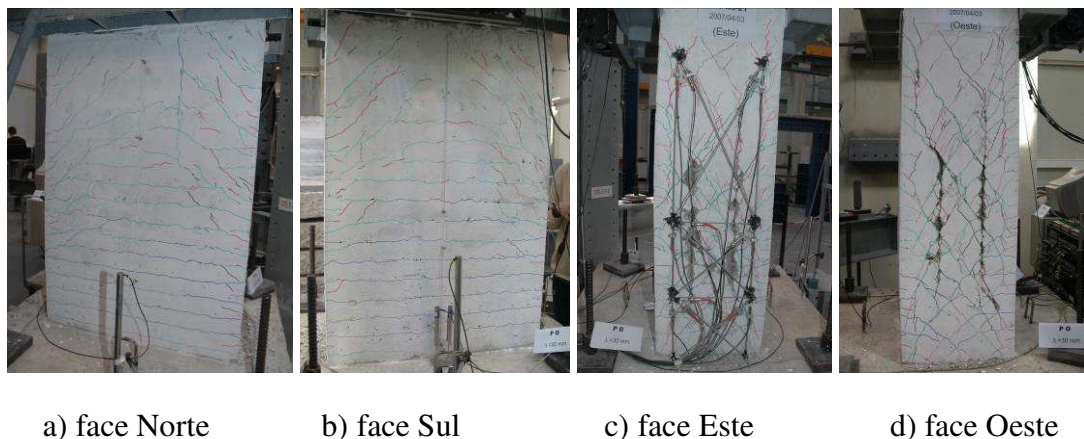


Figura 3.25: Dano do pilar PO2-N5 no final do ensaio

Os danos observados nas faces interiores, ocorrem de forma idêntica é idêntica tanto nas faces interiores como exteriores. Quando o ensaio atinge um *drift* de 0.93%, é possível observar danos ligeiros, como o começo do aparecimento das fendas. Quando o ensaio atinge o *drift* final, ou seja, 2.14%, pode-se observar um agravamento das fendas, sendo possível verificar também o destacamento do betão. A figura 3.26 ilustra os danos na face Oeste, entre os 10 cm e os 40 cm, a partir da base. A figura 3.27 demonstra os danos na face Este, entre os 30 cm e os 60 cm.

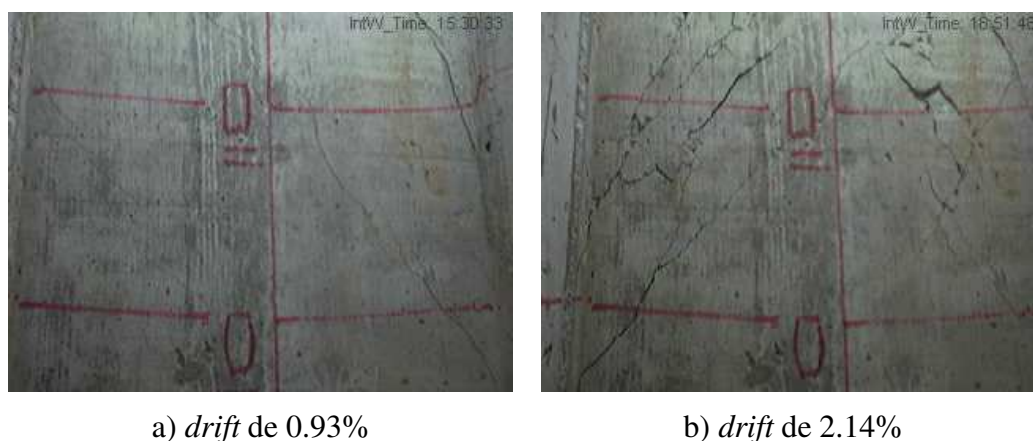


Figura 3.26: Danos na face interior Oeste do pilar PO2-N5

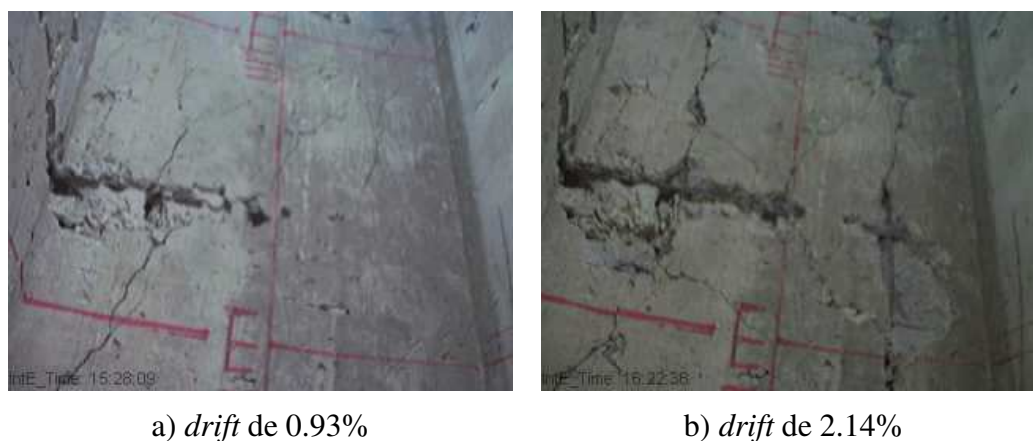


Figura 3.27: Danos na face interior Este do pilar PO2-N5

Após uma análise em relação a inclinação das fendas na face interior das almas, podemos fazer uma comparação com o pilar PO2-N4, onde se conclui que neste pilar as primeiras fendas registadas são mais inclinadas do que o pilar anteriormente ensaiado, apresentando em algumas zonas um desenvolvimento quase vertical, o que pode estar relacionado com o detalhe da armadura transversal das almas, existindo uma zona menos fissurada 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 3.28 representa a evolução das componentes de deformação por corte e por flexão dos pilares PO2-N4 e PO2-N5, neste último a componente de deformação por corte é ligeiramente menor do que o pilar PO2-N4. Analisando o gráfico Força de topo-Deslocamento do Topo PO2-N5, representado na figura 3.29, pode-se concluir que a rotura se deve a um comportamento de corte.

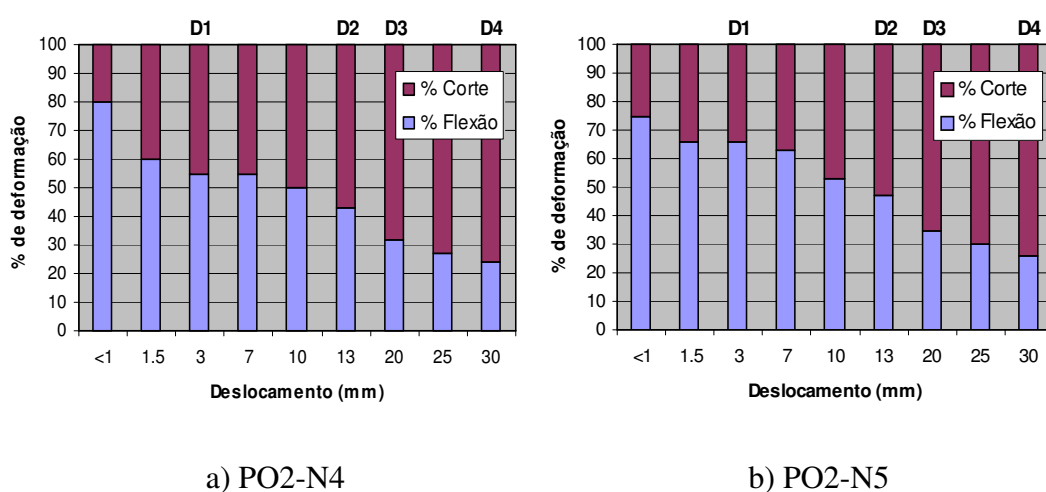


Figura 3.28: Evolução das componentes de deformação por corte e por flexão (PO2-N4 e PO2-N5)

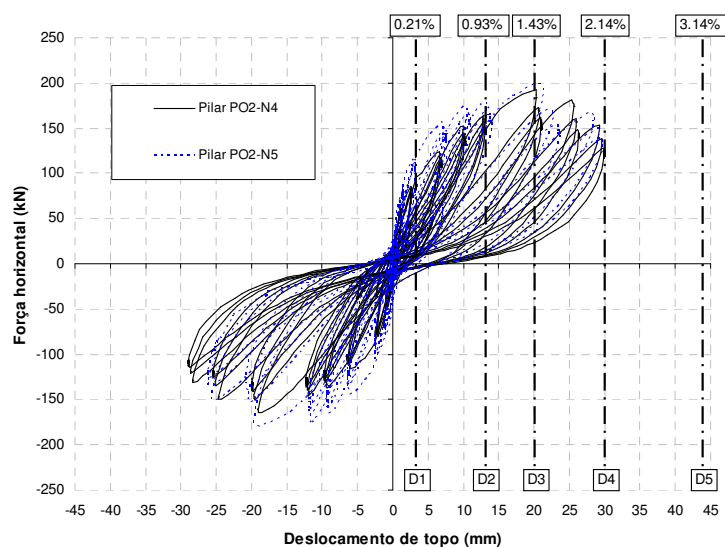


Figura 3.29: Gráfico Força-Deslocamento PO2-N5

3.1.2.5. Pilar PO2-N6

O pilar PO2-N6 é semelhante aos pilares ensaiados anteriormente, porém possui o dobro da armadura transversal, tal como observado nos pilares anteriores, as zonas mais afetadas pelos danos neste pilar foram as faces laterais, Este e Oeste. No início do ensaio, quando ocorre um *drift* de 0.21%, observa-se aberturas de fendas muito concentrada na base do pilar, mais precisamente no seu terço inferior, nesta altura do ensaio, o pilar é mais atingido pela componente de flexão, o que conduz a fissurações de pequena inclinação, praticamente horizontal, e bastante concentrada na base. Ao decorrer do ensaio, quando se atinge um *drift* de 0.5%, as fendas passam a se desenvolver em praticamente toda a altura do pilar, com inclinação de 45° nas faces laterais, com aberturas de fendas com cerca de 0.4 mm. As fendas atingem aberturas de cerca de 0.8 mm, quando o ensaio atinge um *drift* de 0.93%, as fendas neste momento é praticamente metade das verificadas neste mesmo instante no pilar PO2-N4, podendo concluir assim, que a deformação por corte se encontra mais controlada neste ensaio, devido ao fato de existir uma área de armadura transversal duas vezes maior com a disposição de estribos tipo EC8. Apesar da deformação por corte estar mais controlada, esta continua a ser mais importante do que a deformação por flexão, observando pouco significativos nas faces Norte e Sul, com fendas bem distribuídas e uma abertura de fendas inferior a 0.3 mm. O deslocamento do topo do pilar atinge 20 mm, quando ocorre um *drift* de 1.43%, neste ponto do ensaio podemos verificar um agravamento das fendas anteriores, com aberturas de fendas de 1.5 mm, porém ainda não é possível verificar o destacamento do betão de recobrimento. No final do ensaio, quando se atinge um *drift* de 3.14%, os danos apresentam-se mais severos, nesta fase já se pode verificar o destacamento do betão de recobrimento ao longo de toda altura do pilar, este dano está associado com a insuficiente capacidade resistente conferida pela armadura transversal, evidenciando assim o efeito de corte. Nas faces Norte e Sul, foram observadas no final do ensaio fendas bastantes distribuídas e com uma inclinação próxima da zona de aplicação das cargas. A figura 3.30 demonstra a evolução dos danos no decorrer do ensaio e a figura 3.31 demonstra os danos no final do ensaio, quando atingido um *drift* de 3.14%.



a) *drift* de 0.21% (b) *drift* de 0.5% (c) *drift* de 0.93% (d) *drift* de 1.43%

Figura 3.30: Evolução dos danos no pilar PO2-N6



a) face Norte

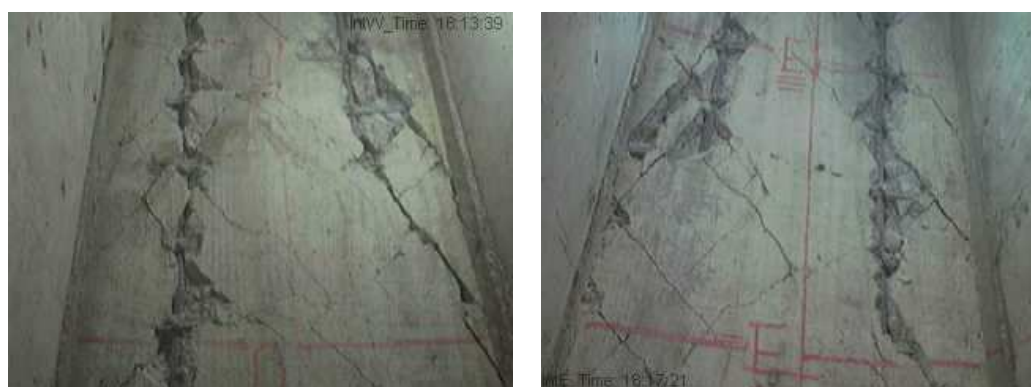
b) face Sul

c) face Este

d) face Oeste

Figura 3.31: Danos no pilar PO2-N6 para deslocamento último D5 (drift de 3.14%)

A fendilhação no interior da face Oeste, correspondente a uma zona entre cerca de 30 cm e 60 cm a partir da base, apresentam fendas nas faces interiores das almas com inclinação de aproximadamente 45° , estes danos são idênticos ao descrito anteriormente para as faces exteriores, e na parte final do ensaio, um ângulo com a horizontal bastante superior. Os danos no final do ensaio são mais concentrados, desenvolvendo-se praticamente em duas linhas verticais, correspondentes aos dois varões verticais que delimitam o laço do estribo. Como no ensaio anterior, os laços de estribos conferem uma maior resistência a zona central das almas e, pelo contrário, uma elevada fragilidade nas linhas de transição para as zonas com menos armadura transversal, prevendo a rotura por separação dos banzos. A figura 3.32 demonstra o estado das faces interior no final do ensaio.



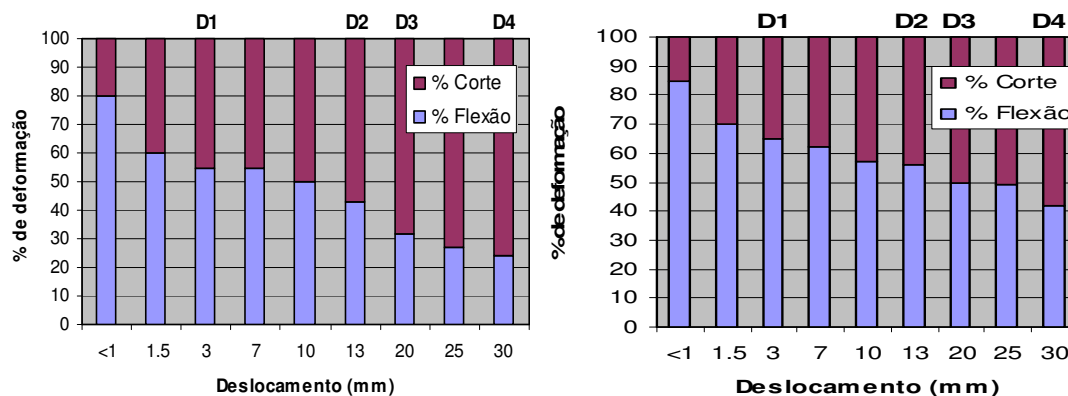
a) Oeste

b) Este

Figura 3.32: Danos nas faces interiores no final do ensaio

A componente de flexão nos primeiros ciclos dente pilar é muito idêntica à dos outros pilares ensaiados anteriormente (PO2-N4 e PO2-N5). Com base nos resultados, pode-se observar um mecanismo de rotura em corte, tanto neste pilar como nos anteriores, porém neste pilar verificou-se uma força máxima de 25% maior, tendo a componente de deformação por flexão o dobro de importância em comparação com os pilares anteriores. Com a duplicação da armadura transversal consegue-se uma melhoria significativa no comportamento cíclico do pilar, porém esta melhoria ainda não é suficiente para atingir o nível de força associado ao início de cedência dos varões longitudinais que seria cerca de 300 kN. A figura 3.33 demonstra a evolução das componentes de deformação por corte e por flexão para os pilares PO2-N4 e PO2-N6, nos quais são registadas uma maior

degradação associada ao corte. A figura 3.34 demonstra a evolução das deformações totais (T) e flexão (F) dos pilares PO2-N4 e PO2-N6. A figura 3.35 mostra o gráfico da Força de Topo-Deslocamento do topo do pilar PO2-N6, que através deste podemos concluir que a rotura se deve a um comportamento de corte.



a) PO2-N4

b) PO2-N6

Figura 3.33: Evolução das componentes de deformação por corte e por flexão (PO2-N4 e PO2-N6)

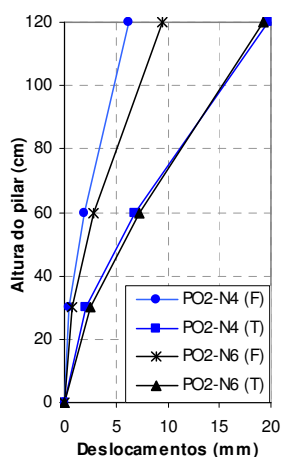


Figura 3.34: Comparação do perfil de deformação entre o pilar PO2-N4 e o PO2-N5

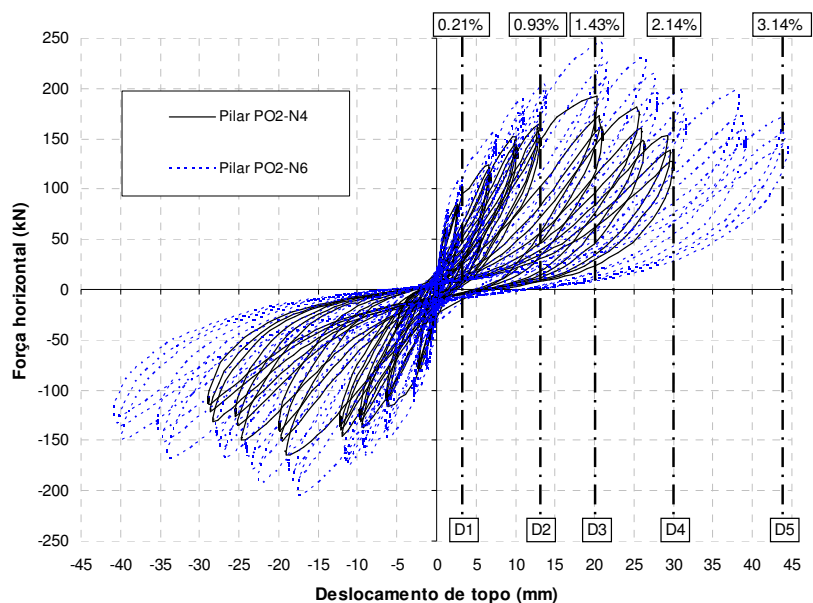


Figura 3.35: Gráfico Força-Deslocamento PO2-N6

3.1.2.6. Evolução dos danos nos pilares retangulares (PO2)

O quadro 3.3 representa as estimativas de capacidade à flexão (força de cedência e força última) e ao corte dos pilares retangulares, e também as conclusões resultantes dos ensaios, sendo, o deslocamento de rotura associado ao valor onde a força horizontal atinge 80% da força máxima.

Tabela 3.3: Resumo dos pilares retangulares

| Pilar | Cap. Flexão Numérica (kN) | Cap. Corte Numérica (kN) | Força max. Experimental (kN) | Desloc. rotura Experimental (mm) | Modo de rotura |
|--------|---------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------------------------|----------------|
| PO2-N2 | 230/265 | 170/105 | 190 | 25 | Corte |
| PO2-N3 | 255/290 | 200/135 | 220 | 25 | Corte |
| PO2-N4 | 280/320 | 170/105 | 190 | 30 | Corte |
| PO2-N5 | 280/320 | 170/105 | 200 | 30 | Corte |
| PO2-N6 | 280/320 | 220/160 | 250 | 40 | Corte |

A capacidade resistente ao corte de todos os pilares retangulares é inferior aos valores estimados para a capacidade de flexão. Em alguns pontos o valor da força máxima foi ligeiramente superior ao estimado, porém na maior parte do ensaio estes valores atingidos ficam próximos ao previsto numericamente para a capacidade resistente de corte.

A figura 3.36 e a tabela 3.4 demonstra a evolução dos danos em cada pilar quadrado ensaiado, onde w_k representa a abertura de fendas.

Tabela 3.4: Evolução dos danos em função do drift PO2

| Dano observado | PO2-N2 | | PO2-N3 | | PO2-N4 | | PO2-N5 | | PO2-N6 | |
|----------------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| | Desl. topo (mm) | Drift (%) | Desl. topo (mm) | Drift (%) | Desl. topo (mm) | Drift (%) | Desl. topo (mm) | Drift (%) | Desl. topo (mm) | Drift (%) |
| Início | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| início fissuração | 5 | 0,36 | 5 | 0,36 | 5 | 0,36 | 5 | 0,36 | 5 | 0,36 |
| Fissuração | - | - | - | - | 10 | 0,71 | 10 | 0,71 | 10 | 0,71 |
| Fendas pequenas | - | - | 10 | 0,71 | - | - | - | - | 14 | 1,00 |
| Fendas médias | - | - | 14 | 1,00 | 14 | 1,00 | 14 | 1,00 | 25 | 1,79 |
| Fendas grandes | 17 | 1,21 | 17 | 1,21 | - | - | - | - | - | - |
| Esmagamento do betão | 33 | 2,36 | 33 | 2,36 | 33 | 2,36 | 30 | 2,14 | 45 | 3,21 |

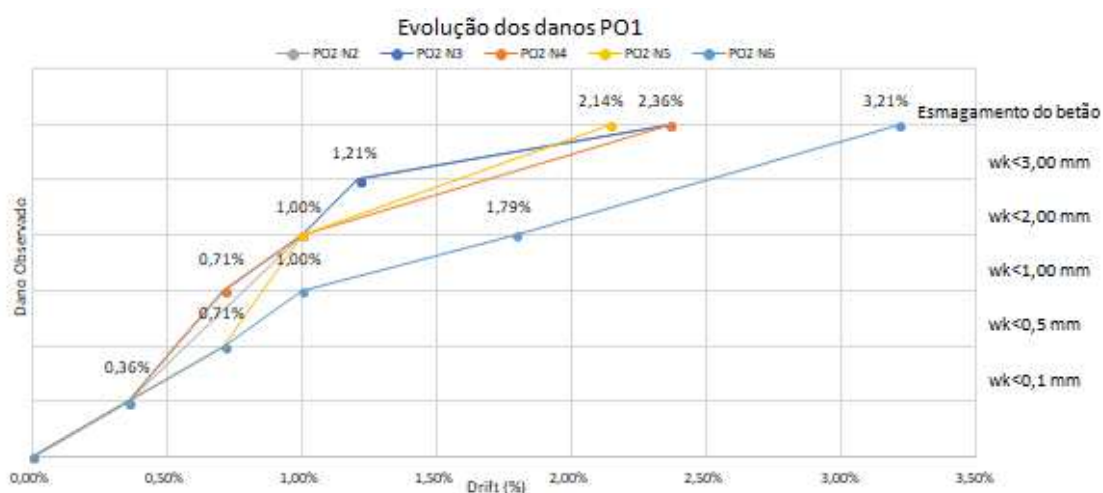


Figura 3.36: Evolução dos danos PO2

A evolução dos danos dos pilares retangulares é muito idêntica a evolução dos danos nos pilares quadrados. Verificando também que a quantidade de armadura transversal, tem uma grande importância no comportamento dos pilares. O esmagamento do betão acontece quando se atinge um *drift* de 2.36%, igual ao ocorrido nos pilares quadrados, porém no pilar que possui o dobro de armadura transversal, ou seja, o pilar PO2-N6, o esmagamento ocorre quando é atingido um *drift* de 3.21%, isso significa um aumento da ductilidade de 24,5%.

Após uma análise detalhada, conclui-se que todos os pilares apresentam uma abertura de fendas mais do que 0.1 mm, quando o deslocamento do topo atinge um *drift* de 0.36%. A evolução dos danos até ser atingido o esmagamento do betão, ocorre de maneira diferente em cada pilar retangular ensaiado. O pilar PO2-N6 é o mais rígido, por possuir o dobro de armadura transversal, o pilar PO2-N5 também considerado bastante rígido, o comportamento dos danos nestes dois pilares, mantem-se idênticos para os primeiros ciclos, porém a partir de um certo nível de dano, a evolução dos danos no pilar PO2-N5 é mais rápida. Os pilares PO2-N2 e PO2-N3 apresentam fissuras bem grandes antes de atingir o esmagamento do betão. A figura 3.37 mostra os diferentes danos sofridos pelos pilares retangulares durante o ensaio.

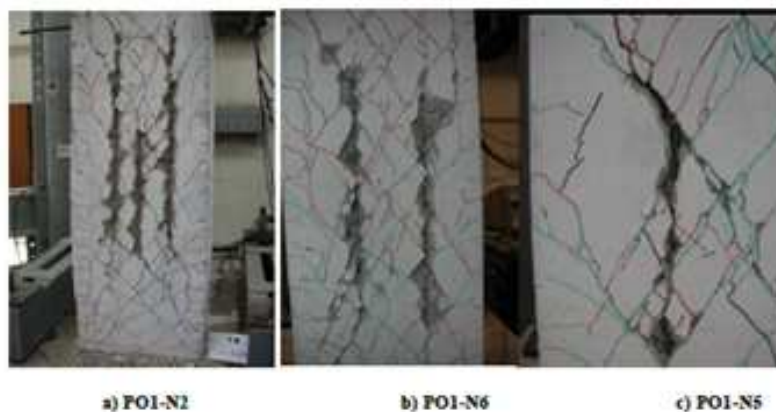


Figura 3.37: Danos observados nos ensaios dos pilares PO2

3.1.3. Resumo dos danos nos pilares ensaiados

Os danos nos pilares ensaiados podem ser agrupados pelo tamanho das suas aberturas de fendas, tal como representado na tabela 3.5, que mostra os 5 diferentes patamares de espessura de fissuras.

Tabela 3.5: Tamanho da abertura de fendas

| Estado das fendas | Abertura de fendas (mm) |
|--------------------------|--------------------------------|
| início da fendilhação | Até 0.1 mm |
| Fissuras | 0.1 mm a 0.5 mm |
| Fendas pequenas | 0.5 mm a 1 mm |
| Fendas médias | 1 mm a 2 mm |
| Fendas grandes | 2 mm a 3 mm |

Nos ensaios realizados poucas foram as fendas que atingiram aberturas superiores a 3 mm.

O carregamento cíclico do pilar tem como consequência a deterioração do betão, sendo esta a principal causa para a existência dos diferentes tipos de fendas. A deterioração do betão resulta no esmagamento do betão, e por consequência destacamento da camada de recobrimento do mesmo. Este tipo de dano foi verificado durante o ensaio, porém também podem ser observados dois danos teóricos, tal como a rotura convencional e o valor da capacidade de corte. A metodologia proposta por (Priestley, Seible, & Calvi, 1996), que refere o modelo de corte UCSD (Kowalsky & Priestley, 2000), ajudou a calcular o valor da rotura convencional, que é cerca de 80 % da carga horizontal máxima aplicada, onde a resistência ao corte V_d foi estimada pela equação 3.1.

$$V_d = V_c + V_s + V_p \quad (3.1)$$

Onde V_c corresponde à força de corte devido à resistência do betão, V_s é a força de corte devido à resistência da armadura transversal e V_p , é a força de corte devido ao esforço axial.

