

REDUÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO COM BASE NUMA SOLUÇÃO DE REFORÇO GLOBAL

DANIELA ROCHA SAMPAIO MORTINHO

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

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

Coorientador: Mestre Inês Vieira de Araújo e Sousa

FEVEREIRO DE 2020

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

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

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

À minha família

“Nothing is impossible; the word itself says “I’m possible”!!

Audrey Hepbur

AGRADECIMENTOS

Quero, aqui, deixar a minha palavra de apreço a todas as pessoas que tornaram possível a realização deste trabalho, direta ou indiretamente.

Assim, começo por agradecer às pessoas mais importantes da minha vida que são a minha mãe, o meu pai, a minha irmã, o meu irmão e o meu cunhado. A vocês devo tudo, pois são os meus pilares, sem o vosso apoio não conseguiria chegar onde estou hoje, sem vocês a realização de todos os meus objetivos conquistados até aqui, não seria certamente possível.

Quero agradecer ao Professor Doutor José Miguel Castro, por ser o meu orientador, pela sua dedicação e disponibilidade para as linhas orientadoras desta dissertação. Agradeço, também à Eng.^a. Inês Sousa, por toda a disponibilidade no decorrer da realização desta dissertação. Um especial agradecimento Eng.^o Rodrigo Falcão Moreira, pois sem o árduo trabalho que realizou no seu projeto de Doutoramento e sem a sua ajuda não me seria possível realizar esta dissertação, tal qual como se encontra hoje.

Não esquecendo a grandiosa ajuda por parte de todas as empresas que se disponibilizaram a ajudar-me, dispensando o seu tempo ao fornecer todos os elementos necessários à obtenção dos custos de implementação da solução de reforço para o meu caso de estudo, quero agradecer às empresas ARESTALFER, S.A. ; ERGICON PORTUGAL, ENGENHARIA E CONSTRUÇÃO, S.A. ; METALONGO - METALÚRGICA DE VALONGO, S.A. ; PROIBER - SOLUÇÕES E PRODUTOS PARA A CONSTRUÇÃO, S.A.

Por último, mas não menos importante, não podia deixar de agradecer às melhores pessoas que o meu percurso académico me proporcionou conhecer. Obrigada Teresa Azeredo e Inês Santos por todo o carinho e apoio prestado ao longo destes anos e que se prolonguem por muitos mais.

RESUMO

Um engenheiro civil tem, entre outras, a função de garantir a segurança e proteção das pessoas e bens.

Como se sabe, Portugal possui um histórico de eventos sísmicos de grande intensidade e, os danos por eles causados são extremamente elevados. Paralelamente, Portugal possui uma grande variedade de edificado com características que lhe conferem grande vulnerabilidade sísmica sendo, por isso, fundamental reforçar este edificado com técnicas de reforço a nível global ou ao nível dos seus elementos estruturais.

Deste modo nasce a motivação para estudar a viabilidade da intervenção de reforço estrutural para reduzir a vulnerabilidade sísmica desse edificado. Com este trabalho foi possível estudar as várias técnicas de reforço sísmico que podem ser implementadas num edifício.

No seguimento de vários estudos realizados por outros autores, foram dimensionados contraventamentos metálicos concêntricos em “X” para um pórtico de betão armado considerado vulnerável do ponto de vista sísmico. No seguimento deste dimensionamento foram efetuadas análises dinâmicas incrementais (*Incremental Dynamic Analysis*) para caracterizar o comportamento estrutural do pórtico antes e após.

Contudo, esta solução carecia, ainda, de uma pormenorização ao nível da sua ligação à estrutura. Consequentemente, nesta dissertação foi possível dimensionar o pormenor da ligação dos contraventamentos metálicos à estrutura de betão armado existente, considerando algumas simplificações e analogias.

De seguida, procedeu-se ao contacto com várias empresas tendo em vista a obtenção de estimativas de custos. No contexto da avaliação custo-benefício foram efetuadas análises IDA.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço sísmico; Contraventamento metálico; Vulnerabilidade sísmica; Custos de reforço.

ABSTRACT

A civil engineer has, among others, the function of ensuring the safety and protection of people and property.

As is known, Portugal has a history of high intensity seismic events and the damage caused by them is extremely high. At the same time, Portugal has a wide variety of buildings with high vulnerability towards seismic activity, which is why it is essential to retrofit these buildings with some techniques that can be applied to the structure or to some of its elements. In this way, the study of the feasibility of structural interventions to reduce the seismic vulnerability of these buildings is given purpose.

With this study, it was possible to analyze the various seismic retrofitting techniques that can be implemented in a building, focusing on a global reinforcement level.

Following several studies carried out by other authors, “X” concentric metallic braces were designed for a seismically vulnerable reinforced concrete frame. Following this design, incremental dynamic analysis was performed to characterize the structural behavior of the frame before and after retrofitting.

However, this solution still needed to be detailed in terms of its connection to the structure. Consequently, in this dissertation it was possible to dimension the detail of the connection of the metallic braces to the existing reinforced concrete structure, considering some simplifications and analogies.

Then, several companies were contacted in order to obtain cost estimates. In the context of the cost-benefit assessment, IDA analyzes were performed.

KEY WORDS: Seismic retrofitting; Steel bracing systems; Seismic vulnerability; Retrofitting costs.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT.....	V
REDUÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO COM BASE NUMA SOLUÇÃO DE REFORÇO GLOBAL.....	I
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.3 ORGANIZAÇÃO E ESTRUTURA DO TEXTO	2
2 ESTADO DA ARTE E FUNDAMENTOS.....	3
2.1 ENQUADRAMENTO.....	3
2.2 VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS	5
2.2.1 VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO.....	5
2.3 REGULAMENTAÇÃO ANTISSÍSMICA EM PORTUGAL	8
2.4 CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EM PORTUGAL	9
2.4.1 PARQUE HABITACIONAL NACIONAL	9
2.5 CAUSAS MAIS FREQUENTES DE DANO E COLAPSO EM EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO PROVOCADAS PELA AÇÃO SÍSMICA	11
2.5.1 DEFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS	12
2.5.1.1 Confinamento, Estribos e Cintas.....	12
2.5.1.2 Ductilidade.....	12
2.5.1.3 Aderência	13
2.5.1.4 Amarração e Sobreposição.....	13
2.5.1.5 Inadequada Capacidade Resistente ao Corte	14
2.5.1.6 Inadequada Capacidade Resistente à Flexão	14
2.5.1.7 Resistência inadequada ao Corte em Nós.....	15
2.5.1.8 Influência das Paredes de Alvenaria no Comportamento Sísmico das Estruturas...	15
2.5.1.9 Irregularidades em Planta e em Altura.....	16
2.5.1.10 Mecanismo Tipo Viga Forte-Pilar Fraco.....	17
2.5.2 DEFICIÊNCIAS NAS FUNDAÇÕES.....	17
2.6 TÉCNICAS DE REFORÇO SÍSMICO	18

2.6.1	TÉCNICAS DE REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	19
2.6.2	TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO AO NÍVEL GLOBAL DA ESTRUTURA.....	19
2.6.2.1	Introdução de Paredes Resistentes de Betão Armado	20
2.6.2.2	Introdução de Contraventamentos Metálicos	21
2.6.2.3	Sistemas de Proteção Sísmica Passiva	21
2.6.3	TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO AO NÍVEL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	23
2.6.3.1	Injeção de Resinas Epoxy	23
2.6.3.2	Encamisamento	23
2.6.3.3	Shotcrete.....	27
2.6.4	CONDICIONANTES E LIMITAÇÕES DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO	27
2.7	ANÁLISE DE CUSTOS EM OBRAS DE ENGENHARIA CIVIL	27
2.7.1	CUSTOS DE TRABALHOS DE CONSTRUÇÃO EM PORTUGAL.....	27
2.7.1.1	A Base de Custos do LNEC	28
2.7.1.2	A Aplicação Informática ProNIC	28
2.7.1.3	O Software “Gerador de Preços”	30
2.7.1.4	As Fichas de Rendimentos do LNEC	32
3	CASO DE ESTUDO	35
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	35
3.2	CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....	35
3.2.1	PROJETO E CONSTRUÇÃO DO PÓRTICO.....	35
3.3	ESTUDOS REALIZADOS	37
3.3.1	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	37
3.3.2	RESULTADOS NUMÉRICOS.....	38
3.4	REFORÇO DO PÓRTICO	41
3.4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	41
3.4.2	ANÁLISES NUMÉRICAS.....	42
3.4.3	RESULTADOS DA AVALIAÇÃO SÍSMICA	42
3.4.4	DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO FINAL	45
3.5	ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL	49
3.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	51
4	DETALHE DA SOLUÇÃO DE REFORÇO E ORÇAMENTOS	53
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	53
4.2	DIMENSIONAMENTO DOS CORDÕES DE SOLDADURA	54
4.2.1	GEOMETRIA DOS CORDÕES.....	54
4.2.2	CÁLCULO PELO MÉTODO SIMPLIFICADO	54

4.3	DIMENSIONAMENTO DA CHAPA GOUSSET E DA SUA LIGAÇÃO AO TUBO	55
4.3.1	DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO	55
4.3.2	MODOS DE ROTURA DA LIGAÇÃO	56
4.3.2.1	Efeito <i>Shear Lag</i>	56
4.3.2.2	Corte em Bloco	58
4.3.3	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DA CHAPA DE GOUSSET.....	59
4.3.3.1	Resistência Axial Seccional da Chapa de Gousset	59
4.3.3.2	Arranque por Corte em Bloco.....	60
4.3.4	ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR.....	61
4.3.5	QUANTIFICAÇÃO DA SOLICITAÇÃO.....	62
4.3.6	ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO DA CHAPA DE GOUSSET E DA SUA LIGAÇÃO AO PERFIL TUBULAR	63
4.3.6.1	Dimensionamento para a solicitação sísmica	63
4.3.6.2	Dimensionamento da chapa gousset e da sua ligação ao perfil tubular.....	64
4.3.7	DETALHE DO DESENHO DA CHAPA DE GOUSSET E DA LIGAÇÃO AO PERFIL TUBULAR.....	67
4.4	DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO DOS ELEMENTOS METÁLICOS AO PÓRTICO DE BETÃO	72
4.4.1	ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR.....	73
4.4.2	DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO	73
4.4.3	QUANTIFICAÇÃO DA SOLICITAÇÃO.....	74
4.4.4	RESISTÊNCIA DA ANALOGIA DO T-EQUIVALENTE.....	75
4.4.5	RESISTÊNCIA DOS VARÕES	80
4.4.6	ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO.....	81
4.4.6.1	Dimensionamento da Chapa de Topo da Ligação à Viga.....	81
4.4.6.2	Dimensionamento da Chapa de Topo da Ligação ao Pilar.....	84
4.5	ORÇAMENTAÇÃO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO	86
4.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	90
5	CONCLUSÕES FINAIS	91
5.1	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	91
6	BIBLIOGRAFIA	93
ANEXOS	96	
ANEXO.1.	DETALHES DAS DIMENSÕES DA CHAPA GOUSSET	96
ANEXO.2.	DETALHES DAS DIMENSÕES DA CHAPA DE TOPO	99
ANEXO.3.	DETALHE DO ALÇADO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO EM AutoCAD®.....	102
ANEXO.3.1	ALÇADO DO PÓRTICO COM AS SOLUÇÕES DE REFORÇO	102
ANEXO.3.2	PORMENOR DO PISO DO ALINHAMENTO DIMENSIONADO NO CAPÍTULO 3.....	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Mapa de perigosidade sísmica, projeto SHARE, para 475 anos de período de retorno [2].....	4
Fig. 2 - Percentagem dos edifícios por tipo de estrutura, adaptado de [17].	9
Fig. 3 - Percentagem dos edifícios por tipo de estrutura, adaptado de [17].	10
Fig. 4 – Ano de construção, adaptado de [17].	10
Fig. 5 - Gráfico do estado de conservação em Portugal, adaptado de [17].	11
Fig. 6 - Pilares de betão armado com inadequado confinamento [20].	12
Fig. 7 – Vigas com comportamento não dúctil [20]	13
Fig. 8 – Rotura em pilares por flexão [21].	15
Fig. 9 – Resistência inadequada ao corte em nós [21].	15
Fig. 10 – Mecanismos tipo short column, [19].	16
Fig. 11 – Colapso de um edifício em L’Aquila, Itália, 2009 devido ao <i>soft storey</i> , [24].	16
Fig. 12 – Viga forte pilar fraco [25].	17
Fig. 13 – Assentamento vertical e rotacional da estrutura devido ao efeito da liquefação do solo [27].	18
Fig. 14 – Sapatas dos pilares vizinhos, integradas nas vigas de fundação da nova parede de betão armado, [28].	20
Fig. 15 – Solução de reforço com contraventamentos metálicos, [31]	21
Fig. 16 – Dispositivos de Isolamento de Base no Hospital da Luz, Lisboa, [32].	22
Fig. 17 – Reforço sísmico de um edifício associando dissipadores de energia e cabos de pré-esforço, [33].	23
Fig. 18 – Encamisamento de um pilar com betão armado, [26].	24
Fig. 19 – Encamisamento de um pilar com elementos metálicos, [26].	25
Fig. 20 – Ligação entre o elemento reforçado e as cantoneiras complementada com a) soldadura às armaduras existentes ou b) buchas metálicas, [26].	25
Fig. 21 – Encamisamento parcial de um pilar com FRP’s, [26].	26
Fig. 22 – Reforço de uma laje com recurso a FRP’s, [3].	26
Fig. 23 - ProNIC: descrição do artigo, [3].	29
Fig. 24 - ProNIC: opções de preenchimento, [3].	30
Fig. 25 – “Gerador de Preços”: seleção das características gerais do edifício, [3].	31
Fig. 26 – “Gerador de Preços”: constituição da ficha de preços, [3].	31
Fig. 27 – “Gerador de Preços – Reabilitação”: imagem de ficha de preço composto, [3].	32
Fig. 28 - Vista em planta e alçado do pórtico estudado, [29].	36
Fig. 29 – Danos na “estrutura nua” após o interrompimento dos testes experimentais, [31].	38

Fig. 30 - Numeração dos membros estruturais no modelo numérico, [31].	38
Fig. 31 - <i>Layout</i> da solução de reforço global projetada por [31].	41
Fig. 32 – Rácios dos valores nos pilares da rotação de corda para a estrutura reforçada, [31].	43
Fig. 33 - Rácios dos valores nas vigas da rotação de corda para a estrutura reforçada, [31].	43
Fig. 34 - Rácios dos valores nos pilares do esforço transversal para a estrutura reforçada, [31].	44
Fig. 35 - Rácios dos valores nas vigas do esforço transversal para a estrutura reforçada, [31].	44
Fig. 36 - Rácios dos valores nos pilares da rotação de corda para a solução final, [31].	45
Fig. 37 - Rácios dos valores nas vigas da rotação de corda para a solução final, [31].	46
Fig. 38 - Rácios dos valores nos pilares da força de corte para a solução final, [31].	46
Fig. 39 - Rácios dos valores nas vigas da força de corte para a solução final, [31].	47
Fig. 40 – Curvas de capacidade para a estrutura reforçada e não reforçada (RL), [31].	48
Fig. 41 - Curvas de capacidade para a estrutura reforçada e não reforçada (LR), [31].	49
Fig. 42 – Curvas IDA para a estrutura original	50
Fig. 43 – Curvas IDA para a estrutura reforçada	50
Fig. 44 – Detalhe do rasgo no tubo a) antes da soldadura; b) depois da soldadura, [41].	55
Fig. 45– Detalhe do rasgo no tubo a) vista frontal e b) vista lateral, [41].	56
Fig. 46– Fluxo das tensões, [41].	56
Fig. 47– a) Linha de rotura circunferencial; b) Fratura de um provete, [41].	57
Fig. 48– a) linha de rotura do corte em bloco; b): fratura de um provete, [41].	58
Fig. 49– Largura efetiva da chapa de gousset para uma ligação soldada, adaptado de [41].	59
Fig. 50– Planos de rotura destacamento do bloco não considerando excentricidade, adaptado de [41].	60
Fig. 51– Planos de rotura destacamento do bloco considerando excentricidade, adaptado de [41].	60
Fig. 52– Pormenor da folga entre a chapa e o tubo em aplicações sísmicas, [41].	67
Fig. 53– Parâmetros necessários ao dimensionamento da chapa <i>gousset</i> , [48]	67
Fig. 54– Parâmetros necessários para o detalhe do desenho do <i>gousset</i> , [48].	68
Fig. 55– Detalhe dos parâmetros L_w e L_b , [48]	68
Fig. 56– Detalhe da medida de Whitmore, $W_{whitmore}$, para ligações soldadas, [48].	68
Fig. 57– Detalhe da medidas do gousset correspondentes a valores de α_1 e α_2 de 30 graus [48].	69
Fig. 58– Detalhe da medidas necessárias ao parâmetro U, [48]	71
Fig. 59– Esquema de cálculo das forças resistentes de cálculo nos modos de rotura, considerando forças de alavanca, [49].	75
Fig. 60 - Dimensões do banzo de uma peça em T –Equivalente, [14]	76
Fig. 61 - Modo de rotura circular num comprimento efetivo, [50].	78

Fig. 62 - Modo de rotura não circular num comprimento efetivo, [50]	78
Fig. 63 – Peso do custo da solução de reforço no custo total do edifício (%)	90

ÍNDICE DE TABELA

Tabela 1 - Principais problemas resultantes da irregularidade em planta de edifícios, adaptado de [7]	7
Tabela 2 - Principais problemas resultantes da irregularidade em altura de edifícios, adaptado de [7].	7
Tabela 3 – Organização dos trabalhos por capítulos na base de custos do LNEC, [3].	28
Tabela 4 - Articulado ProNIC: capítulos dos trabalhos em edifícios, [3].	29
Tabela 5 – “Gerador de Preços – Reabilitação”: estrutura dos trabalhos, [3].	31
Tabela 6- Organização dos trabalhos por grupos nas fichas de rendimentos do LNEC, [3].	32
Tabela 7 - Ficha tipo de operação de construção, [37].	33
Tabela 8 – Propriedades nominais do aço Fe B22k, [29].	36
Tabela 9 - Comparação dos rácios obtidos para as duas análises não lineares, [31].	39
Tabela 10 - Comparação das percentagens de <i>drifts</i> entre pisos obtidos nas duas análises não lineares, [31].	40
Tabela 11 – Frequências modais para a estrutura nua, para a estrutura com DCM e estrutura com DCL, [31]	42
Tabela 12 – Comparação de todas as soluções de reforço, [31].	47
Tabela 13 – Comparação dos resultados globais das soluções de reforço com a estrutura original, [31].	48
Tabela 14 - Geometria dos cordões de soldadura	54
Tabela 15 – Simplificação da tabela 4.1 do EC3-1-8 para os valores do fator de correlação	55
Tabela 16 - Valor de cálculo da resistência do banzo de uma peça em T para os três possíveis modos de	76
Tabela 17 – Proposta de orçamento da empresa 1	86
Tabela 18 - Proposta de orçamento da empresa 2	87
Tabela 19 - Proposta de orçamento da empresa 3	87
Tabela 20 - Proposta de orçamento da empresa 4	88

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

A atividade sísmica resulta de um fenómeno natural designado por sismo. Precisamente por serem de origem natural, estes fenómenos não podem ser controlados nem podem ser antecipados de forma rigorosa e são responsáveis por causar desastres humanitários e perdas significativas na economia de um país, principalmente se for sentido numa zona com probabilidade sísmica intensa e fortemente povoada. Consequentemente, a preocupação em criar regiões sísmicamente seguras tem aumentado de forma a aumentar a segurança e diminuir danos materiais e económicos que possam advir de um desastre natural. Deste modo, a utilização de sistemas de reforço sísmico como meio de prevenir estes desastres possibilita, às estruturas, uma maior capacidade estrutural de resistência para fazer face às ações sísmicas diminuindo, assim, a sua vulnerabilidade.

Um dos sistemas de proteção sísmica abordado nesta dissertação consiste na implementação de contraventamentos metálicos numa estrutura existente. É de conhecimento geral que a realização de um investimento exige um custo. Com o levantamento de vários orçamentos para a solução de reforço pormenorizada, foi realizada uma análise dos respetivos custos.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo desta dissertação passa por, através do estudo e pormenorização do dimensionamento de uma solução de reforço sísmico, avaliar os custos de implementação da mesma de modo a perceber se é prudente, ou não reforçar sísmicamente uma estrutura, fazendo face a ações sísmicas que poderão, em último caso, levar ao colapso da estrutura. Para isso, foi necessário realizar alguns passos intermédios para que o objetivo fosse cumprido:

- Levantamento do conhecimento acerca de sistemas de proteção sísmica existentes, tanto a nível global como a nível dos elementos estruturais, acerca das normas em vigor acerca das ações sísmicas, acerca do estado do edificado construído em Portugal e acerca das informações existentes acerca das análises de custos e obras de reforço em Portugal;
- Análise de vários estudos realizados por outros autores a um pórtico de betão armado sísmicamente vulnerável. Neste seguimento foi analisada a proposta de reforço do pórtico com contraventamentos metálicos;
- Dimensionamento da pormenorização da ligação dos contraventamentos metálicos ao pórtico de betão armado que estava em falta;
- Desenho em AutoCAD® do pormenor da solução de reforço em alçado, para auxiliar na obtenção dos custos da sua implementação por parte das empresas contactadas;
- Análise dos orçamentos enviados por várias empresas para posterior análise.

1.3 ORGANIZAÇÃO E ESTRUTURA DO TEXTO

A presente dissertação de mestrado encontra-se dividida pelos capítulos que se descrevem de seguida:

- Capítulo 1 – Neste capítulo está incluída a introdução e o enquadramento do tema que irá ser desenvolvido no decorrer da dissertação e sintetiza os seus objetivos;
- Capítulo 2 – Este capítulo corresponde ao estado da arte, onde são abordados os conhecimentos adquiridos acerca do tema;
- Capítulo 3 – Neste capítulo, o pórtico estudado é caracterizado e ilustrado, são referidos alguns estudos realizados de avaliação sísmica do pórtico e as soluções de contraventamento dimensionadas por outro autor são também referidas;
- Capítulo 4 – Neste capítulo são abordadas as etapas de dimensionamento do pormenor da ligação dos contraventamentos à estrutura existente de betão armado e é mostrado o levantamento dos orçamentos obtidos para as soluções de reforço, assim como a sua análise;
- Capítulo 5 – Neste capítulo são referidas as conclusões finais acerca do trabalho realizado e algumas propostas para desenvolvimentos futuros;
- Anexos – No final da dissertação foram inseridas as tabelas em Excel com todos os pormenores das ligações dimensionadas para os contraventamentos ao pórtico, bem como a pormenorização em AutoCAD® da solução de reforço inserida pórtico.

2

ESTADO DA ARTE E FUNDAMENTOS

2.1 ENQUADRAMENTO

Um sismo, por ser de origem natural, produz na população um sentimento de medo e impotência pelos enormes níveis de danos que a ele se seguem. É um facto que certos centros urbanos estão situados em algumas zonas do planeta com uma forte atividade sísmica e, na eventualidade de um sismo ocorrer nas proximidades de uma zona fortemente habitada, os estragos a nível material e humano podem originar prejuízos colossais. Ora, de modo a que possamos sentir-nos mais seguros torna-se essencial dar a devida importância à prevenção e mitigação dos sismos. Para isso, a obtenção de conhecimentos no que diz respeito ao risco sísmico e dos seus efeitos é imprescindível para que se possa divulgar informação útil e clara à sociedade com o objetivo de criar ferramentas úteis para a sua consciencialização.

Assim, o risco sísmico representa uma medida das perdas a nível humano e económico que alguns elementos expostos a ele poderão esperar como consequência de sismos futuros, bem como a probabilidade destas sucederem para um dado período de tempo de exposição.

O risco sísmico surge como uma função da vulnerabilidade, da perigosidade e da exposição dos elementos em risco, sendo que estes elementos poderão ser construções, atividades económicas ou população.

A perigosidade sísmica está relacionada com a exposição de um dado local a fenómenos de origem natural que se possam relacionar com a ocorrência de sismos tais como *tsunamis*, deslizamentos do solo etc. É quantificada de modo probabilístico descrevendo a probabilidade de ocorrência, num dado intervalo de tempo e numa determinada área, de um fenómeno potencialmente danoso.