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

$$V_s = \frac{AvfyD'}{s} \times \cot\theta \quad (3.3)$$

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

Onde:

k – Valor dependente da ductilidade em deslocamento do pilar;

f'c – Valor da tensão máxima de compressão do betão não confinado;

Ag – Área de secção transversal resistente ao corte;

Ay – Área total de armadura transversal para um nível de estribos;

fy – Tensão de cedência da armadura transversal;

D' – 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 do esforço axial aplicado ao pilar;

L – Altura livre;

No presente trabalho a altura livre corresponde a 1.40 m. É utilizado dois valores de ductilidade, para a determinação do valor da capacidade de corte teórico. Utiliza-se um valor de ductilidade de 2 para os deslocamentos de topo de 0 mm e 20 mm, para os deslocamentos de topo de 60 mm a 90 mm utiliza-se o valor de ductilidade igual a 8, para o deslocamento de topo de 30 mm, 40 mm e 50 mm utiliza-se uma regra de progressão linear entre os pontos, desprezando neste cálculo a parcela do esforço axial.

3.2. Definição dos estados limites de danos sísmicos

Existem dois tipos de definição para os estados limite de danos sísmicos (ELDS), um é através da avaliação do dano do pilar e outro em função da sua operacionalidade estrutural. A “performance” estrutural associada a um estado de dano pode ser demonstrada na figura 3.38 que foi retirada de (Ghobarah, s.d).

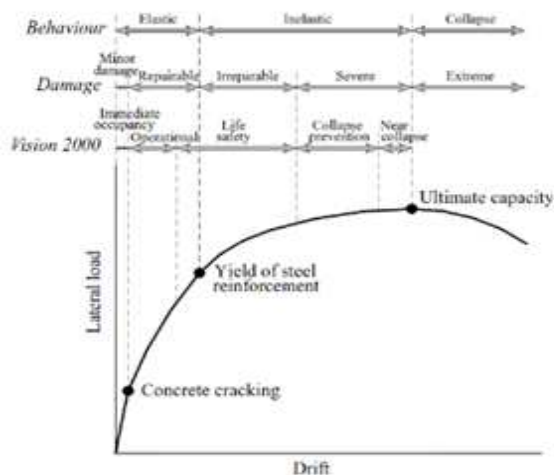


Figura 3.38: Representação dos estados de danos num gráfico Drift-Carga Lateral

3.2.1. Primeiro tipo de definição dos Estados Limite de Danos sísmicos

A primeiro tipo de ELDS, pode ser dividido através de cinco metodologias alternativas, a primeira é proposta pelo FEMA (Federal Emergency Management Agency), sendo publica no (FEMA356 2000). Este documento publicado, propõe quatro níveis de danos, dano muito ligeiro, dano ligeiro, dano moderado e o severo. A tabela 3.6 define cada um dos níveis de danos proposto pelo FEMA.

Tabela 3.6: Definição dos ELDS segundo 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 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 são muito residuais. Os elementos já têm um grande <i>drift</i> permanente. O sistema estrutura está perto do colapso. |

A FEMA, também publicou uma segunda metodologia, porém desta vez a publicação foi feita do Hazus (FEMA, 2003), definindo assim estados de danos com definições mais exaustivas, sendo esta a metodologia da perda estimada, dividida em três categorias:

1. Edifício e instalações (edifícios em geral, instalações essenciais, instalações de alto risco de perda);

2. Sistemas de transporte (autoestradas, caminhos de ferro, aeroportos, autocarros, etc...);
3. Sistemas utilitários básico (redes de água, sistemas de gás natural, rede elétrica, infraestruturas de comunicação);

Após a divisão destas três categorias, procedeu-se a divisão de subcategorias, algumas delas citadas na primeira metodologia publicada pelo FEMA. A divisão das diferentes classes fez com que fosse necessário determinar o nível de dimensionamento sísmico a que a estrutura estará sujeita. Esta nova metodologia propõe no final quatro estados: ligeiro/minorado, moderado, severos e completo. Neste trabalho estamos a analisar os pilares ocos, que são habitualmente utilizados em pontes, sendo assim foi utilizada a definição de Hazus para as pontes do sistema autoestradas, indicadas na tabela 3.7.

Tabela 3.7: Definição dos ELDS segundo o Hazus

| Estado de dano | Definição |
|-------------------------------------|---|
| Dano ligeiro/minorados (ds2) | Os danos visíveis são fissuras ligeiras, destacamento do betão nos encontros, fissuras nos "shear keys" dos encontros destacamento ligeiros nos nós, pequeno destacamento nos pilares e pequenas fissuras no tabuleiro. |
| Dano moderado (ds3) | 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 "shear keys", as conexões podem ter "shear keys" fissurados ou parafusos dobrados, rotura dos tabuleiros sem apoio, grande desvio ou liquidação moderada nos encontros terminais. |
| Dano severo (ds4) | 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 "shear keys" nos encontros. |
| Dano Completo (ds5) | Colapso de alguns pilares, perda de suporte de algumas conexões (o que pode causar colapso por efeito de dominó), inclinação da superestrutura devido a rotura das fundações. |

Os pilares ocos não possuem *drifts* limite definidos, porém pode-se usar os *drifts* limite relativos a paredes de betão armado, que possui comportamento idêntico ao dos pilares ocos. Os valores limite de cada estado de dano sísmico foi definido no Hazus conformem representados na tabela 3.8 Os valores representados na tabela 3.9 demonstram os valores constantes no Hazus.

Tabela 3.8: 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 3.9: Valores limite do drift para cada estado

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

Calvi em 1999 definiu uma metodologia que contém quatro estados de danos:

1. Edifício não danificado: 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;
2. Danos ligeiros (elemento estrutural) e moderado (elemento não estrutural) (LS2): 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;
3. Danos significativos (elemento estrutural) e extensos (elemento não estrutural) LS3: A estrutura já necessita de reparação significativa. No entanto, ainda é variável reforçar e repará-la. O betão de recobrimento já começou a destacar-se e surgem fendas de flexão extensas. Ainda não é possível observar a rotura da armadura transversal e/ou encurvadura da armadura longitudinal. A zona da rótula plástica ainda não necessita de reparação. Em paredes de betão armado o fator ductilidade é de 3 ou 4;
4. Colapso (LS4): 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.

Além da proposta feita por Calvi em 1999, Park&Ang definiu uma outra metodologia, que ao longo do tempo tem sido a mais utilizada. Esta metodologia propõe 5 tipos de danos:

1. Dano ligeiro: Aquecimento de algumas fendas esporádicas;
2. Dano minorado: Pequenas fendas ao longo de todo o edifício, esmagamento parcial dos pilares;

3. Dano moderado: Aparecimento de fendas algo extensas e destacamento do betão nos elementos frágeis;
4. Dano severo: Destacamento do betão em grande escala e encurvadura da armadura;
5. Colapso: Colapso parcial ou total do edifício.

Os autores acima citados não tiveram em consideração o parâmetro estrutural *drift*, em vez disso, utilizaram o índice de dano, conhecido também como “*Damage Index*”. A tabela 3.10 demonstra os valores definidos para cada estado de danos.

Tabela 3.10: 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 |

O autor Hugo Rodrigues, (Rodrigues, et al., 2013) e (Rodrigues, 2012), determinou uma nova expressão de cálculo para o índice de dano, tendo por base a metodologia proposta por Park&Ang, porém este estudo apenas se aplica para pilares maciços com carregamento biaxial.

3.2.2. Segundo tipo de definição dos Estados Limite de Danos sísmicos

Para o segundo tipo de definição, é necessário determinar vários níveis de operacionalidade da estrutura, ao contrário das metodologias do primeiro tipo, que apenas se preocupavam em determinar os níveis de gravidade. Para este tipo de definição apenas foi encontrada três tipos de metodologias.

A primeira metodologia é proposta pela ATC (Applied Technology Council, ATC40, 1996), que propõe cinco tipos diferentes de níveis de performance estrutural:

1. 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). A tabela 3.11 descreve quatro dos cinco níveis, sendo apenas descrito a definição para os pilares. Os *drifts* limite existentes para cada nível, são representados na tabela 3.12 As definições e valores apresentados apenas se aplicam, em caso de estruturas que estão sujeitas a cargas laterais, como é o caso das ações sísmicas.

Tabela 3.11: Definição dos ELDS pelo ACT

| 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 3.12: Valores propostos 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*(Vi/Pi) | Sem limite |

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 .

2. A segunda metodologia foi proposta pelo FEMA, (FEMA 356, 2000), nesta foram propostos seis níveis de “performance” estrutural, estes foram já considerados anteriormente (ATC40, 1996). As definições desta metodologia dividem-se em dois grandes grupos: danos em elementos estruturais ou em elementos não estruturais e elemento/material da estrutura, que se dividem em estruturas primárias e secundárias. Neste trabalho é tido em conta apenas a definição dos elementos estruturais, de estruturas em betão armado e de paredes de betão armado. Na tabela 3.13 é descrita os níveis de performance estrutural de estruturas de betão armado e paredes de betão armado. A tabela 3.14 divide os diferentes drifts limite dos vários níveis. Neste trabalho apenas se define três dos seis níveis de “performance” estrutural.

Tabela 3.13: Definição dos níveis de performance estrutural segundo 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 | 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. | dúcteis. Destacamento minorado nos pilares não dúcteis. Fendas nos nós com aberturas <3.2 mm. |
| Ocupação imediata (S-1) | Algumas fendas muito ligeiras "hairline cracking". 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 varões longitudinais. Rotura perto das aberturas. Danos severos em elementos de fronteira. Rotura das vigas de acoplamento e desintegração virtual. | Quebra das paredes 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 extensivas; algum destacamento, mas geralmente o betão permanece no local. | Grandes fendas de corte de flexão. Deslizamento 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 3.14: 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) |
|----------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|--|
| Estrutura 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 |

3. A última proposta é feita pela SEAOC (Structural Engineers Association Of California), apresentada no documento intitulado Vision 2000, (SEAOC – Vision 2000, 1995). Os níveis de “performance” estrutural desta metodologia estão divididos em quatro níveis: operacionalidade total, operacionalidade, segurança de vidas humanas e colapso iminente, esta divisão esta representada na tabela 3.15, constando na tabela 3.16 os valores limites de drift de cada um dos níveis. A evolução dos esforços de corte em função do deslocamento lateral, incluindo

também cada um dos níveis de “performance” estrutural, está ilustrada na figura 3.39.

Tabela 3.15: 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 3.16: Valores limites dos drift para cada nível de operacionalidade segundo Vision 2000

| Nível de operacionalidade estrutural | Drift máximo permitido (%) | Drift 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 |

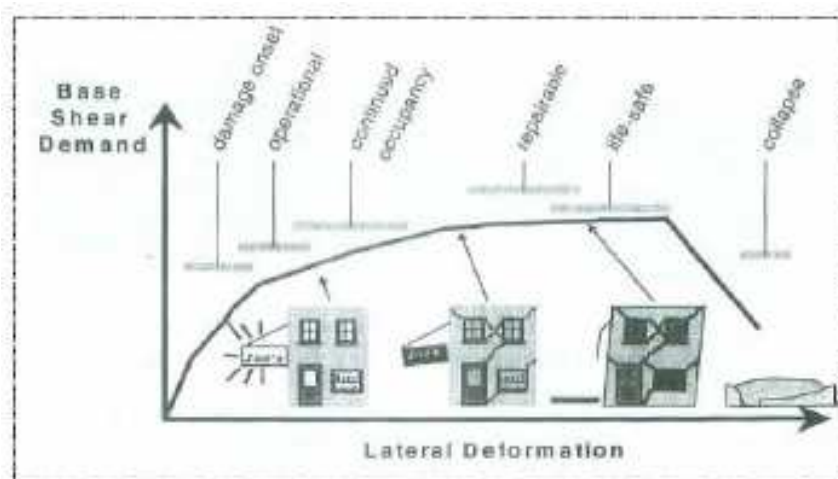


Figura 3.39: Ilustração do efeito de corte em função da deformação lateral

3.3. Estados limite de danos sísmicos para pilares ocos

O elemento que melhor se ajusta, em termo de comportamento, aos pilares ocos são as paredes de betão armado, portanto foi necessário ajustar a bibliografia existente sobre paredes de betão armado, para ser possível obter os diferentes estados limite de danos sísmicos e sua caracterização dos pilares ocos de betão armado. Assim, para a determinação dos diferentes estados de danos, recorre-se ao Hazus (FEMA, 2003) e à metodologia proposta por Hugo Rodrigues (Rodrigues, et al., 2013) e (Rodrigues, 2012), para caracterizar a evolução dos danos.

A metodologia proposta por Hazus, considera quadro ELDS, já metodologia proposta por Rodrigues, são consideradas cinco ELDS, de maneira a ser possível obter um consenso entre as metodologias, optou-se por considerar por base o artigo de (Delgado, et al., 2016), que considera a existência de quatro estados limite de danos sísmicos: ligeiros, moderados, extensos e de colapso.

A determinação dos diversos estados de danos foi obtida através da análise da espessura de fendas e a sua densidade, a existência de destacamento do betão e diversos valores teóricos. A espessura das fissuras, foram divididas em cinco grupos, conforme referido neste trabalho no ponto 3.1.3, a densidade da fenda pode ser pequena ou grande, utilizou a mesma escala de densidade para o destacamento do betão.

3.3.1. Danos Ligeiros

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

As visibilidades dos danos começam a ser verificadas com o aparecimento de fendas com aberturas inferior a 0.1 mm, sendo possível observar fendas com abertura até 0.5 mm, mas em pequena densidade. Neste dano as fendas aparecem com uma pequena inclinação, localizadas em sua maioria no terço inferior do pilar, nas faces laterais do mesmo. As faces de carregamento (Norte e Sul), surgem fendas bem distribuídas, por toda a superfície, com um afastamento de 7.5 cm o mesmo da distância entre estribos. Devido ao efeito “*Shear Lag Effect*” as fendas vão se inclinando conforme crescem ao longo do pilar. A figura 3.40 mostra o pilar PO2-N6 quando atinge o limite deste estado de dano.

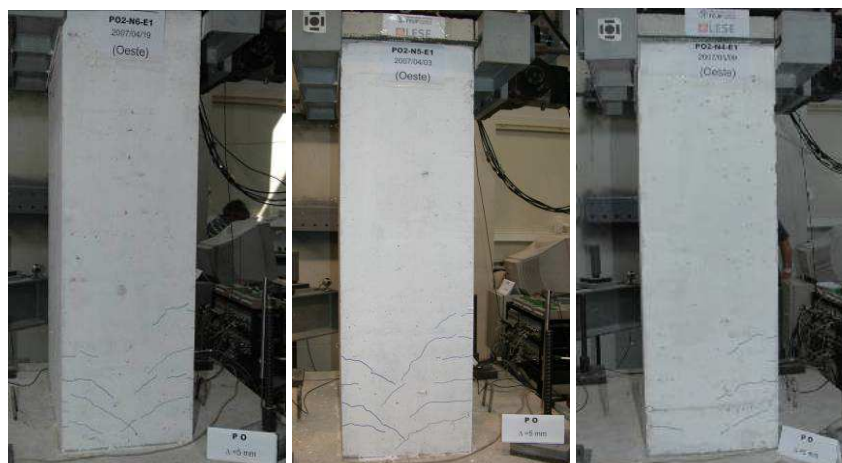


Figura 3.40: Estado limite de dano ligeiro

3.3.2. Danos Moderados

O estado de dano moderado, é o segundo considerado neste trabalho, ainda se considera um estado de dano leve, sendo que a estabilidade estrutural ainda não está em causa, nem do elemento nem do sistema global. Em relação ao estado de dano anterior verifica-se um agravamento das fendas existentes e o aparecimento de novas fendas.

As fendas já são bem visíveis e com grande densidade, a abertura de fendas ainda é pequena (menos que 1 mm), com as fendas sendo distribuídas por toda a altura do pilar, com uma inclinação, a cerca de 45°, indicando que o comportamento deste pilar é de corte. Nas faces de carregamento (Norte e Sul), são observadas fendas idênticas ao que foi observada no estado de danos ligeiros, no entanto são visíveis o aumento do número de fendas e um agravamento do efeito “*Shear Lag Effect*”. A figura 3.41 mostra o pilar PO2-N6 quando atinge o limite deste estado de dano.



Figura 3.41: Estado limite de dano moderado

3.3.3. Danos extensos

O estado de dano extenso já é considerado grave, quando um pilar atinge este estado de dano, a estabilidade estrutural do pilar está em causa, bem como a estabilidade do sistema

global, passando a existir um grande agravamento dos danos. O pilar ao atingir este estado de dano, já necessita de uma reparação significativa, sendo necessário também proceder ao reforço estrutural do elemento danificado, sendo então necessário uma avaliação do custo reforço/reparação, ao fim de perceber se esta é opção economicamente viável.

Os danos observados, consiste em fendas de média e grande dimensão, com uma abertura de até 3 mm, tendo estas uma densidade grande ao longo de toda a superfície do pilar. As fendas nas faces laterais são gravosas, com elevada densidade, a inclinação destas é de aproximadamente 45° , que indica um comportamento de corte das fendas, sendo possível se verificar algumas fendas com inclinações superiores a 45° , ficando por vezes quase verticais. É possível ainda verificar o destacamento do betão de recobrimento, sendo visíveis duas a três linhas verticais de betão destacado, correspondendo a posição dos varões mais centrais ou à zona dos laços dos estribos tipo EC8. As faces de carregamento (Norte e Sul), continuam com um padrão de fendas idênticos ao dos outros estados de danos, sendo apenas visível o aumento do número de fendas. A figura 3.42 demonstra o pilar PO2-N6 quando atinge o limite deste estado de dano.



Figura 3.42: Estado limite de dano extenso

3.3.4. Colapso

De todos os estados de danos acima referidos, este é o mais grave. Quando o pilar atinge este estado, significa que a estabilidade estrutural do elemento e do sistema global está severamente comprometida, sendo necessário proceder a inutilização da estrutura. No caso deste estado de dano, é necessário avaliar o custo da intervenção de reparação, sendo que esta já consiste na realização de esforço estrutural, porém o custo da reparação já se encontra muito próximo ao custo de demolição e construção de um pilar novo, sendo que na grande maioria dos casos a reparação e reforço do pilar antigo torna-se economicamente inviável.

Relativamente aos danos observados, verifica-se a evolução no destacamento do betão de recobrimento, porém não se verificou a criação de novas fendas, porque nesta fase a dissipação de energia ocorre com o destacamento do betão e não com a criação de novas fendas. Os valores teóricos para a capacidade de corte e rotura convencional já foram ultrapassados, ao ser atingido este estado de dano. Nas faces laterais verifica-se um grande destacamento em duas/três faixas verticais, sendo mais concentrada no cruzamento das

fendas de corte e/ou na posição dos estribos, quando estes são do tipo EC8. Em pilares com comportamento misto, ou seja, com componente de deformação por flexão muito próxima da componente por corte, verifica-se a formação rotula plástica junto à base, tendo como consequência uma grande deterioração junto a base e a encurvadura dos varões longitudinais. Nas faces de carregamento (Norte e Sul) as alterações continuam a ser pouco significativas, surgindo apenas algumas novas fendas. A figura 3.43 demonstra o pilar PO2-N6 quando este atinge o estado de dano de colapso.

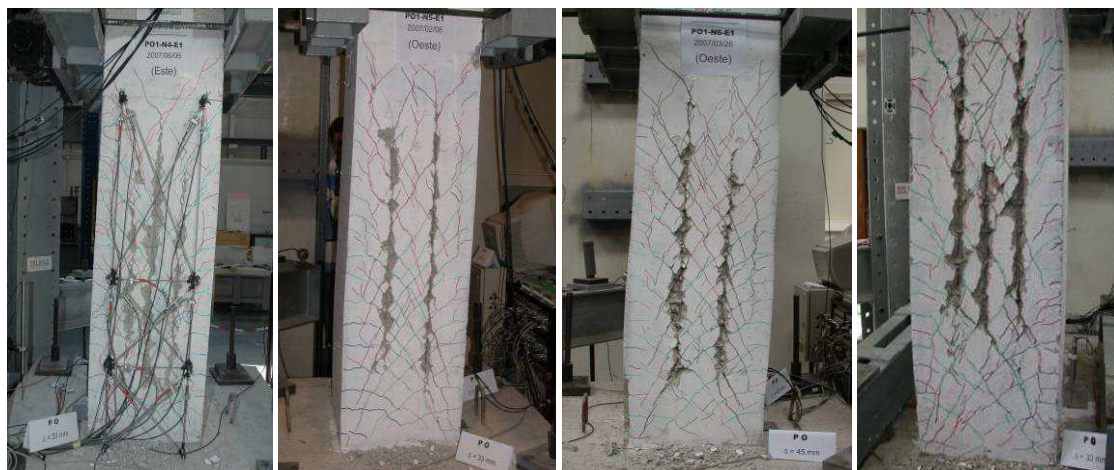


Figura 3.43: Estado limite de colapso

3.3.5. Valores de *drift* correlacionados com os estados de danos de cada pilar ensaiado

O presente trabalho tem como objetivo a criação de uma metodologia que caracterize os estados limites de dano dos vários pilares ensaiados, quando estes estão sendo sujeitos a ações cíclicas, foi definido um parâmetro estrutural que define a evolução do dano dos pilares ensaiados, para tal correlacionou-se os valores de *drift* com os danos dos pilares ensaiados.

As análises aos pilares experimentais ensaiados, possibilitaram a correspondência entre os quatro estados limites de danos sísmicos, com os respetivos valores de *drift*, tendo consideração a descrição de cada estado limite. A figura 3.44 demonstra a evolução de danos dos pilares quadrados e a figura 3.45 demonstra a evolução dos danos dos pilares retangulares.

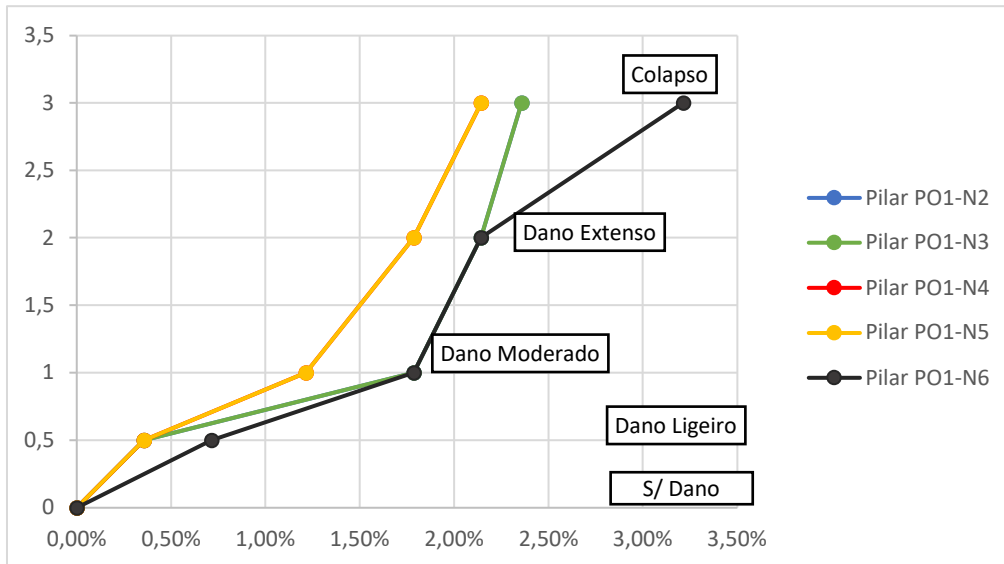


Figura 3.44: Evolução dos ELDS nos diferentes pilares quadrados

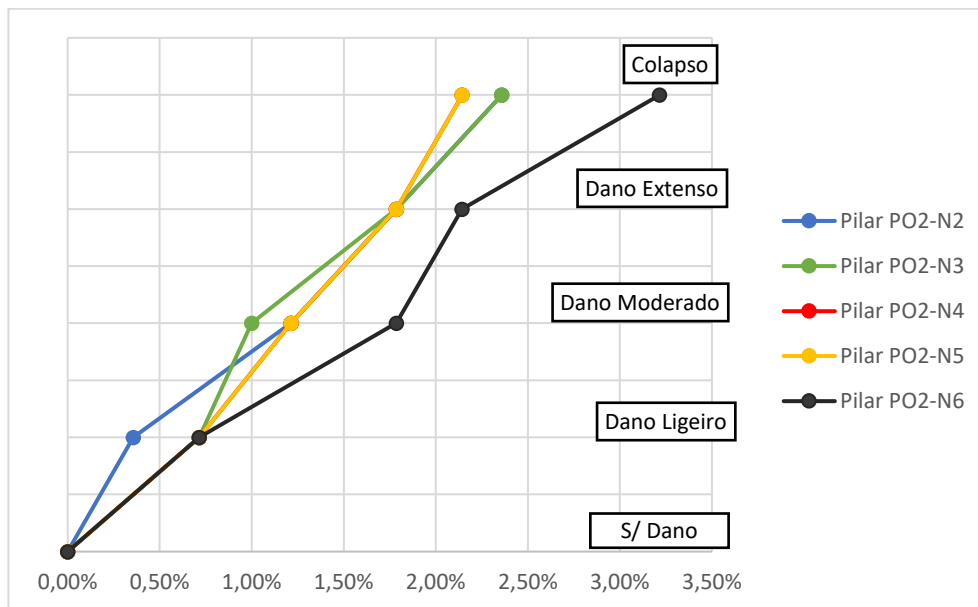


Figura 3.45: Evolução dos ELDS nos diferentes pilares retangulares

Através da análise da evolução dos estados de danos nos pilares quadrados, era de se esperar que a evolução seria linear, porém tal fato não acontece nos pilares PO1-N3 e PO1-N6, nestes pilares é atingido dois estados de danos com o mesmo deslocamento do topo do pilar. A causa dessa evolução não linear, pode ser justificada ao elevado controle de abertura das fendas no início do ensaio, e posteriormente numa rápida deterioração do pilar. O pilar PO1-N6 torna-se o mais peculiar devido ao fato de ter uma dissipação de energia mais lenta que a dos restantes pilares, tornando assim este pilar mais rígido inicialmente, e com o decorrer do ensaio essa rigidez vai se perdendo. A perda de rigidez desse pilar deve-se aos estribos do tipo EC8, e ao fato deste pilar ter o dobro de armadura transversal. O pilar PO1-N5 também era expectável que tivesse uma maior rigidez inicial, porém esse fato não aconteceu, sendo que surpreendentemente o segundo pilar que demonstrou maior rigidez inicial foi o PO1-N3. Os restantes pilares encontram-se dentro

dos valores expectáveis. A tabela 3.17 apresenta os valores limite de cada um dos estados de danos para cada um dos pilares ocu quadrados ensaiados.

Tabela 3.17: Valores limite dos ELDS nos diferentes pilares quadrados

| Estado Limite de Dano Sísmico | Drift (%) | | | | |
|-------------------------------|-----------|--------|--------|--------|--------|
| | PO1-N2 | PO1-N3 | PO1-N4 | PO1-N5 | PO1-N6 |
| Ínicio | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |
| Ligeiro | 0,36% | 0,36% | 0,36% | 0,36% | 0,71% |
| Moderado | 1,79% | 1,79% | 1,21% | 1,21% | 1,79% |
| Extenso | 2,14% | 2,14% | 1,79% | 1,79% | 2,14% |
| Colapso | 2,36% | 2,36% | 2,14% | 2,14% | 3,21% |

A figura 3.46 demonstra os danos do pilar PO1-N6, foi escolhido este pilar por ser de todos o que apresenta maior ductilidade, sendo então o que melhor ilustra a evolução dos danos devido ao efeito do corte. A figura 3.47 demonstra os danos do pilar PO1-N3, foi escolhido este por ser um pilar com comportamento misto, ou seja, neste pilar é possível ver a evolução dos danos devido aos efeitos de flexão e de corte.

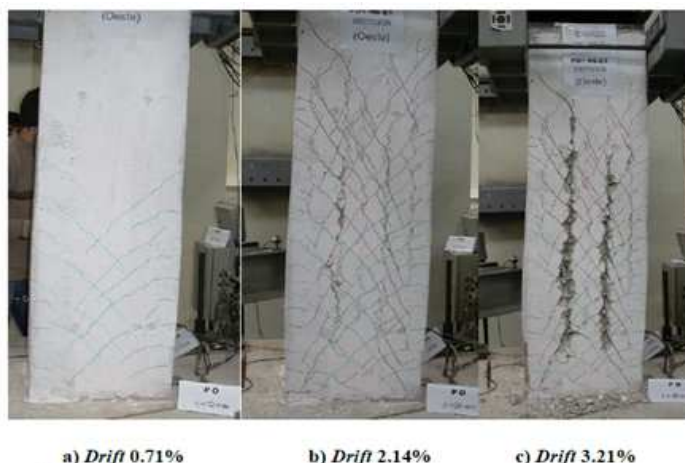


Figura 3.46: Danos nos diferentes valores limite, PO1-N6

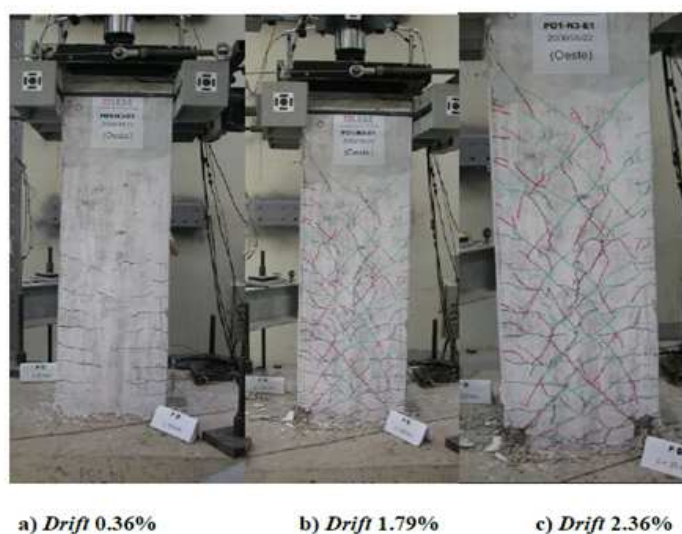


Figura 3.47: Danos nos diferentes valores limite, PO1-N3

A evolução dos danos dos pilares retangulares é muito idêntica a evolução dos danos dos pilares quadrados, diferindo apenas nestes pilares a evolução não é linear. O pilar PO1-N2 verifica-se uma evolução dos danos inicialmente muito rápida, porém com o decorrer do ensaio a evolução dos danos tende a acompanhar os restantes pilares. O pilar retangular que apresenta maior ductilidade e rigidez é o PO2-N6, como expectável. O pilar PO2-N5 uma rigidez inicial idêntica ao pilar PO2-N6, porém com o avançar dos ciclos ocorre uma rápida dissipação de energia, sendo este o pilar com menor ductilidade, tanto das séries dos quadrados como dos retangulares. O Pilar PO2-N3 assemelha-se ao pilar PO2-N5, porém no final apresenta uma maior ductilidade. A tabela 3.18 apresenta os valores limite de cada um dos estados de danos para cada um dos pilares ocós retangulares ensaiados.

Tabela 3.18: Valores limite dos ELDS nos diferentes pilares retangulares

| Estado Limite de Dano Sísmico | Drift (%) | | | | |
|-------------------------------|-----------|--------|--------|--------|--------|
| | PO2-N2 | PO2-N3 | PO2-N4 | PO2-N5 | PO2-N6 |
| início | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |
| Ligeiro | 0,36% | 0,71% | 0,71% | 0,71% | 0,71% |
| Moderado | 1,21% | 1,00% | 1,21% | 1,21% | 1,79% |
| Extenso | 1,79% | 1,79% | 1,79% | 1,79% | 2,14% |
| Colapso | 2,36% | 2,36% | 2,14% | 2,14% | 3,21% |

A figura 3.48 demonstra os danos nos diferentes valores limites do pilar PO2-N6, escolheu-se esse pilar, pelo fato de possuir uma maior ductilidade, sendo então melhor para ilustrar a evolução dos danos. A figura 3.49 demonstra os danos nos diferentes valores limites do pilar PO2-N5, sendo este o contrário do anterior, possuindo a menor ductilidade.



a) drift 0.71%

b) drift 1.21%

c) drift 2.14%

d) drift 3.21%

Figura 3.48: Danos nos diferentes valores limite, PO2-N6

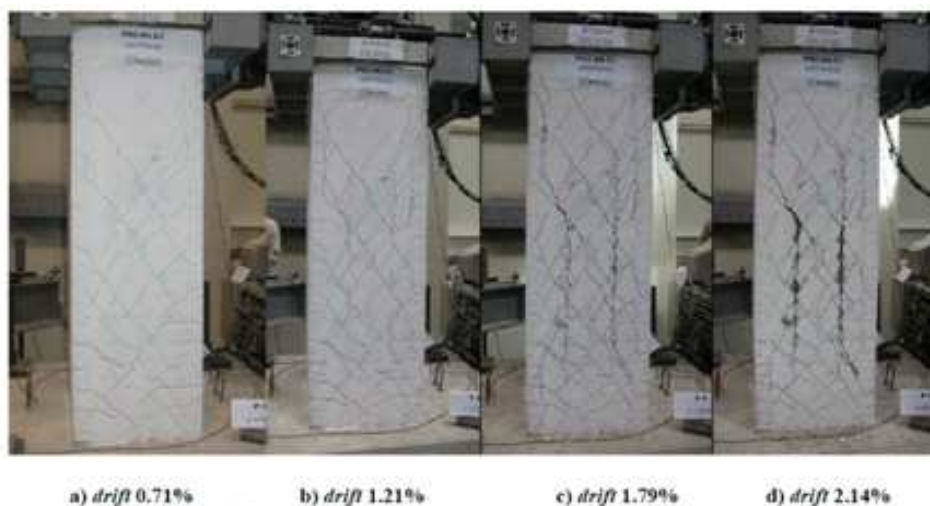


Figura 3.49: Danos nos diferentes valores limite, PO2-N5

Após análise da evolução dos danos em cada pilar, é necessário criar um valor fixo que determine cada um dos estados de danos. Para encontrar um valor que relacione a evolução dos danos de todos os pilares, procedeu-se ao cálculo da média dos valores de *drift* de cada estado de dano, para os dois tipos de secções (quadrados e retangulares). A tabela 3.19 determina o valor médio para cada estado de dano dos pilares quadrados (PO1) e retangulares (PO2), o gráfico representado na figura 3.50 demonstra evolução dos estados limites de danos tendo como base os valores médios.

Tabela 3.19: Valores médios para cada ELDS

| Valores médios | | |
|-----------------|-------|-------|
| | PO1 | PO2 |
| Início | 0,00% | 0,00% |
| Ligeiro | 0,43% | 0,64% |
| Moderado | 1,56% | 1,29% |
| Extenso | 2,00% | 1,86% |
| Colapso | 2,44% | 2,44% |

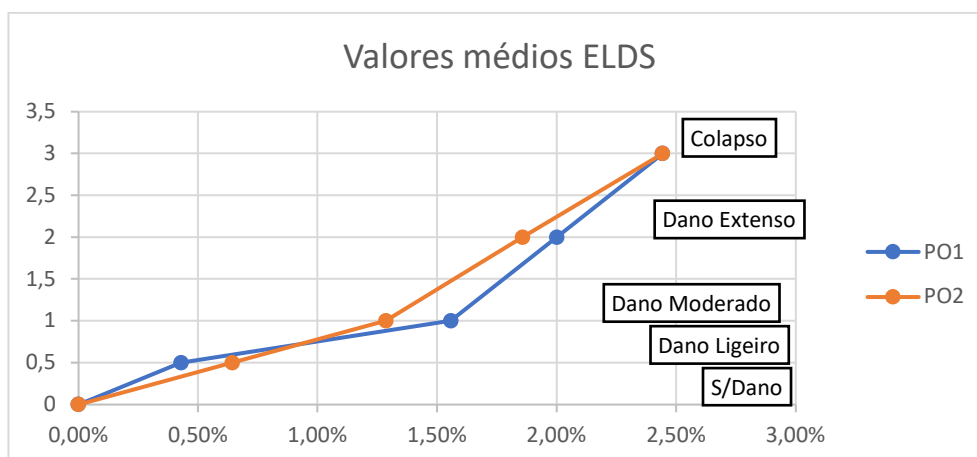


Figura 3.50: Evolução dos valores médios nos vários ELDS

Ao analisar o gráfico pode-se concluir que os pilares retangulares possuem uma evolução mais linear e constante do que os quadrados. Os pilares retangulares possuem inicialmente uma rigidez inicial maior, tendo um aumento da dissipação de energia ao meio do ensaio, no final do ensaio apresentam uma evolução bastante idêntica à dos pilares quadrados. Os pilares retangulares não obtiveram a maior rigidez durante todo o ensaio ao contrário do expectável, este fato acontece devido ao elevado dano de corte registado em todos os pilares.

Tabela 3.20: Valores finais para cada ELDS

| Valores de ELDS final | |
|-----------------------|-------|
| Início | 0,00% |
| Ligeiro | 0,54% |
| Moderado | 1,42% |
| Extenso | 1,93% |
| Colapso | 2,44% |

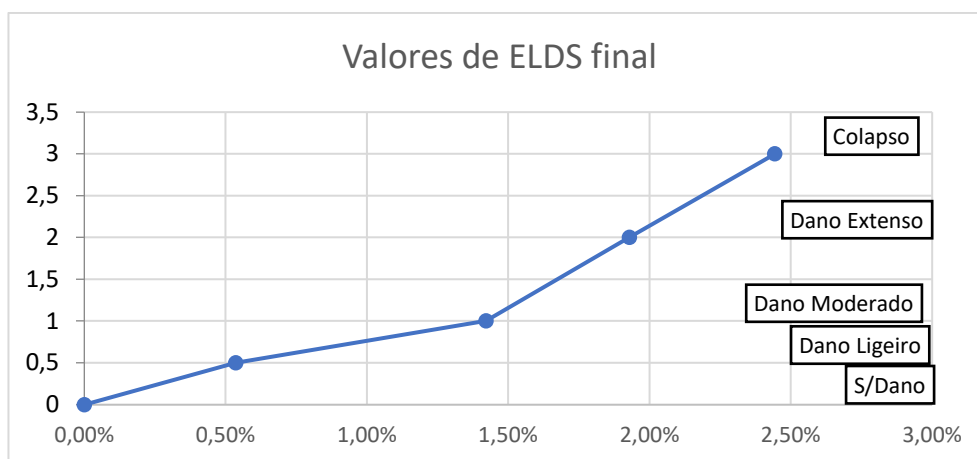


Figura 3.51: Valores de ELDS finais

O gráfico representado na figura 3.51 e a tabela 3.20 representam os valores finais da evolução dos ELDS, estes valores foram calculados através da junção dos valores médios dos pilares quadrados e retangulares, obtendo-se assim uma evolução bastante linear e constante. O gráfico representado na figura 3.52 representa a comparação entre a curva final dos estados limite e as curvas de cada pilar ensaiado (quadrados e retangulares), a curva final assemelha-se aos restantes pilares, com exceção dos pilares PO1-N6 e PO2-N6 que se desviam da curva final.

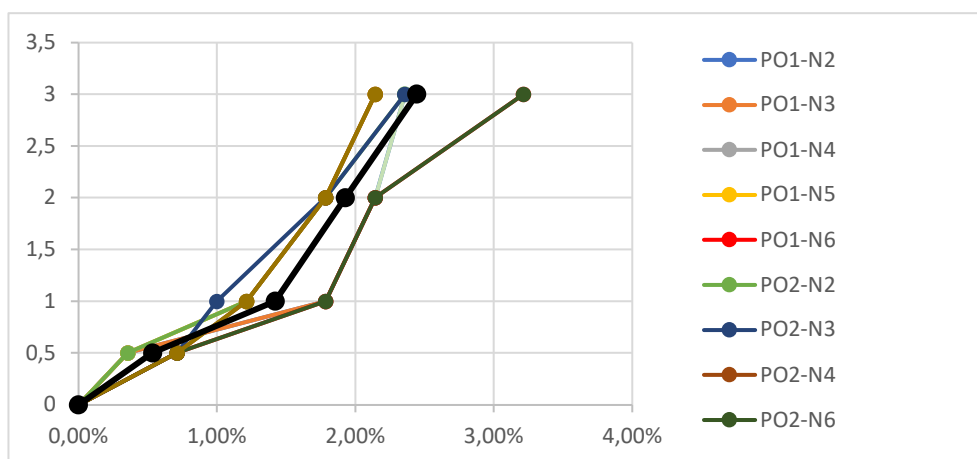


Figura 3.52: Evolução da curva final dos estados limite em comparação com as curvas dos pilares

3.4. Índice de dano

Os estados limites de danos sísmicos não são caracterizados apenas pelo valor de *drift*, outro método utilizado para tal, é a “*Damage Index*”, ou chamada também de índice de dano. Os estados de danos não são utilizados apenas para avaliar a intensidade sísmica em uma determinada área, mas também para a avaliação da vulnerabilidade da estrutura, estimativa de perda e reparação/reforço da estrutura.

Para a determinação do índice de dano, atualmente existe vários métodos, porém não existe nenhuma metodologia específica para os pilares ocos.

A metodologia escolhida neste trabalho para a determinação do índice de dano para os pilares ocos de betão armado é a mesma utilizada por (Rodriguez, 2012). Esta metodologia tem em conta a proposta de (Park & Ang, 1985), visto esta ser mais simples e precisa, porém, o valor de β é definido pela metodologia de (Kunnath, et al., 1990).

3.4.1. Índice de dano de Park&Ang

O índice de dano proposto por (Park & Ang, 1985) combina a ductilidade e a energia dissipada normalizada resultante do carregamento cíclico, que na sua forma geral é representado pela equação 3.5. A expressão foi feita para obter resultados que revelam que o valor 1 corresponde à ruína e o valor 0 a inexistência de dano.

$$DI = \frac{d_{max}}{d_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y \cdot d_u} \quad (3.4)$$

Em que:

d_{max} – Deslocamento máximo atingido em um determinado ciclo;

d_u – Deslocamento último;

$\int dE$ – Energia dissipada;

F_y – Força máxima atingida (*yielding strength*);

O parâmetro β causa grande influência no resultado do cálculo, resulta na influência da resposta cíclica no pilar, este é considerado um parâmetro de degradação, podendo ser estimado através de uma equação empírica baseada em um parâmetro estrutural.

Como sugestão de Park *et al.* (1987) o valor do parâmetro $\beta=0.05$ no caso de estruturas de betão armado, sendo que neste trabalho apenas será utilizado este valor como referência. Para o cálculo do parâmetro β será utilizada a equação 3.5 adotada na proposta de (Arêde, 1997):

$$\beta = 0.9^{100 \cdot \rho_w} (0.37 \cdot \max\{v; 0.05\} + 0.5 \cdot (\omega_t - 0.17)^2) \quad (3.5)$$

Em que:

ρ_w – Rácio volumétrico de confinamento;

v – Esforço axial normalizado;

ω_t – Rácio mecânico de tensão da armadura longitudinal.

O valor obtido do rácio volumétrico de confinamento é originado através da divisão do valor do volume dos estribos pelo volume de betão confinado por esse mesmo estribo. O caso de estudo abordado, indica que o diâmetro dos estribos é sempre de 2,6 mm, tornando assim a área de estribos igual em todos os pilares ensaiados, sendo que existe apenas a diferença no comprimento devido a pormenorização e à quantidade de estribos. O volume de betão confinado é obtido através da altura correspondente ao afastamento dos estribos, que é sempre de 7,5 cm, variando apenas a área que depende da secção do pilar (quadrado ou retangular). As tabelas 3.21 e 3.22 demonstram os valores do rácio de confinamento para as duas secções estudadas (quadrada e retangular).

Tabela 3.21: Valor do rácio de confinamento para a secção quadrada (PO1)

| | Perímetro | Área estribos (m ²) | Volume estribos (m ²) | 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 | | 3,32E-05 | | 0,004 |
| PO1-N6 | 12,52 | | 6,65E-05 | | 0,008 |

Tabela 3.22: Valor do rácio de confinamento para a secção retangular (PO2)

| | Perímetro | Área estribos (m ²) | Volume estribos (m ²) | 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 |
|---------------|-------|--|----------|--|-------|

Para obtenção dos valores do esforço axial normalizado é necessário utilizar os valores do esforço axial e dividi-los pela área e pela tensão de compressão média do betão, conforme representado na equação 3.6.

$$v = \frac{N}{A_c \cdot f_{cm}} \quad (3.6)$$

Neste caso de estudo o esforço axial é sempre de 250 kN, sendo apenas o pilar PO2-N3 uma exceção, tendo este um esforço axial de 440 kN. O valor da área pode tomar dois valores diferentes, um para pilares quadrados e outro para pilares retangulares. A série de betonagem ao que o pilar pertence dita qual o valor da tensão de compressão média do betão, sendo de 27.9 MPa na 2ª série de betonagem e de 25.5 MPa na 3ª série de betonagem. Os valores dos esforços axiais normalizados são representados na tabela 3.23 para pilares quadrados e tabela 3.24 para pilares retangulares.

Tabela 3.23: Valores dos esforços axiais normalizados para os pilares quadrados (PO1)

| | N(N) | Ac (mm2) | fcm (Mpa) | v |
|---------------|-------------|-----------------|------------------|----------|
| 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: Valores dos esforços axiais normalizados para os pilares retangulares (PO2)

| | N(N) | Ac (mm2) | fcm (Mpa) | v |
|---------------|-------------|-----------------|------------------|----------|
| 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 |

O último parâmetro a ser calculado é o rácio mecânico de tensão da armadura longitudinal. Este parâmetro é determinado através da divisão da área de varões longitudinais pela secção do pilar. Para os pilares quadrados, existem 40Φ8 e para os pilares retangulares existem 64Φ8. A tabela 3.25 representa estes valores para os pilares quadrados e retangulares.

Tabela 3.25: Valor do Rácio mecânico de tensão da armadura longitudinal (PO1 e PO2)

| | Armadura | Área de aço | Área de betão | ωt |
|------------|-----------------|--------------------|----------------------|-----------|
| PO1 | 40Φ8 | 0,002 | 0,1125 | 0,018 |
| PO2 | 64Φ8 | 0,003 | 0,18 | 0,017 |

Após calculados todos os valores anteriores é possível aplicar a equação do parâmetro β. A tabela 3.26 demonstra os valores do parâmetro de degradação dos pilares quadrados e a tabela 3.27 demonstra os valores deste mesmo parâmetro para os pilares retangulares.

Tabela 3.26: Valor do parâmetro de degradação dos pilares quadrados (PO1)

| Pilar | ρ_w | ν | ωt | 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 dos pilares retangulares (PO2)

| Pilar | ρ_w | ν | ωt | β |
|--------|----------|-------|------------|---------|
| PO2-N2 | 0,002 | 0,050 | 0,017 | 0,030 |
| PO2-N3 | 0,002 | 0,088 | | 0,043 |
| PO2-N4 | 0,002 | 0,049 | | 0,030 |
| PO2-N5 | 0,004 | 0,049 | | 0,029 |
| PO2-N6 | 0,007 | 0,049 | | 0,028 |

O valor de referência para o parâmetro β é de 0.05, comparando este valor de referência com os valores calculados anteriormente, pode-se concluir que para os pilares ensaiados neste trabalho o valor de β é ligeiramente inferior para os pilares quadrados, enquanto nos pilares retangulares os valores não são tao próximos. Apesar de existir alguma discrepância entre os valores, estes não fogem muito do espectado, sendo todos muito aproximado do valor de referência.

3.4.2. Cálculo da energia dissipada

Quanto estão sujeitas as ações sísmicas a energia dissipada torna-se uma propriedade fundamental dos elementos em betão armado. Segundo (Elmenshawi & 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. A teoria de Eom & Park, 2010, sugere por outro lado que, 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 da energia durante um sismo pode ser dado pela seguinte expressão, equação 3.7, retirada de (Aiken, et al., 1993):

$$E_I = E_k + E_s + E_\zeta + E_H \quad (3.7)$$

Em que:

E_I – aumento de energia devido ao sismo;

E_k – energia cinética na estrutura;

E_s – energia de tensão na estrutura;

E_ζ – energia de amortecimento devido a viscosidade;

E_H – Energia de amortecimento histerético.

Um determinado ciclo representado no gráfico força-deslocamento corresponde a energia dissipada, ou seja, se os ciclos fossem triangulares conforme representado na figura 3.53, o cálculo da energia seria dado pela expressão 3.8.

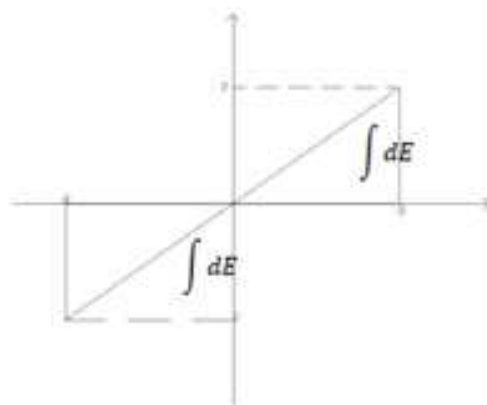


Figura 3.53: Demonstração do cálculo da energia dissipada

$$\int dE = \frac{d \cdot F}{2} \quad (3.8)$$

Onde d representa o deslocamento máximo atingido nesse mesmo ciclo e F a força máxima atingida nesse mesmo ciclo, sendo que esta corresponde à força aplicada quando se verifica o deslocamento máximo.

Neste trabalho a resposta cíclica não é linear, sendo que a forma do gráfico força-deslocamento pode ser considerada elipses, dificultando o cálculo da energia dissipada.

Portanto, para o cálculo da energia dissipada num determinado ciclo, foi necessário adaptar a regra dos trapézios, mais concretamente, a partir da resposta de cada pilar foi possível somar a energia acumulada com base na regra dos trapézios, somando um conjunto de áreas das diferentes fatias, relacionadas com os limites de *drift* de cada tipo de dano. Os valores de energia dissipada para os pilares quadrados e retangulares são representados nas tabelas 3.28 e 3.29.

Tabela 3.28: Valores da energia dissipada nos vários ELDS para os pilares quadrados

| Pilares quadrados | | | | | |
|---------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Energia (kN.mm) | PO1-N2 | PO1-N3 | PO1-N4 | PO1-N5 | PO1-N6 |
| E0 (Íncio) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E1 (Dano Ligeiro) | 421,69 | 432,58 | 778,30 | 624,66 | 2026,55 |
| E2 (Dano Moderado) | 14766,07 | 17603,58 | 8795,86 | 8685,97 | 13785,76 |
| E3 (Dano Extenso) | 23510,66 | 28300,75 | 13817,89 | 14808,86 | 21102,13 |

| | | | | | |
|---------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| E4 (Colapso) | 31149,47 | 34887,49 | 21538,66 | 22013,72 | 43226,99 |
|---------------------|----------|----------|----------|----------|----------|

Tabela 3.29: Valores da energia dissipada nos vários ELDS para os pilares retangulares

| Pilares retangulares | | | | | |
|---------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Energia (kN.mm) | PO2-N2 | PO2-N3 | PO2-N4 | PO2-N5 | PO2-N6 |
| E0 (Íncio) | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| E1 (Dano Ligeiro) | 483,48 | 3340,19 | 1948,40 | 2958,28 | 2573,43 |
| E2 (Dano Moderado) | 7657,89 | 6694,66 | 6338,14 | 8140,49 | 14722,30 |
| E3 (Dano Extenso) | 14024,43 | 17182,08 | 11627,06 | 14499,39 | 21574,84 |
| E4 (Colapso) | 22898,14 | 26630,17 | 16507,92 | 19779,44 | 43349,68 |

O gráfico representado na figura 3.54 demonstra a evolução do valor da energia dissipada em função do *drift* limite de cada estado de dano para os pilares quadrados.

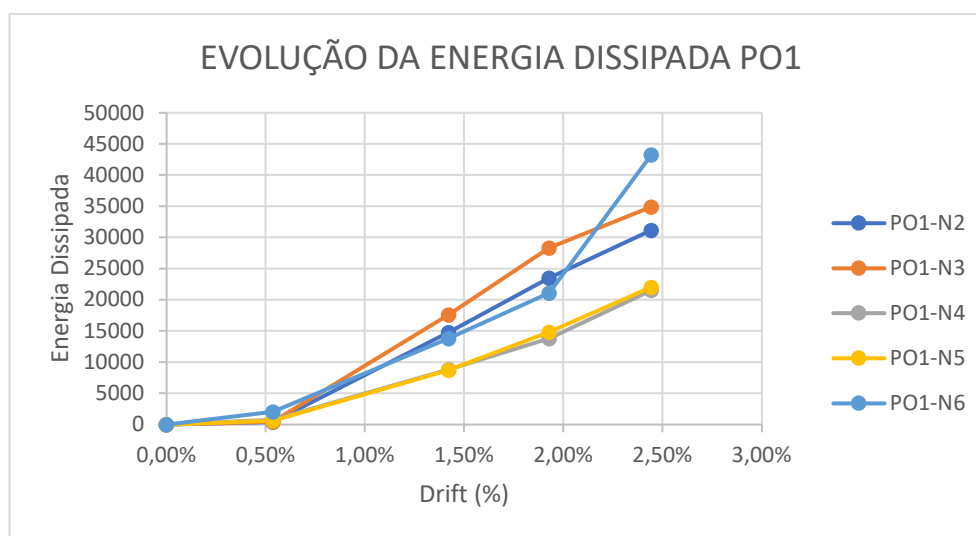


Figura 3.54: Evolução do valor da energia dissipada em função do drift nos pilares quadrados

Ao analisar o gráfico pode-se concluir que os valores nos estados de danos mais ligeiros são bastante idênticos, excluindo o pilar PO1-N6 devido ao fato que neste pilar o estado de dano ligeiro apenas é atingido com um *drift* de 0.71%. Após o estado de dano ligeiro, os valores vão aumentando para todos os pilares de forma constante em todos os estados de danos limites, atingindo os maiores valores de energia dissipada quando os pilares atingem o estado de colapso. Quando comparado com os valores de energia dissipada de outros autores, podemos concluir que os valores calculados neste trabalho estão dentro do expectável. O pilar com menor energia dissipada no estado de colapso é o PO1-N2 como já era esperado desde do início, o pilar PO1-N6 é de todos o que possui maior energia dissipada no final do ensaio, este fato deve-se a maior ductilidade que este pilar tem e a suas características que são diferentes dos demais. Relativamente ao pilar PO1-N5 era de se esperar que obtivesse uma maior energia dissipada no final do ensaio, visto que este tem o pormenor de armaduras transversal 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. O pilar PO1-N3 possui uma rigidez inicial superior, o que explica o valor de energia dissipada alto no final do ensaio.