A exposição surge como uma condição fundamental para a existência do risco e relaciona-se com os elementos que se encontram em zonas de perigosidade.

A vulnerabilidade define-se como sendo uma tendência que um elemento exposto ao risco possui para sofrer um dado dano ou impacto pelo facto de estar submetido a um certo nível de ação [1]. Assim, a vulnerabilidade de um elemento exprime a sua capacidade de resistência a um fenómeno e de recuperação após o mesmo.

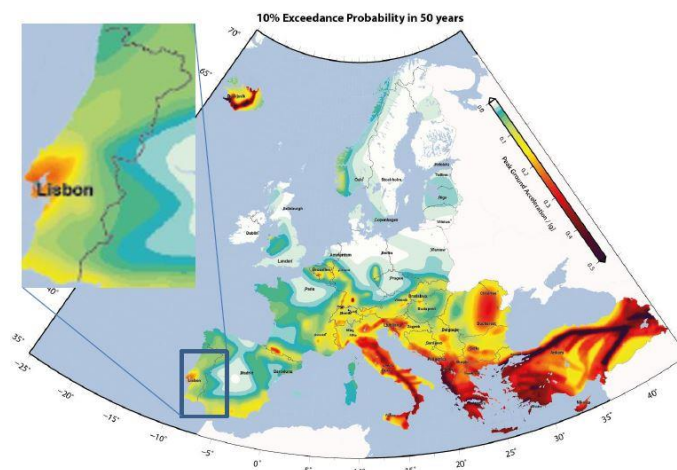


Fig. 1 - Mapa de perigosidade sísmica, projeto SHARE, para 475 anos de período de retorno [2]

Na Fig. 1 está ilustrado o mapa de perigosidade sísmica da Europa. No caso de Portugal, as zonas com uma maior perigosidade sísmica são a Costa Algarvia, o Arquipélago dos Açores, e a Área Metropolitana de Lisboa, sendo que o território continental é afetado por sismos de grande intensidade, ainda que com períodos de retorno grandes servindo como exemplo os sismos de 1531, 1755 e 1909. Diariamente, é registada a ocorrência de sismos de baixa intensidade, que não são prejudiciais a nível material [3].

A durabilidade de um sismo e o número de réplicas que são geradas influenciam o nível de danos causados por este, além de que os danos e colapsos são produzidos de modo cadenciado e progressivo resultando em estruturas fissuradas e na desunião de elementos que as compõem. A combinação destes danos permanentes conduz à diminuição da resistência global da estrutura, deteriorando-a e reduzindo a sua rigidez global com o aumento do seu período natural e redução das forças a que está sujeita.

Um sismo pode não causar o colapso imediato da estrutura o que significa que esta poderá levar anos a deteriorar-se pelas consequências causadas por ele. Contudo, esta deterioração pode ser agravada quando combinada a causas externas à ação sísmica como por exemplo o assentamento das fundações ou a variação de temperatura que causam tensões adicionais ao nível dos elementos estruturais.

A vulnerabilidade sísmica entende-se como a predisposição dos edifícios sofrerem impactos devido à ocorrência de um sismo, independentemente da sua intensidade. Esta vulnerabilidade pode e deve ser reduzida com a ajuda da engenharia sísmica e engenharia de construção.

A engenharia sísmica torna-se, por isso, imprescindível não só na redução da vulnerabilidade sísmica dos edifícios existentes como também na execução dos novos edifícios, com o desenvolvimento de novos métodos, aperfeiçoamento e posterior aplicação de técnicas que vão de encontro com a evolução do dimensionamento construtivo de modo a fazer face às principais necessidades e disposições impostas caso o edifício esteja sujeito a este tipo de ação. No dimensionamento e construção de edificado novo, a vulnerabilidade sísmica pode ser diminuída aplicando normas antissísmicas. No que diz respeito ao edificado já existente, podem ser aplicadas medidas de reforço estrutural devidamente projetadas para que o dano causado pela ação sísmica seja consideravelmente reduzido e, assim, reduzir a vulnerabilidade sísmica dos edifícios que outrora apresentavam um deficiente comportamento face a estas ações.

Atualmente, de forma a conseguir um melhor desempenho do comportamento estrutural, existem algumas técnicas de reforço das estruturas, algumas das quais serão abordadas mais à frente.

2.2 VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

Embora o risco sísmico das regiões esteja relacionado com a perigosidade, vulnerabilidade e exposição, a vulnerabilidade surge como o aspeto mais importante de ser referido, não só pelos efeitos físicos causados no edificado na ocorrência de um sismo, mas porque recorrendo a uma intervenção de reforço adequada obtêm-se construções mais seguras e com um comportamento estrutural mais eficiente, conduzindo a edificações menos vulneráveis sísmicamente, acompanhadas de um baixo nível de colapso e de perdas humanas e económicas.

Segundo [4], geralmente, o que torna as construções mais vulneráveis, sendo elas novas ou antigas é o tipo de elementos resistentes, a qualidade da sua construção, a configuração dos elementos estruturais, as disposições construtivas de dimensionamento do projeto, a metodologia usada, as tecnologias de cada região e época e os materiais utilizados. Assim, a vulnerabilidade é independente do zonamento onde o edifício é implantado [5].

Caso estes fatores não sejam considerados de modo mais correto na construção e dimensionamento de algumas estruturas, como é o caso do edificado anterior à primeira regulamentação antissísmica, o modo como elas se comportam está fortemente comprometido.

Dependendo da funcionalidade de cada edifício, existem diferentes níveis de vulnerabilidade [6]. No caso de um edifício habitacional, que tem como principal propósito não colapsar de forma a diminuir as perdas de vidas humanas, a vulnerabilidade estrutural é o objetivo primordial. Se por outro lado, se tratar de um edifício que não seja de carácter habitacional, como um hospital, por exemplo, a vulnerabilidade funcional é o seu principal objetivo, de modo a que se mantenha operacional e que mantenha a sua capacidade de resposta aquando de uma ação sísmica.

No que se refere à vulnerabilidade estrutural, não é só importante o modo como um edifício responde globalmente a um sismo, como também a resposta dos seus elementos isolados. A título de exemplo, um defeito na ligação entre as paredes e o pavimento poderá comprometer o modo como a estrutura se comporta globalmente. Por esta razão, quanto mais deficiente for a estrutura ao nível dos seus elementos individuais, mais deficiente será o seu comportamento a nível global, resultando numa deficiente resposta face a uma ação sísmica, uma vez que a sua fragilidade local levará à sua vulnerabilidade estrutural [5].

2.2.1 VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

O modo como os edifícios resistem a um sismo está diretamente ligado à proteção da sociedade. Ora, apenas se consegue garantir a sua proteção minorando a vulnerabilidade de alguns edifícios mais antigos, dado terem sido projetados e construídos sem a consideração de normas sísmicas adequadas em relação aos edifícios mais recentes, projetados com a devida resistência e segurança.

Como se sabe, a construção de uma cidade é um processo moroso, que decorre durante vários séculos e, precisamente pelo edificado não ser todo construído na mesma época, a probabilidade de apresentar um fraco desempenho sísmico é elevada.

O parque habitacional de Portugal é constituído principalmente por edifícios de betão armado e edifícios de alvenaria resistente, sendo que o cenário global remete para uma grande quantidade de edificações cuja estrutura assenta nas características próprias de edifícios de betão armado, ao contrário do que acontece com estruturas de alvenaria resistente. Por esta razão, os regulamentos atuais incidem maioritariamente em sistemas estruturais de betão armado.

Dentro das tipologias estruturais de edifícios de betão armado existem três que são mais comuns, como é o caso de sistemas porticados, que têm na sua composição lajes, pilares e vigas, sistemas estruturais de parede em que, em vez dos elementos verticais resistentes serem pilares, são paredes, e os sistemas estruturais mistos, onde os pilares e as paredes são elementos verticais resistentes [4].

O efeito diafragma das lajes, que possibilita que as forças horizontais de inércia sejam transmitidas entre os elementos verticais, influencia a resistência sísmica dos três tipos de estruturas de betão armado referidos anteriormente. Nos sistemas mistos e de parede, o modo como estes resistem a um evento sísmico é garantido pela forma como as paredes resistentes se comportam ao corte e como o edifício se comporta à flexão, na eventualidade deste ser significativamente alto. No caso dos sistemas porticados, o modo como estes resistem a um evento sísmico está ligado ao modo como as suas vigas e pilares se comportam à flexão. De todos os tipos sistemas estruturais referidos, o mais resistente sísmicamente é o sistema de paredes devido à maior dimensão dos seus elementos resistentes [4].

O comportamento de estruturas irregulares e assimétricas, tanto em alçado como em planta, face a um evento sísmico é mais insatisfatório quando comparado a uma estrutura regular e simétrica.

Os edifícios construídos em alvenaria possuem, maioritariamente, uma configuração muito regular, quer em planta, quer em termos de altura. Já os edifícios em betão armado possuem como inconveniente do ponto de vista da sua resposta sísmica, o facto da sua geometria e altura serem mais diversificadas. O que altera o modo como a estrutura se irá comportar, no que diz respeito à sua regularidade em planta e altura, é o facto de o seu centro de rigidez e o seu centro de massa estarem desequilibrados e os efeitos de torção desencadeados podem resultar no colapso local da estrutura [7]. Nas Tabelas 1 e 2 que se seguem, pode ser observados os inconvenientes causados caso o edifício seja irregular, quer em termos de planta, quer em termos de altura. Segundo [4], uma estrutura em betão armado é vulnerável a um evento sísmico caso apresente alguma destas particularidades:

- Não foi sísmicamente dimensionada, como é o caso de algumas estruturas que foram projetadas e construídas antes do primeiro regulamento que incluía ações sísmicas no seu dimensionamento entrar em vigor;
- Possui componentes de betão armado pouco dúcteis, existindo armadura de confinamento insuficiente dos varões longitudinais, principalmente nos nós da viga ao pilar;
- Possui pisos vazados sem paredes resistentes;
- Possui paredes não estruturais capazes de provocar efeitos de torção e tensões concentradas inesperadas;
- Não foi considerada a distância entre edifícios vizinhos, podendo existir choque entre estes;
- Não tenham sido reparados danos na estrutura provocados pela falta de manutenção do edifício.

Tabela 1 - Principais problemas resultantes da irregularidade em planta de edifícios, adaptado de [7]

Irregularidades em planta	
Estado de repouso	Comportamento durante um sismo
Má distribuição da rigidez em planta	
Existência de reentrâncias ao nível dos pisos	
Existência de aberturas de grande dimensão	
Sistemas de Forças Resistentes Laterais não Paralelas	
Paredes resistentes contínuas	

Tabela 2 - Principais problemas resultantes da irregularidade em altura de edifícios, adaptado de [7].

Irregularidades em altura	
Estado de repouso	Comportamento durante um sismo
Soft Story	
Irregularidades de massa em altura	
Irregularidades de rigidez em altura (1)	
Irregularidades de rigidez em altura (2)	
Weak Story	

2.3 REGULAMENTAÇÃO ANTISSÍSMICA EM PORTUGAL

Em 1951 é publicado o RGEU, designado por Regulamento Geral das Edificações [8], que reconhece a relevância das ações sísmicas ao nível dos edifícios e defende a necessidade de os dimensionar tendo em conta as mesmas. Mais tarde, em 1958, é publicado o primeiro Regulamento a nível nacional com considerações antissísmicas em edifícios, o RSCCS, denominado Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos [9] e em 1961, com a exigência sísmica aplicada a pontes, surge o RSEP, designado por Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [10].

No ano de 1967 é ainda publicado o REBA, designado por Regulamento de Estruturas de Betão Armado [11].

No ano de 1983 é revogado o RSEP [10] e o REBA, sendo aprovado o RSA, designado por Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas e Pontes [12] e o REBAP (aplicado em conjunto com o RSA), designado por Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [13], revogando o Regulamento de Estruturas de Betão Armado [11].

No que diz respeito às ações sísmicas, para analisar o modo como algumas estruturas se comportam em relação a estas, são também tidas em conta as exigências dos Eurocódigos que surgem em meados dos anos 90 e que se foram desenvolvendo ao longo dos anos.

Existem, atualmente, dez Eurocódigos estruturais. O EC8, designado por Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos [14] é dedicado a ações sísmicas e é aplicado aos projetos de edificações em regiões sísmicas, que estabelece regras para quantificar estas ações. As imposições deste são bem mais exigentes no que se refere a avaliar corretamente a segurança de um edifício comparativamente ao RSA [15].

Recentemente, foi promulgado o Decreto de Lei nº 95/2019 de 18 de Julho de 2019 que, em termos de segurança estrutural, prevê a definição das situações em que obras de alteração, ampliação ou reconstrução ficam sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica e o possível reforço do edifício garantindo a segurança estrutural e sísmica nas intervenções de acordo com os termos estabelecidos na Portaria 302/2019. Este Decreto de Lei entrou em vigor em Dezembro de 2019.

No artigo 18º do presente Decreto de Lei são revogados os seguintes Regulamentos Portugueses:

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA,1983);
- Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE, 1986);
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP,1983);
- Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS, 1958).

Com esta revogação e com a consagração do Despacho Normativo nº 21/2019 de 17 de Setembro de 2019, são aprovadas as condições para a utilização dos Eurocódigos Estruturais nos projetos de estruturas de edifícios, sendo que este Despacho Normativo prevê a existência de um período de transição de três anos a partir da data de publicação do mesmo, durante o qual ainda se pode utilizar os regulamentos estruturais nacionais embora durante este período não possam ser utilizados em simultâneo os Eurocódigos estruturais e os regulamentos nacionais.

De acordo com o Artigo 17.º do Decreto de Lei 95/2019, no prazo de 60 dias a contar da data de publicação, é aprovada a Portaria 302/2019 de 12 de Setembro de 2019, que entrou em vigor a 15 de Novembro de 2019 e define “os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de vulnerabilidade sísmica, bem como as situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço sísmico” [16]. Assim, a Fig.2 refere-se ao Artigo 1º da referida

Portaria onde são referidas as condições em que é exequível a avaliação da vulnerabilidade sísmica e a elaboração do projeto de reforço sísmico:

Artigo 1.º

Análise da vulnerabilidade sísmica

1 — Estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica do edifício que estabeleça a sua capacidade de resistência relativamente à ação sísmica definida na NP EN1998-3:2017 e suas posteriores atualizações para as condições do local, as obras de ampliação, alteração ou reconstrução, sempre que se verifique uma das seguintes condições:

- a) Existência de sinais evidentes de degradação da estrutura do edifício;
- b) Procedam ou tenham por efeito uma alteração do comportamento estrutural do edifício;
- c) Cujas áreas intervencionadas, incluindo demolições e ampliações, exceda os 25 % da área bruta de construção do edifício;
- d) Cujos custos de construção exceda em pelo menos 25 % do custo de construção nova de edifício equivalente.

2 — O relatório de vulnerabilidade sísmica do edifício é ainda obrigatório, no caso de edifícios das classes de importância III ou IV, definidas nos termos da norma NP EN 1998-1:2010, sempre que se verifique alguma das situações previstas no número anterior, com redução para 15 % dos limites estabelecidos nas alíneas c) e d).

3 — Quando o relatório de vulnerabilidade sísmica do edifício concluir que este não satisfaz as exigências de segurança relativas a 90 % da ação definida na norma NP EN1998-3:2017, é obrigatória a elaboração de projeto de reforço sísmico, ao abrigo da mesma norma.

4 — Compete ao LNEC a publicação ou aprovação de disposições construtivas ou métodos de análise expedita da vulnerabilidade sísmica que apoiem a elaboração do relatório previsto no n.º 1 do presente artigo, para tipologias de edifícios, localizações e tipos de intervenção específicos.

Fig. 2 - Percentagem dos edifícios por tipo de estrutura, adaptado de [17].

Em conclusão, com a entrada em vigor dos Eurocódigos, aliada à avaliação da segurança sísmica dos edifícios e de um possível projeto de reforço sísmico, é promovida a redução da vulnerabilidade sísmica do edificado mitigando, assim, o risco sísmico.

2.4 CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EM PORTUGAL

2.4.1 PARQUE HABITACIONAL NACIONAL

Com o passar do tempo, as estruturas do território nacional sofreram algumas modificações, sendo que o parque habitacional possui uma grande variedade de edificações no que diz respeito ao seu grau de conservação, época em que foram construídas e tipologias estruturais. Aconteceram também algumas guerras e desastres de origem natural, levando por um lado a um desprovimento de alguns materiais e perda de algum património mas, por outro lado, proporcionou um progresso a nível de técnicas construtivas.

Com o aumento da utilização do betão armado na construção, impulsionada pela descoberta das suas particularidades e capacidades, aumentou-se a qualidade da construção resultando, assim, numa evolução a nível construtivo [18].

Com base no recenseamento global das habitações de 2011, contabilizaram-se 3 544 389 edificações habitacionais. Nestes censos foram recolhidos, tratados, avaliados e analisados dados referentes a famílias, alojamentos, edifícios e indivíduos [17].

De todos os critérios analisados, apenas o tipo de estrutura, o ano de construção e o seu estado de conservação irão ser analisados tendo em conta o objetivo da presente dissertação.

- Tipo de estrutura

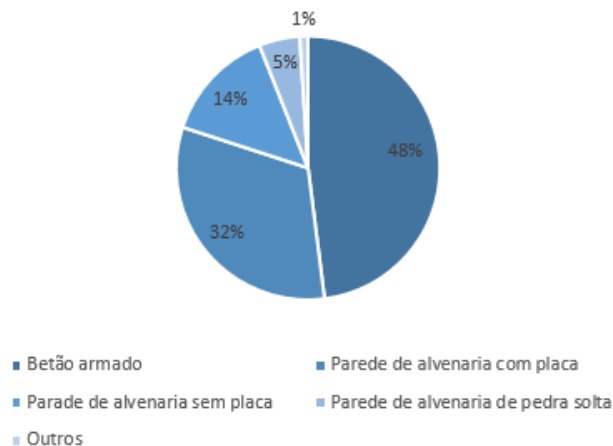


Fig. 3 - Percentagem dos edifícios por tipo de estrutura, adaptado de [17].

Relativamente ao tipo de estrutura, através da Fig.3, é possível verificar que aproximadamente metade do parque habitacional do território Português é constituída por edifícios de betão armado. Pode-se, também, constatar que os edifícios em alvenaria apresentam um número bastante considerável, sendo que a sua percentagem ultrapassa os edifícios em betão armado.

- Ano de construção

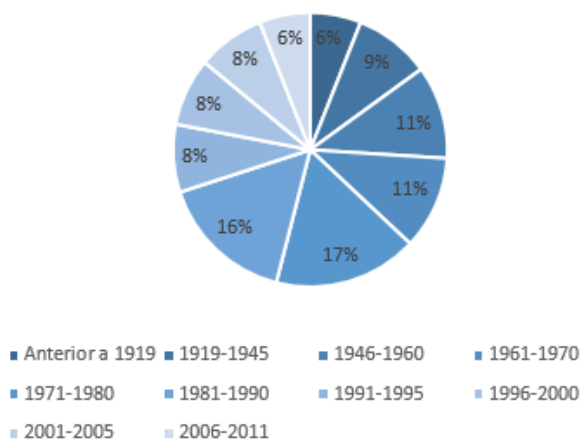


Fig. 4 – Ano de construção, adaptado de [17].

Quanto ao ano de construção, devido à grande informação obtida acerca da quantidade de edificações, usar-se-á como ano de referência o ano de 1983, ano da última legislação sísmica que aparece com o RSA [12]. Irá, por isso, considerar-se a percentagem de edificações construídas antes e após o ano de 1983.

Analisando a Fig.4, conclui-se cerca de 54% dos edifícios do território português foram construídos anteriormente a 1983, e aproximadamente 46% foram construídos após esta data.

Desta forma, pode-se afirmar que mais de metade do edificado português foi dimensionado não tendo em conta as disposições sísmicas atuais no dimensionamento da sua estrutura, tornando-se um problema grave no caso da ocorrência de um sismo, podendo advir consequências devastadoras.

- Estado de conservação

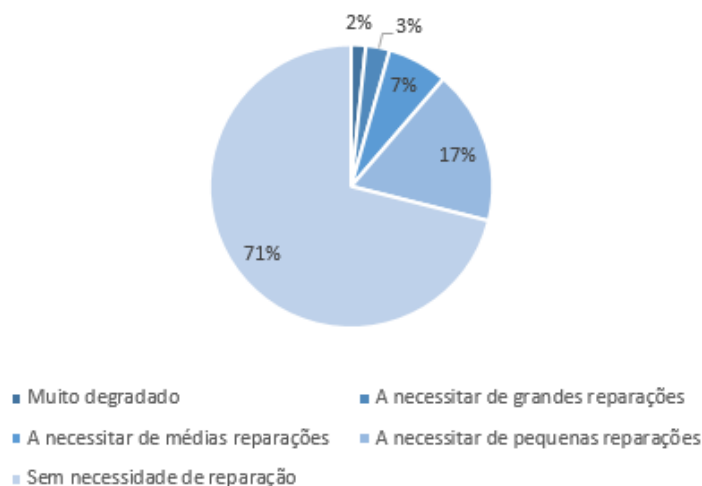


Fig. 5 - Gráfico do estado de conservação em Portugal, adaptado de [17].

De acordo com o [17], pode observar-se na Fig.5 que este considera cinco categorias no que concerne o estado de conservação do edificado. Cerca de 71% do edificado não apresenta necessidades de reparação, 17% necessita apenas de reparações mais pequenas, 7% necessita de reparações médias, 3% necessitam de grandes reparações e apenas 2% se encontram com um nível de degradação bastante avançado. Verificando estes valores, conclui-se que Portugal apresenta aproximadamente metade do seu parque habitacional a necessitar de reparações, sendo estas maioritariamente pequenas.

2.5 CAUSAS MAIS FREQUENTES DE DANO E COLAPSO EM EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO PROVOCADAS PELA AÇÃO SÍSMICA

Os regulamentos sísmicos têm de ser devidamente aplicados no projeto das estruturas. Porém, não são suficientes para garantir que estas sejam seguras. A qualidade da construção e do seu projeto devem ser garantidas para que a estrutura desempenhe um comportamento eficaz aquando a ocorrência de um sismo, pois tem-se vindo a verificar que uma estrutura com uma boa qualidade construtiva não sofre tantos danos a nível global quando comparada a uma estrutura com deficientes aspetos construtivos.

É necessário, por isso, identificar carências a nível estrutural com o intuito de verificar a necessidade de reforço, de forma a aumentar a resistência das estruturas, diminuindo a sua vulnerabilidade sísmica. De seguida, são descritos alguns conceitos/mecanismos que podem comprometer o bom funcionamento de uma estrutura, caso ocorra um fenómeno sísmico.

2.5.1 DEFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS

2.5.1.1 Confinamento. Estribos e Cintas

Quando se encontra comprimido, o betão apresenta zonas de rotura frágil ortogonal ao sentido das tensões principais de compressão. Esta rotura pode ser retardada ao confinar esta zona de betão com estribos, tornando-o mais resistente e dúctil. Os efeitos causados ao confinarmos esta zona do betão estão dependentes de alguns fatores, como o afastamento e diâmetro dos estribos, da maior ou menor qualidade do aço, da armadura colocada longitudinalmente e do formato da secção e dos estribos.

Como os princípios e a relevância do confinamento não eram bem entendidos até recentemente, a maior parte dos edifícios dimensionados e construídos em betão armado apresentavam deficientes comportamentos quando sujeitas à ação sísmica, resultando num comportamento menos eficiente a nível global da estrutura, como é o caso do ilustrado na Fig. 6. Como a armadura de esforço transverso e confinamento era mal pormenorizada ou inexistente, a probabilidade das vigas e dos nós viga-pilar colapsarem era muito elevada. É necessário, por isto, considerar com maior pormenor a zonas em que a formação de rótulas plásticas possa existir [19].



Fig. 6 - Pilares de betão armado com inadequado confinamento [20].