O gráfico representado na figura 3.55 demonstra a evolução do valor da energia dissipada em função do *drift* limite de cada estado de dano para os pilares retangulares.

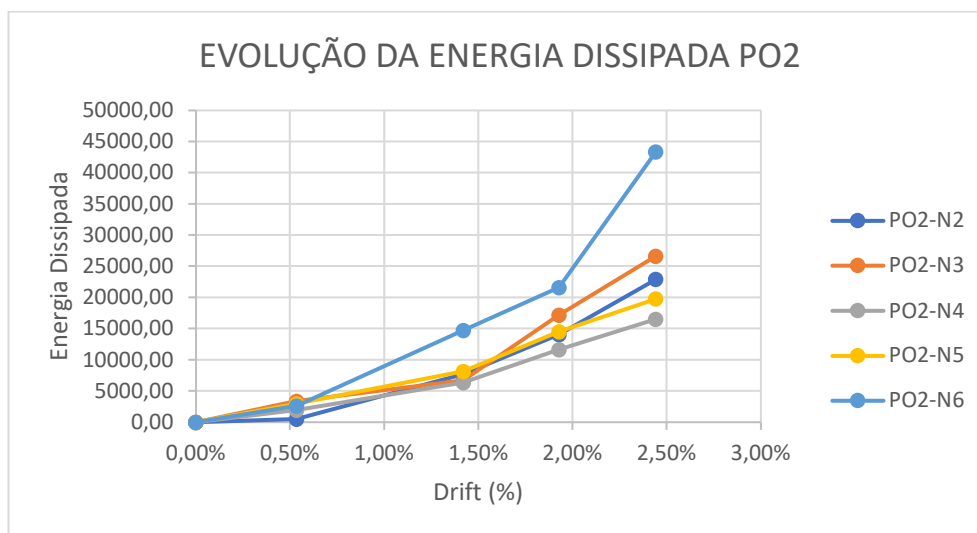


Figura 3.55: Evolução do valor da energia dissipada em função do drift nos pilares retangulares

Ao analisar o gráfico da evolução da energia dissipada dos pilares retangulares, pode-se concluir que tal como os pilares quadrados os valores encontram-se dentro do expectável, quando comparado com os valores de energia dissipada apresentados por outros autores. No início do ensaio os pilares encontram-se com valores bastante idênticos, com exceção do pilar PO2-N2 devido a este ter atingido o estado de dano ligeiro com um drift de 0.36% enquanto os outros pilares atingiram este estado de dano no drift de 0.71%. Conforme o decorrer do ensaio, os valores de energia dissipada vão aumentando de forma constante, atingindo os maiores valores no estado de dano de colapso. Como era expectável o pilar PO2-N6 atinge os maiores valores em todos os ELDS devido a este ter uma maior ductilidade e possui características diferentes dos outros pilares. O pilar PO2-N3 tem o segundo maior valor de energia dissipada final, este fator deve-se ao maior valor de esforço axial aplicado neste pilar, 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 pode-se constatar quando se apresenta os valores de força horizontal máxima.

3.4.3. Índice de dano proposto

Nesta fase já possuímos todos os parâmetros principais calculados, tal como, o valor da energia dissipada e parâmetro de degradação, pode-se então passar ao cálculo do índice de dano de cada um dos estados de danos. As tabelas 3.30 e 3.31 indicam os valores de força máxima aplicada (F_y), deslocamento último (d_u) e o deslocamento máximo em cada estado de dano (d_{max}) dos pilares quadrados e retangulares.

Tabela 3.30: Valores de força máxima e deslocamento máximo nos vários ELDS (PO1)

| | PO1-N2 | PO1-N3 | PO1-N4 | PO1-N5 | PO1-N6 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Fy (kN) | 129,95 | 132,33 | 170,53 | 169,24 | 204,69 |
| du (mm) | 33,06 | 33,04 | 33,14 | 33,06 | 45,15 |
| dmax0 (mm) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| dmax1 (mm) | 5 | 5 | 5 | 5 | 10 |
| dmax2 (mm) | 25 | 25 | 17 | 17 | 25 |
| dmax3 (mm) | 30 | 30 | 25 | 25 | 30 |
| dmax4 (mm) | 33 | 33 | 30 | 30 | 45 |

Tabela 3.31: Valores de força máxima e deslocamento máximo nos vários ELDS (PO2)

| | PO2-N2 | PO2-N3 | PO2-N4 | PO2-N5 | PO2-N6 |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Fy (kN) | 191,20 | 221,34 | 192,04 | 198,80 | 246,27 |
| du (mm) | 33,05 | 33,02 | 32,95 | 30,01 | 45,06 |
| dmax0 (mm) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| dmax1 (mm) | 5 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| dmax2 (mm) | 17 | 14 | 17 | 17 | 25 |
| dmax3 (mm) | 25 | 25 | 25 | 25 | 30 |
| dmax4 (mm) | 33 | 33 | 30 | 30 | 45 |

As tabelas 3.32 e 3.33 demonstram os valores do índice de dano calculado para cada estado de dano para os pilares quadrados e retangulares.

Tabela 3.32: Valores do índice de dano calculado (PO1)

| | PO1-N2 | PO1-N3 | PO1-N4 | PO1-N5 | PO1-N6 |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| S/dano | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Ligeiros | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,23 |
| Moderados | 0,89 | 0,92 | 0,57 | 0,57 | 0,61 |
| Extensos | 1,13 | 1,17 | 0,85 | 0,86 | 0,75 |
| Colapso | 1,29 | 1,32 | 1,06 | 1,06 | 1,17 |

Tabela 3.33: Valores do índice de dano calculado (PO2)

| | PO2-N2 | PO2-N3 | PO2-N4 | PO2-N5 | PO2-N6 |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| S/dano | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0 |
| Ligeiros | 0,15 | 0,32 | 0,31 | 0,32 | 0,23 |
| Moderados | 0,55 | 0,47 | 0,55 | 0,36 | 0,28 |
| Extensos | 0,82 | 0,86 | 0,81 | 0,61 | 0,64 |
| Colapso | 1,11 | 1,16 | 0,99 | 0,89 | 0,84 |

Relativamente aos valores calculados estes diferem do expectável, se for feita a comparação destes resultados com os resultados obtidos por Park&Ang. Segundo os autores anteriormente referidos, os resultados do índice de dano para os danos extensos deveriam se aproximar mais do valor unitário, tendo apenas o PO1-N2 obtido um valor próximo ao unitário, esta diferença entre os valores calculados com os valores propostos

pelos autores, ocorre devido ao método para o cálculo da energia dissipada utilizado neste trabalho, ser um método pouco preciso e muito suscetível a erros.

O gráfico representado na figura 3.56 demonstra a evolução dos índices de danos em função dos EDLS dos pilares de 2ª série de betonagem, o gráfico 3.57 representa os pilares da 3ª série de betonagem excluindo os N6 e o gráfico representado na figura 3.58 demonstra apenas os pilares PO1-N6 e PO2-N6.

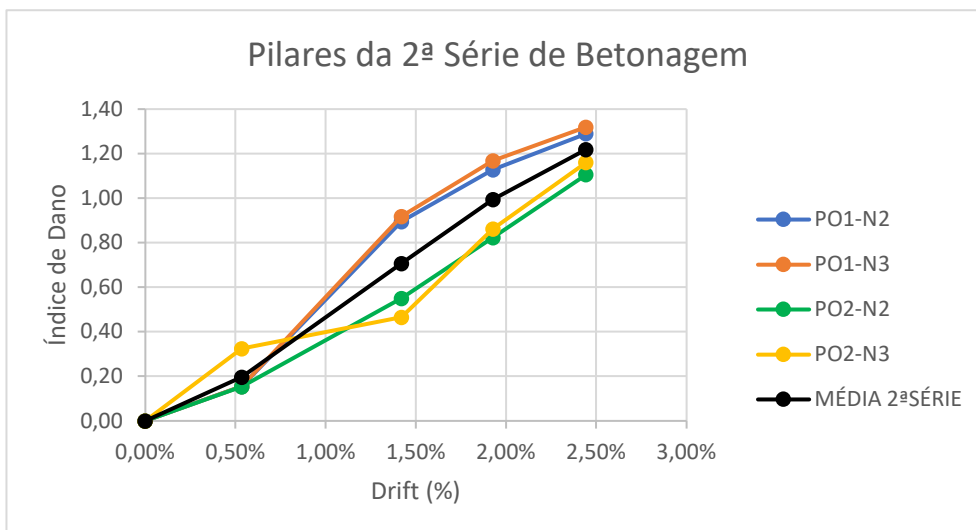


Figura 3.56: Evolução do índice de dano nos pilares da 2ª série

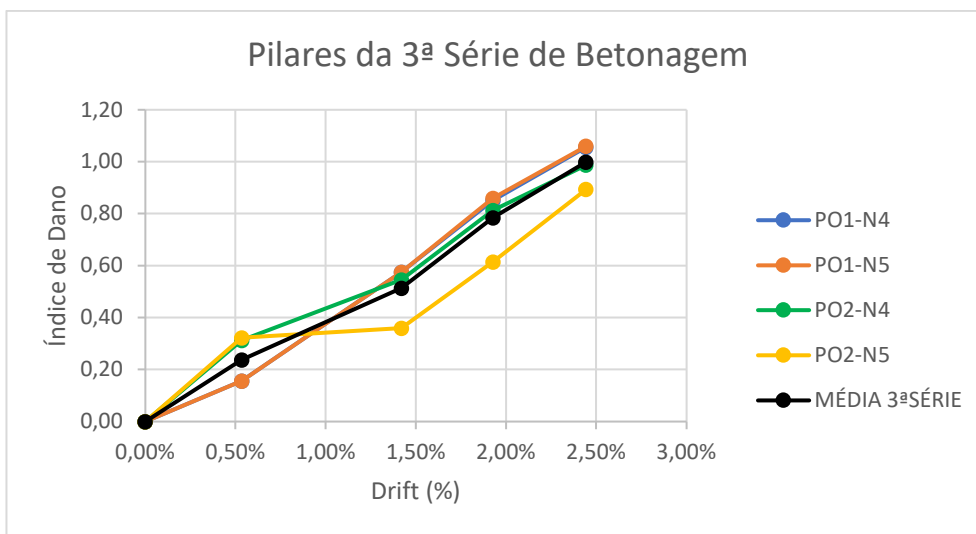


Figura 3.57: Evolução do índice de dano dos pilares da 3ª série, excluindo os N6

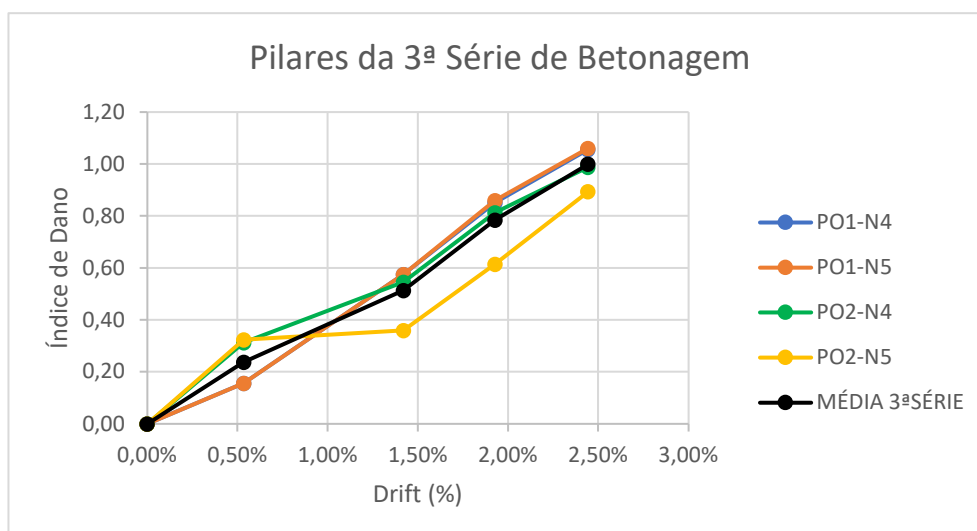


Figura 3.58: Evolução do índice de dano nos pilares N6

Através da análise dos gráficos pode-se concluir que os valores dos índices de dano em função do estado de dano, em cada um dos agrupamentos, apesar de possuir algumas diferenças em geral os valores são bastante próximos, com isto pode-se indicar que os índices de danos são fiáveis. Após analisar todos os gráficos podemos calcular os valores finais do índice de dano, calculando a média com todos os valores. A figura 3.59 demonstra os valores médios de cada um dos agrupamentos e a curva final, que é a média das três curvas dos agrupamentos dos pilares. A tabela 3.34 representa os valores finais do índice de danos proposto para os pilares ocios de betão armado ensaiados a figura 3.60 representa a curva final do índice de dano em função do *drift* limite de cada estado de dano.

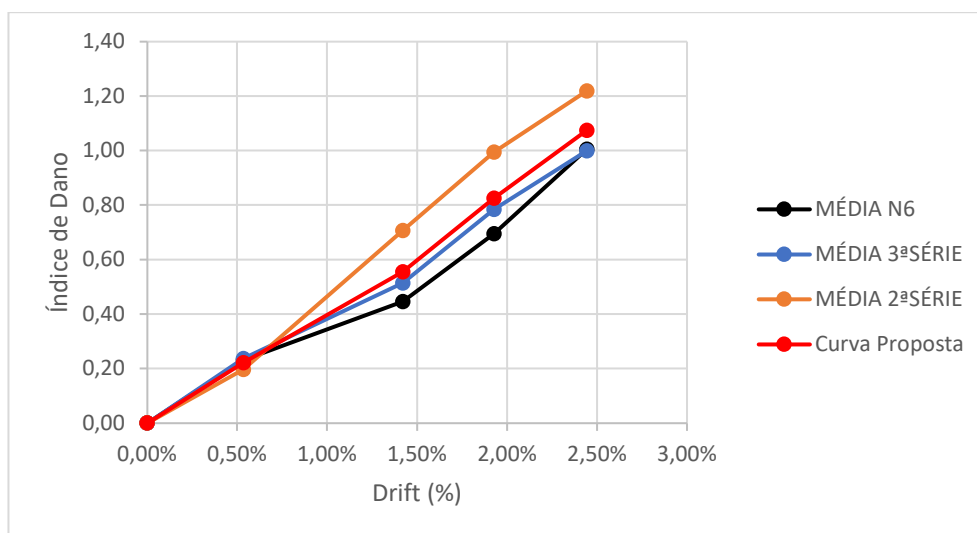


Figura 3.59: Valores médios de índice de dano dos diferentes agrupamentos de pilares

Tabela 3.34: Valores finais do índice de dano calculado

| Valores finais | | |
|-----------------|--------------|----------------|
| | <i>Drift</i> | Índice de dano |
| S/dano | 0,00% | 0,00 |
| Ligeiros | 0,54% | 0,22 |

| | | |
|------------------|-------|------|
| Moderados | 1,42% | 0,56 |
| Extensos | 1,93% | 0,82 |
| Colapso | 2,44% | 1,07 |

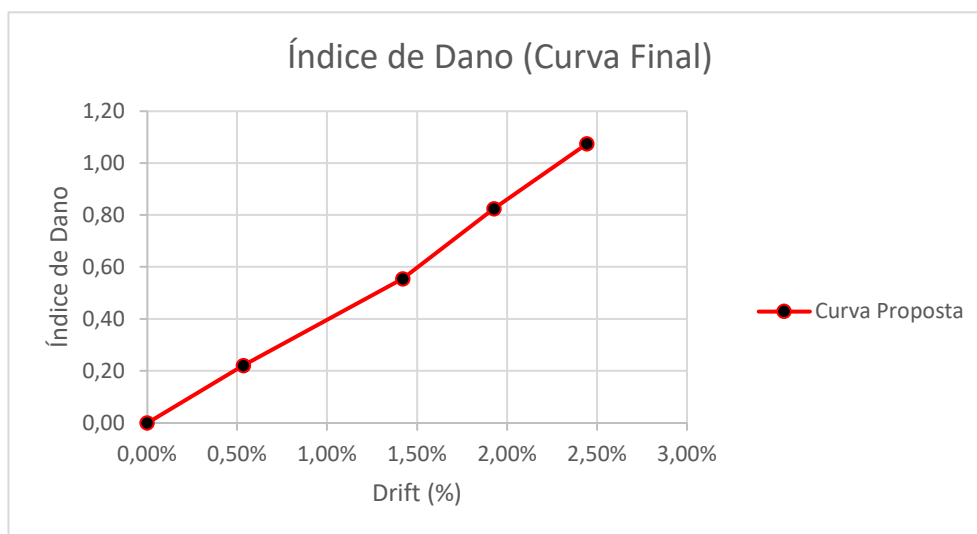


Figura 3.60: Evolução do índice de dano proposto

Analisando os valores finais, conclui-se que os valores fogem um pouco do expectável, visto que era de se prever que o valor do índice de danos extensos deveria se aproximar do valor unitário, neste caso o valor que se obteve é 0,82 distanciando do esperado. Como referido anteriormente, esta discrepância entre o expectável e os valores calculados acontece devido à metodologia utilizada para o cálculo da energia dissipada ser pouco fiável.

3.4.4. Comparação dos ELDS com os níveis de operacionalidade definido por outros autores

Como foi referido anteriormente já existem outros autores que obtiveram algumas definições de estados limite de danos sísmicos. Porém os outros autores não tiveram em consideração nos seus estudos o comportamento dos pilares ocos de betão armado, mas sim o comportamento total da estrutura. Este trabalho tem como um dos objetivos principais a definição de um estado limite de danos sísmico considerando o comportamento dos pilares ocos de betão armado. Para comprovar a exatidão da metodologia calculada no presente trabalho, será necessário comparar com as definições já existentes. Relembra-se que os estados de danos podem ser definidos através da avaliação dos danos e através do nível de operacionalidade da estrutura.

A metodologia proposta é primeiramente comparada com os valores propostos no Hazus (FEMA, 2003). Neste caso serão comparados os valores obtidos com um valor médio, utilizando os valores de todos os níveis de dimensionamento e altura do edifício. O elemento escolhido é do tipo paredes de corte (tipo C2, segundo o Hazus). A tabela 3.35 representa a comparação entre os valores propostos neste trabalho e os valores propostos

pelo Hazus. O gráfico representado na figura 3.61 representa a evolução de ambas as propostas.

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

| | Hazus | Proposta | Diferença |
|------------------|-------|----------|-----------|
| S/dano | 0,00% | 0,00% | 0,00% |
| Ligeiros | 0,28% | 0,54% | 0,26% |
| Moderados | 0,58% | 1,42% | 0,84% |
| Extensos | 1,60% | 1,93% | 0,33% |
| Colapso | 4,15% | 2,44% | -1,71% |

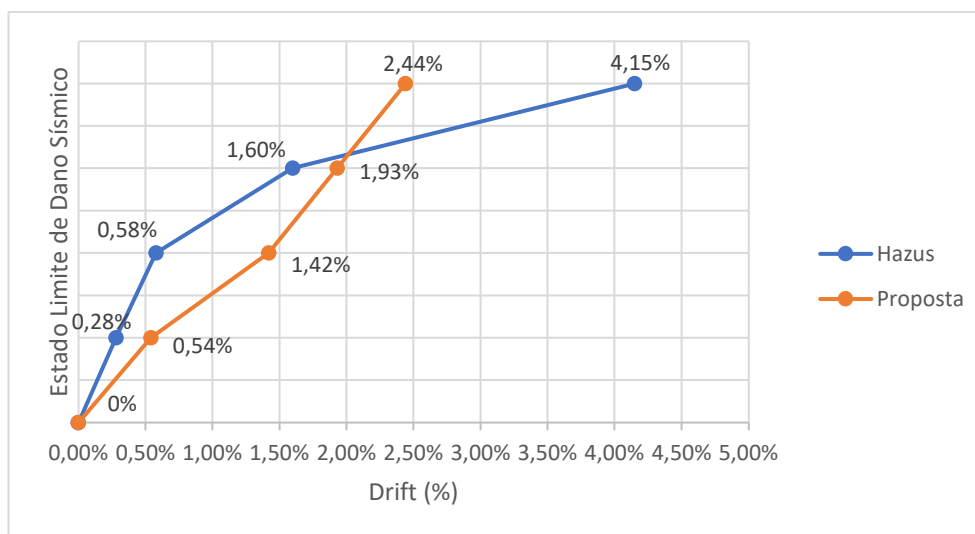


Figura 3.61: Comparação entre a metodologia definida e a proposta pelo Hazus

Ao analisar os gráficos pode-se concluir que nos estados de danos menos drásticos (ligeiro e moderado) o valor dos índices de dano proposto neste trabalho é ligeiramente superior ao proposto pelo Hazus. No estado de dano de colapso, o valor limite é cerca de 1,71% inferior quando comparado com o valor proposto por Hazus. A evolução dos estados de danos verifica-se ser mais linear neste caso de estudo, enquanto na proposta feita pelo Hazus a evolução é do tipo exponencial.

A metodologia proposta neste trabalho será agora comparada com o valor dos índices de danos calculados por Park&Ang, (Park & Ang, 1985). No trabalho feito por Park&Ang os mesmos não utilizam os valores do índice de dano, sendo necessário proceder a comparação entre os valores de *drift* limites. A tabela 3.36 representa a comparação entre as duas metodologias e a figura 3.62 a evolução de ambas.

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

| | DI (Park&Ang) | DI (Proposto) |
|------------------|---------------|---------------|
| S/dano | 0 | 0 |
| Ligeiros | 0,1 | 0,22 |
| Moderados | 0,25 | 0,56 |
| Extensos | 0,4 | 0,82 |

| | | |
|----------------|---|------|
| Colapso | 1 | 1,07 |
|----------------|---|------|

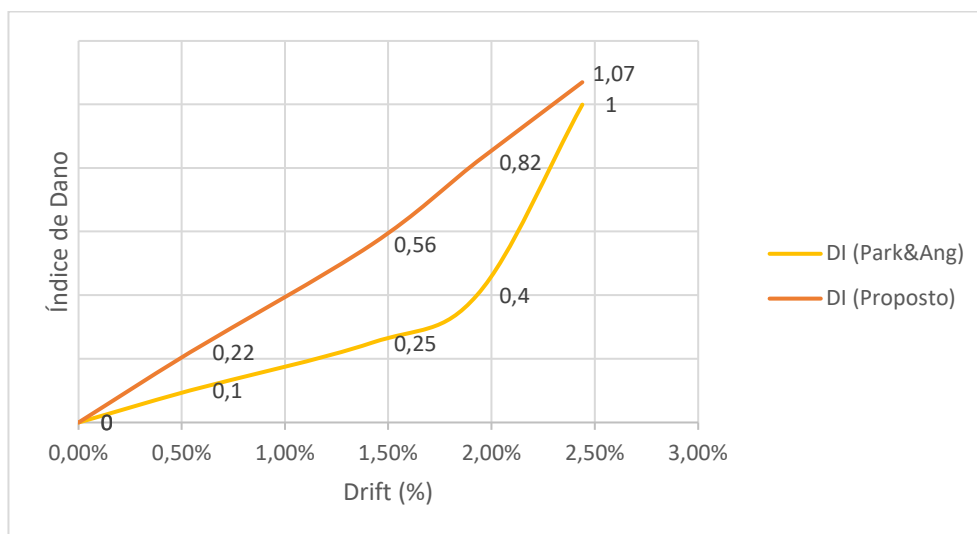


Figura 3.62: Comparação entre a metodologia definida e a proposta por Park&Ang

A analisar a comparação entre as duas propostas, concluímos que os valores calculados neste trabalho são sempre superiores aos valores de índice de dano propostos por Park&Ang. A evolução do índice de dano de Park&Ang é parabólica, ao contrário da evolução do índice de dano do presente trabalho que é linear. Como já foi referido anteriormente a discrepância existente entre os valores de deve-se há imprecisão do cálculo da energia dissipada.

O segundo tipo de definição consiste em analisar a “performance” estrutural em vez dos tipos de danos. As definições propostas por diversos autores conforme abordado no ponto 3.2, serão utilizadas para comparação com os valores obtidos neste trabalho.

A primeira proposta que utilizaremos para comparação, é a metodologia proposta pelo ATC (ATC40,1996). Para a comparação é utilizado os valores de *drift* final proposto neste trabalho com o valor de *drift* total máximo proposto pelo ATC. Para o cálculo do nível de operacionalidade estabilidade estrutural, é utilizado para o V_i o valor médio de todos os valores de carga máxima aplicada em cada pilar, que no caso deste estudo é de 185,64 kN, e o valor utilizado para P_i será 250 kN visto ser o valor utilizado em praticamente todos os pilares. A tabela 3.37 representa os valores propostos pelo ATC.

Tabela 3.37: Valores limite de drift propostos pelo ATC

| | <i>Drift</i> total máximo |
|----------------------------|---------------------------|
| Ocupação imediata | 0,01% |
| Controlo de dano | 0,02% |
| Segurança de vidas humanas | 0,02% |
| Estabilidade estrutural | 0,22% |

A segunda proposta usada para a comparação é a metodologia proposta pelo FEMA (FEMA356, 2000). Serão utilizados os valores propostos para as estruturas de betão armado, e será sempre utilizado o valor do *drift temporário*. A tabela 3.38 demonstra os valores propostos pelo FEMA, obtidos a partir de (Rodrigues, et al., 2013).

Tabela 3.38: Valores limite de drift proposto pelo FEMA

| | <i>Drift</i> total máximo |
|----------------------------|---------------------------|
| Ocupação imediata | 1,00% |
| Controlo de dano | 2,00% |
| Segurança de vidas humanas | 2,00% |
| Prevenção de colapso | 4,00% |

A terceira proposta é a apresentada por Vision 2000 – SEAOC 8SEAOC- Vision 2000, 1995). A tabela 3.39 demonstra os valores de *drift* máximo permitido para cada nível de operacionalidade estrutural.

Tabela 3.39: Valores limite de drift proposto pelo Vision 2000

| | <i>Drift</i> total máximo |
|----------------------------|---------------------------|
| Ocupação imediata | 0,20% |
| Controlo de dano | 0,50% |
| Segurança de vidas humanas | 1,50% |
| Colapso eminente | 2,50% |

A figura 3.63 mostra a comparação das três propostas acima referidas com os valores de *drift* máximo proposto neste trabalho.

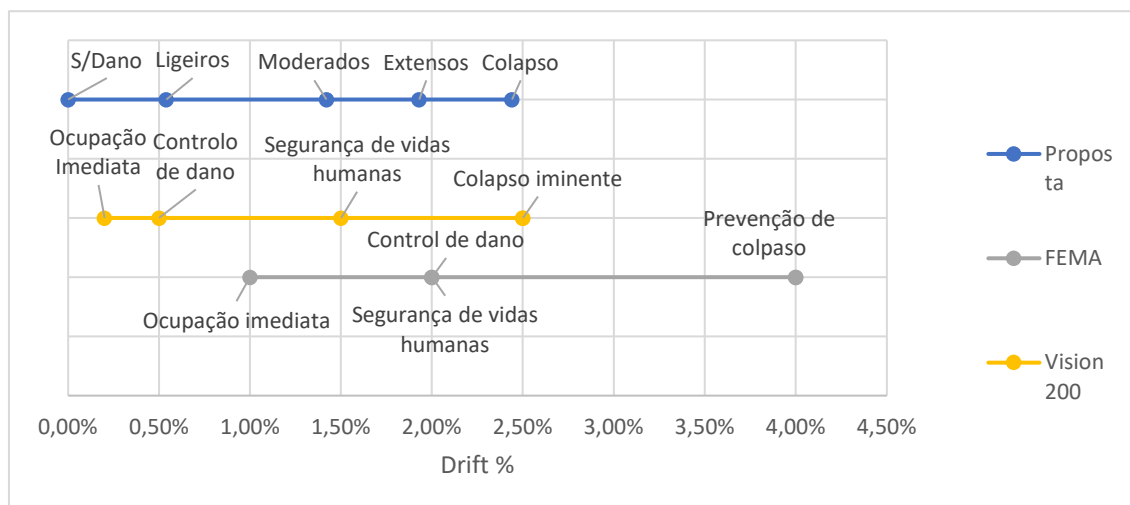


Figura 3.63: Comparação entre os valores limite definidos e os propostos pelo Vision 2000, FEMA e ATC

Ao analisar a comparação entre valores dos autores acima mencionado, com os valores desta proposta, podemos concluir primeiramente que existe uma grande disparidade entre os valores propostos pelo ATC, sendo que se desconsidera esta comparação, tendo em conta apenas as outras propostas. O colapso da estrutura verifica-se sempre quando o nível de operacionalidade da estrutura é o mais gravoso. O nível de operacionalidade ocupação imediata acontece sempre no estado de dano ligeiro. O nível de operacionalidade controlo de danos e segurança de vidas humanas ocorre sempre entre os estados de danos moderados e os danos extensos. De acordo com a comparação, a metodologia que mais se assemelha aos valores propostos neste trabalho é a metodologia de FEMA.

Como conclusão desta comparação, podemos observar que os valores limite dos estados de danos estão coerentes com os propostos por outros autores, com exceção da proposta do ATC que foi anteriormente desconsiderada. Em relação ao índice de danos, estes são superiores ao índice proposto por Park&Ang, como já foi anteriormente referido, esta discrepância de valores deve-se a imprecisão do cálculo da energia dissipada.

4. Reforço Sísmico

Os danos e colapsos que resultam da ocorrência de um sismo ocorrem de maneira cadenciada e progressiva, tendo como principais consequências imediatas, o desligamento da estrutura e fissuração da mesma. A duração do sismo irá ditar o volume de danos. Em grande maioria dos casos os danos a estrutura que podem ser considerados como permanentes são fissuras, desaprumos da construção e desconexão entre elementos que compõem a construção. As junções dos danos permanentes levam a diminuição da resistência global da estrutura, tendo como consequência uma mais rápida deterioração da construção, o que por outro lado leva a uma redução da rigidez global da estrutura, aumentando o seu período natural e reduzindo as forças a que a construção está sujeita. No caso dos danos provocados por ações sísmicas, os mesmos podem não ter consequências imediatas, o colapso e a deterioração das construções podem levar décadas e podem ser agravados quando combinados por fatores alheios à ação sísmicas, tais como, o assentamento das fundações, a variação de temperatura e a presença de humidade no ar que introduzem tensões adicionais nos elementos estruturais.

Atualmente existem diversas técnicas e conhecimentos que permitem reforçar e reparar as estruturas, com vista a melhorar o comportamento face às ações sísmicas. Como existem tantas técnicas disponíveis, primeiro é necessário avaliar a extensão dos danos, para que se possa identificar com precisão quais as técnicas mais adequadas, existe um custo associado a cada tipo de técnica, este pode ser estimado em função do nível de dano e da sua extensão. Neste trabalho as técnicas de reforço e os custos associados a cada uma serão determinados a partir dos estados de danos definidos no capítulo anterior.

Neste trabalho será abordada as diferentes técnicas de reparação propostas no projeto de investigação “PRISE – Avaliação de Perdas e Risco Sísmicos dos Edifícios em Portugal” (PRISE, 2013-2015), financiado pela FCT (Fundação para a ciência e tecnologia) e em (Delgado, et al, 2016). Para uma análise mais profunda da reabilitação dos pilares ensaiados, será elaborado um caderno de encargos e uma estimativa orçamental que englobe todos os trabalhos necessários para a conclusão da obra, será tido em conta apenas uma técnica de reforço, porém não será quantificada só os trabalhos que envolvem a técnica, mas também os trabalhos necessários para o acesso até a zona danificada, que como referido anteriormente nem sempre são de fácil acesso.

4.1. Técnicas de reparação em estruturas com danos ligeiros

Os danos ligeiros não necessitam de grandes intervenções, visto que os danos são quase impercetíveis visualmente. Apesar de não existir nenhum comprometimento estrutural ou risco para a estrutura, com o aparecimento das pequenas fissuras (0.1 mm e os 0.5 mm) o pilar torna-se esteticamente desagradável, necessitando de algumas pequenas reparações para se obter novamente uma estrutura harmoniosa. Quando ocorre o início da fendilhação, apenas se identifica como necessárias três técnicas de reparação, que podem ocorrer em conjunto:

- **Pintura da superfície** – Esta deve seguir um esquema de pintura monocamada de base aquosa, sendo realizada em duas demãos, com acabamento liso, resistente aos álcalis dos ligantes hidráulicos e cumprindo os mínimos da EN 1504-2 (CEN, 2006). De forma a prevenir o aparecimento de novas fissuras, a pintura deverá ser aplicada em todas as superfícies do pilar utilizando uma tinta elástica. O esquema de pintura deverá ter em conta o critério de resistência aos álcalis dos ligantes hidráulicos, para que este, devido as reações RAS (reação álcali/sílica) previnam o aparecimento de novas fissuras.
- **Reboco da superfície** – Esta técnica é utilizada como um tratamento generalizado das fissuras do pilar, devendo ser aplicada em toda a superfície do pilar, sendo necessário utilizar simultaneamente uma argamassa adjuvada, obtendo-se assim uma superfície uniforme.
- **Preenchimento da superfície com resina epóxy** – Este tratamento tem como objetivo recompor a estrutura e, desta forma, promover a sua uniformidade, através do tratamento das fissuras. Para o tratamento das fissuras é necessário utilizar matérias com alta resistência mecânica à compressão, à tração, sendo a resina epóxy o material mais recomendado para o tratamento de fissuras. O material é rígido após a cura, portanto é importante restringir o tratamento somente às fissuras passivas, isto é, que não apresentam movimentação, no caso dos danos ligeiros, a grande maioria das fissuras se enquadra neste cenário. A injeção de resina epóxy apresenta características como, ser isenta de solventes, possuir grande durabilidade, ser um excelente aderente ao substrato e ter uma baixa viscosidade, que garante maior injeção, penetrando melhor nas fissuras com aberturas maiores ou iguais a 0,1 mm. A injeção da resina epóxy nas fissuras deverá ser efetuado através de perfuração (bicos em alumínio), observando-se o surgimento da mesma nos pontos de controlo. Neste momento, interrompe-se a injeção neste bico e passa-se a injetar no bico do ponto de controlo. Este tratamento contém uma resistência à compressão de 80 a 100 Mpa, resistência à tração de 40 a 60 Mpa, excelente aderência > 2,0 Mpa, boa durabilidade, baixa viscosidade, e é resistente aos agentes agressivos (ácidos e bases diluídos). Esta técnica de reparação superficial deverá ser efetuada em fendas entre os 0,1 mm e 0,5 mm. Para fissuras menores do que as anteriormente mencionadas, deverá apenas ser utilizada a técnica de esfregar a superfície com resina epóxy, que consiste em aplicar o produto por impregnação, com uma demão, resistente aos álcalis dos ligantes hidráulicos e cumprindo com os requisitos mínimos da EN 1504-2 (CEN, 2006).

4.2. Técnicas de reparação em estruturas com danos moderados

O estado de dano moderado é caracterizado por fendas pequenas nas faces do pilar, tendo uma abertura entre os 0.5 mm e 1.0 mm, a estabilidade da estrutura não esta em causa, sendo desnecessário a aplicação de qualquer tipo de reforço estrutural.

A técnica de reparação adequada para este estado de dano consiste na injeção de resina *epóxi* (conforme descrito no ponto anterior)

4.3. Técnicas de reparação em estruturas com danos extensos

As fendas que aparecem neste tipo de estado de danos já são mais severas, tendo as fendas médias uma abertura de 2.0 mm e as fendas grandes aberturas de até 3.0 mm, este estado de danos também é caracterizado pelo aparecimento de destacamento do betão de recobrimento. A estabilidade da estrutura neste caso já se encontra comprometida, sendo necessário ter alguma atenção redobrada, ou seja, necessita de reforço estrutural do elemento afetado pelo dano.

A técnica utilizada para o tratamento das fissuras consiste na injeção/embebimento das fissuras com resina epóxi, como referido anteriormente nas técnicas de reparação dos estados de danos ligeiros e moderados. Quando ocorre o destacamento do betão de recobrimento, é necessário além do tratamento das fissuras, proceder à reconstrução do pilar com uma argamassa adequada (Jamran, 2006).

O reforço estrutural passa a ser indispensável quando a estrutura sofre com este tipo de dano. Existem três técnicas distintas de reforço estrutural que são mais utilizadas no mercado, são estas: aumento da secção com recurso a betão armado, colagem de chapas metálicas e o envolvimento do pilar com mantas de materiais compósitos. Os materiais compósitos normalmente utilizados são: Fibras de carbono (CFRP), fibra de vidro (GFRP) e fibra de aramida (AFRP), normalmente conhecida como KEVLAR.

O destacamento do betão pode comprometer excessivamente a estabilidade da estrutura, sendo que a reparação superficial do elemento estrutural acaba por ser pouco eficaz. Neste caso passa a ser necessário proceder a substituição do betão degradado. Antes de proceder a injeção do novo betão é necessário remover o betão degradado, limpar e realizar um tratamento da superfície com recurso a um martelo de agulhas, melhorando através deste equipamento a aderência do betão novo ao betão velho. Após proceder a remoção do betão degradado, é necessário betonar novamente as zonas afetadas, respeitando a EN 1504-2 (CEN, 2006). A ilustração do processo de betonagem foi retirada do trabalho de (Kamran, 2006), conforme indicado na figura 4.1.

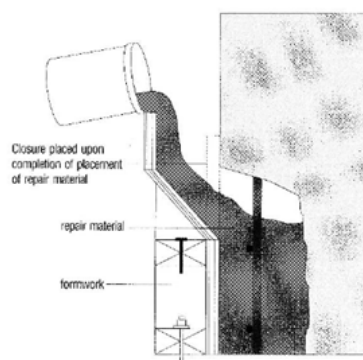


Figura 4.1: Técnica de reparação para o dano de betão destacado

4.4. Reforço de secções com encamisamento/colagem de chapas metálicas

Após o sismo de 1971 em São Francisco nos EUA, passou-se a ser necessário dar mais atenção ao reforço dos elementos estruturais, nomeadamente os pilares. Alguns estudos que foram conduzidos em pilares de pontes concluem que a técnica de encamisamento de chapas metálicas proporciona um aumento da ductilidade, aumento da resistência ao reforço transversal e maior dissipação de energia (Charlotte A.C. Bouvier, 2003).

O método consiste em colar armaduras (chapas ou placas) à superfície do betão por aplicação de uma resina *epóxi*. A ligação entre o betão e a armadura adicionada é feita através de um adesivo, desta maneira são transferidas as forças da armadura para o betão por intermédio de tensões tangenciais desenvolvidas ao longo da interface de colagem (Juvantes, 1999).

Nos estudos realizados por (José V. Paiva et al, 2006) são referidas diversas vantagens na utilização de elementos metálicos para o reforço e reparação de estruturas, nomeadamente:

- Relação favorável peso/resistência mecânica;
- Aptidão para resistir a diferentes tipos de solicitações;
- Capacidade de adaptação aos espaços existentes;
- Elevado grau de pré-fabricação, que permite a realização de operações de montagem relativamente limpa e assegura a entrada imediata “em serviço” da nova estrutura;
- Rapidez e facilidade de execução;
- Diminuta alteração nas dimensões arquitetónicas;
- Não requer mão-de-obra especializada.

O mesmo estudo também referencia algumas das principais desvantagens:

- Vulnerabilidade da estrutura à corrosão e ao incêndio;
- Manuseamento das chapas metálicas devido ao seu peso;
- Limitação das dimensões das chapas metálicas.

O reforço é solidarizado com o material existente através da transmissão de tensões tangenciais, deste modo, para um melhor aproveitamento do reforço é aconselhável o uso de técnicas de colagem ou buchas autoexpansíveis.

Esta técnica tem como princípio o encamisamento de aço atuar como um confinamento passivo de reforço, este por sua vez vai impedir que exista dilatações do betão, havendo uma compressão lateral, como consequência a resistência a compressão e corte é aumentada assim como a ductilidade do elemento.

Os elementos utilizados são geralmente chapas de aço ou perfis metálicos, colados com resinas *epóxi*, podendo ainda ser complementada com buchas metálicas.

Nos pilares circulares é normalmente utilizadas duas secções semicirculares, onde estas são unidas através de soldadura ao longo de toda a altura do revestimento. Um espaço de aproximadamente 2 cm é deixado entre o pilar e o revestimento para ser preenchido com

argamassa, tornando possível existir uma boa ligação entre os materiais, provocando por consequência um comportamento monolítico entre os mesmos. Um espaço de cerca de 5 cm é também deixado entre a parte superior e inferior do pilar para evitar possíveis destacamentos do revestimento (Daudey, X. and A. Filiatrault., 2000).

Para o caso dos pilares retangulares, o encamisamento metálico pode ser feito com secções retangulares ou elípticas. O procedimento é semelhante ao descrito anteriormente, as chapas em forma de “L” são solidarizados através de soldadura. Para encamisamento com secções elípticas, os espaços vazios são preenchidos com betão em vez de argamassa porque a quantidade a preencher é maior (Aboutaha, R.S et all., 1999).

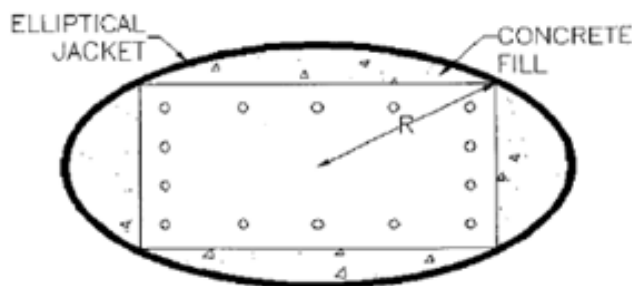


Figura 4.2: Reforço com encamisamento metálico elíptico para secções retangulares (Aboutaha, R.S et all, 1999)

A execução de um reforço com colagem de armaduras é composta por diversas etapas sendo que as mais importantes são:

- Tratamento da superfície do betão – Nesta fase inicial do processo de reforço, é necessário que exista a garantia de uma superfície limpa e com rugosidade suficiente, mas não exagerada de modo que a espessura da resina se mantenha entre 1 a 3 mm.
- Tratamento das chapas (Gomes, A., Appleton, J.) – As chapas após o fabrico, devem ser decapadas e protegidas com películas plásticas para se garantir a limpeza das mesmas até á zona de aplicação. Estas devem ser protegidas com pintura contra a corrosão e ação do fogo.
- Característica da resina (Gomes, A., Appleton, J.) – A resina deve ser do tipo *epóxi*, com características relevantes tais como o módulo de elasticidade, tensão de rotura, viscosidade e período de aplicação e endurecimento.

4.5. Reforço de secções com encamisamento de betão armado

A técnica mais comum existente para reforço estrutural é o encamisamento das secções com betão armado, esta permite melhorar o desempenho dos elementos (pilares, paredes, vigas e nós viga-pilar). Pode ser aplicada em vigas para aumentar a resistência à flexão e/ou a resistência ao esforço transversal. No caso dos pilares esta técnica garante um aumento de resistência à flexão e à compressão.



Figura 4.3: Encamisamento de pilares com betão armado (Santos, 2008)

No trabalho de (Eduardo S. Júlio, 2011) são referidas algumas vantagens desta técnica, destacando:

- Simplicidade de execução, não requer a existência de mão-de-obra especializada, sendo que esta apenas deve possuir alguns conhecimentos de técnicas de execução como se tratasse de estruturas novas;
- Distribuição uniforme do incremento de rigidez;
- Aumento da durabilidade do pilar.

O trabalho de (Eduardo S. Júlio, 2011) também destaca algumas desvantagens da técnica:

- No caso de necessidade de continuação do reforço do pilar entre pisos subsiste a necessidade de perfurar a laje para poder dar continuação às armaduras de reforço, caso a laje seja vigada a armadura longitudinal pode ficar condicionada;
- Nos casos de necessidade de proteção contra a corrosão ou incêndio onde o aço fica exposto e quando são usadas resinas do tipo epóxi;
- Aumento das necessidades das dimensões da secção transversal.

A descrição da técnica consiste em quatro diferentes fases:

1. Escoramento

Permite que o reforço seja aplicado com níveis de tensão mais baixos na estrutura, permite evitar danos e até mesmo o colapso;

2. Interface material existente/reforço

Nesta fase procede-se a preparação da superfície de ligação, de modo que o resultado final entre a ligação do material existente e o reforço tenha um comportamento o mais monolítico possível;

3. Disposição de armaduras

Colocação de armaduras adicionais de reforço, se as armaduras existentes apresentarem uma perda de secção superior a 10 % (Gomes, A., Appleton, J.). É possível verificar nas seguintes figuras os vários tipos de disposições de armaduras para reforço de pilares.

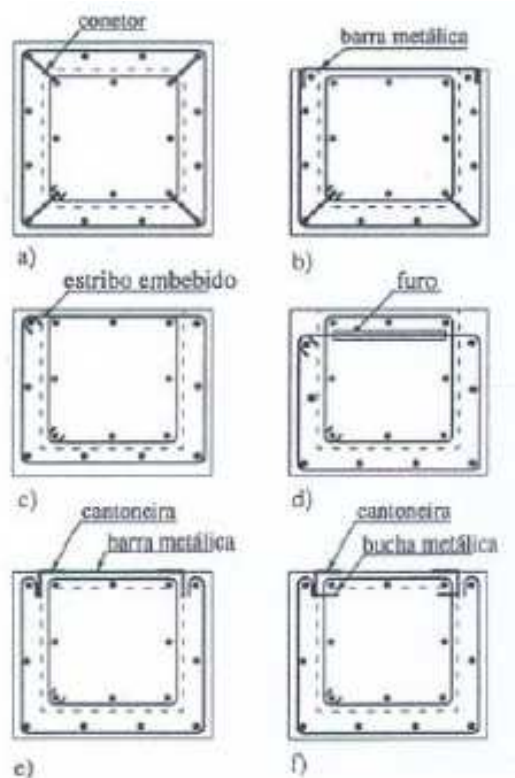


Figura 4.4: Disposição das armaduras mais utilizadas no encamisamento de pilares (Gomes, A., Appleton, J.)

1. Fase de betonagem

A betonagem pode ser realizada com betão projetado, betão normal ou com uma argamassa especial, os quais devem possuir boa trabalhabilidade, baixa retração, elevada resistência à compressão e boa aderência (Gomes, A., Appleton, J.).

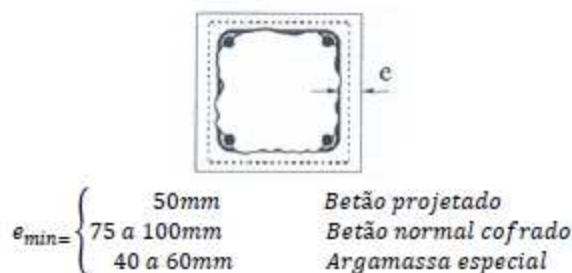


Figura 4.5: Espessura a betonar em função do material e técnica utilizada (Gomes, A., Appleton, J.)

4.6. Reforço estrutural com colagem de compósitos FRP

A técnica de colagem de compósitos FRP surge como um upgrade da técnica por colagem de chapas ou placas de aço. Esta técnica surgiu da necessidade de utilização de materiais leves como reforço. As fibras atualmente contam com um custo reduzido de fabrico e possuem uma execução mais fácil, tendo como comparação as outras técnicas anteriormente listadas.

O compósito de FRP é constituído pela conjugação de fibras orgânicas ou inorgânicas que são agrupadas através e uma resina (poliésteres, vinil ou epóxi) termoendurecível ou termoplástica, formando assim a matriz polimérica. Os compósitos possuem ainda cargas de enchimento, conhecidos como “fillers”, que podem conter alguns aditivos, tais como, agentes catalisadores ou aceleradores. Os FRP's podem ser distinguidos em dois grupos, segundo indicado no trabalho de Juvantes (1999):

- Sistemas pré-fabricados conhecidos por “Prefabricated Elements” (constituídos pelo laminado de FRP e pelo adesivo). As fibras com orientação unidirecional unificadas através de uma resina termoendurecível da origem ao grupo dos sistemas pré-fabricados. A resina termoendurecível é resultado de um processo de pultrusão, que é um processo que consiste em saturar as fibras contínuas com espessuras e larguras controladas com resinas, esticadas através de um molde aquecido, este processo dá origem a um produto final com a forma transversal desejada, sendo dispensável qualquer polimerização do produto em obra. De acordo com (Juvantes, 1999) o laminado mais utilizado é o (“Laminate”, “Strips”), estes apresentam-se com uma espessura de 1,2 e 1,4 mm e com largura variável. Através de ensaios em planos de controlo de qualidade, o fabricante pode garantir as características mecânicas e físicas do laminado. A colagem do laminado a superfície a ser reforçada é normalmente feita com um compósito que pode ser do tipo epóxido, de vinil, ou poliéster designado por adesivo.
- Sistema curados “in situ” conhecidos por “Wet Lay-up Systems” (constituídos pelas telas de fibras e pela resina de impregnação). Os sistemas “in situ” apresentam fibras em forma de fios, designadas por tecidos (“Fabrics”) ou mantas (“Sheets”), em estado seco ou com teores de impregnação reduzidos. Em seu trabalho Juvantes (199) expõe que as mantas são compostas por fibras unidirecionais (orientação 0°) e com espessuras de 0.1 a 0.2 mm (1/10 dos laminados) e larguras entre 25 e 30 cm. Os tecidos possuem fibras entrelaçadas, (orientações 0°/90°) ou multi direccionalmente, com a largura de cerca de 60 cm. A percentagem das fibras das mantas e dos tecidos são indicados através do peso do produto por m² (g/m²), sendo que os valores se encontram na ordem dos 200 a 400 g/m². No final é formado um produto que contém resina para impregnar as fibras, sendo necessário em obra uma polimerização com resina para criar o FRP, esta polimerização também serve como adesivo à superfície da estrutura de betão.

As fibras também podem ser divididas de acordo com a sua disposição e da sua geometria, podendo ser classificadas como unidirecionais, bidirecionais e multidirecionais. Atualmente as fibras mais utilizadas são, as de vidro, carbono e a poliamide aromática (aramida ou kevlar®), sendo internacionalmente assinalados por GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) e AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymer).

4.6.1. Componentes da aplicação do sistema FRP

- Fibras

As fibras que compõem os sistemas FRP são escolhidas em função da classe de exposição ambiental, do módulo de elasticidade, resistência à tração e fadiga, custo económico e durabilidade. As fibras mais adequadas para intervenções de reforço em estruturas de betão são as fibras em filamentos de configuração contínua, denominadas como “*Continuous Fibers*” (ACI 440R-96, 1996; JCI TC952, 1998), devido à possibilidade de orientação numa direção específica, otimizando o desempenho estrutural (Juvandes, 1999). As fibras mais utilizadas nas técnicas de reforço estrutural são: de vidro (G), de carbono (C) e a poliamida aromática (aramida (A) ou Kevlar® (K)).

As fibras de carbono (C) destacam-se quando comparadas as outras, por esta apresentar, elevados valores de módulo de elasticidade, uma maior resistência a tração e a fadiga, uma relação resistência/peso bastante elevada, um baixo peso específico comparada com as outras fibras, boa resistência à abrasão, impacto e resistência térmica, porém possuem a desvantagem de possuir um elevado custo. As fibras de vidro (G) possuem um baixo custo, mas tem a desvantagem de possuir valores baixos de módulos de elasticidade e uma baixa resistência térmica e resistência à tração.

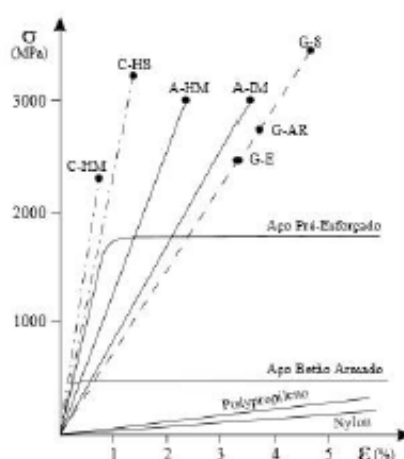


Figura 4.6: Comportamento à tração de fibras e metais (ACI 440R-96, 1996)

Legenda:

C-HM – Fibras de carbono de elevado módulo de elasticidade;

C-HS – Fibras de carbono de elevada resistência;

A-HM – Fibras de aramida de elevado módulo de elasticidade;

A-IM – Fibras de aramida de módulo de elasticidade intermédio;

G-S – Fibras de vidro de elevada resistência;

G-AR – Fibras de vidro de resistência média;

G-E – Fibras de vidro com propriedades similares a G-AR, mas de densidade inferior.

| Fiber Type | Tensile Strength (MPa) | Modulus of Elasticity (GPa) | Ultimate Strain (%) | Density (kg/m ³) | Fiber Diameter (µm) |
|----------------------|------------------------|-----------------------------|---------------------|------------------------------|---------------------|
| E-glass ^a | 1800–3500 | 70–75 | 2.0–3.5 | 2500–2600 | 5–25 |
| S-glass | 3400–4800 | 85–100 | 3.5–5.0 | 2500–2600 | 5–25 |
| Carbon—Pitch HM | 3000–3500 | 400–800 | 0.4–1.5 | 1900–2100 | 9–18 |
| Carbon—PAN HM | 2500–4000 | 350–700 | 0.4–0.8 | 1800–2000 | 5–8 |
| Carbon—PAN HT | 3500–5000 | 200–260 | 1.2–1.8 | 1700–1800 | 5–8 |
| Aramid—IM | 2700–4500 | 60–80 | 4.0–4.8 | 1400–1450 | 12–15 |
| Aramid—HM | 2700–4500 | 115–130 | 2.5–3.5 | 1400–1450 | 12–15 |
| Basalt | 1850–4800 | 70–110 | 2.5–3.5 | 2500–2000 | 6–13 |

IM, intermediate modulus; HM, high modulus; HT, high tensile strength.

^a Properties of AR-glass are similar to E-glass, though the density may be somewhat lower.

Figura 4.7: Propriedades das principais fibras (Monoocherhr Zoghi, 2014)

- Adesivos

Os adesivos utilizados nos sistemas “pré-fabricados” são constituídos por uma resina, e por vezes pode ocorrer a adição de um endurecedor. O adesivo garante a função de ligação e transferência de tensões entre o sistema FRP e o betão.