2.5.1.2 Ductilidade

Segundo [19], a ductilidade pode definir-se pela capacidade que um determinado material, estrutura ou elemento estrutural contem para sustentar deformações em regime inelástico sem colapsar. A ductilidade está diretamente relacionada com a capacidade que um edifício tem de dissipar a sua energia, evitando ou diminuindo a sua probabilidade de ruína aquando a ocorrência de uma ação sísmica. Como esta conceção não foi corretamente considerada nos regulamentos anteriores, a maior parte dos edifícios de betão armado não estão dotados de ductilidade apropriada apresentando, por isso, um comportamento não dúctil que se traduz no aumento da sua vulnerabilidade sísmica, comprometendo um comportamento sísmico satisfatório. Na Fig.7 podem observar-se vigas que apresentam um comportamento não dúctil.



Fig. 7 – Vigas com comportamento não dúctil [20]

2.5.1.3 Aderência

Para carregamentos dinâmicos ou estáticos, os mecanismos de transferência de tensões entre o aço e o betão influencia o desempenho a nível estrutural dos edifícios. O modo como o betão adere ao aço é desenvolvido por atrito, e principalmente, pela aderência entre a armadura e o betão, garantindo uma boa transferência de tensões entre os dois. Normalmente, quando se analisa uma estrutura de betão armado, assume-se uma perfeita aderência entre estes dois materiais, implicando que as suas deformações sejam compatíveis uma com a outra, sendo que esta suposição só é viável no início do carregamento e para valores em que a tensão não é muito significativa. [19].

Quando o carregamento assume valores mais consideráveis, poderão ocorrer fendas no betão, com quebras na ligação do aço ao betão ocorrendo deslizamento das armaduras, sendo que esta situação é mais habitual quando a armadura é composta por varões lisos e quando a estrutura é sujeita a cargas cíclicas. Quando a aderência dos elementos de betão aos elementos de aço se encontra deteriorada, os edifícios sujeitos às ações sísmicas respondem de modo deficiente às mesmas, provocando um incremento do seu período de vibração diminuindo, por isso, a sua capacidade para dissipar a energia, alterando o modo como os esforços se distribuem internamente na estrutura [19].

2.5.1.4 Amarração e Sobreposição

Quando a sobreposição das armaduras é realizada de modo deficiente e estas se encontram mal pormenorizadas, o eficaz comportamento sísmico a nível estrutural fica comprometido. Segundo [19], devem ser tomadas em consideração algumas regras principais para uma boa execução, como:

- “Evitar a sobreposição e a amarração em zonas onde o betão tende a fissurar de modo extensivo (locais com potencial de formação de rótulas plásticas, por exemplo)”;
- “Dar especial atenção ao confinamento do betão em locais com amarrações e sobreposições embebidas, de modo a impedir o arranque da armadura”;
- “Sempre que possível, executar a sobreposição na direção perpendicular aos esforços principais de compressão”.

Os varões de grande diâmetro requerem um comprimento de amarração que nem sempre é fácil de assegurar, sendo preferível o uso de um maior número de varões, com menor diâmetro.

2.5.1.5 Inadequada Capacidade Resistente ao Corte

Quando as estruturas são dimensionadas baseando-se apenas em ações como as da gravidade e do vento, é natural que apresentem carências no que respeita a um correto comportamento sísmico, visto que estas ações correspondem, geralmente, a esforços de corte muito inferiores aos que são desenvolvidos na estrutura quando esta é submetida a ações sísmicas. Durante um sismo, ocorre rotura por esforço transversal, sendo esta aliada a um comportamento não linear dos elementos de betão armado. Nos pilares, com esta rotura, o núcleo de betão fica degradado, acelerando a perda da capacidade resistente aos esforços axiais a que está submetido, podendo levar à sua ruína.

Assim, o modo como a armadura transversal resiste aos esforços de corte é muito importante, mas também é necessário que garanta a integridade do betão, de forma a garantir um eficaz comportamento do conjunto. Deverá também ser tida em conta uma melhoria na qualidade do betão.

Muitos projetos contêm erros no que diz respeito à capacidade resistente ao corte, pelo que as estruturas apresentam lacunas neste aspeto. Deve, então, limitar-se os esforços de corte ou melhorar a capacidade resistente dos pilares. Segundo [19] poderão aplicar-se algumas técnicas, com o objetivo de tornar os elementos estruturais mais resistentes ao corte como:

- Deve evitar-se combinar esforços axiais de tração com esforços de corte;
- Deve optar-se pelo uso de uma melhor qualidade do betão;
- A quantidade de estribos e cintas a utilizar deve ser ajustada de modo a garantir o melhor funcionamento do betão conjuntamente com o aço.

2.5.1.6 Inadequada Capacidade Resistente à Flexão

Como já foi referido anteriormente, é muito importante escolher corretamente a quantidade de aço, o tipo e a sua pormenorização pois estes aspetos condicionam o modo como uma estrutura se comporta face a uma ação sísmica. Ora, segundo [19], para que uma estrutura de betão se comporte eficazmente quando submetida a esforços de flexão, deve-se:

- Limitar o esforço axial de compressão ou aumentar a área da secção transversal;
- Melhorar a qualidade do betão utilizado utilizando uma armadura de compressão e um confinamento apropriado de forma a melhorar a capacidade em compressão;
- Limitar a área da armadura de tração.

A força aplicada na armadura deverá estar equilibrada com a de compressão no betão e com o esforço axial no pilar pois as exigências impostas na zona de compressão serão maiores quanto maior for a área da armadura de tração e maior for a tensão de cedência do aço. Na Fig.8 está ilustrada a rotura em pilares por flexão.



Fig. 8 – Rotura em pilares por flexão [21].

2.5.1.7 Resistência inadequada ao Corte em Nós

É muito importante que os elementos estruturais estejam bem ligados entre si para que estes desempenhem um bom comportamento, não sendo apenas importante o facto de estes possuírem uma boa resistência, ductilidade e rigidez.

Devido a uma desapropriada ancoragem da armadura nos nós, ou devido a uma deficiente resistência ao corte, os nós viga-pilar podem acabar por perder significativamente a rigidez. Frequentemente, por motivo de a armadura de confinamento não possuir uso adequado e pela ancoragem da armadura principal dos elementos estruturais não ser apropriada, ocorrem mecanismos de rotura dos nós [22]. As deficiências nos nós levam, também, a que as estruturas se danifiquem severamente podendo chegar ao ponto de ruírem, como se pode observar na Fig. 9:



Fig. 9 – Resistência inadequada ao corte em nós [21].

2.5.1.8 Influência das Paredes de Alvenaria no Comportamento Sísmico das Estruturas

Normalmente, ao dimensionar estruturas porticadas de betão armado não se consideram as paredes de alvenaria. Apesar da sua fragilidade, estas poderão alterar significativamente o modo como a estrutura responde a um sismo ao atrair forças para algumas partes do edifício que não foram dimensionadas

para resistir a tais esforços, criando tensões elevadas e desencadeando mecanismos inesperados provocando a ruína das estruturas [23].

A rigidez global da estrutura pode ser aumentada pela existência de painéis de alvenaria de enchimento, alterando as forças sísmicas que nela atuam, pelo que é importante considerar a ação das paredes de alvenaria ao dimensionar e verificar a segurança das estruturas.

O *short column* (pilar curto), é um mecanismo que consiste em algumas paredes de alvenaria se estenderem até certa altura dos andares, deixando uma parte do pilar exposta. Este é um mecanismo que torna as estruturas vulneráveis aos sismos por, de um modo geral, não ser tido em conta no dimensionamento dos edifícios [19]. Na Fig.10 estão ilustrados alguns casos de mecanismos tipo pilar curto provocados por aberturas em janelas, patamares intermédios de escadas e paredes de alvenaria.



Fig. 10 – Mecanismos tipo short column, [19].

2.5.1.9 Irregularidades em Planta e em Altura

É muito importante que os edifícios sejam bem projetados e bem pormenorizados, independentemente de serem estática ou dinamicamente solicitados. Geralmente, projeções e pormenorizações sem deficiências estão associadas a estruturas mais simples e regulares em comparação às estruturas mais complexas (assimétricas e irregulares em planta e alçado), como referido previamente.

Verifica-se como irregularidade frequente a inexistência de paredes de alvenaria ao nível dos pisos inferiores de um edifício. Esta irregularidade torna-se problemática, pois as deformações causadas por um sismo têm a tendência de se concentrar no piso com menor rigidez (usualmente chamado de piso vazado ou *soft storey*) sendo que, caso o edifício seja composto por componentes pouco dúcteis, poderá agravar os danos causados, levando ao colapso da estrutura [24]. Na Fig.11 que se segue, encontra-se ilustrado um caso de colapso estrutural devido à existência de *soft storey*:



Fig. 11 – Colapso de um edifício em L'Aquila, Itália, 2009 devido ao *soft storey*, [24].

2.5.1.10 Mecanismo Tipo Viga Forte-Pilar Fraco

Nos regulamentos atuais é recomendado que se concentrem as exigências de deformações em regime não linear ao nível das vigas para que se obtenha um comportamento dúctil dos pórticos. Em todos os nós, os pilares deverão ser mais resistentes do que as vigas. Como em grande parte das estruturas existentes não é verificado esta exigência, verificam-se grandes danos e em situações mais extremas ocorre o colapso da estrutura por ter sido desencadeado um mecanismo tipo viga forte pilar fraco [25]. Na Fig. 12 está ilustrado este fenómeno.



Fig. 12 – Viga forte pilar fraco [25].

2.5.2 DEFICIÊNCIAS NAS FUNDAÇÕES

O modo como algumas estruturas se comportam sísmicamente poderá estar relacionado com o facto das suas fundações e das ligações destas à superestrutura se encontrarem bastante fragilizadas. Geralmente, o sistema de fundações é composto apenas por sapatas isoladas, não existindo vigas de fundação que promovam a ligação dos elementos. Estas vigas de fundação, que deveriam existir nas duas direções promovem um bom comportamento das estruturas quando sujeitas a ações horizontais, pois contribuem para limitar assentamentos que possam ocorrer, melhoram a redistribuição de esforços existentes entre os elementos e uniformizam as ações sísmicas na base das estruturas. No caso das estruturas que possuem caves, a necessidade do uso de vigas de fundação é atenuada pois alguns dos esforços horizontais são transmitidos ao solo pelas suas paredes.

Ao longo do tempo, a resistência do sistema de fundações tem a tendência a deteriorar-se e a necessidade de corrigir esta deterioração através de algumas medidas não se tem vindo a verificar.

Com a alteração de algumas ações que atuam nos edifícios motivadas por novas utilizações, modificações na estrutura ao nível do seu volume ou até mesmo algumas mudanças ao nível da condição geotécnica do solo, as fundações podem tornar-se insuficientes. As condições geotécnicas do solo são bastante importantes de serem referidas, uma vez que condicionam largamente o bom funcionamento da estrutura quando esta está sujeita a ações sísmicas.

Segundo [26], quando existe uma intervenção a nível do solo, como no caso de aterros ou escavações, ocorrem nele conturbações, alterando as suas condições de equilíbrio.

Deve ter-se especial atenção ao fenómeno de liquefação do solo. Durante a ocorrência de um sismo são geradas pressões de água no solo capazes de provocar neste uma drástica perda de rigidez e resistência, levando a que o solo se comporte como um líquido originando, assim, deformações consideravelmente elevadas e conduzindo a uma pressão efetiva quase nula. Este fenómeno resulta em edifícios afundados ou totalmente “engolidos” pelo solo. A Fig.13 ilustra as consequências do fenómeno da liquefação do solo.



Fig. 13 – Assentamento vertical e rotacional da estrutura devido ao efeito da liquefação do solo [27].

2.6 TÉCNICAS DE REFORÇO SÍSMICO

De forma a diminuir a vulnerabilidade de estruturas podem e devem adotar-se soluções de reforço sísmico com o intuito de diminuir os danos causados na eventualidade da ocorrência de um fenómeno sísmico. As soluções de reforço baseiam-se, normalmente, no incremento da capacidade face às ações a que estão sujeitas. O reforço sísmico é um campo da engenharia de construção que se baseia na modificação de estruturas existentes pela inclusão de melhorias estruturais.

O reforço poderá ser a nível global ou ao nível de alguns elementos estruturais presentes no edificado, impedindo ou reduzindo o dano causado no edifício e equipamentos, e as perdas de vidas humanas, independentemente da intensidade dos eventos sísmicos.

De um modo geral, os edifícios são projetados com o fim de suportar cargas verticais com os seus elementos estruturais e todas as cargas intrínsecas à sua utilização. Ora, os sismos apresentam uma carga lateral na estrutura do edifício, logo é fundamental o reforço do edifício para fazer face a estas solicitações.

A importância de reforçar as estruturas reflete-se no facto de comunidades com estruturas adaptadas conseguirem recuperar mais rapidamente dos terremotos. Embora a engenharia sísmica e de construção não possam controlar o risco sísmico a que um determinado local está sujeito, podem atuar no salvamento de vidas e na redução de perdas causadas por um sismo com o estudo e aplicação de técnicas de reforço estrutural.

2.6.1 TÉCNICAS DE REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Quando é necessária a intervenção num edifício, existem alguns fatores a ter em conta para avaliar qual ou quais as técnicas mais viáveis a implementar no mesmo. Segundo [3], para essa análise é necessário considerar:

- Tipologia estrutural;
- Valor patrimonial;
- Estado de conservação;
- Tempo de vida útil.

É igualmente importante ter em conta a viabilidade económica da intervenção, dado que só após esta análise se pode afirmar se a técnica ou técnicas são viáveis de ser executadas. Reforçar estruturalmente um edifício, representa uma parcela significativa na parte dos custos da obra, mas a sua não implementação poderá representar uma parcela bastante mais elevada a nível económico e humano com todas as perdas inerentes na eventualidade de o edifício colapsar.

Com base nas informações obtidas através análise e estudo estrutural do edifício, as técnicas de reforço escolhidas podem dividir-se em dois tipos: intervenção a nível global da estrutura ou intervenção a nível local dos seus elementos estruturais. Em alguns casos, poderá ser preciso combinar os dois tipos de intervenção [19]. Contudo, independentemente do tipo de intervenção escolhida, seja ela a nível global ou local, o sistema estrutural global deve sempre ser tido em consideração de forma a evitar concentrações de tensões em algumas zonas para uma eficaz resposta sísmica estrutural.

Independentemente da dimensão da intervenção e se esta será a nível global, local ou ambos, a segurança do edifício e a resistência dos seus elementos não poderão nunca ser prejudicadas. A título de exemplo, ao incrementar o momento resistente de um elemento, a sua resistência ao esforço transversal não deverá ser condicionada, ou quando se reforça as vigas, os pilares não deverão formar rótulas plásticas.

Deverá ser analisado o modo como as fundações existentes se comportam face às intervenções estruturais, pois a adaptação destas às novas imposições resultantes da melhoria do comportamento sísmico da estrutura será determinante para a necessidade do reforço das mesmas [28].

2.6.2 TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO AO NÍVEL GLOBAL DA ESTRUTURA

A intervenção a nível global da estrutura é adotada quando a sua resistência global se encontra comprometida. Os principais motivos de um deficiente comportamento sísmico estrutural estão geralmente associados a irregularidades de massa, rigidez, resistência (no caso de pisos vazados ou com pórticos orientados numa direção) ou quando existem irregularidades ao nível da altura e/ou planta, capazes de induzir torção global a nível estrutural.

Seguidamente, irão ser mencionadas algumas técnicas de reforço global mais comuns utilizadas para melhorar o modo como algumas estruturas se comportam sismicamente.

2.6.2.1 Introdução de Paredes Resistentes de Betão Armado

A introdução de paredes resistentes de betão armado com uma distribuição adequada é uma das intervenções menos complexa a adotar para melhorar o comportamento sísmico. Com a inclusão destes elementos na estrutura do edifício, é possível obter um melhor controlo dos deslocamentos horizontais induzidos por ações sísmicas, uniformizando os deslocamentos existentes entre pisos, em altura, diminuindo a ductilidade dos elementos estruturais e os danos causados nos elementos não estruturais.

A implementação destes elementos na estrutura corrige, também, possíveis discontinuidades, promovendo a continuidade dos caminhos de forças. Assim, a estrutura torna-se globalmente mais rígida. De um modo geral, esta intervenção com aplicação em estruturas porticadas de betão armado consiste numa prévia escolha de quadros dos pórticos existentes na estrutura e preenchê-los parcial ou totalmente. No caso em que a parede abrange a totalidade do quadro do pórtico, esta engloba os seus pilares e vigas garantindo, em todo o contorno do painel de preenchimento, uma adequada ligação entre todos os elementos. Caso a ligação seja mal pormenorizada, irá resultar em deficiências na transferência das forças entre os elementos existentes e os novos elementos constituintes da parede conduzindo a mecanismos de rotura frágil ou, globalmente, a uma diminuição da ductilidade [28].

A inclusão de paredes de betão armado, poderá desencadear levantamentos e derrubamentos, devido a causarem elevados momentos na base quando estão sujeitas a ações sísmicas, comprometendo o objetivo inerente à inclusão destas na estrutura. Por esta razão, de forma a reduzir estes fenómenos, deverão ser previstas fundações apropriadas. De modo a atenuar estes efeitos, [28] refere que:

- Em planta, a sapata da parede deverá ser aumentada, motivando o aumento do peso próprio e a área de contacto da fundação com o solo;
- Devem incorporar-se as sapatas dos pilares adjacentes (mobilizando a carga vertical contra o levantamento);
- Deve ligar-se a nova fundação às existentes nas proximidades (por meio de grelhas ou vigas de fundação), como ilustrado na Fig. 14.



Fig. 14 – Sapatas dos pilares vizinhos, integradas nas vigas de fundação da nova parede de betão armado, [28].

Segundo [29], geralmente o reforço das fundações existentes é um trabalho bastante caro e que exige uma grande técnica, comprometendo a sua prática em estruturas com deficiências nas suas fundações. Poderá, também, optar-se pelo uso de microestacas resistentes à tração por ser uma solução versátil e de baixo custo económico. A introdução de novas paredes deverá ser refletida de modo a que sejam evitadas irregularidades na rigidez e resistência, responsáveis pelo desenvolvimento de esforços de torção na estrutura.

2.6.2.2 Introdução de Contraventamentos Metálicos

O modo como uma estrutura se comporta globalmente face a um sismo, poderá ser otimizado reforçando-a com sistemas de contraventamento metálico tornando-a mais resistente às ações horizontais, embora não acentue o acréscimo de rigidez global.

No caso da finalidade do reforço da estrutura ser o de a tornar mais rígida, o recurso à introdução das paredes resistentes será mais eficiente comparativamente a este método [29].

Segundo [28], os principais obstáculos surgem na ligação dos contraventamentos à estrutura de betão armado. A distribuição dos elementos metálicos poderá ser condicionada por algumas restrições arquitetónicas, como é o exemplo das aberturas existentes no edifício.

Esta intervenção pode ser complementada integrando dispositivos de dissipação de energia, permitindo um incremento do amortecimento estrutural. No entanto, no caso da inserção do contraventamento beneficiar a rigidez global da estrutura, os dispositivos de dissipação de energia irão apresentar um nível de deformação relativamente baixo, ficando a sua relação custo-benefício comprometido [30]. Em 1985, em Michoacán ocorreu um sismo e os edifícios que haviam sido reforçados com esta técnica não apresentaram danos estruturais [19], provando que esta é uma técnica eficaz na diminuição da vulnerabilidade das estruturas. Na Fig.15 estão representados contraventamentos metálicos colocados exteriormente ao edifício.



Fig. 15 – Solução de reforço com contraventamentos metálicos, [31]

2.6.2.3 Sistemas de Proteção Sísmica Passiva

Seguidamente irão ser abordados três tipos de sistemas inseridos nesta categoria.

- Isolamento de Base

Com a aplicação da técnica de isolamento de base é criada, no plano horizontal, uma superfície de descontinuidade impedindo que os movimentos entre a fundação e a estrutura sejam transmitidos no decorrer dessa superfície aumentando a flexibilidade da estrutura no plano horizontal, reduzindo a sua frequência. Contudo este decréscimo da frequência é acompanhado de um decréscimo das forças de inércia que provocam os esforços, conduzindo a deslocamentos horizontais da estrutura em relação ao solo mais acentuados.

Desta forma surgem, assim, algumas limitações relativas à aplicação desta técnica como o facto de só ser viável a sua aplicação em estruturas em que sejam permitidos os seus movimentos sem quaisquer limitações na área envolvente. Seguindo este ponto, a sua prática fica comprometida a edifícios individuais que se integram em bandas ou quarteirões. De modo a que os deslocamentos máximos da estrutura possam ser diminuídos e controlados, favorecendo o aumento do amortecimento da estrutura globalmente, a capacidade para dissipar energia deverá estar presente no sistema de isolamento base [26].

Esta solução apresenta grandes vantagens em edifícios com valor arquitetónico de grande importância pois é aplicada ao nível da fundação, permitindo minimizar os impactos causados na sua arquitetura. Esta solução é, também, convenientemente utilizada no caso em que a inatividade do edifício, em termos económicos e de segurança, causaria grandes implicações pois a operacionalidade do edifício não é afetada pela intervenção, como no caso de hospitais, museus ou outros edifícios em que a proteção do seu conteúdo é fundamental.

Esta intervenção possui elevados custos associados, pelo que o seu emprego na maior parte dos edifícios não é competitivo. Usualmente, esta intervenção aplica-se em edifícios onde são exigidos um grande nível de desempenho e em que os elevados custos associados ao seu dimensionamento, produção e instalação não se tornem num inconveniente à sua aplicação [20]. O primeiro edifício em Portugal com isolamento de base é o Hospital da Luz, Lisboa concluído em 2006 que pode ser observado na Fig.16.



Fig. 16 – Dispositivos de Isolamento de Base no Hospital da Luz, Lisboa, [32].

- Dispositivos de Dissipação de Energia

Com o uso de dissipadores de energia, diminui-se a resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos e esforços, pois a sua capacidade de dissipar energia aumenta. Geralmente, esta intervenção é aplicada em estruturas relativamente deformáveis. Dever-se-á incorporar estes sistemas na estrutura do edifício de forma a otimizar o seu funcionamento pois, deste modo, as deformações destes dispositivos serão maximizadas. Este sistema deverá ser instalado em edifícios, em direções diagonais. Os sistemas de dissipação de energia podem conter, também, contraventamentos metálicos ou sistemas de cabos pré-esforçados.

É apresentado por [33] um sistema formado por cabos de pré-esforço e dissipadores como se pode ver na Fig. 16, onde foi ensaiado um edifício de três pisos, submetido a ações dinâmicas com e sem a inserção deste sistema. O objetivo desta intervenção é que o edifício se encontre quase em regime

elástico, com pequenas deformações. Os autores concluem, analítica e experimentalmente que o sistema é viável e eficaz.



Fig. 17 – Reforço sísmico de um edifício associando dissipadores de energia e cabos de pré-esforço, [33].

2.6.3 TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO AO NÍVEL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

Algumas estruturas são suficientemente rígidas e resistentes a ações horizontais que lhes possam ser impostas. Porém, alguns dos seus elementos como pilares, paredes, vigas ou ligações viga-pilar, poderão não possuir estas características isoladamente, não satisfazendo o cumprimento de certas exigências impostas à estrutura. Determinadas carências ao nível da resistência, ductilidade ou rigidez poderão ser retificadas com o recurso a algumas intervenções ao nível dos elementos estruturais.

As técnicas de reforço, quando realizadas ao nível dos elementos estruturais, são bastante eficientes e económicas nos casos em que alguns elementos estruturais exibem deficiências a nível estrutural ou após sofrerem danos causados pelas ações sísmicas. As alterações locais poderão ser executadas preservando a configuração básica do sistema, tendo ele uma boa resistência às ações horizontais [29]. Seguidamente, irão ser expostas algumas das técnicas de reforço mais comuns, a nível dos elementos estruturais.

2.6.3.1 Injeção de Resinas Epoxy

Esta técnica de intervenção é geralmente aplicada quando os elementos de betão armado possuem fissuras de média ou baixa aberturas. O seu uso é justificado no caso em que o caminho de injeção nas fendas se encontra desobstruído. No caso em que os danos nos elementos são de nível considerável, a resistência que existia originalmente poderá voltar a ser instalada através da reparação com injeção de resinas, nomeadamente no caso em que os elementos não possuem muita armadura (H Varum, 2003).