- Primário

O primário é mais conhecido entre os utilizadores desta técnica como “Primers”, este é um fluido de viscosidade reduzida, tendo cerca de 10% de solução do adesivo em solvente orgânico, que se coloca na superfície do betão para melhorar o desempenho da ligação e criar um revestimento sobre o qual o adesivo possa fluir mais facilmente (FIB bulletin14, 2001).

- Massa de enchimento

A massa de enchimento mais conhecida como “Puttie filler”, é um material inerte, constituído por calcário pulverizado, sílica ou substâncias coloidais, adicionado com cimento Portland, tinta ou resina. A finalidade desta massa é reduzir à retração, a densidade, os custos e aumentar a trabalhadade, serve também para reduzir os vazios quando a superfície de betão apresenta irregularidades significativas, tornando assim a superfície de betão mais lisa e regular.

- Resinas de saturação

As resinas de saturação ou matriz polimérica (resina termoendurecível), servem para impregnar as fibras de reforço e moldar a superfície de betão. As funções destas são: fornecer um caminho de transferências de tensões, proteger as fibras de esforços de compressão, ações térmicas e exposição à agressividade ambiental. A seleção da matriz polimérica deve ser cuidadosa, escolhendo geralmente resinas termoendurecíveis do tipo epóxido (ACI 440R-96, 1996).

O estudo designado por “A temperatura e a técnica de reforço por colagem de sistemas de FRP com recurso a ensaios DSC e DMTA” realizado por (Juvandes et all, 2006), concluiu que a variação de temperatura critica (Tc), em resinas comerciais correntes se encontra muito próximo e por vezes abaixo do valor das temperaturas características

(T95), das obras em Portugal. A aproximação descoberta por (Juvandes) pode conduzir ao amolecimento dos adesivos, pondo em causa as propriedades e todo o sistema de reforço FRP.

Tendo em conta os estudos realizados por (Juvandes et al, 2006), é recomendado a implementação de três critérios:

- I. Avaliar o gradiente hidrotérmico esperado para a envolvente da obra no período de vida útil;
- II. Selecionar ou desenvolver novos adesivos/resinas cujo valor da temperatura de transição vítrea (T_g) seja superior às condicionantes ambientais esperadas para a estrutura;
- III. Implementar ações preventivas na zona reforçada, de modo a evitar a exposição direta dos reforços ao ambiente, recorrendo a medidas de proteção.

- Revestimento protetor

O revestimento protetor caracteriza a camada exterior do sistema FRP, para se obter um sistema com um comportamento adequado a longo prazo, é necessário executar uma proteção temporária, incluindo medidas de proteção, essencialmente ambientais, na fase em que a resina se encontra em processo de cura. A proteção permanente é aplicada em seguida, protegendo o sistema contra os impactos, fogo, exposição a químicos, raios ultravioletas, humidade e temperaturas excessivas. Poderá ainda haver um acabamento estético (Mirmiran e Shahawy, 2008).



Figura 4.8: Aplicação do sistema FRP (adaptado de BASF, 2007)

4.6.2. Durabilidade dos FRP's

Existem quatro principais fatores que condicionam a durabilidade dos sistemas FRP'S, são eles:



Figura 4.9: Fatores condicionante para a durabilidade dos FRP's

1. Humidade

A humidade provoca nos sistemas FRP's uma diminuição da resistência da matriz devido às ligações moleculares moles. O efeito da humidade pode ser evitado utilizando uma resina correta, como por exemplo a matriz de vinylester, sendo aconselhável evitar resinas do tipo poliéster em ambientes húmidos. Alguns estudos mostram que para sistemas de reforço com CFRP aplicados em ambientes que envolvam ciclos de molhagem, o desempenho do FRP diminui entre 20 a 30%, valores resultantes da descolagem da placa de FRP à interface do betão (Álvaro Sousa, 2008).

2. Temperatura

Os sistemas FRP perdem as suas propriedades mecânicas quando expostos a altas temperaturas. As temperaturas que se situa entre os 60° e 120° Celsius são consideradas as mais críticas, provocando uma maior deterioração dos sistemas GFRP e AFRP, sendo este um dos principais motivos para os FRP's não serem tão usualmente utilizados em edifícios, onde, em comparação com as pontes, a segurança é mais exigente. Os sistemas FRP são extremamente perigosos em casos de incêndios, libertando gases extremamente tóxicos e perigosos para os seres humanos, além da perda de cerca de 80% da resistência à tração para temperaturas acima dos 500° Celsius.

A solução para contornar o problema das altas temperaturas, é a proceder a utilização de sistemas do tipo CFRP, na verdade estes são quase insensíveis a altas temperaturas, sendo capazes de suportar temperaturas superiores aos 1000° Celsius, sendo esta a principal razão para a utilização destas fibras na indústria de aviação.

3. Alcalinidade

A alcalinidade provoca nos sistemas de FRP uma diminuição da resistência, sendo provocada pela a exposição em que o sistema esteja sujeito, pode também prover da porosidade do betão, onde usualmente se encontram valores de pH acima de 11. Os sistemas GFRP sofrem mais com a alcalinidade, devido a deterioração da matriz e das fibras provocarem perdas de capacidade na ordem dos 20%. Um método muito utilizado para combater esta sensibilidade, é utilizar resinas da matriz do tipo vinylester, e em seguida utilizar uma pintura de proteção designada por AR-Glass (Alkaline Resistant fibers), a maior desvantagem desta técnica é ser 10 vezes mais caro comparativamente ao sistema convencional de GFRP (E-GLASS). (Álvaro Sousa, 2008).

4. Exposição ultravioleta

A exposição aos raios ultravioletas causam danos nas ligações químicas, porém este fenómeno aparece apenas na camada superficial do polímero AFRP, onde um revestimento adequado pode resolver o problema. Os sistemas CFRP e GFRP não estão sujeitos a este tipo de agressão.

4.6.3. Vantagens e desvantagens dos FRP's

Os sistemas compósitos de FRP surgem como uma alternativa aos sistemas de reforço por colagem de chapas ou perfis metálicos. Estes sistemas possuem um custo mais elevado em comparação com os materiais típicos utilizados na construção civil, tais como, betão ou aço, porém a relação peso/resistência, capacidade contra ambientes agressivos, facilidade e simplicidade de manuseamento em obra, dá a este material um grande potencial para passar a ser correntemente utilizado em reforços estruturais, apresentando ótimos resultados de resistência, durabilidade, facilidade e simplicidade de execução em obra.

Esta técnica não se diferencia das restantes técnicas de reforço, quando estamos a falar de obter um melhor êxito do produto, é necessário para ótimos resultados uma correta conceção em projeto e uma boa execução em obra.

Tabela 4.1: Principais vantagens e desvantagens das fibras FRP (Álvaro Sousa, 2008)

| Tipo de fibra | Vantagens | Desvantagens |
|----------------|---|---|
| Carbono (CFRP) | Grande resistência à tração, compressão e fadiga | Sensibilidade ao choque e abrasão |
| | Grande resistência a temperaturas elevadas e à ação de agentes químicos | Corrosão do tipo galvânico |
| | Boa condutividade térmica e elétrica | Cerca de dez vezes mais cara do que as fibras de vidro (GFRP) |
| | Imune a corrosão | |
| Vidro (GFRP) | Grande resistência à temperatura | Muito suscetível a choque e danos |
| | Boa aderência à matriz polimérica | Características mecânicas inferiores a CFRP e AFRP |
| | Transparente | Maior peso específico |
| | Boa relação qualidade/preço | |
| Aramida (AFRP) | Baixa densidade | Baixa resistência à compressão |
| | Elevada resistência à tração | Sensibilidade à fluência, e ação dos raios ultravioletas |
| | Boa resistência ao choque, desgaste e vibrações | Dificuldade de moldagem |
| | Boa resistência a altas temperaturas e químicos | Absorção de humidade |

4.7. Quantificação do reforço nos pilares ensaiados

Em grande parte, os pilares deste trabalho sofrem uma rotura por corte, sendo então quantificada a resistência ao corte dos pilares, para podermos obter valores para a quantificação do reforço. A tabela 4.2 mostra os valores da capacidade ao corte inicial (sem reforço) calculados através da fórmula descrita por Priestley (Priestley, et al, 1996), sendo calculados para as ductilidades 2 e 8 porque foram as ductilidades escolhidas por (Delgado, 2009), para calcular a capacidade de corte inicial dos pilares durante o seu trabalho. O objetivo por trás de serem escolhidas duas ductilidades diferentes, é ser possível obter uma comparação dos valores de resistência ao corte para diferentes capacidades de deformação. Neste trabalho irei duplicar a capacidade resistente de cada pilar (tabela 4.3), para que o elemento estrutural consiga ter a capacidade resistente igual ou superior do que a inicial. É necessário proceder a essa duplicação, porque se calcularmos o reforço para os valores de resistência inicial, o mesmo não terá essa mesma resistência, devido ao fato, que o betão interior e a sua armadura já experimentou tensões de tal ordem que os materiais perderam algumas das suas capacidades de resistência inicial, tendo os materiais atingido tensões de grande ordem, que o fizeram entrar em um regime plástico, provocando uma perda da capacidade resistente e provocando a deformabilidade.

Tabela 4.2: Valores de capacidade ao corte sem reforço

| Pilar | Capacidade de Corte Inicial (kN) | |
|---------------|----------------------------------|---------------|
| | Ductilidade 2 | Ductilidade 8 |
| PO1-N2 | 169 | 100 |
| PO1-N3 | 169 | 100 |
| PO1-N4 | 170 | 100 |
| PO1-N5 | 170 | 100 |
| PO1-N6 | 201 | 131 |
| - | - | - |
| PO2-N2 | 169 | 100 |
| PO2-N3 | 198 | 128 |
| PO2-N4 | 170 | 100 |
| PO2-N5 | 170 | 100 |
| PO2-N6 | 201 | 131 |

Tabela 4.3: Valores de capacidade ao corte sem reforço (duplicada)

| Pilar | Capacidade de Corte Inicial (kN) | |
|---------------|----------------------------------|---------------|
| | Ductilidade 2 | Ductilidade 8 |
| PO1-N2 | 337 | 199 |
| PO1-N3 | 337 | 199 |

| | | |
|---------------|-----|-----|
| PO1-N4 | 341 | 201 |
| PO1-N5 | 341 | 201 |
| PO1-N6 | 403 | 263 |
| - | - | - |
| PO2-N2 | 337 | 199 |
| PO2-N3 | 395 | 257 |
| PO2-N4 | 341 | 201 |
| PO2-N5 | 341 | 201 |
| PO2-N6 | 403 | 263 |

Os valores referidos na tabela anterior foram obtidos através dos cálculos feitos por (Delgado, 2009), através da fórmula descrita por Priestley (Priestley, et al, 1996), que o permitiu chegar aos valores da resistência ao corte. Para obtermos o valor de resistência ao corte após o reforço é necessário acrescentar a parcela do valor resistente do reforço V_{sj} , resultando assim a seguinte equação:

$$V_d = V_c + V_s + V_p + V_{sj} \quad (4.1)$$

V_c , V_s , V_p e V_{sj} são componentes da força de corte correspondente à resistência do betão, armadura transversal, esforço axial e respetiva contribuição do reforço em CFRP ou encamisamento metálico.

- Componente da força de corte correspondente à resistência do betão:

$$V_c = k\sqrt{f_c'} \times (0,8 \times A_g) \quad (4.2)$$

k - depende da ductilidade;

- 290 kPa para ductilidade 2;
- 100 kPa para ductilidade 4;
- 50 kPa para ductilidade 6 ou superior.

f_c' – resistência à compressão do betão não confinado (MPa);

A_g – área da secção de betão;

- Componente da força de corte correspondente à armadura transversal

$$V_s = \frac{A_v f_y D'}{s} \times \cot\theta \quad (4.3)$$

A_v – área total de armadura transversal para um nível de estribos;

s – espaçamento entre níveis de estribos;

f_y – tensão de cedência da armadura transversal;

D' – dimensão do núcleo cintado (distância entre eixos de estribos da periferia da secção);

θ – ângulo formado pelas fendas de corte e o eixo do pilar ($\cot 30^\circ = 1,73$);

- Componente da força de corte correspondente ao esforço axial

$$V_p = P \tan \alpha = P \times \frac{D'/2}{L} \quad (4.4)$$

P – valor de esforço axial aplicado ao pilar;

D' – dimensão do núcleo cintado (distância entre eixos de estribos da periferia da secção);

L – altura livre do pilar;

- Componente da força de corte correspondente à atribuição do reforço em CFRP ou encamisamento metálico

$$V_{sj} = \frac{A_j}{s} \times f_j \times h \times \cot \theta \quad (4.5)$$

h – dimensão da secção transversal do pilar paralela à direção de aplicação da força de corte;

A_j – área da secção transversal das bandas de reforço espaçadas da distância s;

f_j – é o nível de tensão das bandas adotadas para o dimensionamento (tensão de cedência);

θ – é o ângulo formado pelas fendas de corte e o eixo do pilar (cotg45=1,00);

4.7.1. Dimensionamento do reforço com aumento de secção

A primeira técnica a ser descrita neste trabalho consiste no aumento da secção com recurso a betão armado. O tipo de betão que será utilizado é o betão moldado, com uma espessura mínima de 75 mm. Após o dimensionamento chegou-se a conclusão que é necessário um aumento de secção de 100 mm, como representado na figura 4.10. O diâmetro das armaduras será igual à do pilar original (8 mm) e o espaçamento entre os varões rondará os 75 mm, existindo assim 56Ø8 para os pilares quadrados e 80Ø8 para os pilares retangulares.

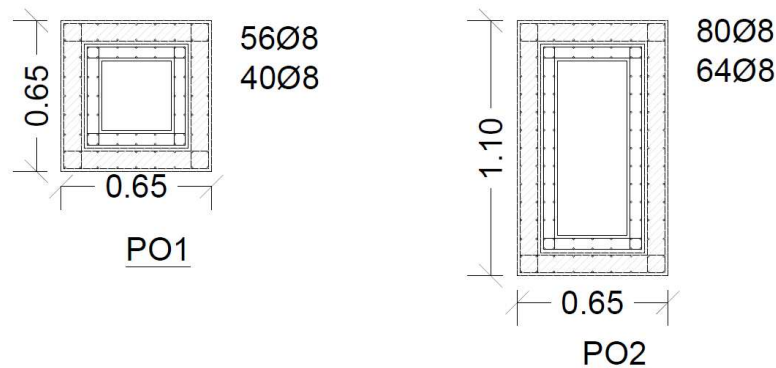


Figura 4.10: Pormenor do Reforço

Cada pilar possui uma capacidade resistente diferente, variando assim a armadura transversal de cada um. Com o aumento de secção a armadura transversal mantém-se igual a do pilar original, na tabela 4.4 representa a quantidade de armadura transversal a utilizar em cada pilar, estes valores foram definidos em (Delgado, 2009). As propriedades dos materiais são idênticas às do pilar original. A tabela 4.5 representa o valor de resistência ao corte após o reforço

Tabela 4.4: Descrição das armaduras transversais

| Pilar | Diâmetro Estribo (m) | s (m) |
|---------------|-----------------------------|--------------|
| PO1-N2 | 0,003 | 0,05 |
| PO1-N3 | 0,003 | 0,05 |
| PO1-N4 | 0,003 | 0,05 |
| PO1-N5 | 0,003 | 0,05 |
| PO1-N6 | 0,0026 | 0,05 |
| - | - | - |
| PO2-N2 | 0,003 | 0,05 |
| PO2-N3 | 0,003 | 0,05 |
| PO2-N4 | 0,003 | 0,05 |
| PO2-N5 | 0,003 | 0,05 |
| PO2-N6 | 0,0026 | 0,05 |

Tabela 4.5: Valor da resistência ao corte após o reforço

| Pilar | Capacidade de Corte após o reforço (kN) | |
|---------------|--|----------------------|
| | Ductilidade 2 | Ductilidade 8 |
| PO1-N2 | 477 | 339 |
| PO1-N3 | 477 | 339 |
| PO1-N4 | 482 | 342 |
| PO1-N5 | 482 | 342 |
| PO1-N6 | 615 | 475 |
| - | - | - |
| PO2-N2 | 477 | 339 |
| PO2-N3 | 535 | 396 |
| PO2-N4 | 482 | 342 |
| PO2-N5 | 482 | 342 |
| PO2-N6 | 615 | 475 |

4.7.2. Dimensionamento do reforço com chapas metálicas

A segunda técnica baseia-se na aplicação de chapas de aço coladas com resina *epoxy* que envolve toda a secção do pilar. Para obter os valores de resistência ao corte após a colocação deste tipo de reforço, foi necessário proceder a escolha da secção para as chapas metálicas e podemos obter o espaçamento necessário. As chapas metálicas escolhidas

possuem uma resistência à tração de 235 Mpa, uma extensão última de 1,50% e um módulo de elasticidade de 200 GPa, estes valores foram fornecidos pelo fabricante. Para o dimensionamento foi utilizado um valor de resistência à tração minorado, segundo o EC2 (CEB, 1992) aplica-se um coeficiente de 1,5, obtendo assim um valor de 156,67 MPa. O perfil escolhido foi uma chapa de aço com 75 mm de largura e 5 mm de espessura, espaçadas a 300 mm, as cintas de aço devem ser aplicadas nos intervalos dos estribos, funcionando como densificação da armadura transversal. A figura 4.11 representa um exemplo da aplicação do reforço nos pilares ensaiados, a tabela 4.6 indica os valores de resistência ao corte após a aplicação do reforço com recurso a chapas de aço coladas.

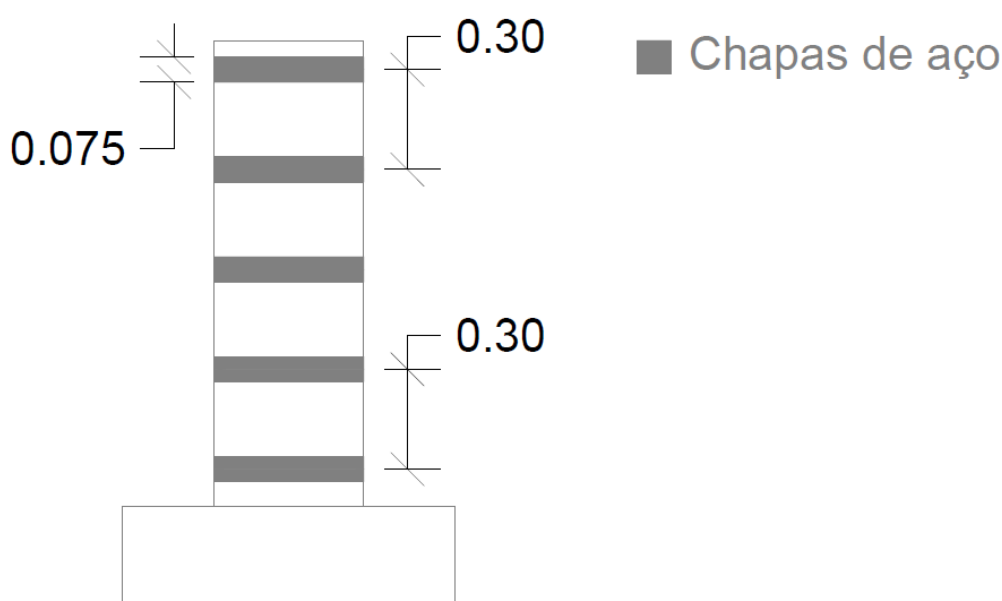


Figura 4.11: Exemplo de aplicação do reforço com chapas metálicas

Tabela 4.6: Resistência ao corte após o reforço

| Pilar | Capacidade de Corte após o reforço (kN) | |
|---------------|---|---------------|
| | Ductilidade 2 | Ductilidade 8 |
| PO1-N2 | 514 | 375 |
| PO1-N3 | 514 | 375 |
| PO1-N4 | 517 | 377 |
| PO1-N5 | 517 | 377 |
| PO1-N6 | 579 | 439 |
| - | - | - |
| PO2-N2 | 514 | 375 |
| PO2-N3 | 571 | 433 |
| PO2-N4 | 517 | 377 |
| PO2-N5 | 517 | 377 |
| PO2-N6 | 579 | 439 |

4.7.3. Dimensionamento do reforço com CFRP

A terceira técnica consiste em envolver o pilar com mantas de fibras de carbono (CFRP). As propriedades da manta escolhida foram definidas de acordo com o estipulado no trabalho de (Delgado, 2009), o valor da tensão de cedência é de 3800 MPa, no entanto para o dimensionamento optou-se por utilizar apenas 60% desse valor, ou seja, 2280 MPa, como medida de segurança. As dimensões são as mesmas que foram estipuladas no trabalho de (Delgado, 2009), sendo assim, uma manta com 0.117 mm de espessura e com 100 mm de espessura. Após a realização do dimensionamento verificou-se que será necessário apenas uma camada de reforço. O espaçamento entre mantas de CFRP foi dimensionado em 100 mm em todos os pilares. A figura 4.12 representa um exemplo da aplicação do reforço com recurso as mantas de CFRP. A tabela 4.7 mostra os valores de resistência ao corte após a aplicação do reforço.

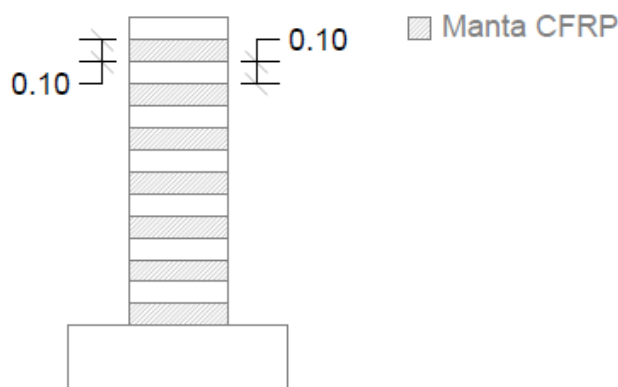


Figura 4.12: Exemplo de aplicação do reforço com mantas de CFRP

Tabela 4.7: Resistência ao corte após o reforço

| Pilar | Capacidade de Corte após o reforço (kN) | |
|--------|---|---------------|
| | Ductilidade 2 | Ductilidade 8 |
| PO1-N2 | 577 | 439 |
| PO1-N3 | 577 | 439 |
| PO1-N4 | 581 | 441 |
| PO1-N5 | 581 | 441 |
| PO1-N6 | 643 | 503 |
| - | - | - |
| PO2-N2 | 577 | 439 |
| PO2-N3 | 635 | 497 |
| PO2-N4 | 581 | 441 |
| PO2-N5 | 581 | 441 |
| PO2-N6 | 643 | 503 |

4.7.4. Comparação dos resultados obtidos em cada técnica

Comparando os resultados obtidos nas ductilidades 2 e 8, pode-se concluir que a técnica de adição de mantas de fibra de carbono (CFRP) ao pilar é a que adiciona uma maior capacidade de resistência ao corte ao pilar, considerando apenas os valores da resistência ao corte, este seria o reforço ideal a aplicar, porém não se pode apenas ter em conta a resistência ao corte como fator decisivo, mas também será necessário considerar os custos de cada técnica de reforço, sendo assim possível obter um melhor rácio de custo-benefício. Tal como pode-se verificar nos gráficos abaixo, as técnicas de encamisamento de betão e adição de chapas metálicas também produzem um incremento de resistência ao corte bastante satisfatórios, sendo que apenas com os valores de cálculos acima efetuados não se pode obter uma decisão quanto ao tipo de reforço a ser escolhido para proceder a reabilitação dos pilares em causa.

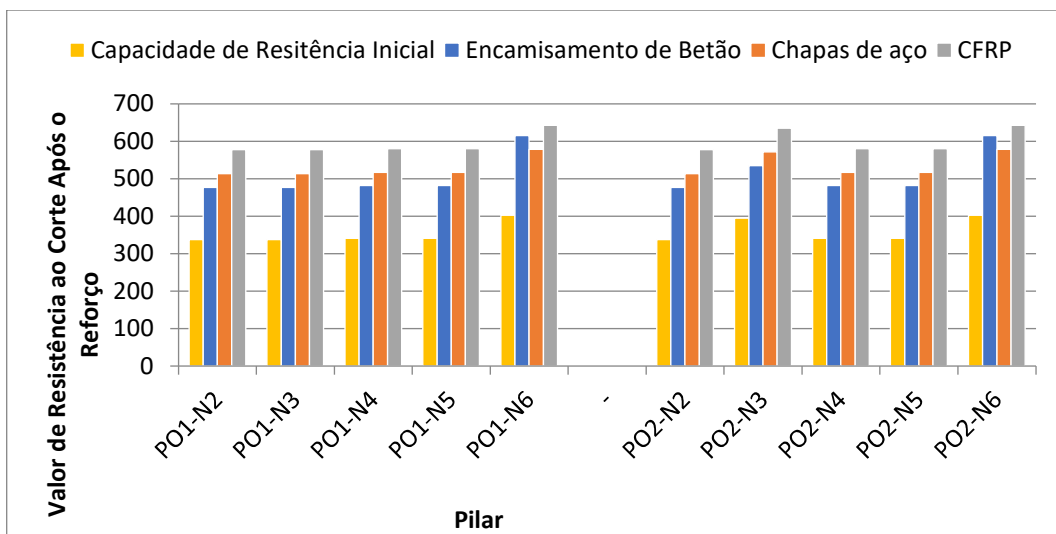


Figura 4.13: Valores de resistência de corte dos diversos reforços com ductilidade 2

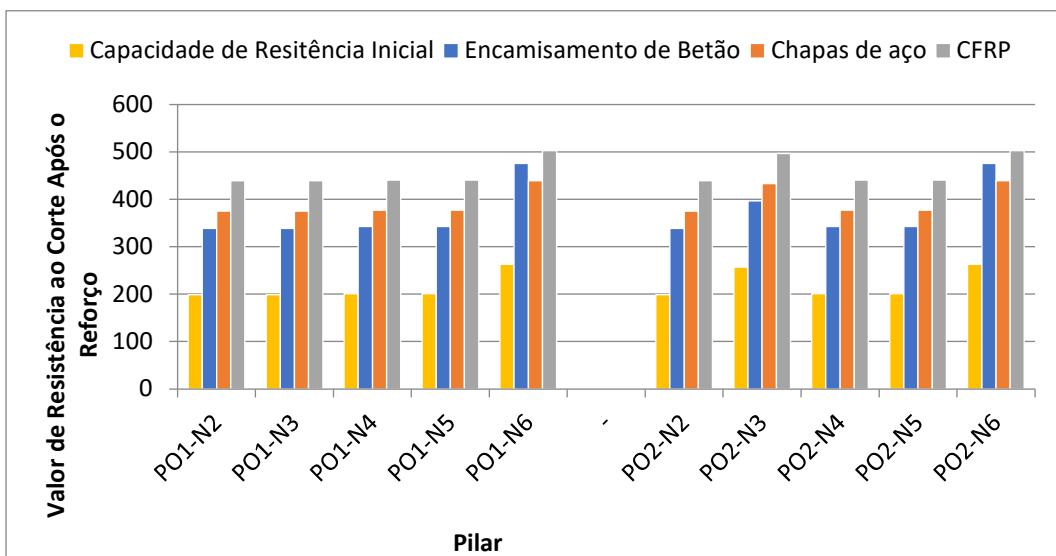


Figura 4.14: Valores de resistência de corte dos diversos reforços com ductilidade 8

4.8. Estimativa de custo para cada técnica de reforço

O estado de dano extenso caracteriza-se pelo agravamento do estado da estrutura, com o aparecimento de fendas de grandes dimensões, tendo aberturas que podem variar entre 1 mm e 3 mm, distribuídas por todas as faces do pilar, sendo também possível verificar o destacamento do betão de recobrimento. Para a reparação deste tipo de dano é necessário proceder as técnicas anteriormente mencionadas no ponto 4.3.