2.6.3.2 Encamisamento

O encamisamento é a técnica de reforço mais recorrente e permite que o comportamento de elementos de betão armado possa ser melhorado. A eficiência desta técnica surge ao nível das correções de

resistência ao corte e flexão e/ou capacidade de deformação e na retificação de regiões em que o comprimento de sobreposição das armaduras nas zonas das emendas não é suficiente.

Geralmente, esta não é uma técnica de baixo custo para reforçar e aumentar a rigidez generalizada de uma estrutura pois implica que a intervenção seja realizada em quase todos os elementos verticais, elevando os custos diretamente associados à sua aplicação e os custos relacionados com a desocupação provisória do edifício. Pode realizar-se o encamisamento recorrendo a chapas de aço, mantas de fibra de carbono ou aplicando exteriormente uma camada de betão armado [19].

Deverá proceder-se a um correto dimensionamento e a uma correta aplicação dos materiais utilizados na aplicação deste reforço, de forma a que os novos elementos e os elementos existentes funcionem corretamente traduzindo-se num comportamento satisfatório a nível estrutural.

- Encamisamento com betão armado

Esta intervenção é a mais utilizada para reforçar alguns elementos de betão armado. No caso em que a estrutura seja insuficientemente rígida, pouco resistente, pouco dúctil ou no caso em que os níveis dos danos dos elementos do edifício sejam bastante elevados, a técnica de encamisamento em betão armado revela-se muito eficaz. Não é necessária uma mão-de-obra muito especializada para a aplicação desta técnica.

Esta intervenção pode incluir armadura longitudinal e transversal, o que torna a estrutura mais resistente à flexão e ao corte, melhora a sua capacidade de deformação pelos efeitos de confinamento, previne que a armadura longitudinal encurve e permite a correção da resistência nas zonas das emendas da armadura longitudinal [19].

Segundo [34], a superfície deve ser preparada previamente de modo a obter uma ligação adequada entre o material existente e o de reforço. Para isso, deve remover-se o betão danificado ou desagregado, aumentar a rugosidade da superfície e remover as poeiras. Se as armaduras estiverem danificadas deverá reparar-se. Quando a secção não apresenta uma redução considerável, pode apenas proceder-se à limpeza das armaduras. Na Fig.17, está ilustrada a técnica do encamisamento de um pilar com betão armado.



Fig. 18 – Encamisamento de um pilar com betão armado, [26].

- Encamisamento com elementos metálicos

Esta técnica pode ser utilizada quando o betão é de boa qualidade e os elementos estruturais se encontram bem dimensionados porém, a armadura existente não é suficiente. Esta intervenção possibilita um aumento da resistência das vigas ao esforço transversal e ao momento fletor e um aumento da resistência das lajes ao momento fletor [34].

No caso em que a técnica é aplicada em pilares, esta torna-os mais dúcteis, através do confinamento, e corrige alguns defeitos relativos ao comprimento de sobreposição das armaduras nas regiões emendadas. Esta técnica de reforço de colagem dos elementos de metal aos elementos de betão armado implica um cuidado especial de proteção ao fogo e, em contrapartida, não são conhecidos os comportamentos do material que liga estes dois tipos de elementos a longo prazo.

No caso em que os pilares têm secção circular, esta técnica é de mais fácil execução e também mais eficaz. Quando os pilares são quadrados, retangulares ou possuem uma geometria mais representativa, aumenta a complexidade da aplicação da técnica de reforço. Geralmente, a intervenção passa por colocar cantoneiras em todos os cantos do pilar e a estas soldam-se chapas de aço de forma contínua ou de forma discreta como na Fig. 18, sendo que esta forma é mais simples.



Fig. 19 – Encamisamento de um pilar com elementos metálicos, [26].

Em [34], os autores referem que o processo de colar as cantoneiras com resina epoxídica pode ser complementado soldando estas às armaduras iniciais ou utilizando buchas metálicas, quando o tamanho do elemento de reforço suficientemente grande evitando a intersecção da bucha com a armadura existente, conforme ilustrado na Fig. 19, respetivamente.

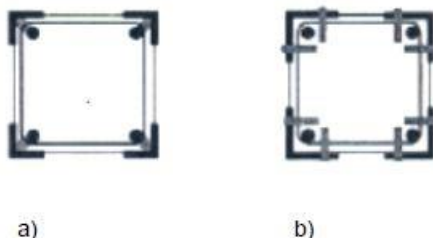


Fig. 20 – Ligação entre o elemento reforçado e as cantoneiras complementada com a) soldadura às armaduras existentes ou b) buchas metálicas, [26].

- Encamisamento com recurso a fibras de carbono

A utilização de polímeros reforçados com fibras, conhecidos internacionalmente por FRP (*Fiber Reinforced Polymer*), constitui uma alternativa às técnicas de reforço mais tradicionais. Uma das aplicações desta intervenção passa por confinar pilares nas suas áreas críticas e reforçar lajes e vigas à flexão. A eficácia desta técnica está diretamente ligada ao aumento da ductilidade e resistência dos elementos. O facto das mantas de carbono serem bastante flexíveis proporciona uma fácil aplicação independentemente da forma geométrica dos pilares e por não possuírem uma grande espessura, a estética da estrutura não é alterada.

Os custos de aplicação desta técnica são reduzidos pelo facto dos materiais compósitos serem bastante leves, comparativamente ao aço. Estas fibras são bastante resistentes química e eletricamente, sendo que em ambientes agressivos o seu uso é justificado.

Contudo, estas fibras poderão ser afetadas quando expostas a raios ultravioleta e, quando exposta ao fogo diretamente, a resina usada nos componentes dos FRP podem influenciar negativamente o comportamento dos elementos estruturais onde foram aplicadas as resinas [35]. O facto de ser necessária mão-de-obra especializada e de ser necessário um controlo da qualidade, são alguns inconvenientes da aplicação desta técnica de reforço. Na Fig. 20 ilustra-se o reforço de um pilar com recurso a esta técnica e na Fig. 21 ilustra-se o reforço de uma laje com recurso a esta técnica.



Fig. 21 – Encamisamento parcial de um pilar com FRP's, [26].



Fig. 22 – Reforço de uma laje com recurso a FRP's, [3].

2.6.3.3 Shotcrete

Esta intervenção de reforço é normalmente utilizada simultaneamente com o encamisamento em betão armado de pilares e paredes. Para a realização desta técnica, projeta-se um betão com grande quantidade de cimento e agregados finos na superfície dos elementos em que é necessário proceder ao reforço. As camadas de betão aplicadas são muito finas e resistentes, aplicando-se em paredes de alvenaria ou em casos em que é difícil recorrer a cofragens como no caso dos nós viga/pilar [19].

2.6.4 CONDICIONANTES E LIMITAÇÕES DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO

As intervenções de reforço a aplicar numa estrutura dependem de diversos fatores. Estes podem ser de origem económica ou técnica. O facto de ser necessária mão-de-obra especializada, materiais e equipamentos e de a estrutura precisar de ser utilizada durante a aplicação da técnica também condicionam o recurso a soluções de reforço de uma estrutura.

No caso dos FRP's, estes possuem a desvantagem de ter um comportamento elástico linear até à rotura sem patamar de cedência ou deformações plásticas, traduzindo-se numa diminuição de ductilidade contrariamente ao aço que tem um comportamento elastoplástico. Caso estes materiais sejam expostos a elevadas temperaturas, poderá levar à deterioração precoce e ao seu colapso. Deste modo, as vantagens e desvantagens dos diversos materiais e técnicas de reforço devem ser devidamente analisadas, decidindo qual a melhor solução a ser empregue tendo em consideração vários aspetos, tais como o comportamento mecânico, fatores económico, de execução e a duração a longo prazo [36].

2.7 ANÁLISE DE CUSTOS EM OBRAS DE ENGENHARIA CIVIL

Os trabalhos a efetuar nos edifícios existentes é de difícil quantificação e organização, comparativamente aos trabalhos efetuados em novas construções uma vez que nestas pode estimar-se previamente o tempo de execução de cada tarefa e planear temporalmente a execução de cada trabalho e dos meios humanos e materiais indispensáveis à realização das tarefas previstas. Já no caso de reforço de edifícios existentes, estão associadas algumas incertezas, situações inesperadas e as condições para a execução dos trabalhos são, na maior parte das vezes, deficientes.

Deste modo, não é tarefa fácil alcançar com precisão um prazo para a execução da tarefa, pois podem surgir tarefas que não tinham sido inicialmente previstas e que necessitam de ser realizadas.

Como uma das tarefas inerentes a esta dissertação consiste na obtenção de custos de uma solução de reforço sísmico, foi feita uma pesquisa no âmbito de custos relacionados com obras de construção civil, tendo-se verificado que existe muito pouca informação relacionada com o tema. Não obstante, seguidamente serão abordadas algumas referências de acordo com a informação disponível.

2.7.1 CUSTOS DE TRABALHOS DE CONSTRUÇÃO EM PORTUGAL

No que diz respeito a construções novas, existem amplas fontes de informação publicadas ao nível dos custos. Não se verifica o mesmo quando se fala em custos de intervenções de reforço estrutural tanto no que diz respeito aos processos construtivos quanto a custos associados aos mesmos.

2.7.1.1 A Base de Custos do LNEC

Segundo [3], o Núcleo de Economia e Gestão da Construção (NEGC) do laboratório LNEC é o responsável por desenvolver a base de custos do LNEC. Nesta base de dados podem encontrar-se alguns trabalhos usualmente executados em trabalhos de intervenção em edifícios já existentes, tendo como base valores de mercado exercidos na região de Lisboa e tendo em conta que os trabalhos incidem maioritariamente em trabalhos de intervenção não estrutural.

Esta base de dados constitui uma organização de registo de dados onde cada tarefa é caracterizada pelos rendimentos relativos a materiais, mão-de-obra e equipamento, compreendendo as respetivas bases de custos para cada composição, permitindo a obtenção de um custo total para a realização das diferentes tarefas. A organização da base de custos assenta nos capítulos descritos na Tabela 3.

Tabela 3 – Organização dos trabalhos por capítulos na base de custos do LNEC, [3].

Cap.	Designação dos trabalhos	Cap.	Designação dos trabalhos
1	Demolições	11	Revestimentos de paredes
2	Movimentos de terras	12	Revestimentos de tectos
3	Entivação, escoramentos e drenagens	13	Carpintarias
4	Desmonte de elementos diversos	14	Serralharias
5	Elementos estruturais	15	Redes de águas e esgotos
6	Alvenarias	16	Equipamento doméstico e sanitário
7	Coberturas	17	Pinturas, isolamentos, enceramentos e envernizamentos
8	Isolamentos e impermeabilizações	18	Vidros e estores
9	Cantarias	19	Diversos
10	Revestimentos de pavimentos		

2.7.1.2 A Aplicação Informática ProNIC

Existe, ainda o projeto ProNIC (Protocolo para a Normalização da Informação Técnica na Construção). Este projeto consiste numa aplicação informática, com o intuito de agrupar todas as informações relativas aos trabalhos de construção civil de forma a normaliza-las. Com a conclusão desta aplicação, os usuários poderão elaborar orçamentos, verificar custos envolvidos, elaborar cadernos de encargos, etc. A aplicação encontra-se dividida em dois grupos, dos quais trabalhos em edifícios e em estradas onde, cada um deles se divide por áreas de intervenção mencionadas por capítulos.

Na Tabela 4, apresentam-se os capítulos que se referem aos trabalhos em edifícios, onde cada capítulo se encontra subdividido em “Trabalhos de Construção em Geral” e “Trabalhos de Reabilitação e Reforço”. Estes subcapítulos são compostos por diferentes artigos e cada artigo descreve-se numa janela exclusiva como se pode observar na Fig. 23 pelo “Código”, “Unidade” e “Descrição” onde podem ser simulados vários casos para realizar a mesma tarefa pela seleção de opções específicas da janela como ilustrado na Fig. 24.

Para cada situação, além da ficha de materiais, dos registos relativos ao modo de realização dos trabalhos e as normas que devem ser aplicadas presentes na Ficha de Trabalhos, contempla registos relativos aos custos abrangidos na Ficha de Custos. Deste modo, a aplicação permite associar uma

ficha de custos para a mesma tarefa de acordo com os vários cenários prováveis exibindo os rendimentos e valores relativos a material, equipamento e mão-de-obra. Atendendo ao período temporal existente na ProNIC é possível obter, para uma data definida, a ficha de custos contemplando o custo total da execução do trabalho.

Tabela 4 - Articulado ProNIC: capítulos dos trabalhos em edifícios, [3].

Cap.	Designação dos trabalhos	Cap.	Designação dos trabalhos
1	Organização e gestão do estaleiro	14	Elementos de carpintaria
2	Trabalhos preparatórios	15	Elementos de serralharia
3	Demolições	16	Elementos de materiais plásticos
4	Movimento de terras	17	Isolamentos e impermeabilizações
5	Arranjos exteriores	18	Revestimentos e acabamentos
6	Fundações e obras de contenção	19	Vidros e espelhos
7	Estruturas de betão armado e/ou pré-esforçado	20	Pinturas (tintas, vernizes e velaturas)
8	Estruturas metálicas	21	Instalações e equipamentos de águas (incl. rede de incêndio)
9	Estruturas de madeira	22	Instalações e equipamentos mecânicos
10	Estruturas de alvenaria e cantaria	23	Instalações e equipamentos eléctricos
11	Estruturas mistas	24	Ascensores, monta-cargas, escadas mecânicas e tapetes rolantes
12	Paredes	25	Equipamento fixo e móvel
13	Elementos de cantaria	26	Diversos

Fig. 23 - ProNIC: descrição do artigo, [3].

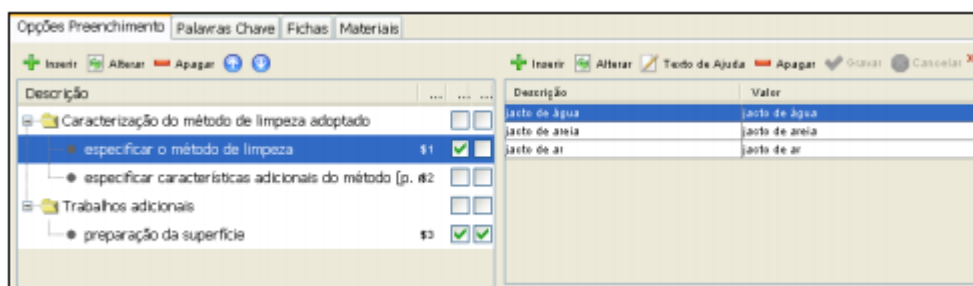


Fig. 24 - ProNIC: opções de preenchimento, [3].

2.7.1.3 O Software “Gerador de Preços”

Segundo [3], em Portugal, a empresa Top Informática comercializa um *software* “Gerador de Preços”. Em cooperação com a empresa Top Informática, a empresa espanhola Cype desenvolve este *software*, de modo a incluir disposições que são análogas aos dois países.

No *software* estão incluídos os custos de mercado de vários trabalhos de construção, possibilitando a realização de orçamentos para novas obras. É, ainda, permitido selecionar opções de modo a que todo o processo seja simplificado. Primeiramente, pode selecionar-se a zona na qual será realizada a obra, sendo que se pode selecionar qualquer distrito de Portugal Continental e Arquipélagos. De seguida, as seleções dependem das particularidades dos edifícios como ilustrado na Fig.25 e das características específicas do trabalho, sendo que se pode detalhar o trabalho a ser executado e os materiais a serem usados. Dentro dos materiais pode ainda escolher-se um material de uma certa marca comercial ou então um material genérico, exibindo as composições dos materiais recomendados para a realização do trabalho em questão.

Como ilustrado na Fig.26, depois do usuário selecionar tudo o que pretende, é apresentada a ficha de preços, assim como as condições técnicas que deverão ser consideradas na execução da tarefa. No início de 2010, este *software* é atualizado surgindo com a aplicação “Gerador de preços – Reabilitação”. Esta atualização abrange conteúdos relativos à elaboração de orçamentos de obras de reabilitação ou intervenções em estruturas existentes.

Na Tabela 5 estão descritas as estruturas dos trabalhos. A aplicação inclui a maior parte dos trabalhos de intervenções de reforço em elementos de betão armado, embora esteja em constante atualização. Esta funciona identicamente à do Gerador de Preços, contudo foram adicionados coeficientes que afetam o custo de cada tarefa considerando fatores internos e externos à obra capazes de influenciar os custos finais do trabalho.

Deste modo, de forma a começar a elaborar um orçamento, deverão ser definidas as opções que existem no gerador de preços como ilustrado na Fig. 26 e também deverá definir-se as condições de acessibilidade, os armazenamentos de materiais e entulhos, os transportes de materiais, o nível de intervenção (total ou parcial), o grau de conservação, o facto dos utentes estarem ou não presentes e as dificuldades da realização da obra. Por fim, a apresentação dos preços é feita de modo idêntico ao do gerador de preços como se pode observar na Fig. 27.

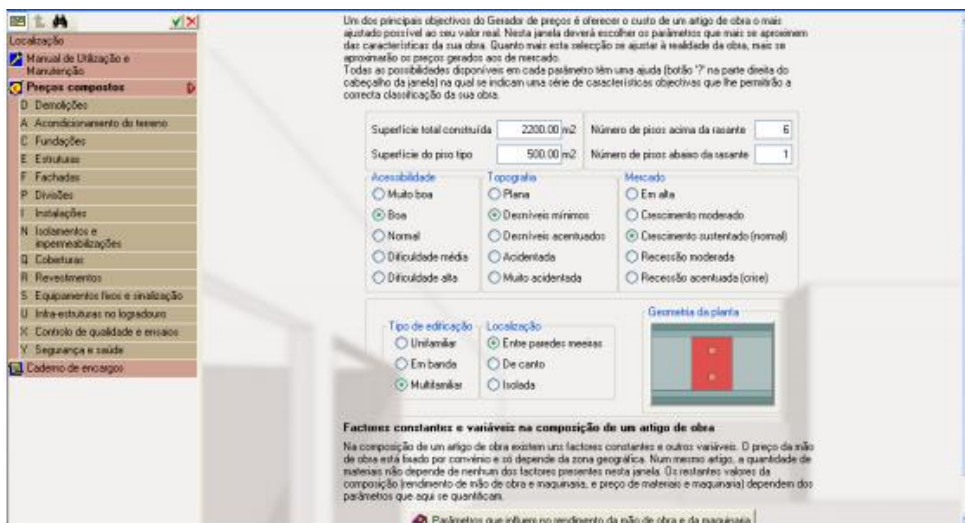


Fig. 25 – “Gerador de Preços”: seleção das características gerais do edifício, [3].

Composto	Ud	Composição	Rend.	p.s.	Preço artigo
mt14iea020a	kg	Primário asfáltico, tipo EA, UNE 104231.	0,200	1,28	0,26
mt15sja030c	m	Fundo de juntas para vedação em cordões de polietileno expandido, UNE 104233, de 25 mm de diâmetro, para limitar a profundidade da junta de dilatação.	1,000	0,31	0,31
mt15sja010c	m	Cordão vedante de poliuretano, de 25 mm de diâmetro.	1,050	0,90	0,95
mt15sja020	Ud	Cartucho de pasta de poliuretano de 300 cm ³ .	0,500	6,35	3,18
mo010	h	Oficial de 1ª construção.	0,220	15,16	3,34
mo059	h	Operário não qualificado construção.	0,220	13,79	3,03
	%	Meios auxiliares	2,000	11,07	0,22
	%	Custos indirectos	3,000	11,29	0,34
		Total:			11,63

Fig. 26 – “Gerador de Preços”: constituição da ficha de preços, [3].

Tabela 5 – “Gerador de Preços – Reabilitação”: estrutura dos trabalhos, [3].

Cap.	Designação dos trabalhos	Cap.	Designação dos trabalhos
O	Trabalhos prévios	N	Isolamentos e impermeabilizações
D	Demolições	Q	Coberturas
A	Acondicionamento do terreno	R	Revestimentos
C	Fundações	S	Equipamentos fixos e sinalização
E	Estruturas	U	Infra-estruturas no logradouro
F	Fachadas	G	Gestão de resíduos
P	Divisões	X	Controlo de qualidade e ensaios
I	Instalações	Y	Segurança e saúde

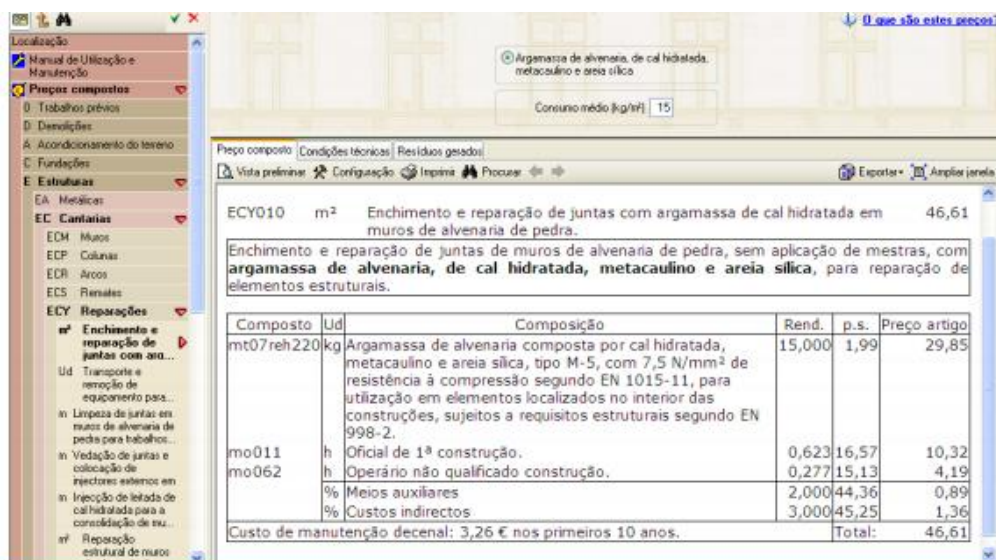


Fig. 27 – “Gerador de Preços – Reabilitação”: imagem de ficha de preço composto, [3].

2.7.1.4 As Fichas de Rendimentos do LNEC

O LNEC é a entidade responsável por desenvolver as fichas de rendimentos. Estas fichas englobam a maior parte dos trabalhos de construção que, normalmente, são realizados em obras novas e incluem milhares de trabalhos de construção.

Estruturalmente, a publicação divide-se em sete grupos com indicado na Tabela 6 onde, em cada grupo constam várias fichas de trabalhos que contêm os rendimentos do material, mão-de-obra e equipamentos discriminados. Encontra-se, também, a atribuição de custos unitários aos trabalhos e o custo total da obra, assim como o preço final de venda considerando as percentagens dos encargos e os custos que afetam a obra indiretamente, que pode ser observado na Tabela 7.

A atualização da publicação verifica-se quando existe um acréscimo significativo da informação atual. O LNEC atualiza o conteúdo presente nas fichas de custos, mas também atualiza os preços nos casos em que o preço atual excede em dez por cento o preço da publicação anterior.

Tabela 6- Organização dos trabalhos por grupos nas fichas de rendimentos do LNEC, [3].

Grupo	Designação dos trabalhos
1	Infraestruturas
2	Elementos primários
3	Elementos secundários
4	Acabamentos
5	Instalações de evacuação de lixos, esgotos, águas, gás, aquecimento e ventilação
6	Instalações eléctricas e electromecânicas
7	Equipamentos fixos da habitação

Tabela 7 - Ficha tipo de operação de construção, [37].

Data: Dez/09		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m ²)	IC - 433	
			Código: 2096	
Alvenaria dupla de tijolo com panos de tijolos furados de 30x20x11 cm com 11cm de espessura e 30x20x15 cm com 15 cm de espessura assentes com argamassa de cimento e areia ao traço 1:5				
Quantidade	Unidade	Descrição dos Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
16,000	un	Tijolo furado barro vermelho 30x20x11 cm de primeira qualidade	0,12	1,92
16,000	un	Tijolo furado barro vermelho 30x20x15 cm de primeira qualidade	0,15	2,40
0,350	l	Gasóleo	1,18	0,41
				4,73
0,070	h	Dumper 1000 12 cv	7,50	0,53
				0,53
1,420	h	Pedreiro	9,81	13,93
1,300	h	Servente	7,63	9,92
				23,85
0,038	m ³	Operação auxiliar código 90017	67,69	2,57
CUSTO DIRECTO (coef. eficiência = 1.00)				31,68
Incid. no Custo Directo: MATERIAIS = 20,6%; EQUIPAMENTOS = 2,2%; MÃO-DE-OBRA = 77,2%				
CUSTO DA OPERAÇÃO (S/lucro, % Custos Indirectos de 10.00%)				34,85
CUSTO TOTAL DA OPERAÇÃO (% de Lucros de 8.00%)				37,64

3 CASO DE ESTUDO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo [29], ainda existe uma escassa pesquisa experimental acerca do desempenho sísmico de edifícios, sendo que os poucos estudos experimentais concentram-se nos elementos isolados ou em estruturas de escala reduzida. Deste modo, o caso de estudo considerado nesta dissertação dá um passo mais à frente, na medida em que consiste num modelo de grande escala que foi construído e testado experimentalmente com testes pseudo-dinâmicos por vários autores no laboratório ELSA (European Laboratory for Structural Assessment), no âmbito do programa de pesquisa ICONS (Innovative seismic design CONcepts for new and existing Structures).

O caso de estudo presente neste documento surge no seguimento do projeto de uma tese de doutoramento, tendo sido alvo de estudo por [31]. O caso de estudo assenta num pórtico, representante da prática comum a nível de projeto e construção nos países da Europa do Sul como por exemplo Itália, Portugal ou Grécia até ao final dos anos 70. Como tal, foi projetado para suportar apenas cargas verticais, sendo que a sua projeção carece de especificações presentes nas normas antissísmicas. Por este motivo, enquadra-se num padrão de edifícios muito recorrentes no edificado existente no nosso país, resultando num edifício com vulnerabilidade sísmica considerável de ser reduzida.

Nas secções que se seguem serão referidas a geometria da estrutura, as propriedades dos materiais e algumas observações importantes tidas em conta para a realização das análises de avaliação sísmica da estrutura. Por fim, é referida a solução global de reforço dimensionada por [31] de acordo com os requisitos de desempenho do EC8-3 [38] sendo que a solução de reforço foi dimensionada de acordo com as disposições do EC3-1-1 [39] e o EC8-1 [40].

3.2 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

Os materiais usados na construção do pórtico foram os característicos da construção dos anos 50 a 70, ou seja, betão de fraca resistência e armadura de aderência normal. A pormenorização da armadura foi executada de acordo com o uso corrente daquela época, ou seja, não foram adotadas regras específicas de pormenorização. As características gerais da estrutura e as considerações feitas para o estudo da avaliação sísmica são referidas de seguida.

3.2.1 PROJETO E CONSTRUÇÃO DO PÓRTICO

Como representado na Fig. 28, o pórtico de betão armado tem quatro pisos e três vãos; dois de 5 m e um de 2.5 m. A altura entre pisos é de 2.7 m e as lajes maciças (dois metros de largura, contados a partir da viga transversal), tem uma espessura de 0.15 m. Foram adotadas vigas com igual geometria e armadura em todos os pisos. A geometria dos pilares é igual em altura, exceto para o pilar forte no alinhamento 2 que possui uma secção transversal 0.60 m x 0.25 m no primeiro e segundo pisos com

redução para 0.50 m x 0.25 m nos dois pisos superiores. As vigas, na direção do carregamento horizontal (direção de ensaio), possuem uma secção de 0.25 m x 0.5 m, e as vigas transversais possuem uma secção de 0.20 m x 0.5 m. Relativamente ao aço utilizado e à pormenorização das armaduras deve salientar-se o seguinte: a) o aço utilizado é de aderência normal (varão redondo liso) com amarrações em gancho; b) as emendas são todas feitas na base dos pilares (com 0.70 m de sobreposição de armadura); e, c) os estribos são dobrados a 90° e não respeitam o espaçamento mínimo de acordo com a filosofia da regulamentação atual. No dimensionamento dos pórticos foi especificado um betão da classe C16/20 e para a armadura um aço da classe FeB22K, segundo a classificação das normas italianas, que prescrevem os valores característicos representados na Tabela 8.

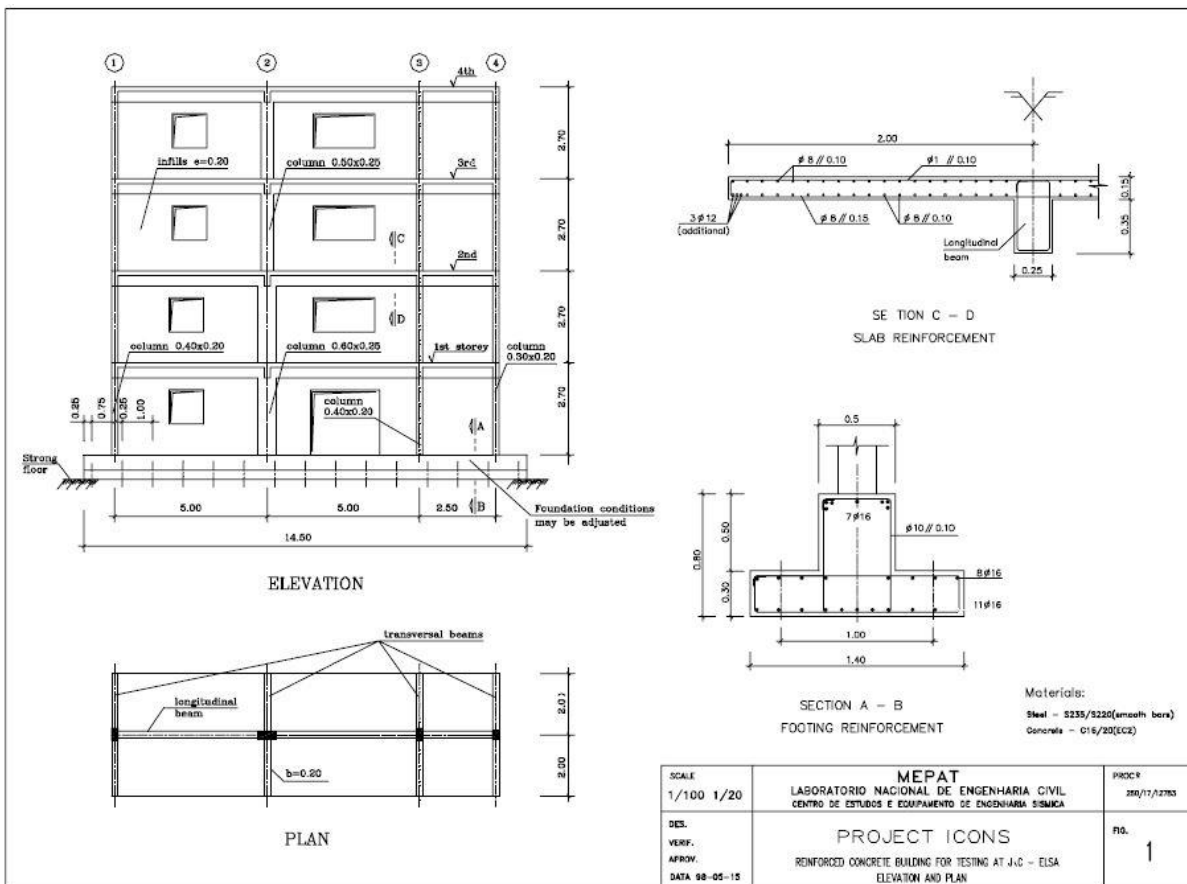


Fig. 28 - Vista em planta e alçado do pórtico estudado, [29]

Tabela 8 – Propriedades nominais do aço Fe B22k, [29].

Propriedades Relevantes	Valores Característicos
Valor característico da tensão de cedência	$f_{syk} = 215Mpa$
Valor característico da tensão de rotura	$f_{suk} = 335Mpa$
Valor característico da extensão de rotura	$\epsilon_{suk} = 24\%$

As cargas verticais foram definidas de forma a simular as ações permanentes, para além do peso próprio (revestimentos, divisórias e sobrecarga), considerando que o tamanho da laje é de 5 m embora o seu tamanho no modelo do pórtico tenha apenas 4 m. A ação sísmica foi definida como sendo representativa de um cenário de casualidade sísmica correspondente a uma zona de média-alta sismicidade na Europa.

3.3 ESTUDOS REALIZADOS

De modo a avaliar sísmicamente o pórtico considerado, foram realizadas análises numéricas e experimentais. Os testes experimentais foram realizados no laboratório ELSA através de análises PsD (pseudo-dinâmicas) e as análises numéricas foram levadas a cabo por [31]. Com base nos resultados destas análises, foi possível concluir que a estrutura possui deficiências no comportamento estrutural quando submetida a ações horizontais.

Para as análises numéricas, foram realizadas análises estáticas não lineares (*pushover*) e análises dinâmicas não lineares (*time-storey*) para a estrutura original (sem paredes), com base em forças. Para isso, parâmetros como a rotação de corda, esforço de corte e momento fletor foram avaliados, para os Estados Limite referidos no EC8-3 [38], Estado Limite de Colapso Iminente (NC), Estado Limite de Danos Severos (SD) e Estado Limite de Limitação de Danos (DL).

3.3.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Para os testes experimentais, foram gerados acelerogramas, com duração de 15 segundos para diferentes períodos de retorno. Os ensaios foram realizados considerando três acelerogramas de referência correspondentes aos períodos de retorno de 475, 975 e 2000 anos, aos quais correspondem acelerações máximas de 218, 288 e 373 cm/s^2 , respetivamente.

Para o sismo correspondente a 475 anos de período de retorno, o comportamento da estrutura foi considerado satisfatório no teste PsD não mostrando danos globais significativos, apenas danos locais menores. No entanto, durante o ensaio para o sismo correspondente a 975 anos de período de retorno, o pórtico sofreu danos extensos, concentrados principalmente no pilar do alinhamento 2 do terceiro andar, pelo que o teste teve de ser interrompido para evitar o colapso da estrutura, evidenciado por forte desenvolvimento de danos. A concentração dos danos no terceiro piso deve-se a uma redução de rigidez e resistência neste piso. Outros fatores que contribuíram para esta acentuada concentração de danos são as emendas das armaduras localizadas na base dos pilares do terceiro piso, bem como a insuficiente armadura de esforço transversal, especialmente no pilar central que absorve grande parte do esforço desenvolvido no piso. A combinação destas deficiências originou o aparecimento de danos em três níveis do pilar (três rótulas plásticas), que conduziu a um mecanismo de colapso no terceiro piso. A Fig. 29 mostra os danos observados no pórtico, após o teste ter sido interrompido.

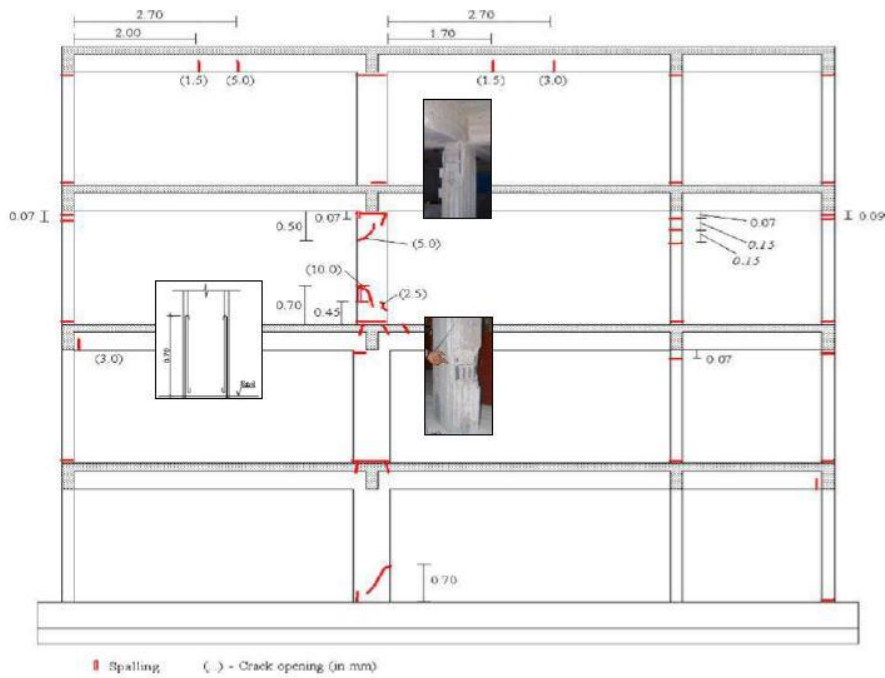


Fig. 29 – Danos na “estrutura nua” após o inter rompimento dos testes experimentais, [31].

3.3.2 RESULTADOS NUMÉRICOS

Nas análises não lineares realizadas por [31], para estudar a capacidade dos elementos estruturais foram consideradas duas secções de controlo (topo e base dos pilares; esquerda e direita das vigas) em cada elemento. Os parâmetros de resposta local considerados foram a rotação de corda para cada Estado Limite (θ_{NC} , θ_{SD} , θ_{DL}), o esforço transversal para o Estado Limite NC (V_{NC}) e o Momento fletor para o Estado Limite DL. Os parâmetros de resposta global analisados foram o deslocamento de piso, o deslocamento relativo entre pisos (*drift*) e o esforço de corte nos vários pisos. Na Fig. 30 está ilustrada a numeração dos elementos estruturais considerada no modelo numérico.

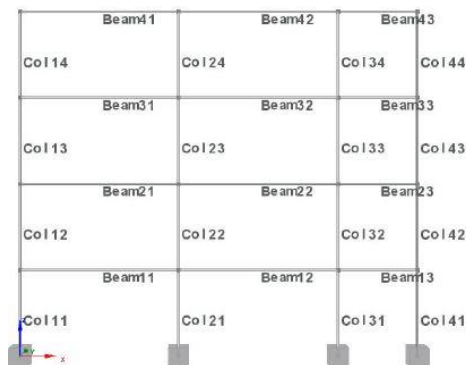


Fig. 30 - Numeração dos membros estruturais no modelo numérico, [31].

Para a análise não linear dinâmica foram utilizados sete registos sísmicos reais baseados nas características sismológicas de eventos que definem a zona 1.3 do território português. Estes registos foram escalados de modo a corresponder ao espectro alvo definido no EC8-3 [38].

Os resultados da avaliação sísmica obtidos com os dois métodos de análise numérica não linear são expressos em termos de rácios de resposta-capacidade de todas as secções de controlo dos elementos estruturais (D_i/C_i), onde um valor inferior ou igual a 1 representa uma situação de segurança. A Tabela 9 mostra lado a lado os rácios D_i/C_i obtidos para:

- Rotação da corda para os Estados Limites NC, SD e DL;
- Esforço transverso para o Estado Limite NC;
- Momento fletor para o Estado Limite DL.

Os rácios referentes ao momento fletor para o Estado Limite DL surgem porque estes não foram calculados apenas em termos de deformações (rotação da corda) mas também em termos de forças (Momentos flectores). Na tabela 9 estão ilustradas as comparações dos rácios dos parâmetros de resposta locais obtidos para as duas análises não lineares. Na tabela 10 podem ser observados os deslocamentos entre pisos obtidos através dos dois tipos de análises não lineares efetuadas.

Tabela 9 - Comparação dos rácios obtidos para as duas análises não lineares, [31].

	NC chord rotation		NC shear		SD chord rotation		DL chord rotation		DL bending moment	
	Push.	NLDA	Push.	NLDA	Push.	NLDA	Push.	NLDA	Push.	NLDA
C11 bot	1.25	0.94	0.76	0.86	0.71	0.49	0.18	0.13	0.61	0.53
C11 top	1.03	0.93	0.76	0.86	0.58	0.46	0.21	0.20	0.63	0.56
C12 bot	0.76	0.89	0.83	0.95	0.53	0.50	0.28	0.25	0.74	0.69
C12 top	0.76	1.04	0.83	0.95	0.55	0.65	0.29	0.27	0.74	0.71
C13 bot	1.91	1.93	0.86	0.92	0.74	0.97	0.25	0.26	0.66	0.64
C13 top	1.46	1.40	0.86	0.92	0.57	0.69	0.24	0.23	0.65	0.63
C14 bot	0.15	0.45	0.58	0.85	0.20	0.33	0.10	0.15	0.42	0.46
C14 top	0.14	0.28	0.58	0.85	0.18	0.23	0.11	0.15	0.42	0.46
C21 bot	1.94	1.52	1.65	1.53	1.04	0.78	0.32	0.25	0.70	0.61
C21 top	0.15	0.13	1.65	1.53	0.10	0.12	0.09	0.07	0.19	0.18
C22 bot	0.07	0.16	1.13	1.34	0.09	0.13	0.07	0.07	0.37	0.33
C22 top	0.30	0.16	1.13	1.34	0.14	0.09	0.06	0.06	0.33	0.32
C23 bot	1.95	1.65	0.99	1.15	0.13	0.35	0.02	0.05	0.40	0.42
C23 top	1.91	1.77	0.99	1.15	0.52	0.54	0.25	0.17	0.67	0.57
C24 bot	0.03	0.07	0.64	1.00	0.03	0.04	0.01	0.03	0.24	0.25
C24 top	0.14	0.23	0.64	1.00	0.20	0.24	0.11	0.12	0.42	0.42
C31 bot	1.44	1.16	0.81	0.89	0.82	0.59	0.20	0.15	0.56	0.51
C31 top	1.13	0.90	0.81	0.89	0.65	0.46	0.21	0.16	0.57	0.51
C32 bot	0.80	0.85	0.82	0.89	0.60	0.52	0.29	0.22	0.68	0.59
C32 top	0.81	0.85	0.82	0.89	0.61	0.53	0.30	0.23	0.68	0.59
C33 bot	2.07	2.01	0.82	0.84	0.82	0.86	0.26	0.20	0.65	0.58
C33 top	1.36	1.54	0.82	0.84	0.63	0.65	0.26	0.21	0.65	0.59
C34 bot	0.16	0.28	0.59	0.81	0.19	0.23	0.11	0.12	0.45	0.46
C34 top	0.15	0.28	0.59	0.81	0.19	0.23	0.12	0.12	0.45	0.46
C41 bot	1.19	0.95	0.78	0.83	0.67	0.49	0.20	0.15	0.58	0.48
C41 top	0.91	0.65	0.78	0.83	0.50	0.34	0.19	0.15	0.58	0.48
C42 bot	0.68	0.63	0.82	0.85	0.50	0.41	0.27	0.21	0.68	0.58
C42 top	0.69	0.67	0.82	0.85	0.51	0.42	0.28	0.22	0.69	0.59
C43 bot	1.85	1.67	0.84	0.83	0.69	0.64	0.25	0.20	0.60	0.51
C43 top	1.37	1.31	0.84	0.83	0.54	0.53	0.26	0.21	0.61	0.52
C44 bot	0.14	0.24	0.51	0.72	0.17	0.20	0.12	0.12	0.35	0.35
C44 top	0.15	0.26	0.51	0.72	0.18	0.21	0.12	0.13	0.36	0.36
B11 left	0.44	0.59	1.00	0.99	0.27	0.34	0.32	0.30	0.55	0.51
B11 right	0.86	0.75	1.18	1.10	0.55	0.44	0.32	0.25	0.75	0.68
B12 left	0.86	0.74	1.10	1.07	0.56	0.43	0.32	0.24	0.72	0.65
B12 right	0.02	0.04	0.73	0.70	0.02	0.04	0.05	0.05	0.68	0.56
B13 left	0.01	0.02	1.06	1.07	0.01	0.02	0.02	0.02	0.49	0.51
B13 right	0.15	0.17	0.88	0.94	0.14	0.08	0.09	0.08	0.71	0.61
B21 left	0.36	0.66	0.96	0.95	0.30	0.39	0.36	0.30	0.51	0.48
B21 right	0.59	0.74	1.16	1.12	0.55	0.47	0.34	0.26	0.80	0.69
B22 left	0.59	0.76	1.14	1.09	0.54	0.47	0.34	0.26	0.74	0.68
B22 right	0.03	0.05	0.71	0.68	0.03	0.05	0.07	0.07	0.62	0.46
B23 left	0.01	0.02	1.00	1.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.41	0.42
B23 right	0.14	0.16	0.72	0.83	0.14	0.11	0.08	0.05	0.67	0.58
B31 left	0.12	0.34	0.80	0.86	0.13	0.24	0.17	0.19	0.36	0.32
B31 right	0.17	0.28	0.83	0.91	0.23	0.27	0.13	0.14	0.65	0.56
B32 left	0.16	0.28	0.79	0.89	0.24	0.27	0.13	0.14	0.62	0.57
B32 right	0.02	0.06	0.56	0.60	0.03	0.06	0.08	0.09	0.28	0.32
B33 left	0.00	0.01	0.74	0.82	0.00	0.01	0.01	0.01	0.28	0.27
B33 right	0.02	0.09	0.67	0.70	0.03	0.07	0.02	0.02	0.42	0.37
B41 left	0.02	0.04	0.59	0.62	0.03	0.05	0.10	0.10	0.11	0.13
B41 right	0.05	0.14	0.56	0.62	0.05	0.07	0.03	0.03	0.34	0.33
B42 left	0.04	0.13	0.54	0.62	0.04	0.06	0.03	0.03	0.34	0.34
B42 right	0.02	0.06	0.38	0.43	0.03	0.05	0.08	0.08	0.09	0.18
B43 left	0.00	0.01	0.37	0.46	0.00	0.00	0.01	0.01	0.10	0.11
B43 right	0.00	0.01	0.49	0.47	0.01	0.01	0.01	0.01	0.14	0.14

Tabela 10 - Comparação das percentagens de *drifts* entre pisos obtidos nas duas análises não lineares, [31].

	Inter-storey drifts					
	NC: 975-yrp (0.29 g)		SD: 308-yrp (0.15 g)		DL: 73-yrp (0.06 g)	
	Push.	NLDA	Push.	NLDA	Push.	NLDA
Storey 4	0.33 %	0.63 %	0.34 %	0.44 %	0.14 %	0.13 %
Storey 3	3.18 %	3.14 %	0.91 %	1.04 %	0.30 %	0.25 %
Storey 2	1.63 %	1.77 %	0.92 %	0.82 %	0.34 %	0.26 %
Storey 1	2.03 %	1.60 %	0.87 %	0.65 %	0.24 %	0.18 %

A vermelho estão marcados os rácios cujo valor é superior a 1, correspondendo a uma situação não segura. Em termos de rácios D_i/C_i , foram obtidos valores muito similares para os dois métodos e foram consideradas inseguras as mesmas secções de controlo. De modo geral, para os Estados Limite de DL e SD, os resultados estão do lado da segurança, por outro lado para NC os rácios para a análise dinâmica são ligeiramente superiores para um número significativo de secções de controlo, o que sugere que os efeitos da má pormenorização das armaduras e a redução da secção transversal da base do pilar do terceiro andar foram mais bem capturados por esta análise.

Para o Estado Limite de SD a estrutura também pode ser considerada segura, mesmo que o rácio na secção (C21 bot) seja ligeiramente acima de 1 (quando os resultados da análise de pushover são considerados, caso contrário, é abaixo de 1). Este resultado para o Estado Limite de SD não surpreende se se levar em conta que a estrutura sofreu apenas pequenos danos locais durante o teste PsD para 475 anos de retorno referido anteriormente. Por outro lado, para o Estado Limite de NC, foram obtidos rácios acima de 1 num número significativo de secções de controlo. As capacidades de rotação de cordas foram claramente excedidas nas secções inferior e superior de todas as colunas do terceiro andar, bem como na secção inferior de todas as colunas do primeiro andar, indicando o efeito das emendas de reforço, bem como as reduções de secção e reforço nos pilares do alinhamento 2.

Em termos de esforço de corte, estes foram excedidos nos pilares do alinhamento 2, em todos os andares e nas vigas, no primeiro e no segundo andar. No entanto, nas demais secções de controlo, os rácios também são bastante altos (geralmente entre 0,8 e 1,0), demonstrando que essa falta de resistência ao corte é um problema global e não localizado. Esses resultados são totalmente suportados pelo padrão de danos observado na estrutura após o teste PsD para 975 anos de retorno anteriormente referido, o que contribui ainda mais para a validação do modelo numérico desenvolvido e do processo de avaliação sísmica. Como tal, a estrutura é considerada insegura para o Estado Limite de NC.

Em termos de resultados globais, a evolução dos desvios entre os andares com o aumento da intensidade sísmica aplicada, mostra que a deformação tende a concentrar-se no terceiro andar.