Para quantificar os valores de cada etapa de reparação do pilar, recorreu-se aos valores de custo retirados do gerador de preços para construção civil da CYPE. Por meio desse software pode-se chegar ao custo real de cada fase do processo de reparação do pilar, este permite a obtenção dos custos de construção ajustados ao mercado

A primeira intervenção a ser feita na estrutura consiste no tratamento das fissuras, este deve ser realizado com por meio da injeção/embebimento das fissuras com resina epóxi. Esta técnica tem um custo unitário de 13,58 €/m, que consiste na injeção em fissura com leitada fluida de dois componentes à base de resina epóxi (rendimento: 0,5 kg/m), aplicada através de equipamento de injeção a baixa pressão, para reparação estrutural em elemento de betão.

A tabela 4.8 representa o custo da reparação das fissuras em cada um dos pilares ensaiados. A tabela representa a quantidade em m de fissuras em cada face dos pilares, a densidade das fendas difere no caso dos pilares quadrados e retangulares. Os pilares retangulares possuem maiores dimensões nas faces norte e sul, devido a esse fator, estes produziram uma maior quantidade (m) de fissuras, sendo assim o custo de reparação mais dispendioso comparado com o custo de reparação dos pilares quadrados.

Tabela 4.8: Custo de reparação utilizando a técnica de injeção de resina epóxi

| Pilar | Preço (€/m) | Quantidade (m) | | | | Custo (€) | Custo médio (€) |
|--------|-------------|----------------|----------|-----------|------------|-----------|-----------------|
| | | Face Norte | Face Sul | Face Este | Face Oeste | | |
| PO1-N2 | 13,58 | 4,95 | 5,00 | 5,40 | 6,30 | 294,01 | 282,74 |
| PO1-N3 | | 4,50 | 4,50 | 6,30 | 5,40 | 281,11 | |
| PO1-N4 | | 4,95 | 4,05 | 5,40 | 5,85 | 275,00 | |
| PO1-N5 | | 4,95 | 4,95 | 4,60 | 5,40 | 270,24 | |
| PO1-N6 | | 4,50 | 4,50 | 6,30 | 6,30 | 293,33 | |
| PO2-N2 | | 10,80 | 10,80 | 4,95 | 4,95 | 427,77 | |
| PO2-N3 | | 7,20 | 5,40 | 3,15 | 4,50 | 275,00 | |
| PO2-N4 | | 8,10 | 5,40 | 2,70 | 5,40 | 293,32 | |
| PO2-N5 | | 9,00 | 8,10 | 2,70 | 4,50 | 329,99 | |
| PO2-N6 | | 9,90 | 9,00 | 2,70 | 4,50 | 293,32 | |

No caso de alguns pilares ensaiados surgiram o caso do destacamento do betão de recobrimento, a técnica de reparação a utilizar neste caso é a de reconstrução do pilar. O custo unitário desta técnica 38,67 €/m², correspondente à reparação do pilar com argamassa fluida, reforçada com fibras de elevada resistência mecânica, módulo de

elasticidade elevado e retração compensada, com uma resistência à compressão aos 28 dias maior ou igual a 75 N/mm^2 e um módulo de elasticidade maior ou igual a 27000 N/mm^2 , classe R4 segundo a NP EN 1504-3, em camadas de 20 mm de espessura média, o preço inclui o fornecimento e colocação de todos os materiais e equipamentos necessários.

A tabela 4.9 representa o custo da reparação do destacamento do betão de recobrimento em cada pilar ensaiado. O custo de reparação calculado é bastante reduzido, devido a não se observar uma grande quantidade de destacamento de betão nas faces dos pilares, reproduzindo custo de reparação parecidos para os pilares quadrados e retangulares.

Tabela 4.9: Custo de reparação utilizando a técnica de reconstrução da superfície

| Pilar | Preço (€/m ²) | Quantidade (m ²) | Custo (€) |
|--------|---------------------------|------------------------------|-----------|
| PO1-N2 | 38,67 | 2,24 | 86,62 |
| PO1-N3 | | | |
| PO1-N4 | | | |
| PO1-N5 | | | |
| PO1-N6 | | | |
| PO2-N2 | | | |
| PO2-N3 | | | |
| PO2-N4 | | | |
| PO2-N5 | | | |
| PO2-N6 | | | |

Quando o pilar atinge este estado de dano, o tratamento superficial do elemento não é suficiente para garantir os requisitos mínimos necessários, sendo assim necessário proceder a um reforço estrutural do elemento.

A primeira técnica de adição de reforço estrutural, consiste no aumento da secção do pilar, com recurso a betão armado. O custo unitário desta técnica é de $130,37 \text{ €/m}$ para os pilares quadrados e $160,82 \text{ €/m}$ para os pilares retangulares, que engloba o reforço do pilar de betão armado, através do enchimento de 10 cm de espessura em todas as faces, realizada com betão C25/30, XC1, $D_{\text{máx}} 12\text{mm}$, S3, CI 0,40, aço A500 NR, com uma quantidade de 120 kg/m^3 , o preço inclui a montagem e desmontagem do sistema de cofragem, a elaboração e a montagem da armadura no local definitiva da sua colocação em obra, para além de todos os trabalhos, materiais, equipamentos e escoramentos necessários.

A tabela 4.10 representa os valores do custo de adição de reforço estrutural com recurso ao aumento da secção. Os valores obtidos são maiores no caso dos pilares retangulares, como já era expectável, dado que, nos pilares retangulares é necessária uma maior quantidade de reforço devido à sua secção.

Tabela 4.10: Custo da aplicação do reforço com recurso ao aumento de secção

| Pilar | Preço (€/m) | Quantidade (m) | Custo (€) |
|--------|-------------|----------------|-----------|
| PO1-N2 | 130,37 | 1,40 | 182,52 |
| PO1-N3 | | | |
| PO1-N4 | | | |
| PO1-N5 | | | |
| PO1-N6 | | | |
| PO2-N2 | 160,82 | 1,40 | 225,15 |
| PO2-N3 | | | |
| PO2-N4 | | | |
| PO2-N5 | | | |
| PO2-N6 | | | |

A segunda técnica consiste no reforço do pilar com recurso a adição de perfis metálicos. O custo unitário desta técnica é de 120,28 €/m para o reforço dos pilares quadrados com um espaçamento de 0,30 cm e 145,32 €/m para o reforço dos pilares retangulares com um espaçamento de 0,30 cm, estes valor refere-se a utilização de aço de qualidade não ligado, laminado a quente, de classe de resistência S275, fixado com adesivo tixotrópico de dois componentes à base de resina epóxi, até assegurar que se encontram solidamente aderidas, fornecimento de material de soldadura segundo EN ISSO 2560 e soldadura do conjunto, assegurando-se um efeito de confinamento ativo sobre o betão original. No custo estão incluídos o fornecimento de todos os materiais, limpeza e preparação da superfície.

A tabela 4.11 representa os valores do custo de adição de reforço estrutural com recurso a adição de perfis metálicos. Como referido anteriormente, neste caso também acontece dos valores obtidos serem maiores no caso dos pilares retangulares.

Tabela 4.11: Custo da aplicação do reforço com recurso a adição de perfis metálicos

| Pilar | Preço (€/m) | Quantidade (m) | Custo (€) |
|--------|-------------|----------------|-----------|
| PO1-N2 | 120,28 | 1,40 | 168,39 |
| PO1-N3 | | | |
| PO1-N4 | | | |
| PO1-N5 | | | |
| PO1-N6 | | | |
| PO2-N2 | 145,32 | 1,40 | 203,45 |
| PO2-N3 | | | |
| PO2-N4 | | | |
| PO2-N5 | | | |
| PO2-N6 | | | |

A terceira técnica de reforço consiste no reforço do elemento estrutural com mantas de fibras de carbono (CFRP). O custo unitário deste reforço é de 59,99 €/m². Este valor consiste na aplicação por colagem das mantas de fibra de carbono com resina epóxi, e no final a aplicação de um reboco tradicional com 1,5 cm de espessura. As mantas de fibras de carbono terão uma espessura de 0.117 mm. No caso de a estrutura encontrar-se também sujeita ao dano de destacamento do betão, é necessário a reparação deste dano, conforme descrito anteriormente, antes da aplicação do reforço. Neste valor estão incluídos o fornecimento de todos os materiais, limpeza e reparação da superfície, aplicação do primário de base epóxi e da camada de recobrimento, regularização e execução de todos os trabalhos necessários para a realização do reforço.

A tabela 4.12 representa os valores do custo de adição de reforço estrutural com recurso a aplicação de mantas de fibras de carbono (CFRP). Como referido anteriormente, neste caso também acontece dos valores obtidos serem maiores no caso dos pilares retangulares.

Tabela 4.12: Custo da aplicação do reforço com recurso a aplicação em CFRP

| Pilar | Preço (€/m ²) | Quantidade (m ²) | Custo (€) |
|--------|---------------------------|------------------------------|-----------|
| PO1-N2 | 59,99 | 1,42 | 85,19 |
| PO1-N3 | | | |
| PO1-N4 | | | |
| PO1-N5 | | | |
| PO1-N6 | | | |
| PO2-N2 | | | |
| PO2-N3 | | | |
| PO2-N4 | | | |
| PO2-N5 | | | |
| PO2-N6 | | | |

As tabelas 4.13, 4.14 e 4.15 representam os custos finais da reparação de cada pilar ensaiado, englobando todas as etapas necessárias para a reparação dos pilares. Os valores de reparação final de cada pilar são maiores na secção retangular, devido à sua secção ser maior, como já referido anteriormente.

Tabela 4.13: Custo da reparação dos pilares utilizando a técnica de reforço com aumento de secção

| Pilar | Reforço com aumento de secção | | | Custo Final (€) |
|--------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | |
| PO1-N2 | 294,01 € | 86,62 € | 182,52 € | 563,15 € |
| PO1-N3 | 281,11 € | 86,62 € | 182,52 € | 550,24 € |
| PO1-N4 | 275,00 € | 86,62 € | 182,52 € | 544,13 € |
| PO1-N5 | 270,24 € | 86,62 € | 182,52 € | 539,38 € |
| PO1-N6 | 293,33 € | 86,62 € | 182,52 € | 562,47 € |
| PO2-N2 | 427,77 € | 140,76 € | 225,15 € | 793,68 € |

| | | | | |
|--------|----------|----------|----------|----------|
| PO2-N3 | 275,00 € | 140,76 € | 225,15 € | 640,90 € |
| PO2-N4 | 293,33 € | 140,76 € | 225,15 € | 659,23 € |
| PO2-N5 | 329,99 € | 140,76 € | 225,15 € | 695,90 € |
| PO2-N6 | 293,33 € | 140,76 € | 225,15 € | 659,23 € |

Tabela 4.14: Custo da reparação dos pilares utilizando a técnica de adição de perfis metálicos

| Pilar | Reforço com perfis metálicos | | | Custo Final (€) |
|--------|------------------------------|--------------------------------|--------------------------|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | |
| PO1-N2 | 294,01 € | 86,62 € | 168,39 € | 549,02 € |
| PO1-N3 | 281,11 € | 86,62 € | 168,39 € | 536,12 € |
| PO1-N4 | 275,00 € | 86,62 € | 168,39 € | 530,01 € |
| PO1-N5 | 270,24 € | 86,62 € | 168,39 € | 525,25 € |
| PO1-N6 | 293,33 € | 86,62 € | 168,39 € | 548,34 € |
| PO2-N2 | 427,77 € | 140,76 € | 203,45 € | 771,98 € |
| PO2-N3 | 275,00 € | 140,76 € | 203,45 € | 619,20 € |
| PO2-N4 | 293,33 € | 140,76 € | 203,45 € | 637,53 € |
| PO2-N5 | 329,99 € | 140,76 € | 203,45 € | 674,20 € |
| PO2-N6 | 293,33 € | 140,76 € | 203,45 € | 637,53 € |

Tabela 4.15: Custo da reparação dos pilares utilizando a técnica de aplicação em CFRP

| Pilar | Reforço com CFRP | | | Custo Final (€) |
|--------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | |
| PO1-N2 | 294,01 € | 86,62 € | 85,19 € | 465,82 € |
| PO1-N3 | 281,11 € | 86,62 € | 85,19 € | 452,92 € |
| PO1-N4 | 275,00 € | 86,62 € | 85,19 € | 446,81 € |
| PO1-N5 | 270,24 € | 86,62 € | 85,19 € | 442,05 € |
| PO1-N6 | 293,33 € | 86,62 € | 85,19 € | 465,14 € |
| PO2-N2 | 427,77 € | 140,76 € | 170,37 € | 738,90 € |
| PO2-N3 | 275,00 € | 140,76 € | 170,37 € | 586,12 € |
| PO2-N4 | 293,33 € | 140,76 € | 170,37 € | 604,46 € |
| PO2-N5 | 329,99 € | 140,76 € | 170,37 € | 641,12 € |
| PO2-N6 | 293,33 € | 140,76 € | 170,37 € | 604,46 € |

4.9. Estimativa de custo global para cada técnica de reforço

A qualidade de uma estimativa de custo constitui um elemento da maior importância em uma proposta de reforço estrutural. Os detalhes estipulados em uma estimativa orçamental, permite ao empreiteiro não correr o risco de perder a obra, por apresentar um custo elevado, ou de vir a ter prejuízos por uma eventual subavaliação.

No caso de obras de reabilitação a construção apresenta diversas imprevisibilidades, devido a dificuldade na execução de algumas tarefas, tornando-se difícil quantificar a mão de obra e os equipamentos necessários na intervenção.

No caso deste estudo, para estruturas que sofreram com o impacto de um sismo, deve-se ter em consideração os fatores como o tipo de dimensão da ponte e como será feita acessibilidade da mesma. Os locais onde se encontram estruturas que estão danificadas por sismos de grandes magnitudes, normalmente são de difíceis acessos, os destroços no local e a dimensão da estrutura contribui para um acréscimo bastante considerável no orçamento. Os pilares anteriormente estudados são normalmente implementados em diferentes tipos de pontes, com diferentes dimensões, que podem variar em fácil acesso, moderado acesso e de difícil acesso.

Para uma obtermos uma estimativa de custos global, deve-se somar aos custos do reforço estrutural, o custo do acesso a cada tipo de ponte. Na quantificação desses valores, o custo que terá maior peso no valor final será o dos andaimes. Para cada tipo de ponte é necessário diferentes quantidades e alturas de andaimes, sendo para os viadutos de grandes alturas muitas vezes é utilizado as plataformas elevatórias. Para os andaimes com altura superiores a 8 m é obrigatório a existência de um responsável pelo cálculo de estabilidade, da sua execução e conseqüentemente da sua manutenção, estes fatores contribuem para um grande acréscimo na estimativa orçamental final da obra. Neste trabalho iremos simplificar as dimensões das pontes, dividindo as mesmas em três possibilidade, viadutos pequenos, médios e grandes.

4.9.1. Viadutos pequenos – 5 m a 10 m de altura

A montagem e desmontagem de andaimes, formado por 200 m³ de estrutura tubular de aço galvanizado a quente e plataforma de trabalho de 100 m², situada a uma altura máxima de 10 m, tem um custo de 1.761,74 €. No valor esta incluído:

- A montagem de andaime de 10 m de altura máxima, constituído por estrutura tubular de aço galvanizado a quente, de 48,3 mm de diâmetro e 3,2 mm de espessura, fabricado cumprindo as exigências de qualidade expostas na norma NP EN ISO 9001, segundo EN 12810 e EN 12811.
- Montagem por m² de plataforma de trabalho de chapa perfurada de aço;
- Desmontagem por m² de plataforma de chapa perfurada de aço;
- Custos diretos complementares;

Os preços anteriormente definidos seriam para os pilares com altura do que foi ensaiado, ou seja, 1,40 m, de maneira ser possível uma estimativa de custo correta, é necessário calcular os custos de reparação agora para pilares de no máximo 10 m de altura. As tabelas 4.16, 4.17 e 4.18 englobam o preço final da reabilitação dos pilares de um viaduto pequeno para as técnicas de reforço anteriormente mencionadas.

Capítulo 4 – Reforço Sísmico

Tabela 4.16: Custo final da reparação dos pilares pequenos utilizando a técnica de reforço com aumento de secção

| Pilar | Reforço com aumento de secção | | | Andaime de acessibilidade ao pilar (10m) € | Custo Final (€) |
|--------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------|--|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 1 315 € | 606 € | 1 303 € | 1 761 € | 4 987 € |
| PO1-N3 | 1 257 € | 606 € | 1 303 € | 1 761 € | 4 929 € |
| PO1-N4 | 1 230 € | 606 € | 1 303 € | 1 761 € | 4 902 € |
| PO1-N5 | 1 209 € | 606 € | 1 303 € | 1 761 € | 4 880 € |
| PO1-N6 | 1 685 € | 606 € | 1 303 € | 1 761 € | 5 357 € |
| PO2-N2 | 1 913 € | 985 € | 1 608 € | 1 761 € | 6 269 € |
| PO2-N3 | 1 230 € | 985 € | 1 608 € | 1 761 € | 5 585 € |
| PO2-N4 | 1 312 € | 985 € | 1 608 € | 1 761 € | 5 667 € |
| PO2-N5 | 1 476 € | 985 € | 1 608 € | 1 761 € | 5 831 € |
| PO2-N6 | 1 585 € | 985 € | 1 608 € | 1 761 € | 5 941 € |

Tabela 4.17: Custo final da reparação dos pilares pequenos utilizando a técnica de adição de perfis metálicos

| Pilar | Reforço com perfis metálicos | | | Andaime de acessibilidade ao pilar (10m) € | Custo Final (€) |
|--------|------------------------------|--------------------------------|--------------------------|--|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 1 315 € | 606 € | 1 202 € | 1 761 € | 4 886 € |
| PO1-N3 | 1 257 € | 606 € | 1 202 € | 1 761 € | 4 828 € |
| PO1-N4 | 1 230 € | 606 € | 1 202 € | 1 761 € | 4 801 € |
| PO1-N5 | 1 209 € | 606 € | 1 202 € | 1 761 € | 4 780 € |
| PO1-N6 | 1 685 € | 606 € | 1 202 € | 1 761 € | 5 256 € |
| PO2-N2 | 1 913 € | 985 € | 1 453 € | 1 761 € | 6 114 € |
| PO2-N3 | 1 230 € | 985 € | 1 453 € | 1 761 € | 5 430 € |
| PO2-N4 | 1 312 € | 985 € | 1 453 € | 1 761 € | 5 512 € |
| PO2-N5 | 1 476 € | 985 € | 1 453 € | 1 761 € | 5 676 € |
| PO2-N6 | 1 585 € | 985 € | 1 453 € | 1 761 € | 5 786 € |

Tabela 4.18: Custo final da reparação dos pilares pequenos utilizando a técnica de aplicação em CFRP

| Pilar | Reforço com CFRP | | | Andaime de acessibilidade ao pilar (10m) € | Custo Final (€) |
|--------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------|--|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 1 315 € | 606 € | 596 € | 1 761 € | 4 279 € |
| PO1-N3 | 1 257 € | 606 € | 596 € | 1 761 € | 4 222 € |
| PO1-N4 | 1 230 € | 606 € | 596 € | 1 761 € | 4 194 € |
| PO1-N5 | 1 209 € | 606 € | 596 € | 1 761 € | 4 173 € |
| PO1-N6 | 1 685 € | 606 € | 596 € | 1 761 € | 4 650 € |
| PO2-N2 | 1 913 € | 985 € | 1 192 € | 1 761 € | 5 853 € |
| PO2-N3 | 1 230 € | 985 € | 1 192 € | 1 761 € | 5 170 € |
| PO2-N4 | 1 312 € | 985 € | 1 192 € | 1 761 € | 5 252 € |

| | | | | | |
|--------|---------|-------|---------|---------|---------|
| PO2-N5 | 1 476 € | 985 € | 1 192 € | 1 761 € | 5 416 € |
| PO2-N6 | 1 585 € | 985 € | 1 192 € | 1 761 € | 5 525 € |

4.9.2. Viadutos médios – 10 m a 30 m de altura

A montagem e desmontagem de andaimes, formado por 200 m³ de estrutura tubular de aço galvanizado a quente e plataforma de trabalho de 100 m², situada a uma altura máxima de 30 m, tem um custo de 2.264,27 €. No valor esta incluído:

- A montagem de andaime de 10 m de altura máxima, constituído por estrutura tubular de aço galvanizado a quente, de 48,3 mm de diâmetro e 3,2 mm de espessura, fabricado cumprindo as exigências de qualidade expostas na norma NP EN ISO 9001, segundo EN 12810 e EN 12811.
- Montagem por m² de plataforma de trabalho de chapa perfurada de aço;
- Desmontagem por m² de plataforma de chapa perfurada de aço;
- Custos diretos complementares;

Os preços anteriormente definidos seriam para os pilares com altura do que foram ensaiados, ou seja, 1,40 m, de maneira ser possível uma estimativa de custo correta, é necessário calcular os custos de reparação agora para pilares de 30 m de altura. As tabelas 4.19, 4.20 e 4.21 englobam o preço final da reabilitação dos pilares de um viaduto pequeno para as técnicas de reforço anteriormente mencionadas.

Tabela 4.19: Custo final da reparação dos pilares médios utilizando a técnica de reforço com aumento de secção

| Pilar | Reforço com aumento de secção | | | Andaime de acessibilidade ao pilar (30m) € | Custo Final (€) |
|--------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------|--|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 6 174 € | 1 819 € | 3 911 € | 2 264 € | 14 168 € |
| PO1-N3 | 5 903 € | 1 819 € | 3 911 € | 2 264 € | 13 897 € |
| PO1-N4 | 5 774 € | 1 819 € | 3 911 € | 2 264 € | 13 769 € |
| PO1-N5 | 5 675 € | 1 819 € | 3 911 € | 2 264 € | 13 669 € |
| PO1-N6 | 6 159 € | 1 819 € | 3 911 € | 2 264 € | 14 154 € |
| PO2-N2 | 8 983 € | 2 955 € | 4 824 € | 2 264 € | 19 027 € |
| PO2-N3 | 5 774 € | 2 955 € | 4 824 € | 2 264 € | 15 819 € |
| PO2-N4 | 6 159 € | 2 955 € | 4 824 € | 2 264 € | 16 204 € |
| PO2-N5 | 6 929 € | 2 955 € | 4 824 € | 2 264 € | 16 974 € |
| PO2-N6 | 7 443 € | 2 955 € | 4 824 € | 2 264 € | 17 488 € |

Tabela 4.20: Custo final da reparação dos pilares médios utilizando a técnica de adição de perfis metálicos

| Pilar | Reforço com perfis metálicos | | | Andaime de acessibilidade ao pilar (30m) € | Custo Final (€) |
|--------|------------------------------|--------------------------------|--------------------------|--|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 6 174 € | 1 819 € | 3 608 € | 2 264 € | 13 865 € |
| PO1-N3 | 5 903 € | 1 819 € | 3 608 € | 2 264 € | 13 594 € |

| | | | | | |
|--------|---------|---------|---------|---------|----------|
| PO1-N4 | 5 774 € | 1 819 € | 3 608 € | 2 264 € | 13 466 € |
| PO1-N5 | 5 675 € | 1 819 € | 3 608 € | 2 264 € | 13 366 € |
| PO1-N6 | 6 159 € | 1 819 € | 3 608 € | 2 264 € | 13 851 € |
| PO2-N2 | 8 983 € | 2 955 € | 4 359 € | 2 264 € | 18 562 € |
| PO2-N3 | 5 774 € | 2 955 € | 4 359 € | 2 264 € | 15 354 € |
| PO2-N4 | 6 159 € | 2 955 € | 4 359 € | 2 264 € | 15 739 € |
| PO2-N5 | 6 929 € | 2 955 € | 4 359 € | 2 264 € | 16 509 € |
| PO2-N6 | 7 443 € | 2 955 € | 4 359 € | 2 264 € | 17 023 € |

Tabela 4.21: Custo final da reparação dos pilares médios utilizando a técnica de aplicação em CFRP

| Pilar | Reforço com CFRP | | | Andaime de acessibilidade ao pilar (30m) € | Custo Final (€) |
|--------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------|--|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 6 174 € | 1 819 € | 1 788 € | 2 264 € | 12 046 € |
| PO1-N3 | 5 903 € | 1 819 € | 1 788 € | 2 264 € | 11 775 € |
| PO1-N4 | 5 774 € | 1 819 € | 1 788 € | 2 264 € | 11 647 € |
| PO1-N5 | 5 675 € | 1 819 € | 1 788 € | 2 264 € | 11 547 € |
| PO1-N6 | 6 159 € | 1 819 € | 1 788 € | 2 264 € | 12 032 € |
| PO2-N2 | 8 983 € | 2 955 € | 3 577 € | 2 264 € | 17 781 € |
| PO2-N3 | 5 774 € | 2 955 € | 3 577 € | 2 264 € | 14 572 € |
| PO2-N4 | 6 159 € | 2 955 € | 3 577 € | 2 264 € | 14 957 € |
| PO2-N5 | 6 929 € | 2 955 € | 3 577 € | 2 264 € | 15 727 € |
| PO2-N6 | 7 443 € | 2 955 € | 3 577 € | 2 264 € | 16 241 € |

4.9.3. Viadutos grandes – > 30 m de altura

Para os viadutos de grandes alturas, optou-se por utilizar uma plataforma motorizada.

A montagem e desmontagem de plataforma motorizada manomastro, com uma altura de trabalho máxima de 150 m e com capacidade de carga de 1500 kg. No valor estão incluídos:

- Montagem de plataforma motorizada monomastro, com 150 m de altura máxima de trabalho, com 1500 kg de capacidade de carga, constituída por estrutura com perfis de secção quadrada, de aço galvanizado a quente, formando um mastro por tramos de 1,5 m, com rolos de condução metálicos, de superfície de contacto plana, e motor de duplo acionamento de 4,4 kW; plataforma metálica, de aço galvanizado anti-deslizante e auto-drenante, independente da estrutura de suporte, com sistema de nivelção automática, e prolongamentos telescópicos que permitem ampliar a largura da plataforma de trabalho de 1,4 a 3,2 m, incluindo mecanismo de fim de curso para limitar os mastros finais, sistema de paragem de emergência com dispositivo manual de descida e sirene acústica de manobra.
- Desmontagem de plataforma motorizada monomastro, com 150 m de altura máxima de trabalho, com 1500 kg de capacidade de carga, constituída por estrutura com perfis de secção quadrada, de aço galvanizado a quente, formando um mastro por tramos de 1,5 m, com rolos de condução metálicos, de superfície

de contacto plana, e motor de duplo accionamento de 4,4 kW; plataforma metálica, de aço galvanizado anti-deslizante e auto-drenante, independente da estrutura de suporte, com sistema de nivelção automática, e prolongamentos telescópicos que permitem ampliar a largura da plataforma de trabalho de 1,4 a 3,2 m; incluindo mecanismo de fim de curso para limitar os mastros finais, sistema de paragem de emergência com dispositivo manual de descida e sirene acústica de manobra.