As características geométricas da armação, de facto, previam que danos mais graves ocorressem no terceiro andar. A redução repentina da secção transversal do pilar do alinhamento 2, combinada com a redução significativa de seu reforço longitudinal e a presença de lapsos, todos constituem indicadores de colapso. Para que a estrutura fique em conformidade com os requisitos do Estado Limite do NC de acordo com EC8-3 [38], algumas medidas de reforço precisam ser elaboradas, o que ajudará a reduzir o rácio, mantendo a estrutura do lado da segurança. Para isso, é proposta e projetada por [31] uma solução global de reforço baseada em contraventamentos tubulares em aço, concêntricos em “X”.

3.4 REFORÇO DO PÓRTICO

De acordo com EC8, a seleção do tipo de técnica de reforço a utilizar deve basear-se nas informações e resultados coletados durante a avaliação sísmica do edifício. Uma intervenção de reforço global usando contraventamentos de aço concêntricos em X é proposta por [31] de acordo com as disposições do EC3-1-1[39] e EC8-1[40], considerando dois valores diferentes para o fator de comportamento, levando a duas soluções diferentes. São realizadas análises *pushover* para as duas soluções e a eficiência dos sistemas de contraventamento é avaliada concluindo-se que as duas soluções não conduzem a uma boa resposta estrutural do pórtico contraventado. Por fim, é dimensionada uma terceira solução, capaz de satisfazer todos os requisitos de resposta estrutural necessários a um bom desempenho sísmico do pórtico.

3.4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A Fig. 31 mostra o *layout* do sistema de contraventamento proposto por [31]. As diagonais são compostas por perfis de aço de secção oca circular (CHSH). No ponto em que os tubos se cruzam, não existe nenhuma conexão estrutural. Como não existem regras específicas para o projeto de sistemas híbridos no EC8-1 [40], foram tomadas como referência as disposições deste último relativamente ao aço. A estrutura foi analisada sob o efeito das cargas verticais mencionadas na secção 3.2.1, combinadas com os sinais sísmicos definidos pelo espectro de aceleração da resposta elástica linear para o Estado Limite de Não Colapso.

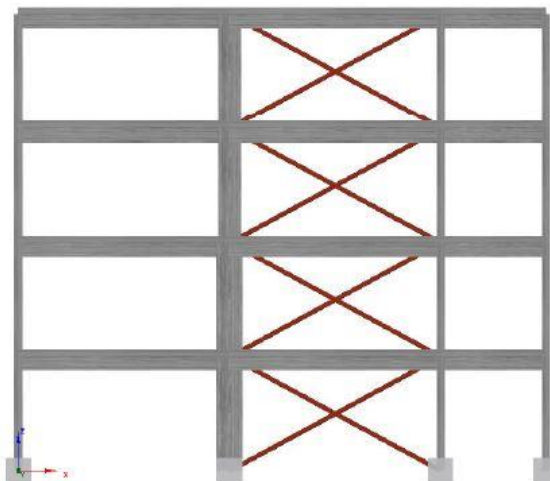


Fig. 31 - *Layout* da solução de reforço global projetada por [31].

3.4.2 ANÁLISES NUMÉRICAS

Primeiramente, [31] dimensionou duas soluções de reforço considerando dois valores para o fator de comportamento. Deste modo, obteve soluções de reforço para o fator de comportamento $q=1.5$ (para uma classe de ductilidade baixa DCL) e para $q=4.0$ (para uma classe de ductilidade média DCM).

Antes de proceder à análise *pushover* da estrutura reforçada, foi realizada uma análise modal para avaliar as frequências modais e estabelecer uma comparação entre as soluções de reforço (DCM e DCL) e a estrutura original. Na Tabela 11 estão representadas as frequências para os três casos estudados. Verifica-se um considerável aumento das frequências, indicando que a inclusão dos contraventamentos de aço na estrutura contribuiu significativamente para o aumento da rigidez lateral, como esperado.

Tabela 11 – Frequências modais para a estrutura nua, para a estrutura com DCM e estrutura com DCL, [31]

Frame	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	f_3 (Hz)	f_4 (Hz)
Bare	1.59	4.67	7.75	10.97
DCM	2.48	7.02	11.27	14.72
DCL	3.05	8.22	13.23	18.05

Seguidamente, foi então executada uma análise *pushover* para as soluções de reforço (DCM e DCL), nos dois sentidos, à semelhança do que foi feito para a estrutura original. Durante a análise, o gráfico das curvas de capacidade para a solução DCL foi interrompido devido à dificuldade de convergência dos resultados no modelo numérico, concluindo-se que o pilar C31 (ver Fig.29) alcançou a sua capacidade máxima, causando o seu colapso.

Este facto acontece quando a solução de reforço é demasiado robusta para a estrutura, produzindo forças de compressão nos pilares superiores às que eles conseguem suportar, quando a força lateral atua. Deste modo conclui-se que a solução de reforço DCL não é adequada.

3.4.3 RESULTADOS DA AVALIAÇÃO SÍSMICA

Depois de serem calculadas as capacidades resistentes para o Estado Limite de NC (θ_{NC}, V_{NC}) para as duas soluções de reforço (DCM e DCL) à semelhança do que foi feito para a estrutura original, os resultados da avaliação sísmica são expressos em rácios entre os parâmetros de “Demand-Capacity”, D_i/C_i , para todas as secções de controlo dos elementos estruturais. Os resultados dos rácios correspondentes às rotações de corda e esforço transversal para o estado limite NC são apresentados em gráficos, separadamente para pilares e vigas, conforme se segue:

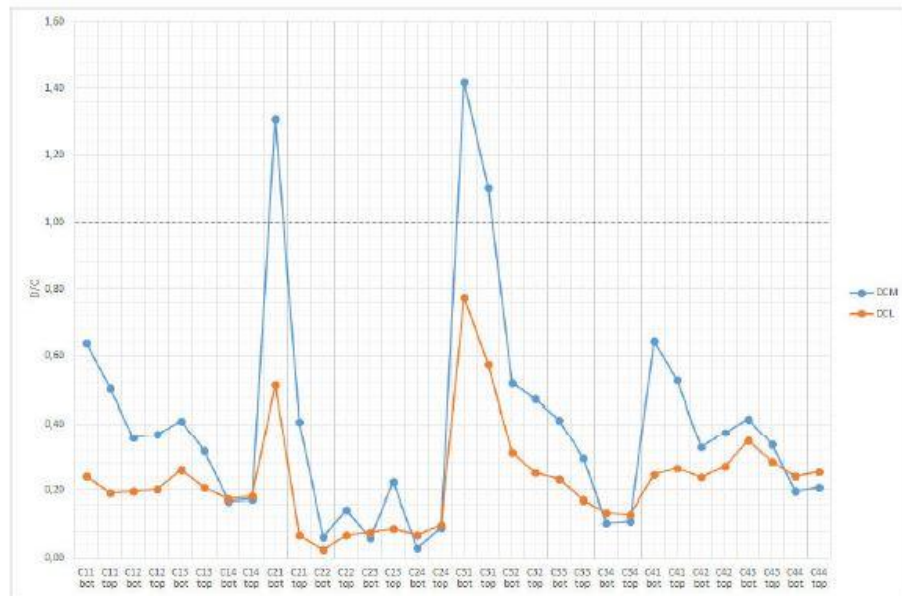


Fig. 32 – Rátios dos valores nos pilares da rotação de corda para a estrutura reforçada, [31].

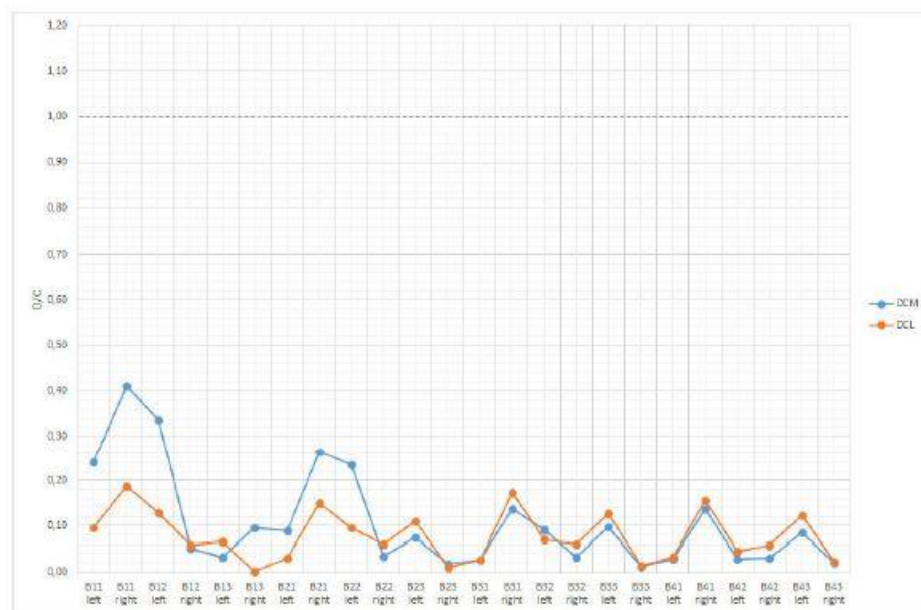


Fig. 33 - Rátios dos valores nas vigas da rotação de corda para a estrutura reforçada, [31].

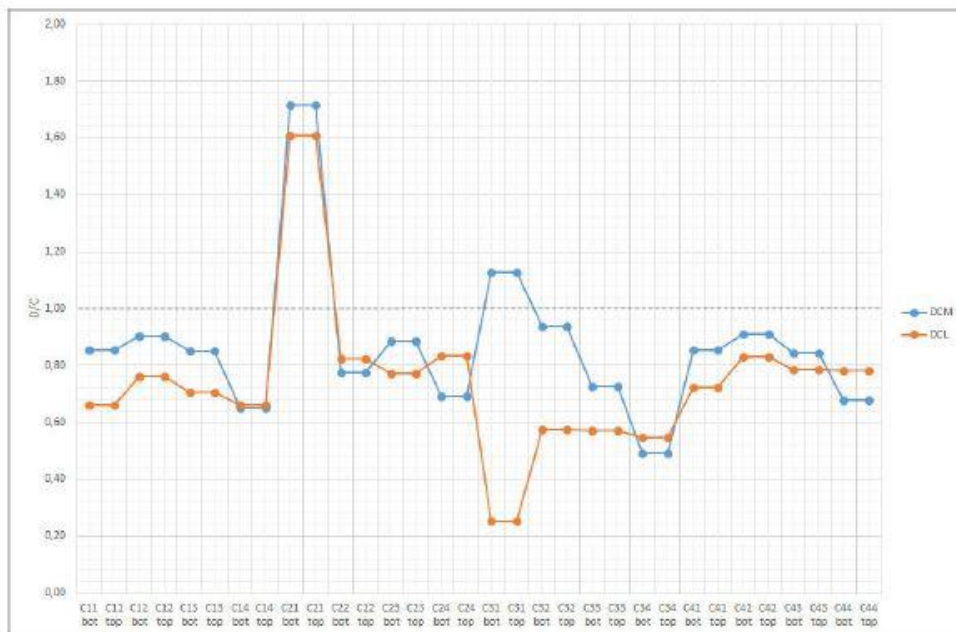


Fig. 34 - Rátios dos valores nos pilares do esforço transverso para a estrutura reforçada, [31].



Fig. 35 - Rátios dos valores nas vigas do esforço transverso para a estrutura reforçada, [31].

As duas soluções de reforço apresentadas por [31] foram criadas com o objetivo de tornar a estrutura compatível com os requisitos de desempenho do Estado Limite de NC de acordo com EC8-3 [38].

Para a solução DCM, foram obtidos rácios acima de 1 no primeiro andar, tanto em termos de rotações de corda como em esforço transverso. As capacidades de rotação das cordas ainda são claramente excedidas nas seções inferiores das colunas C21 (C21 bot) e C31 (C31 bot) e ligeiramente excedidas

na seção superior da coluna C31 (C31 superior). Em termos de capacidade de corte, esta ainda é excedida nas colunas C21 e C31 e nas seções B11 (B11 à direita) e B13 (B13 à direita) das vigas.

Estes resultados mostram que o sistema de reforço ainda não conseguiu reduzir as respostas sísmicas de alguns dos membros para níveis abaixo das suas capacidades. Como tal, a solução DCM deve ser considerada insegura para o Estado Limite de NC, de acordo com EC8-3 [38].

Para a solução DCL, todos os rácios obtidos em termos de capacidades de rotação de corda das vigas e colunas são inferiores a 1. Contudo, o pilar C31 provavelmente entrará em colapso devido à força axial de compressão excessiva, referida anteriormente. Dada esta conclusão, a solução de reforço DCL deve ser considerada inadequada devido à sua robustez excessiva.

Deve-se notar também que, em termos de capacidade de corte, alguns problemas persistiram no primeiro andar da coluna forte (C21), independentemente do sistema de reforço. Ora, neste ponto as duas soluções de reforço consideradas são inadequadas. Um processo de tentativa e erro foi adotado em [31], testando várias combinações de seções entre pisos. Foram obtidas novas curvas de capacidade e a evolução das forças axiais nos pilares foi monitorada para detetar cenários de colapso prematuro. Foram determinados novos deslocamentos alvo e avaliados em conjunto com as curvas de capacidade, seguindo uma abordagem baseada em deslocamentos.

3.4.4 DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO FINAL

A solução final encontrada é composta por perfis tubulares em aço CHSH 88.9x3.2 para os pisos 3 e 4 e perfis tubulares em aço CHSH 114.3x3.2 para os pisos 1 e 2. Nas figuras que se seguem (Fig.36, Fig.37, Fig.38 e Fig.39) estão ilustrados os gráficos com os rácios, D_i/C_i , correspondentes aos valores da rotação de corda e força de corte para estas secções de controlo de todos os pilares e vigas, da solução final e da estrutura inicial.

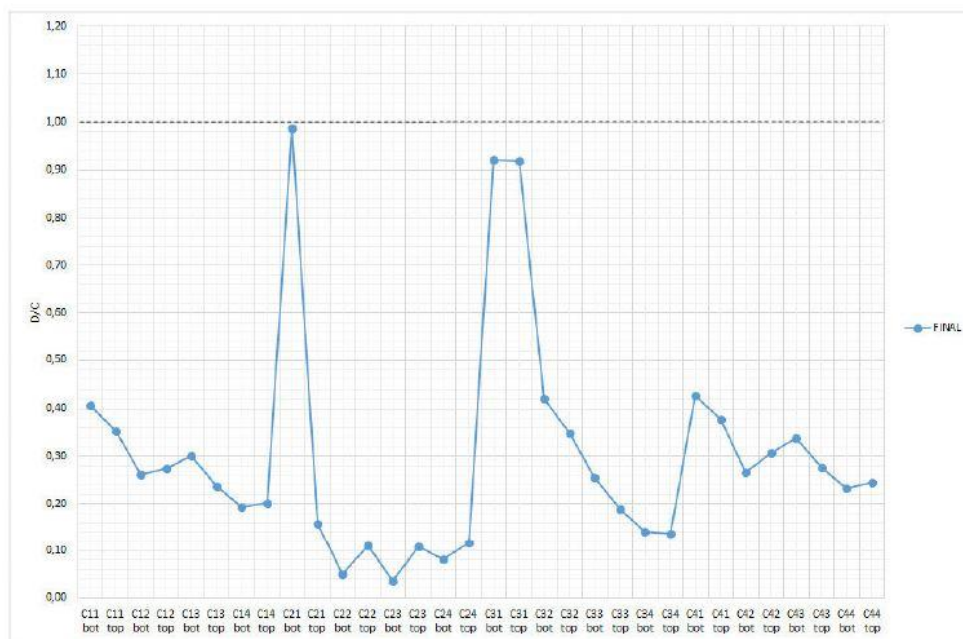


Fig. 36 - Rácios dos valores nos pilares da rotação de corda para a solução final, [31].

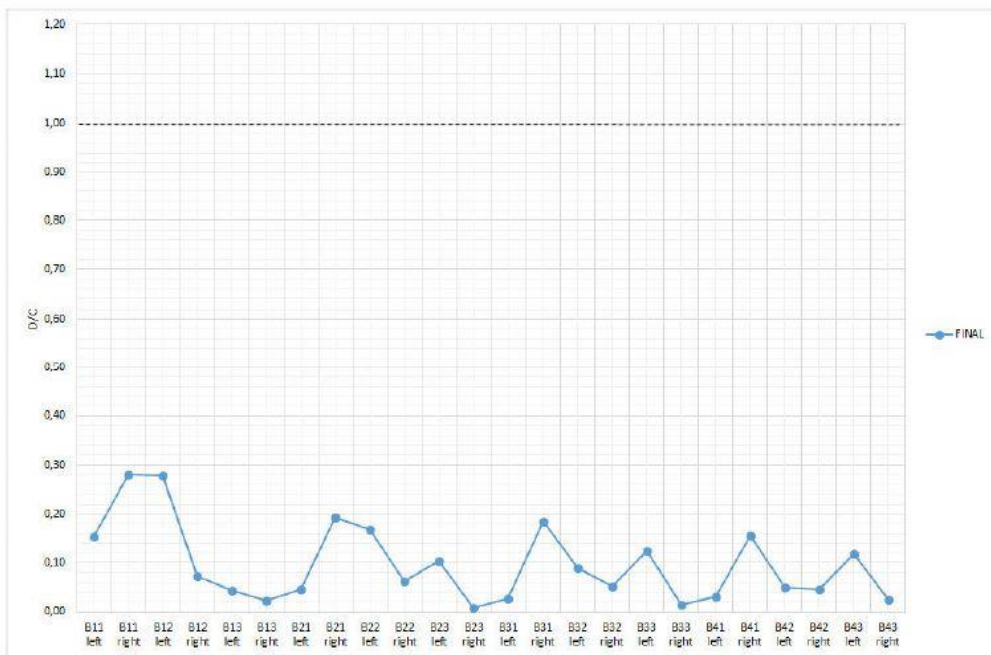


Fig. 37 - Rátios dos valores nas vigas da rotação de corda para a solução final, [31].



Fig. 38 - Rátios dos valores nos pilares da força de corte para a solução final, [31].



Fig. 39 - Rátios dos valores nas vigas da força de corte para a solução final, [31].

Os rácios observados para as rotações de corda e força de corte para as vigas e colunas estão todos abaixo de 1, exceto no pilar C21, que o rácio é superior a 1 relativamente à força de corte. De facto, os resultados obtidos com todas as soluções de reforço testadas mostraram que é altamente improvável que os valores de corte neste pilar possam ser reduzidos para níveis abaixo de sua capacidade correspondente apenas pela introdução de um sistema de reforço global na estrutura.

No entanto, esse problema pode ser resolvido com eficiência recorrendo a uma técnica de reforço local. Portanto, desde que uma intervenção local adicional seja implementada ao longo da coluna C21, o sistema de reforço dimensionado pode ser considerado adequado. A Tabela 12 mostra todas as soluções analisadas, enquanto a Tabela 13 mostra os resultados em termos de frequência fundamental, deslocamento máximo de topo e o corte na base, resumindo o efeito que cada sistema de reforço tem sobre a rigidez, resistência lateral e capacidade de deformação da estrutura reforçada em comparação com a estrutura original.

Tabela 12 – Comparação de todas as soluções de reforço, [31].

Storey	Frame vs. brace cross-section			
	Bare	DCM	DCL	FINAL
4	-	CHSH 88.9x3.2	CHSH 114.3x3.2	CHSH 88.9x3.2
3	-	CHSH 88.9x3.2	CHSH 139.7x5.0	CHSH 139.7x3.6
2	-	CHSH 114.3x3.2	CHSH 139.7x6.0	CHSH 139.7x3.6
1	-	CHSH 114.3x3.2	CHSH 139.7x6.0	CHSH 139.7x3.6

Tabela 13 – Comparação dos resultados globais das soluções de reforço com a estrutura original, [31]

	Frame			
	Bare	DCM	DCL	FINAL
f_t (Hz)	1.59	2.48	3.05	2.72
Top displ. (mm)	153	72	43	54
Base shear (kN)	199.50	606.65	864.18	753.67

A Fig.40 apresenta as curvas de capacidade da solução de reforço final e as curvas de capacidade da estrutura original, analisadas da direita para a esquerda (RL) e na Fig.41 analisadas da esquerda para a direita (LR). As curvas estão expressas em deslocamento de topo vs corte basal e representam a evolução da resposta da estrutura reforçada e não reforçada.

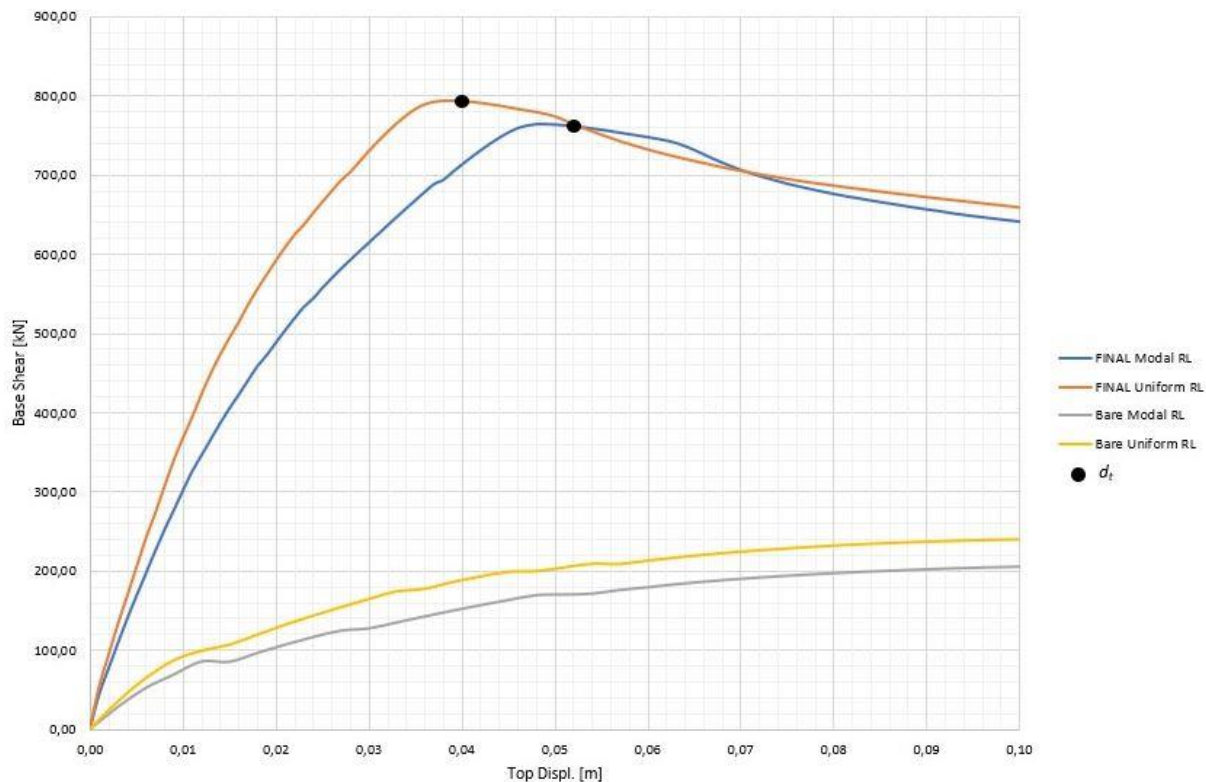


Fig. 40 – Curvas de capacidade para a estrutura reforçada e não reforçada (RL), [31].

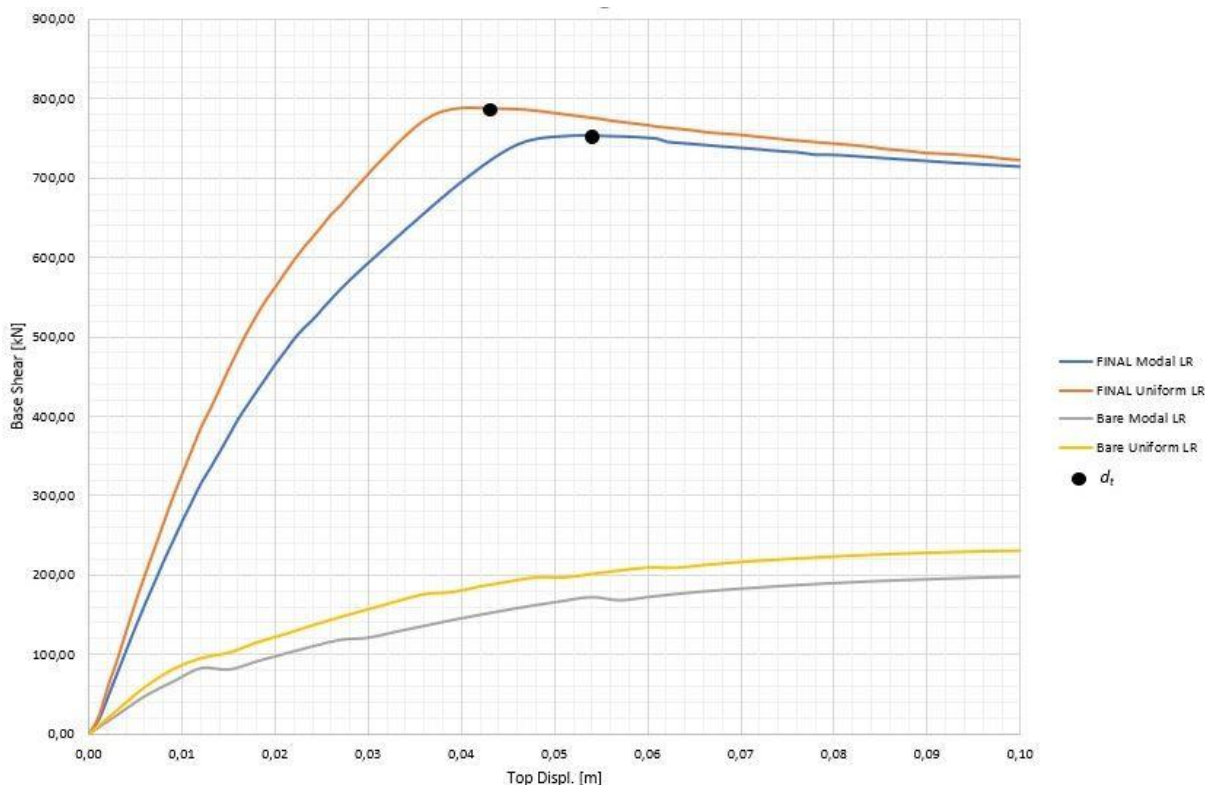


Fig. 41 - Curvas de capacidade para a estrutura reforçada e não reforçada (LR), [31].

3.5 ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL

No seguimento do estudo realizado por [31], foi realizada uma análise dinâmica incremental para avaliar sísmicamente o desempenho estrutural das estruturas original e reforçada, respetivamente. A análise utilizada para avaliar o desempenho da estrutura considerada foi a análise dinâmica incremental (IDA). Esta metodologia apresenta-se como um método de estimativa do desempenho estrutural sob a ação sísmica. A utilização deste modelo consiste na realização de várias análises dinâmicas não lineares, adotando acelerogramas adequados e representativos do cenário pretendido, sendo cada um deles escalado para simular diferentes níveis de intensidade. Os fatores de escala são selecionados de forma cuidada com o intuito de levar a estrutura desde a gama do seu comportamento elástico, até ao seu comportamento plástico e, finalmente, até causar a sua instabilidade global provocando assim o seu colapso. O objetivo geral da IDA é criar um número significativo de resultados que relacionam um determinado parâmetro da resposta estrutural (*Engineering Demand Parameter*) com o nível de intensidade. Esta análise incremental foi estudada para os sete sinais sísmicos referidos nas secções anteriores e o parâmetro de resposta analisado foi o deslocamento de topo (*top displacement*). Deste modo, o número possível de curvas é igual ao número de sinais considerados, onde cada curva representa a capacidade da estrutura para uma determinada intensidade. Assim, no caso de estudo apresentado são definidas sete curvas. Desta forma, as curvas mostram o valor do deslocamento de topo em função da aceleração espectral da estrutura para o período do primeiro modo de vibração $S_a(T_1)$. Nas Fig. 42 e Fig.43 estão representadas as curvas IDA para a estrutura original e reforçada, respetivamente.

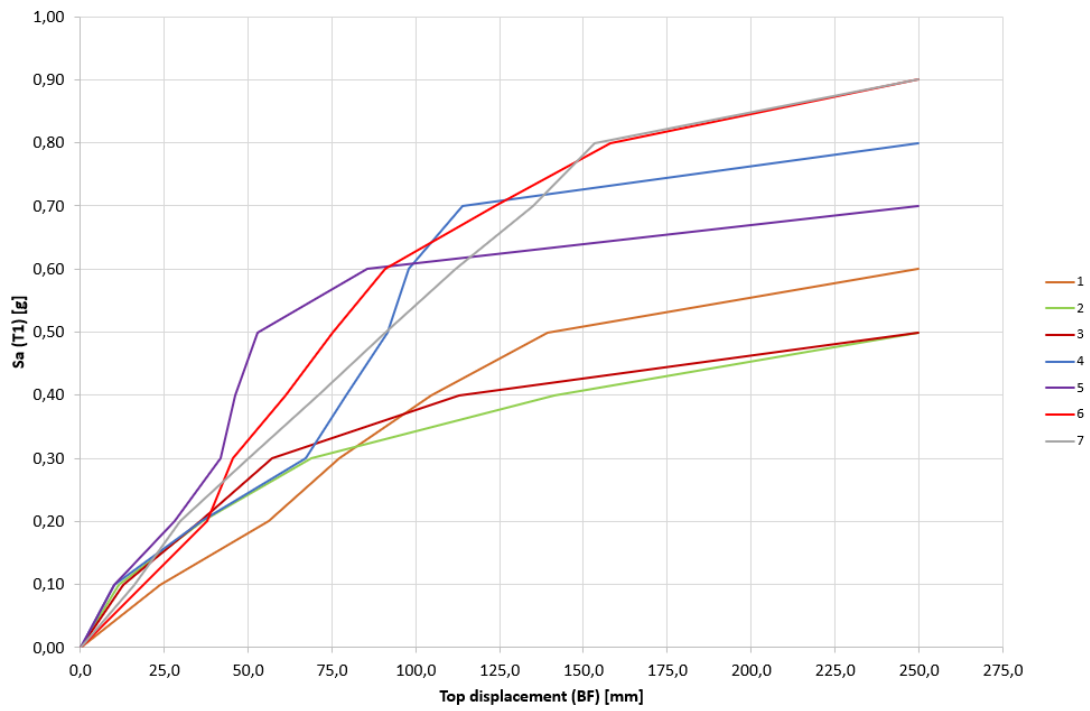


Fig. 42 – Curvas IDA para a estrutura original

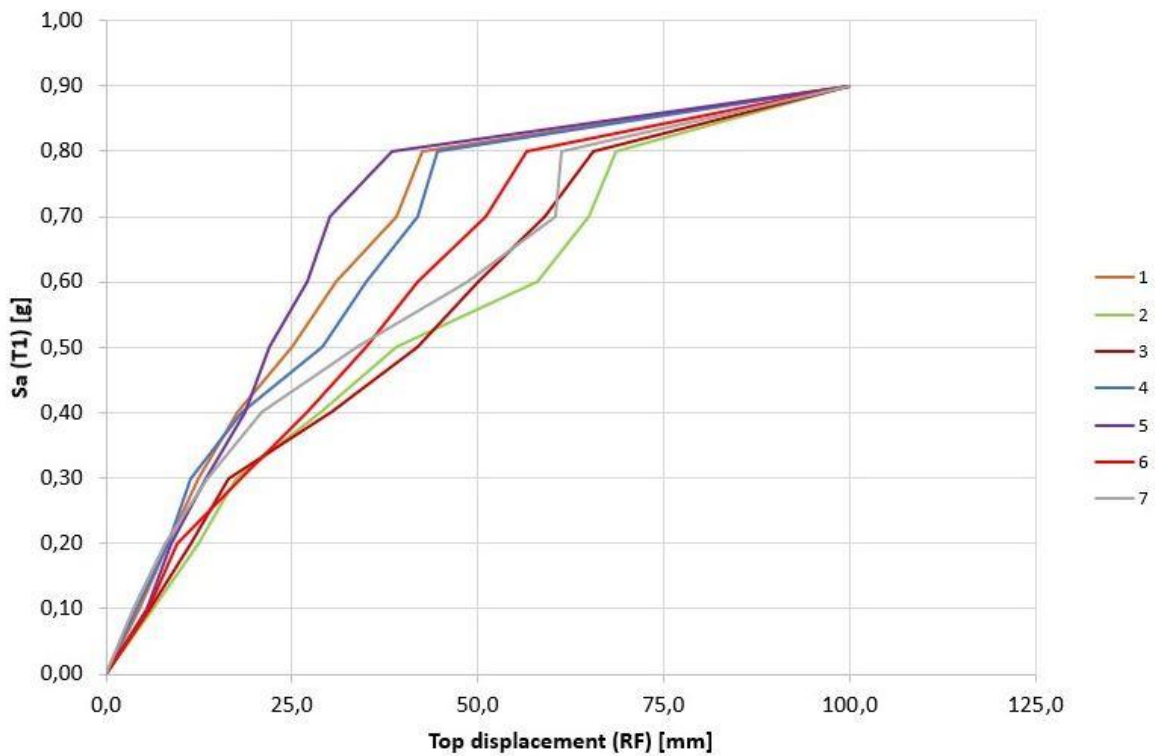


Fig. 43 – Curvas IDA para a estrutura reforçada

As figuras representam para cada sinal sísmico, a evolução do deslocamento de topo, para cada valor incremental de aceleração para o período do primeiro modo de vibração. Da análise dos dois gráficos podemos concluir que:

- Na estrutura reforçada é atingido um deslocamento de topo máximo de 100 mm para uma aceleração $S_a(T_1)$ máxima de 0,9g para todos os sinais sísmicos;
- Na estrutura original, é atingido um deslocamento de topo máximo de 250 mm para cada sinal sísmico, contudo este é atingido para diferentes valores de aceleração;
- Para um deslocamento de topo de 100 mm, os valores da aceleração para a estrutura original são consideravelmente mais baixos em relação aos valores para a estrutura reforçada;
- Para um valor de aceleração de 0,1g, os valores do deslocamento de topo para a estrutura original são consideravelmente maiores em comparação com os valores para a estrutura reforçada;
- Para a estrutura original o diferencial de deslocamentos é muito elevado no último incremento de aceleração.

Em termos numéricos, considerando apenas o sinal sísmico 2, para um valor de aceleração de 0,1g, a estrutura original apresenta um valor de deslocamento de topo de 23,7 mm, enquanto a estrutura reforçada apresenta um valor de 4,5 mm representando, assim uma redução de cerca de 80% do valor de deslocamento de topo. Similarmente a este sinal sísmico, os outros sinais demonstram o mesmo comportamento.

Conclui-se, também, que a estrutura reforçada apresenta maior resistência, já que suporta valores de intensidade sísmica superiores em comparação aos da estrutura original.

Para todos os sinais sísmicos os deslocamentos de topo atingidos pela estrutura reforçada para um valor de 0,3g são reduzidos em média cerca de 75% em comparação com a estrutura original.

3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como se pode comprovar pelas análises de [31], os resultados obtidos para alguns parâmetros de resposta estrutural, concluem que era necessário incluir no pórtico estudado uma solução de reforço a nível global capaz de reduzir os danos causados na estrutura pela ação sísmica evitando, assim, o seu colapso. Deste modo foi dimensionada uma solução de reforço capaz de reduzir a vulnerabilidade sísmica da estrutura, que passa por introduzir perfis tubulares de aço concêntricos em “X” entre dois alinhamentos do pórtico. Com a análise incremental foi possível concluir que, com a introdução desta solução de reforço os deslocamentos de topo atingidos pela estrutura reforçada para um valor de 0,3g são reduzidos em média cerca de 75% em comparação com a estrutura original e, conclui-se também que para um deslocamento de topo de valor fixo, os valores da aceleração são maiores na estrutura reforçada em comparação com a estrutura original, denotando que na estrutura reforçada é necessário chegar a um valor de aceleração maior para que a estrutura se desloque o mesmo. Em suma, pode afirmar-se que a adoção da solução de reforço melhora significativamente a resposta estrutural do pórtico face às ações laterais.

4

DETALHE DA SOLUÇÃO DE REFORÇO E ORÇAMENTOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De forma a assegurar um bom comportamento estrutural no caso da ocorrência de um sismo, é necessário que o sistema de contraventamentos desempenhe um bom trabalho ao resistir às ações laterais que, eventualmente, poderão ocorrer. Deste modo, pode afirmar-se que o bom desempenho sísmico está dependente do bom desempenho dos contraventamentos sendo que, o seu mau dimensionamento poderá traduzir-se no colapso da estrutura, acrescido de todos os danos daí provenientes. A ligação dos contraventamentos à estrutura torna-se, deste modo, um ponto fulcral de ser analisado, assegurando que não ocorrerá o colapso pela ligação do sistema de contraventamentos à estrutura.

Como referido no Capítulo 3 este pórtico já foi previamente estudado e os elementos de contraventamento metálicos de reforço já foram, também, dimensionados por [31]. Contudo, não esquecendo o objetivo principal da dissertação, que consiste na obtenção dos custos de implementação para este reforço sísmico, a solução estudada carecia ainda de alguns pormenores fulcrais, nomeadamente na sua ligação ao pórtico de betão, para a obtenção de uma maior pormenorização para o levantamento dos custos.

Deste modo, tornou-se necessário proceder ao dimensionamento das ligações dos elementos metálicos de contraventamento à estrutura do pórtico em betão armado e, conseqüentemente, irá ser abordada a minha estratégia de dimensionamento destas ligações aço-betão. Após o dimensionamento de todos os componentes necessários e, de modo a obter uma resposta mais rigorosa por parte das empresas contactadas, foi elaborado em AutoCAD®, o alçado do pórtico contemplando as soluções de reforço, conforme se pode ver no ANEXO 3. Os valores dos dimensionamentos de todos os elementos necessários à ligação dos contraventamentos ao pórtico estão no ANEXO 2 em formato de tabela, realizada no Excel.

4.2 DIMENSIONAMENTO DOS CORDÕES DE SOLDADURA

Neste capítulo, todos cordões de soldadura necessários em todas as ligações metálicas, quer na secção 4.3 quer na 4.4 serão dimensionados de acordo com o Método Simplificado do EC3-1-8 [14].

4.2.1 GEOMETRIA DOS CORDÕES

Os cordões de soldadura devem respeitar todas as características geométricas que se seguem:

Tabela 14 - Geometria dos cordões de soldadura

t_{req}	4mm	EC3-1-8 4.1 (1) – Espessura mínima dos elementos a ligar
a_{min}	3mm	EC3-1-8 4.5.2 (2) – Garganta mínima do cordão de soldadura
a_{max}	$0,7 \times t_{min}$	$0,7 \times (\text{menor espessura dos elementos a ligar})$
$L_{w,min}$	$\max\{30mm; 6 \times a_w\}$	EC3-1-8 4.5.1 (2) – Comprimento mínimo do cordão de soldadura
$L_{w,max}$	$150 \times a_w$	EC3-1-8 4.11 (3) – Comprimento máximo do cordão de soldadura sem ser necessário aplicar coeficientes de redução da resistência do cordão de soldadura

4.2.2 CÁLCULO PELO MÉTODO SIMPLIFICADO

O valor de cálculo do esforço que atua no cordão de soldadura por unidade de comprimento ($F_{w,Ed}$), deverá ser igual ou inferior ao valor de calculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento ($F_{w,Rd}$), garantido a equação:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (1)$$

Onde, o valor de cálculo da resistência do cordão de soldadura pode ser obtido pela seguinte equação:

$$F_{w,Rd} = a \times L_w \times \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} \quad (2)$$

Em que:

a = Dimensão da garganta do cordão de soldadura;

L_w = Comprimento do cordão de soldadura;

f_u = Tensão de rotura do aço;

γ_{M2} = Coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura;

β_w = Fator de correlação

Tabela 15 – Simplificação da tabela 4.1 do EC3-1-8 para os valores do fator de correlação

Classe do aço	β_w
S235	0,8
S275	0,85
S355	0,9

4.3 DIMENSIONAMENTO DA CHAPA *GOUSSET* E DA SUA LIGAÇÃO AO TUBO

No âmbito desta dissertação, a ligação dos elementos irá ser dimensionada recorrendo a uma chapa intermédia, vulgarmente designada por chapa *gousset*. Para dimensionar a ligação entre o perfil tubular e a chapa de *gousset*, irá ser considerada a ligação com rasgo no tubo, conforme irá ser descrito e ilustrado nas próximas secções da dissertação.

4.3.1 DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO

Como referido anteriormente, para a ligação entre a chapa *gousset* e o tubo, foi considerada a ligação recorrendo a um rasgo realizado no tubo. Como se pode observar na Fig.44, o tubo é rasgado na direção longitudinal em cada uma das suas extremidades onde, posteriormente o rasgo é preenchido pela chapa *gousset*.

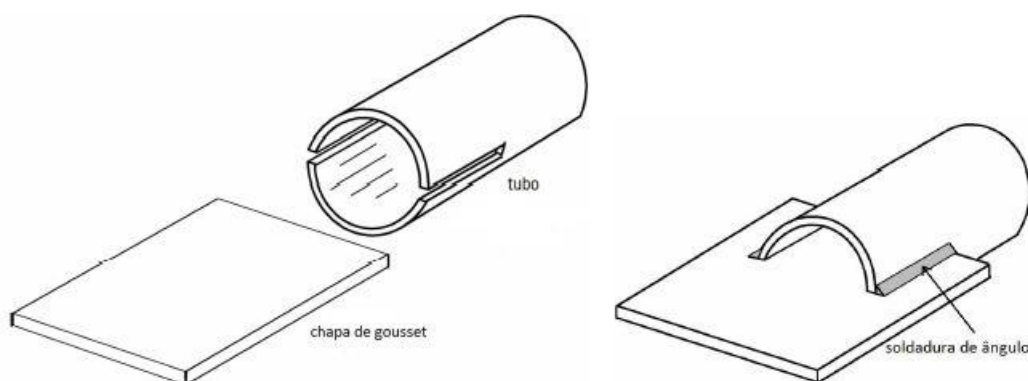


Fig. 44 – Detalhe do rasgo no tubo a) antes da soldadura; b) depois da soldadura, [41].

De forma a garantir uma boa ligação entre o tubo e a chapa, são soldados quatro cordões de soldadura de ângulo ao longo das arestas do rasgo. Este método é o mais simples, económico e eficiente para materializar a ligação de perfis tubulares [42] e [43].

Complementarmente aos cordões de soldadura longitudinais, poderão também existir cordões de soldadura transversais no final do rasgo, de modo a que a redução da área do tubo incitada pelo rasgo possa ser ignorada. Caso a existência de soldaduras transversais não seja considerada, de um modo comum, considera-se a existência de um espaço livre no final do rasgo no tubo, que resulta de uma folga entre o tubo e a chapa *gousset* como se pode observar na Fig. 45. A existência deste espaço livre

é justificada por razões de ordem estrutural de forma a limitar a concentração de tensões no tubo nesta zona, de modo a que seja libertado espaço para possíveis ajustamentos da posição da chapa auxiliando a operação de montagem [41].

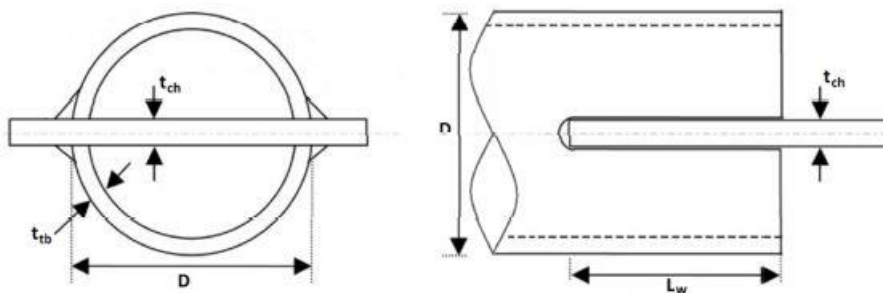


Fig. 45– Detalhe do rasgo no tubo a) vista frontal e b) vista lateral, [41].

4.3.2 MODOS DE ROTURA DA LIGAÇÃO

Segundo [41], a eficiência do tipo de ligação considerada nesta dissertação pode ser afetada pelos seguintes parâmetros, ilustrados anteriormente na Fig. 45:

- espessura da chapa de *gousset* (t_{ch});
- comprimento dos cordões de soldadura (L_w);
- a espessura do perfil tubular (t_{tb});
- diâmetro do perfil tubular (D);
- uso de soldaduras transversais no fim do rasgo;
- o espaço livre entre o fim do rasgo e a chapa.

4.3.2.1 Efeito *Shear Lag*

Como se pode ver na Fig. 46, ao longo do perímetro do tubo onde não existem cordões de soldadura longitudinais, a distribuição de tensões é uniforme contrariamente às secções em que estes existem pois ao longo destes ocorre uma transferência da carga que atua no tubo para a chapa. O efeito da não uniformidade de tensões ao longo do tubo é denominado de *shear lag*.

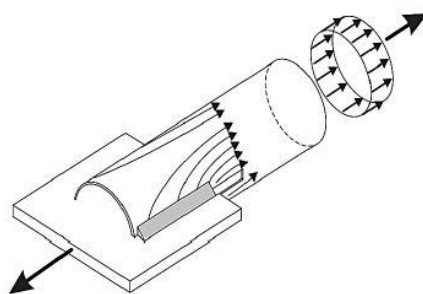


Fig. 46– Fluxo das tensões, [41].

Segundo [41], o fenómeno *shear lag* consiste no método de transferência de tensões de uma força concentrada, que no caso são os cordões de soldadura longitudinais, para a secção transversal do elemento a ligar, ou seja o tubo. Deste modo, o efeito *shear lag* torna-se num provável modo de rotura da ligação pois “reduz a resistência de projeto de um elemento, porque nem toda a secção transversal é efetiva na zona da secção crítica” [44].

Dado que as tensões se concentram na zona da região do tubo localizada a montante da chapa de *gousset* são excessivamente grandes e, como a secção transversal do tubo é reduzida pelo rasgo, poderá ocorrer rotura caso seja excedida a tensão última, ocorrendo a fratura do tubo, como ilustrado na Fig. 47. Esta rotura ocorre na zona próxima ao início dos cordões de soldadura longitudinais propagando-se pela secção transversão do tubo conduzindo à chamada rotura circunferencial [42].

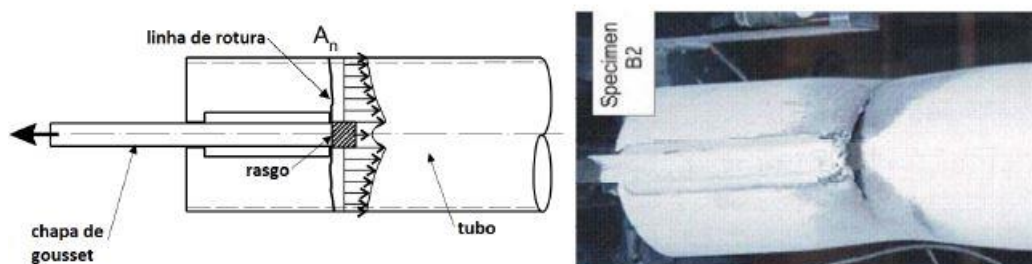


Fig. 47– a) Linha de rotura circunferencial; b) Fratura de um provete, [41]

Segundo o CIDECT-DG1 (*Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire - Design Guide 1*) [42], para o intervalo de aplicação $\frac{Lw}{w} \geq 0,7$, onde é válido considerar o efeito do fenómeno *shear lag*, coeficiente *shear lag* U , é dado pela seguinte expressão:

$$U = 1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{Lw}{w}\right)^{2,4}\right)^{5,7}} \quad (3)$$

Onde,

$$w = 0,5 \times \pi \times D - t_{ch} \quad (4)$$

w = Distância entre soldaduras medida ao longo do perímetro do perfil tubular

Tendo, ainda, em consideração as disposições do CIDECT-DG1, a verificação de segurança da ligação, quando o modo de rotura condicionante é o efeito *shear lag*, é dada pela equação:

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_n \times f_u \times U \quad (5)$$

Onde,

$$A_n = A_g - 2 \times t_{tb} \times t_{ch} = \pi \times \left(\frac{D^2}{4} - \frac{(D - 2 \times t_{tb})^2}{4} \right) - 2 \times t_{tb} \times t_{ch} \quad (6)$$

A_n = Área útil da secção

A_g = Área bruta da secção

f_u = Tensão nominal última

4.3.2.2 Corte em Bloco

Outro modo de rotura relevante é o arranque por corte em bloco. Este fenómeno é caracterizado pelo destacamento de um bloco de material de um membro, ocorrendo a combinação da rotura à tração e rotura por corte em planos ortogonais entre si.