- Custos diretos complementares;

Os preços anteriormente definidos seriam para os pilares com altura do que foram ensaiados, ou seja, 1,40 m, de maneira ser possível uma estimativa de custo correta, é necessário calcular os custos de reparação agora para pilares com uma média de altura de 50 m. As tabelas 4.22, 4.23 e 4.24 englobam o preço final da reabilitação dos pilares de um viaduto pequeno para as técnicas de reforço anteriormente mencionadas.

Tabela 4.22: Custo final da reparação dos pilares grandes utilizando a técnica de reforço com aumento de secção

| Pilar | Reforço com aumento de secção | | | Plataforma elevatória (50m) € | Custo Final (€) |
|--------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------|-------------------------------|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 10 584 € | 3 118 € | 6 518 € | 1 032 € | 21 253 € |
| PO1-N3 | 10 119 € | 3 118 € | 6 518 € | 1 032 € | 20 788 € |
| PO1-N4 | 9 899 € | 3 118 € | 6 518 € | 1 032 € | 20 568 € |
| PO1-N5 | 9 728 € | 3 118 € | 6 518 € | 1 032 € | 20 397 € |
| PO1-N6 | 10 559 € | 3 118 € | 6 518 € | 1 032 € | 21 228 € |
| PO2-N2 | 15 399 € | 5 067 € | 8 041 € | 1 032 € | 29 540 € |
| PO2-N3 | 9 899 € | 5 067 € | 8 041 € | 1 032 € | 24 040 € |
| PO2-N4 | 10 559 € | 5 067 € | 8 041 € | 1 032 € | 24 700 € |
| PO2-N5 | 11 879 € | 5 067 € | 8 041 € | 1 032 € | 26 020 € |
| PO2-N6 | 12 759 € | 5 067 € | 8 041 € | 1 032 € | 26 900 € |

Tabela 4.23: Custo final da reparação dos pilares grandes utilizando a técnica de adição de perfis metálicos

| Pilar | Reforço com perfis metálicos | | | Plataforma elevatória (50m) € | Custo Final (€) |
|--------|------------------------------|--------------------------------|--------------------------|-------------------------------|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 10 584 € | 3 118 € | 6 014 € | 1 032 € | 20 748 € |
| PO1-N3 | 10 119 € | 3 118 € | 6 014 € | 1 032 € | 20 284 € |
| PO1-N4 | 9 899 € | 3 118 € | 6 014 € | 1 032 € | 20 064 € |
| PO1-N5 | 9 728 € | 3 118 € | 6 014 € | 1 032 € | 19 893 € |
| PO1-N6 | 10 559 € | 3 118 € | 6 014 € | 1 032 € | 20 724 € |
| PO2-N2 | 15 399 € | 5 067 € | 7 266 € | 1 032 € | 28 765 € |
| PO2-N3 | 9 899 € | 5 067 € | 7 266 € | 1 032 € | 23 265 € |
| PO2-N4 | 10 559 € | 5 067 € | 7 266 € | 1 032 € | 23 925 € |
| PO2-N5 | 11 879 € | 5 067 € | 7 266 € | 1 032 € | 25 245 € |

| | | | | | |
|--------|----------|---------|---------|---------|----------|
| PO2-N6 | 12 759 € | 5 067 € | 7 266 € | 1 032 € | 26 125 € |
|--------|----------|---------|---------|---------|----------|

Tabela 4.24: Custo final da reparação dos pilares grandes utilizando a técnica de aplicação em CFRP

| Pilar | Reforço com CFRP | | | Plataforma elevatória (50m) € | Custo Final (€) |
|--------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------|-------------------------------|-----------------|
| | Tratamento das fissuras (€) | Reconstrução da superfície (€) | Aplicação do Reforço (€) | | |
| PO1-N2 | 10 584 € | 3 118 € | 3 066 € | 1 032 € | 17 801 € |
| PO1-N3 | 10 119 € | 3 118 € | 3 066 € | 1 032 € | 17 336 € |
| PO1-N4 | 9 899 € | 3 118 € | 3 066 € | 1 032 € | 17 116 € |
| PO1-N5 | 9 728 € | 3 118 € | 3 066 € | 1 032 € | 16 945 € |
| PO1-N6 | 10 559 € | 3 118 € | 3 066 € | 1 032 € | 17 776 € |
| PO2-N2 | 15 399 € | 5 067 € | 6 133 € | 1 032 € | 27 632 € |
| PO2-N3 | 9 899 € | 5 067 € | 6 133 € | 1 032 € | 22 132 € |
| PO2-N4 | 10 559 € | 5 067 € | 6 133 € | 1 032 € | 22 792 € |
| PO2-N5 | 11 879 € | 5 067 € | 6 133 € | 1 032 € | 24 112 € |
| PO2-N6 | 12 759 € | 5 067 € | 6 133 € | 1 032 € | 24 992 € |

Comparando os custos para cada técnica de reforço estudada (gráficos 4.15, 4.16 e 4.17), pode-se concluir que a aplicação de mantas de fibras de carbono (CFRP) é a menos dispendiosa para todos os tipos de viadutos, e como já vimos anteriormente é a que produz uma maior adição de resistência ao corte. Tendo como base os valores de resistência ao corte que cada reforço estrutural incrementa ao pilar e o custo da aplicação do reforço, podemos dizer que a aplicação das mantas de fibras de carbono é a técnica ideal para reforçar os pilares quadrados e retangulares no estado de dano extenso, podemos assim concluir que a aplicação de mantas de fibras de carbono além de todas as vantagens descritas anteriormente, representa um custo mais baixo, apresentando de todas as técnicas anteriormente referidas a que possui melhor custo/benefício.

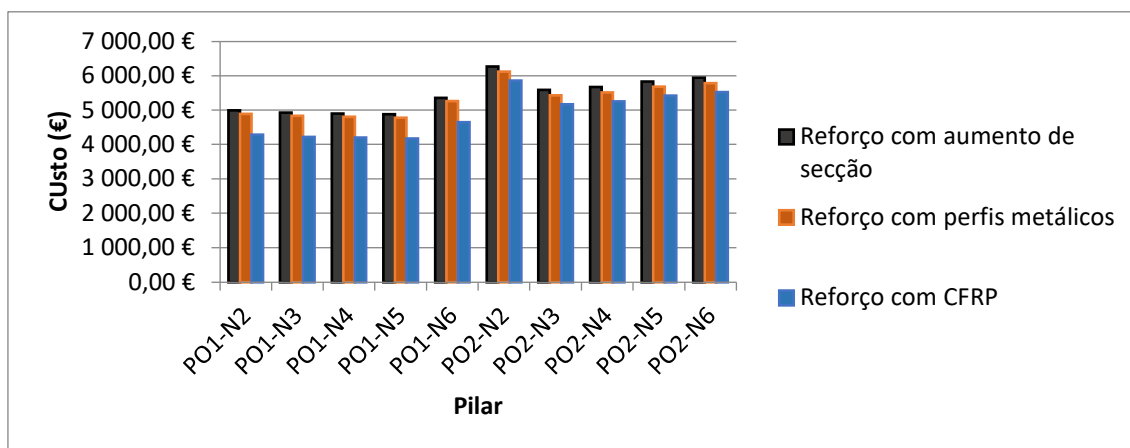


Figura 4.15: Comparação do custo reforço/reparação utilizando as diferentes técnicas nos viadutos pequenos

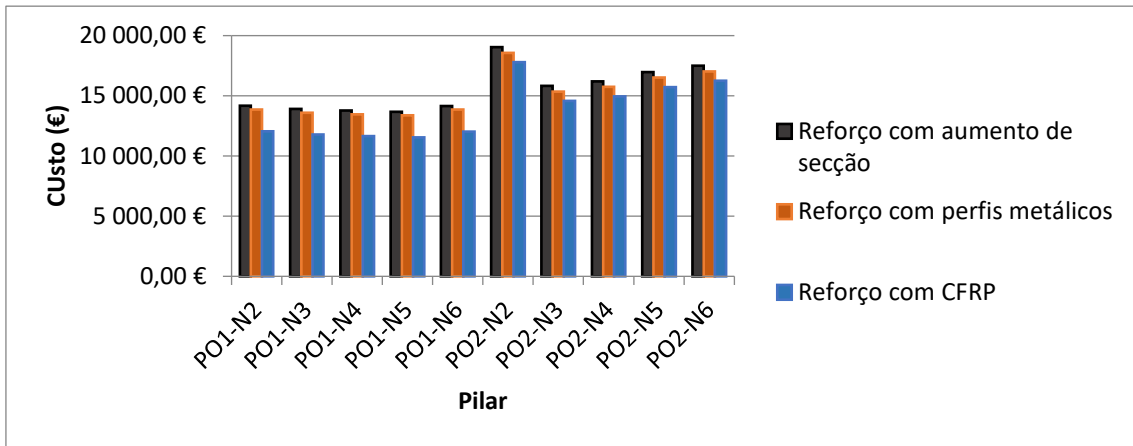


Figura 4.16: Comparação do custo reforço/reparação utilizando as diferentes técnicas nos viadutos médios

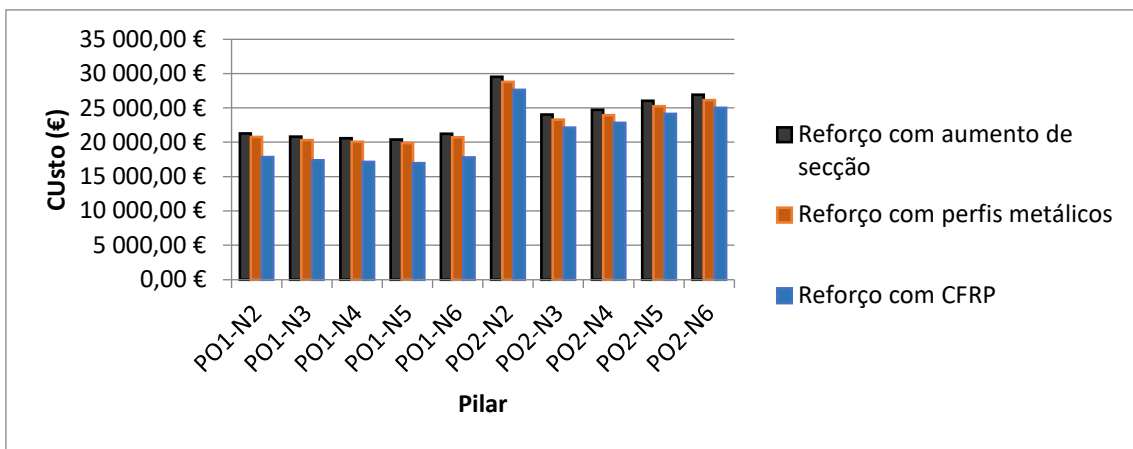


Figura 4.17: Comparação do custo reforço/reparação utilizando as diferentes técnicas nos viadutos grandes

5. Recomendações de execução

A técnica de reforço escolhida neste no desenvolvimento deste trabalho diz respeito à utilização de mantas fibras de carbono (CFRP) em reforço estrutural ligado a uma estrutura já existente. Esta técnica pode ser aplicada em diferentes locais, sempre tendo em consideração as recomendações indicadas a seguir. A ligação das fibras de carbono ao substrato é feita através de polimerização de uma resina epoxy de dois componentes, cujas especificações do fabricante deve ser tida em conta. Esta técnica é constituída por três elementos fundamentais na qualidade, definidos por:

Substrato – É o tipo de material da estrutura existente, no caso deste trabalho temos o betão armado, porém é de frisar que o reforço por CFRP pode ser aplicado em diferentes substratos. As condições iniciais da superfície de betão em termos de carbonatação, irregularidades, fendas, corrosão das armaduras, humidade, teor de cloretos, etc., devem ser conhecidas previamente.

Adesivo/Resina – É o agente de ligação entre o reforço CFRP e a estrutura existente, este deve preencher todos os requisitos especificados.

Mantas de CFRP – As mantas de fibras de carbono devem ser fornecidas como compósitos totalmente curados, que possuem na sua forma final características como força e rigidez.

5.1. Preparação do suporte

O pessoal especializado da empresa responsável pelo projeto ou da empresa certificada para aplicar o material serão colocados em obra, o objetivo da presença desse pessoal é avaliar a idoneidade do estado da superfície onde será aplicado o reforço antes do início dos trabalhos. As empresas irão avaliar os seguintes aspetos:

- Averiguar se a superfície possui, manchas e resíduos de pinturas antigas, e se também a superfície se encontra limpa, firme e rugosa;
- Verificar se a humidade residual do suporte se encontra inferior a 4%. Em caso de dúvida sobre o valor da humidade, deverá ser utilizado um aparelho do tipo CM-GERAT ou equivalente para determinar o teor de humidade real. A aplicação desta técnica sob as condições ambientais de chuva, deverá estar associado a um estudo do comportamento da aderência. Mesmo se o adesivo assegurar condições de uma boa aderência em ambiente húmido, a humidade da estrutura pode ter outras influencias negativas, tais como, o risco de corrosão do aço das armaduras e a fragmentação do betão;
- Deve-se verificar que no momento da aplicação a temperatura do suporte encontra-se acima dos +5°C;
- O suporte deverá ter uma resistência mínima a tração de 1,5 N/mm². Deverá ser realizado um ensaio de resistência à tração do betão por cada 200 metros (lineares ou quadrados) de reforço a aplicar;

- A superfície que irá receber o reforço deverá se encontrar limpa antes da aplicação das mantas em CFRP. A limpeza poderá ser efetuada através de vácuo ou ar comprimido isento de óleo.

5.2. Instalação das mantas em fibra de carbono (CFRP)

As mantas de fibras de carbono deverão ser fornecidas conforme especificado nos desenhos de projeto. As mantas deverão ser mantidas livres de qualquer contaminação, o transporte deverá ser feito de maneira cuidadosa para evitar eventuais cortes no material e devem ainda estar livres de wraps, torções ou desvios de fibra. As película protetora que envolvem as mantas só devem ser retiradas aquando a aplicação do material.

5.2.1. Primário

A temperatura deverá ser sempre verificada para estar superior a +5.°C e a humidade do suporte deverá ser inferior a 4%.

- Estabelecer-se-á um tempo mínimo de mistura 3 minutos e esta deverá sempre realizar-se com meios mecânicos;
- É necessário utilizar utensílios remendados pelo fabricante;
- O controlo de quantidade do material aplicado deverá sempre ser realizado. Não podendo em nenhum caso ser inferior a 300g/m² em superfícies de betão;
- Não será aceite a realização de misturas parciais;
- Caso se ultrapasse o tempo máximo de aplicação do produto, proceder-se-á à aplicação de uma nova camada.

5.2.2. Resina Saturante

Deverá ser aplicado com auxílio dos utensílios recomendados pelo fabricante (ex: trincha, rolos, etc.).

- A aplicação da primeira camada de resina saturante deve ser feita entre os 30 minutos e 48 horas após a aplicação do primário;
- A aplicação da segunda camada de resina saturante deve ser feita entre os 30 minutos e 48 horas após a aplicação da primeira camada;
- As fibras negras das mantas de fibras de carbono deverão ficar bem visíveis;
- A quantidade de material aplicar não deve ser em nenhum caso inferior a 650 g/m²;
- Não será aceite a realização de misturas parciais;
- Caso se ultrapasse os tempos máximos de aplicação do produto, proceder-se-á à aplicação de uma nova camada.

5.2.3. Mantas de fibra de carbono

- A colocação da manta de fibra de carbono deve ser feita enquanto a resina saturante ainda se encontrar fresca;
- Deve-se assegurar um mínimo de 10 cm de comprimento de sobreposição entre as mantas;
- Deverá ser confirmado o comprimento do suporte de papel retirado da parte posterior da fibra;

5.3. Acabamento

O acabamento da superfície reabilitada é importante não só em termos estéticos, mas também para melhorar a proteção contra incêndios, possíveis ocorrências de danos, proteção contra a radiação ultravioleta, resumido a camada de acabamento contribuir muito para a integridade da estrutura reforçada a longo prazo. Podem ser aplicados diferentes tipos de camadas de acabamento, tais como pintura, recobrimento com betão ou painéis contra incêndios. As camadas de acabamento devem ser aplicadas de acordo com as especificações do fabricante e deverá ser testada a compatibilidade entre o reforço externo ligado e a camada de acabamento.

5.4. Sistema de Pré-esforço

Deve-se submeter a aprovação do diretor de fiscalização da obra, elo menos noventa dias antes do início da aplicação do reforço, os sistemas de pré-esforço que se pretende utilizar. A proposta deve ser acompanhada de uma descrição detalhada do sistema, dos seus documentos de homologação, dos certificados de garantia, da indicação das entidades que efetuarão os controlos de qualidade, da indicação da origem de todas as partes componentes do sistema e de uma descrição pormenorizada, que deve incluir, desenhos em escalas adequadas, geometria das peças, dimensões, qualidades dos materiais intervenientes, etc.

O diretor de fiscalização reserva-se o direito de exigir informações complementares, e ainda de não aceitar o sistema proposto, ou a origem de todos ou de alguns componentes do material.

A empresa que procederá a aplicação do material deverá sempre indicar o pessoal que irá proceder os trabalhos, tal como, as suas qualificações e experiência profissional. A empresa ainda deverá fornecer uma lista com o equipamento que pretende utilizar e o equipamento de reserva, este equipamento deverá estar permanentemente na obra não sendo autorizado a sua utilização em obras de outras empreitadas. Reserva-se a fiscalização o direito de aceitar quer o pessoal, quer o equipamento.

Nos projetos respeitar-se-á o transcrito neste caderno de encargos e no REBAP. Os projetos deverão ser constituídos cada um pelas seguintes peças:

Peças escritas:

- Memória Descritiva – com a descrição geral do sistema a utilizar, das características dos materiais e da execução dos trabalhos;
- Memória de Cálculo – com a descrição das expressões utilizadas para a determinação do pré-esforço final, tais como, os valores do pré-esforço inicial e final nas várias fases da aplicação, as forças a instalar no laminado, os alongamentos previstos e as armaduras de reforço.

Peças desenhadas:

As peças desenhadas devem ser compostas por traçados e posição dos laminados, as armaduras de reforço, os pormenores das ancoragens, e restantes pormenores necessários para uma perfeita compreensão e execução dos trabalhos.

A fiscalização pode escolher um exemplar de cada um dos sistemas de ancoragem, e uma amostra dos materiais que serão empregues nas obras, estes ficarão em poder da fiscalização até o final da execução dos trabalhos a fim de servirem como amostras padrões.

5.5. Trabalhos não especificados

Todos os trabalhos que não se encontrem especificados neste caderno de encargos, que se venha a verificar como sendo necessários para o cumprimento da empreitada, serão executados com perfeição e solidez, tendo em vista os regulamentos, normas e demais legislação em vigor, seguindo sempre as indicações do projeto e as instruções da fiscalização.

5.6. Controlo final da obra

5.6.1. Ensaio de aderência (tap-test)

As zonas do reforço deverão ser testadas mediante as batidas continuadas com martelo metálico em caso de existência de zonas ocas estas deverão ser devidamente assinaladas. Em caso de serem detetadas zonas com falha de aderência em laminados, estas deverão ser reparadas através de injeção ou se necessário repetir o processo de aplicação.

No caso de serem detetadas zonas de falha de aderência na instalação das mantas de fibras de carbono serão aplicados os seguintes critérios:

- Inferior a 12 cm² serão permissíveis e não serão reparadas se a área afetada for inferior a 5% do total e a distribuição for inferior a 10 deste tio de anomalias por m² de área de reforço;
- Até 160cm² poderão ser reparadas por injeção de resina;

- Mais de 160cm² deverão tomar-se medidas de corte e reparação das zonas afetadas.

5.6.2. Ensaio de arrancamento por tração direta (pull-off)

De maneira a realizar-se ensaios representativos de aderência sem danificar o reforço aplicado, é necessário realizar-se durante a execução uma série de amostras de sacrifício em zonas contíguas às de reforço aplicado.

Sobre as amostras de sacrifício serão realizados ensaios de aderência à razão de pelo menos:

- Um por cada 100m de laminado instalado;
- Um ensaio por cada 100m² de reforço com mantas de fibra;
- Não menos de um ensaio por obra e tipo de reforço (laminado ou manta de fibra).

Os valores de rotura deverão ser de pelo menos 1,5N/mm², sendo os pontos de rotura homogéneos, sendo que pelo menos 90% deverão ser roturas no betão de base.

5.6.3. Ensaio de arrancamento por tração direta (pull-off)

O ensaio consiste em um feixe de ultrassons de alta frequência que é usado para varrer a interface de CFRP, podendo com este localizar os defeitos de colagem através dos ecos erados elo descasamento de impedância acústica.

Os ensaios de ultrassons são recomendados apenas para as áreas onde o reforço da ligação é fundamental, isto porque, a eficácia do ensaio é limitada a certos tipos de defeitos da estrutura, tais como bolhas de ar ou destacamentos do filme de resina. Este ensaio implica ter superfícies de FRP lisas e pessoal experiente para a executar.

5.7. Ações corretivas

Em caso de ser detetado um grande número de vazios, deve-se proceder a substituição do reforço por um novo. Existe a alternativa de injetar uma resina compatível, de acordo com um procedimento acordado por todas as partes envolvidas na obra. Esta alternativa possui alguns efeitos negativos, tais como a perda de secção do laminado e pressões localizadas na zona de injeção.

5.8. Controlo das embalagens vazias

Antes da remoção das embalagens usadas da obra, proceder-se-á à sua inspeção, onde deve-se ser observado os seguintes aspetos:

- Concordância do número de embalagens usadas em materiais bicomponentes;
- Ausência de restos significativos de material nas embalagens bicomponentes;

- Endurecimentos total do material misturado restante nas embalagens.

6. Considerações finais

Neste capítulo, apresentam-se os principais aspetos e conclusões, referidos ao longo da presente tese, e referem-se ainda sugestões para trabalhos que possam vir a ser desenvolvidos futuramente.

6.1. Conclusões

Foram apresentados vários ensaios de pilares ocos de betão armado em escala reduzida, com estes ensaios foi possível identificar os diferentes padrões de danos em função do deslocamento aplicado em cada pilar. Para cada estado de dano definido neste trabalho, foi possível analisar diferentes técnicas de reforço e reparação, e conseqüentemente foi possível definir um custo global para cada técnica.

A elaboração desta dissertação, procurou obter uma metodologia que seja capaz de prever uma avaliação dos danos para os diferentes pilares, e a determinação do custo de reforço e reparação dos pilares, permitindo no final obtermos de uma maneira simplificada, qual a técnica que propõem um custo mais baixo e uma melhor resistência a estrutura. A aplicação desta tese na realidade, permite identificar a extensão dos danos e conseqüentemente, qual seria a técnica de reforço que apresenta um melhor custo/benefício para a estrutura.

O desenvolvimento deste trabalho ocorreu em duas fases distintas, onde primeiro foi necessário identificar os diferentes estados de danos limite, e uma segunda fase que foca no incremento do reforço para a estrutura e os custos de cada técnica.

Em uma primeira fase, identificou-se os principais danos provocados por sismos em pontes ao longo dos anos, sendo possível identificar qual a deficiência que lhes deu origem. A presente dissertação identifica após análise dos danos observados nos pilares ensaiados, quatro estados limite de danos sísmicos, onde nos permitiu obter uma evolução do índice de dano para cada ELDS. O índice de dano calculado neste trabalho pode ser comparado com diferentes metodologias apresentadas por outros autores, tendo como conclusão que os valores obtidos neste trabalho seguem a mesma linha de raciocínio dos outros autores, pelo que representa que os valores são suscetíveis de serem aplicados na realidade, e que a análise dos mesmos foi a mais correta.

Após a identificação das diferentes ELDS, passamos para uma segunda fase da dissertação, onde procedeu-se uma análise das técnicas de reforço que são usualmente utilizadas para o reforço/reparação de pilares. Foi necessário dimensionar cada técnica de reforço, para saber qual o reforço é o mais resistente, e que permitirá que o comportamento do pilar seja satisfatório em caso de um futuro abalo sísmico. Nesta fase foram apresentados os diferentes custos de cada técnica, tendo em conta não só o tipo de reforço a aplicar, mas também, a acessibilidade de cada pilar. A metodologia proposta permite escolher uma técnica de reforço que seja mais barata e que possua uma melhor contribuição na resistência ao corte. Verificou-se que a técnica de reforço de aplicação de

mantas de fibras de carbono (CFRP), é a que possui um valor de custo unitário mais baixo, e a que possui um melhor incremento na resistência ao corte de cada pilar, sendo possível obter estes bons resultados mesmo quando os pilares possuam diferentes alturas, que necessitem de um custo acrescido para a execução do reforço. É proposto neste trabalho as recomendações de execução para a técnica que obtém os melhores resultados.

6.2. Desenvolvimentos Futuros

Tendo em conta a metodologia proposta neste trabalho, é possível que em trabalhos futuros, possam existir pontos que sejam contrapostos, ou até mesmo questionados. Sendo interessante propor melhorias a esta metodologia, propondo uma variação das condições consideradas neste trabalho. Estas variações podem ser as seguintes:

- Uma proposta onde seja possível variar a secção dos pilares, tendo como foco não só os pilares quadrados e retangulares, mas também focar nos pilares de secção circular. Também seria interessante além da variação de secções, se fosse possível aumentar a armadura transversal, sendo que assim o efeito do corte não seria tão predominante, onde poderia se obter um comportamento misto, e que possa ser aplicado em mais situações.
- Para a estimativa orçamental final, também seria interessante propor quais os custos necessários para aceder aos locais em que ocorreram o sismo, os escombros muitas vezes dificultam o acesso destes locais, para um trabalho futuro seria imprescindível obter a colaboração de alguma empresa que seja especializada em maquinaria e técnicas para aceder a locais de difíceis acessos, e assim, se poder obter cadernos de encargos e mapas de quantidade focados neste tipo de trabalho.

7. Referências Bibliográficas

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.

Azevedo, D., 2008, *Reforço de Estruturas de Betão com Colagem de Sistemas de Compósitos CFRP – Recomendações para Dimensionamento*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

C

Calvi, G. M., 1999. A Displacement-based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 3 (3): 441-438.

Calvi, G., Pavese, A., Rasulo, A. & Bolognini, D., 2005. Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response os R.C. Hollow Bridges Piers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 3 (3), p. 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 indexo f generalised applicability. *Engineering Structures*, Volume 2:1, pp. 1164-1174.

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 Pontos*. 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 application. *Engineering Structures*, Volume 32, pp. 2884-2893.

F

FEMA, 2003. HAZUZ 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.

G

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

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

K

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, n.º3, 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.

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

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

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..

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

R

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

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.

S

S&P Clever Reinforcement Company, *Design Guide FRP*, Brunen, Suíça, 2000.

S&P Laminates CFK Catalog, S&P Clever Reinforcement Company.

Sá, N., 2019. *Avaliação dos Estados Limite de Dano Sísmico e custos de reparação de pilares ocos de betão armado*. Mestrado em Engenharia Civil e do Ambiente – 2016/2017. Viana do Castelo: Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo.

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

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.

Tseng, W. S., Penzien, J., 1975. *Seismic Analysis of Long Multiple – Span Highway Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 4.

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.

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.