Segundo [45], a rotura ocorre no perímetro adjacente à extremidade dos cordões de soldadura, podendo ser ao longo da chapa de *gousset* ou, de um modo mais comum, ao longo das paredes do tubo devido às diferenças de espessura entre a parede do tubo e a chapa de *gousset*. Este fenómeno pode ser observado na Fig. 48.

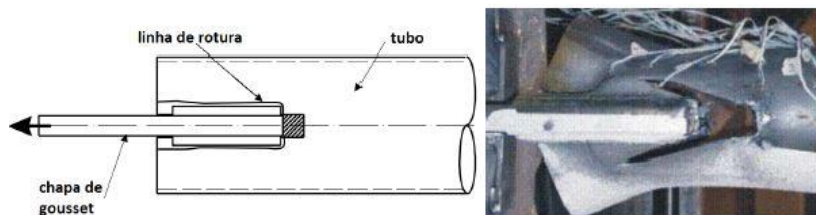


Fig. 48– a) linha de rotura do corte em bloco; b) fratura de um provete, [41]

Quanto ao fenómeno de corte em bloco, o CIDECT DG1 sugere que se proceda ao cálculo da resistência da ligação combinando a resistência de tração do tubo ao longo da espessura do *gousset* e a resistência de corte do tubo na extensão das soldaduras. Assim, a resistência ao corte em bloco N_{rd} , para o intervalo de aplicação de $\frac{L_w}{w} < 0,7$ é dada pela expressão:

$$N_{rd} = \Phi \times \left(A_{nt} \times f_u + 0,58 \times A_{gv} \times \frac{f_y + f_u}{2} \right) \quad (7)$$

Onde,

$$A_{nt} = \begin{cases} 2 \times t_{tb} \times t_{ch} & \text{Área útil sujeita à tração para ligações com soldaduras de retorno} \\ 0 & \text{Área útil sujeita à tração para ligações sem soldaduras de retorno} \end{cases} \quad (8)$$

$$A_{gv} = \text{Área bruta sujeita a corte} = 4 \times L_w \times t_{tb}$$

$\Phi = 0,9 = \text{Fator de resistência/segurança}$

$f_y = \text{Tensão nominal de cedência}$

4.3.3 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DA CHAPA DE GOUSSET

Com vista a efetuar o mais corretamente possível o dimensionamento da chapa de *gousset*, torna-se fundamental realizar algumas verificações de segurança relativamente aos prováveis modos de rotura da chapa, as quais serão expostas de seguida. As verificações de segurança a realizar podem ser agrupadas de acordo com a natureza dos esforços que atuam na estrutura.

4.3.3.1 Resistência Axial Seccional da Chapa de Gousset

A resistência axial seccional do *gousset* ao longo da sua largura efetiva é passível de ser verificada. Em 1952, Whitmore introduziu o termo largura efetiva pela realização de trabalhos experimentais em treliças de pontes utilizando chapas *gousset* para ligar cordas e diagonais onde atuavam esforços de tração e compressão. Através do uso de extensómetros, verificou que o valor da tensão máxima estava localizado no fim do comprimento de entrega das diagonais, propondo que se calculasse a tensão máxima na chapa de *gousset* ao longo da sua largura efetiva (b_w).

Em 1982, Astaneh-Asl valida a proposta de Whitmore para *goussets* sujeitos a cargas cíclicas, assim como o termo de largura efetiva adaptada a ligações soldadas [41]. Assim sendo, a largura efetiva (b_w) é definida no final dos cordões de soldadura, considerando uma dispersão de carga com uma abertura de trinta graus a partir do início dos cordões de soldadura, como se pode observar na Fig.49. Para efeitos de cálculo, considera-se que as tensões ao longo da largura efetiva se distribuem uniformemente.

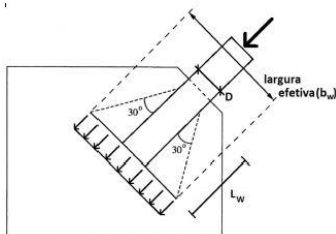


Fig. 49– Largura efetiva da chapa de gousset para uma ligação soldada, adaptado de [41].

Atualmente, deve garantir-se que não ocorra plastificação e rotura do *gousset* ao longo da sua secção efetiva sendo que, a secção efetiva do *gousset* ($A_{e,G}$), pode ser definida pela seguinte expressão:

$$A_{e,G} = b_w \times t_{ch} \quad (10)$$

Onde,

$$b_w = 2 \times L_w \times \text{tg}30 + D \quad (11)$$

Assim, segundo o EC3 1-1 Cl.6.2.3(2), as resistências plástica, $N_{pl,Rd,G}$ e última $N_{u,Rd,G}$, da chapa de *gousset* podem definir-se, respetivamente, pelas seguintes expressões:

$$N_{pl,Rd,G} = \frac{f_y \times A_{e,G}}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

$$N_{u,Rd,G} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{e,G}}{\gamma_{M2}} \quad (13)$$

Onde,

γ_{M0} = Coeficiente parcial de segurança de secções transversais = 1,00

γ_{M2} = Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação = 1,25

4.3.3.2 Arranque por Corte em Bloco

Quando a chapa de *gousset* está sujeita a um carregamento de tração poderá ocorrer o arranque do bloco de material. O arranque por corte em bloco é, por isso, um modo de rotura provável de ocorrer, sendo uma combinação de rotura por tração e de plastificação por corte ao longo dos planos observados nas figuras seguintes. De um modo geral, quando a ligação rompe, observa-se paralelamente ao tubo duas superfícies que rompem por corte e, perpendicularmente a estas, pode observar-se uma superfície que rompe por tração no final dos cordões de soldadura, como exposto na Fig. 50. Contudo, cautelosamente, poderá considerar-se que a carga atua excentricamente na ligação devido a montagens ou perfis imperfeitos. Nesta situação, apenas uma superfície rompe por corte e, perpendicularmente a esta, a superfície que rompe à tração continua até à aresta do *gousset*, levando a que se considere o caso ilustrado na Fig.51.

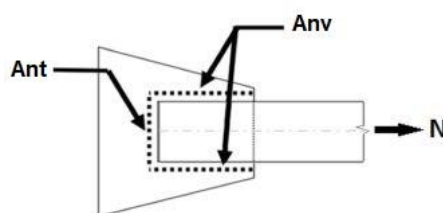


Fig. 50– Planos de rotura destacamento do bloco não considerando excentricidade, adaptado de [41].

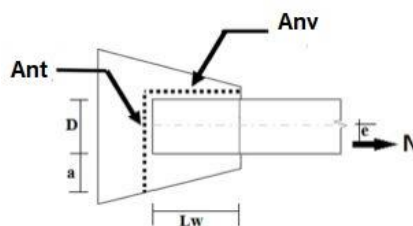


Fig. 51– Planos de rotura destacamento do bloco considerando excentricidade, adaptado de [41].

Deste modo, segundo o estipulado na cláusula Cl. 3.10.2 do EC3 1-8 [14], a resistência ao corte em bloco da chapa de gousset, $V_{eff,Rd}$, pode definir-se pela seguinte expressão:

$$V_{eff,Rd} = \frac{f_u \times A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad (14)$$

Em que,

$$A_{nt} = D \times t_{ch} \quad (15)$$

$$A_{nt} = D \times t_{ch} + e \quad (16)$$

$$A_{nv} = 2 \times L_w \times t_{ch} \quad (17)$$

$e =$ Excentricidade

$A_{nv} =$ Área útil sujeita a corte

4.3.4 ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

De forma a alcançar métodos simples e fáceis de aplicar normas essenciais para a obtenção de estruturas que satisfaçam o melhor possível os critérios económicos e de segurança, torna-se imprescindível a avaliação das mesmas.

No que diz respeito a ligações sujeitas a carregamentos de tração, a regulamentação europeia carece de indicações específicas que tenham em consideração o efeito *shear lag* para ligações soldadas, sendo que apenas considera a não uniformidade de tensões nas ligações aparafusadas. O efeito *shear lag* é tomado em consideração no caso de cantoneiras tracionadas, ligadas por uma aba e noutros elementos tracionados, ligados assimetricamente em EC3 1-8 Cl 3.10.3 [41].

Por esta razão, no dimensionamento da chapa de *gousset* e da sua ligação ao perfil tubular, optou-se por aplicar as disposições existentes tendo em conta a utilização do modelo proposto pelo guia de projeto 1 para secções circulares ocas, DG1 do CIDECT [46] , de modo a complementar as disposições existentes na regulamentação europeia, mais precisamente no EC3 e EC8.

Segundo [41], este modelo é o que conduz a um dimensionamento mais económico da chapa de *gousset*, refletindo a adequação e eficácia deste método, razão pela qual foi escolhido, pois o objetivo principal da dissertação é o levantamento dos custos de aplicação de uma técnica de reforço antissísmico e respetiva análise custo benefício.

4.3.5 QUANTIFICAÇÃO DA SOLICITAÇÃO

A carga à qual a ligação da chapa *gousset* ao tubo está submetida e que será usada para o dimensionamento da ligação do contraventamento à estrutura está dependente da sua aplicação. De maneira a garantir a segurança, a ligação deve resistir mais do que a carga a que irá estar submetida. Deste modo, o dimensionamento dos elementos constituintes da ligação deverá ter em consideração a máxima carga atuante no tubo.

De acordo com o EC3 1-1 Cl. 6.2.3 [39], deverá ser assegurada a capacidade plástica de deformação da ligação, garantindo que na zona da ligação não ocorrerá a rotura frágil da secção, assegurando que a capacidade plástica de deformação seja superior à capacidade última.

No caso de ligações com o pormenor do rasgo no tubo, como o *gousset* está ligado unicamente a uma parte da superfície transversal do tubo, dever-se-á ter em consideração o contributo do fenómeno *shear lag* para o dimensionamento de uma ligação eficiente.

Posto isto, como a influência do *shear lag* na resistência da ligação à rotura circunferencial, $N_{u,Rd}$, é bastante relevante, é necessário garantir que esta deverá ser superior à resistência plástica da secção, $N_{pl,Rd}$, segundo a equação:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \Leftrightarrow A_g \times f_y \leq 0,9 \times U \times A_n \times f_u \quad (18)$$

A ligação dos contraventamentos à estrutura irá ser dimensionada tendo em conta a ação sísmica. Segundo o EC8 Cl 6.5.5(3) [40], a resistência da ligação, R_d , deverá ser superior à resistência plástica do elemento dissipativo ligado, R_{fy} , ou seja a diagonal [41].

$$R_d \geq 1,1 \times \gamma_{ov} \times R_{fy} \quad (19)$$

Onde,

$$R_{fy} = N_{pl,Rd}$$

γ_{ov} e 1.1 são fatores de majoração que têm em consideração o facto da tensão nominal ser inferior à tensão média do aço e deste estar sujeito ao efeito de endurecimento, sendo o valor de $\gamma_{ov} = 1.25$

4.3.6 ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO DA CHAPA DE GOUSSET E DA SUA LIGAÇÃO AO PERFIL TUBULAR

Como foi referido anteriormente na secção 3.2, o aço dos perfis tubulares da classe estrutural S275, com um valor da tensão de cedência (f_y) de 275 MPa e com um valor de tensão última (f_u) de 430 MPa. Contudo, algumas das características dos contraventamentos do pórtico estudado diferem ao nível dos pisos. Assim sendo, nas etapas do dimensionamento da chapa de gousset e da sua ligação ao perfil tubular, irá estar mencionado o dimensionamento para os pisos 1,2 e 3 e posteriormente para o piso 4. As características dos perfis tubulares dos contraventamentos são as seguintes:

- Para os pisos 1,2 e 3

O perfil tubular é um CHSH 139,7x3,6. De acordo com o catálogo [47], as suas dimensões são as seguintes:

$$D = 139,7 \text{ mm}$$

$$t_{tb} = 3,6 \text{ mm}$$

$$A_g = 15,4 \text{ cm}^2$$

- Para o piso 4

O perfil tubular é um CHSH 88,9x3,2. De acordo com o catálogo [47], as suas dimensões são as seguintes:

$$D = 88,9 \text{ mm}$$

$$t_{tb} = 3,2 \text{ mm}$$

$$A_g = 8,62 \text{ cm}^2$$

4.3.6.1 Dimensionamento para a solicitação sísmica

Tendo em consideração que um dos objetivos da dissertação consiste na aplicação de uma técnica de reforço estrutural antissísmico a um caso de estudo, para o dimensionamento efetuado nas etapas seguintes, considerou-se que o sistema de contraventamentos metálicos permite suportar a máxima força que pode ser esperada no caso da ocorrência de um sismo.

Sendo assim, o cálculo da máxima força expectável que poderá atuar na ligação é definida pelo EC8, na seguinte expressão:

$$N_{ed,max} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times R_{fy} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times A_g \times f_y \quad (20)$$

$$N_{ed,max,piso\ 1,2,3} = 581,93\ KN$$

$$N_{ed,max,piso\ 4} = 325,94\ KN$$

$$N_{ed,max} = R_d$$

Na zona da ligação deve-se garantir a capacidade plástica de deformação, sendo que a resistência última da ligação não supere a resistência plástica, onde a resistência plástica da ligação é dada por:

$$N_{pl,Rd} = A_g \times f_y \quad (21)$$

$$N_{pl,Rd,piso\ 1,2,3} = 423,23\ KN$$

$$N_{pl,Rd,piso\ 4} = 237,05\ KN$$

4.3.6.2 Dimensionamento da chapa gousset e da sua ligação ao perfil tubular

O dimensionamento da chapa de *gousset*, bem como o da ligação da chapa ao perfil tubular irão ser realizados de modo iterativo pois no início dos cálculos, ainda se desconhecem alguns valores necessários ao cálculo dos elementos finais necessários.

Sendo assim, inicia-se um pré dimensionamento do comprimento dos quatro cordões de soldaduras longitudinais (L_w) segundo o método simplificado do EC3 considerando que as paredes do perfil tubular condicionam a espessura dos cordões longitudinais (a), pelo que o seu valor passa a ser o valor da espessura do tubo e para o valor do fator de correlação (β_w) considera-se um valor de 0,85. [41]. Logo, começa-se por calcular o valor de (L_w) através da expressão seguinte:

$$L_w = \frac{N_{ed} \times \beta_w \times \sqrt{3} \times \gamma_{M2}}{f_u \times 4 \times a} \quad (22)$$

$$L_{w,piso\ 1,2,3} = 0,183m$$

$$L_{w,piso\ 4} = 0,115m$$

O valor da largura efetiva é calculado através da equação (11), onde vem que:

$$b_{w,piso\ 1,2,3} = 351,01mm$$

$$b_{w,piso\ 4} = 221,7mm$$

Tendo estes valores calculados, procede-se então ao cálculo da espessura da chapa, chegando a um valor pré-dimensionado que, como referido na secção 4.3.2, terá de verificar a cedência, a rotura ao longo da área efetiva, e a espessura necessária para que o corte em bloco na chapa seja impedido através das equações (12) (13) e (14), obtendo as seguintes equações, respetivamente:

$$t_{ch} = \frac{N_{ed,max} \times \gamma_{M0}}{f_y \times b_w} \quad (23)$$

$$t_{ch} = \frac{N_{ed} \times \gamma_{M2}}{0,9 \times f_u \times b_w} \quad (24)$$

$$t_{ch} = \frac{N_{ed}}{\frac{f_u \times D}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times L_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}} \quad (25)$$

Onde vem que:

$$t_{ch,piso\ 1,2,3} = \max(6,03; 5,36; 5,48) = 6,03mm \quad \text{Adopta-se } t_{ch} = 7mm$$

$$t_{ch,piso\ 4} = \max(5,35; 4,75; 4,86) = 5,35mm \quad \text{Adopta-se } t_{ch} = 6mm$$

Após concluir o pré dimensionamento da chapa de *goussset*, deverá calcular-se a área útil do perfil pela equação (6), onde vem que:

$$A_{n,piso\ 1,2,3} = 14,89cm^2$$

$$A_{n,piso\ 4} = 8,3cm^2$$

Seguidamente, é verificada a ligação entre o *goussset* e o perfil tubular averiguando-se se, considerando diminuição da eficácia da ligação resultante do fenómeno *shear lag* e a eventualidade de ocorrência de corte em bloco, o comprimento dos cordoes de soldadura calculados no pré-dimensionamento satisfaz a resistência necessária do perfil tubular, de acordo com as disposições do CIDECT DG1.

Primeiro, calculou-se (w), distância entre soldaduras medida ao longo do perímetro do tubo através da equação (4) e depois calculou-se o rácio ($\frac{L_w}{w}$) para verificar qual é o modo de rotura da ligação.

- Ligação piso 1,2 e 3:

$$w = 212,44mm$$

$$\frac{L_w}{w} = \frac{0,183}{212,44} = 0,86 \geq 0,7$$

Como $\frac{L_w}{w} > 0,7$, a rotura circunferencial é condicionante, a resistência da ligação, $N_{u,Rd}$ pode ser calculada pela equação (5), onde vem que:

$$N_{u,Rd} = 548,16 \text{ KN} > 423,23 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Pelo que se conclui que o valor pré-dimensionado do comprimento dos cordões de soldadura é suficiente para evitar a rotura circunferencial.

Assim, para o valor de $L_w = 0,183m$, a capacidade de deformação da ligação está garantida.

- Ligação piso 4

$$w = 134,6mm$$

$$\frac{L_w}{w} = 0,854 \geq 0,7$$

Como $\frac{L_w}{w} > 0,7$, a rotura circunferencial é condicionante, a resistência da ligação pode ser calculada pela equação (5):

$$N_{u,Rd} = 304,82 \text{ KN} > 237,05 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Logo, conclui-se que o valor pré-dimensionado do comprimento dos cordões de soldadura é suficiente para evitar a rotura circunferencial.

Assim, para o valor de $L_w = 0,115m$, a capacidade de deformação da ligação está garantida.

4.3.7 DETALHE DO DESENHO DA CHAPA DE GOUSSET E DA LIGAÇÃO AO PERFIL TUBULAR

Nesta secção da dissertação é apresentado o detalhe do desenho da chapa de *gousset* e da sua ligação ao perfil tubular, tendo em consideração o dimensionamento realizado na secção anterior, de forma a conseguir uma maior perceção do trabalho realizado, bem como um maior rigor para o auxílio na obtenção dos custos de implementação dos contraventamentos no pórtico em estudo.

Pelo que, nesta secção irão ser apresentadas algumas expressões e pormenores que permitiram chegar aos valores rigorosos de todas as dimensões da chapa e da sua ligação ao perfil obtendo, assim, o desenho das mesmas. Nos casos o contraventamento se encontra localizado numa zona sísmica, o perfil tubular pode encurvar no plano ou fora deste. Ora, para que se garanta um bom funcionamento do *gousset*, as rotações plásticas devidas à encurvadura na diagonal não deverão ser impedidas.

Por consequência, para que as rótulas plásticas se formem no *gousset*, é necessário que exista um espaço livre compreendido entre o final do comprimento de entrega do tubo no *gousset* e a linha de restrição da chapa, embora este tenha de ser pequeno o suficiente de modo a não ocorrer encurvadura do *gousset* [41]. Este espaço livre deverá ser igual a $2 \times t_{ch}$, como ilustrado na Fig. 52:

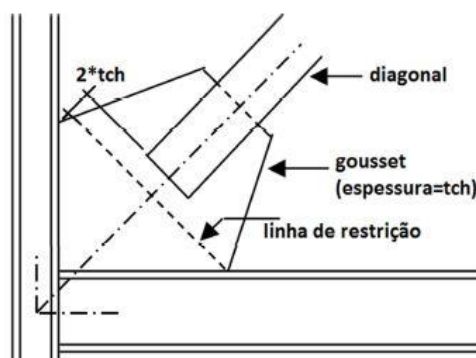


Fig. 52– Pormenor da folga entre a chapa e o tubo em aplicações sísmicas, [41]

Na Fig.53 estão referidos os parâmetros necessários ao cálculo de todos os elementos necessários à obtenção das dimensões do goussett, ilustrados na Fig.54.

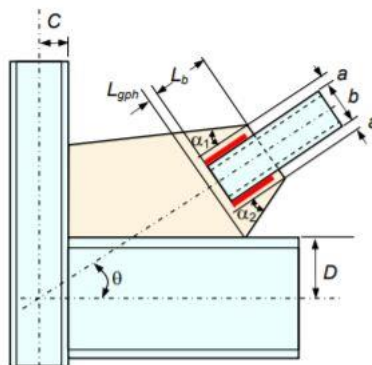


Fig. 53– Parâmetros necessários ao dimensionamento da chapa *gousset*, [48]

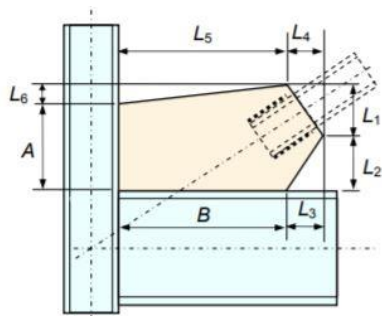


Fig. 54– Parâmetros necessários para o detalhe do desenho do *gousset*, [48]

Como se pode observar na Fig. 54 existem oito dimensões necessárias ao detalhe do desenho da chapa de *gousset*. Os valores de A, B e de L_1 a L_6 são obtidos a partir dos valores de D, C, θ , α_1 , α_2 , a, b, L_b , e L_{gph} através das equações referidas mais à frente.

Outro detalhe importante de ser referido é o L_b , que é o comprimento de entrega do perfil tubular na placa de reforço, ilustrado na Fig. 55. Para ligações soldadas, este comprimento deve ser de 25 a 50 cm superior ao comprimento das soldaduras longitudinais, L_w . Este detalhe permite que haja uma folga entre o final dos cordões de soldadura e o final da chapa, permitindo, deste modo, soldagem adicional na eventualidade de existir problemas de instalação em obra.

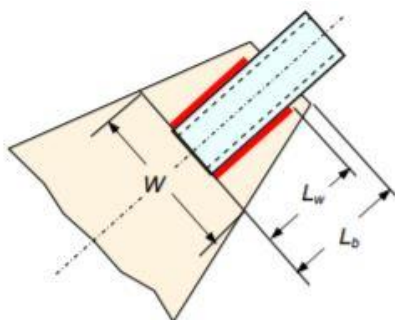


Fig. 55– Detalhe dos parâmetros L_w e L_b , [48]

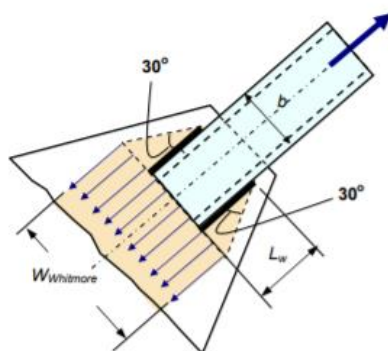


Fig. 56– Detalhe da medida de Whitmore, $W_{Whitmore}$, para ligações soldadas, [48]

A medida $W_{Whitmore}$ ilustrada na Fig 56 e referida nas secções anteriores como b_w , é uma das mais importantes a ser considerada no design da chapa de *gousset*. Para estabelecer a sua medida, é

utilizado o método de Whitmore (1952), adaptado por Astaneh, Goel e Hanson (1982), para o caso de ligações soldadas. Onde, a partir do final do comprimento dos cordoes de soldadura L_w é desenhada uma linha com 30 graus, intersecando a linha definida pelo início dos cordoes de soldadura. A largura da placa de reforço entre os dois pontos de intersecção é utilizada no *design*, como sendo a largura efetiva da placa capaz de resistir à carga aplicada sendo que, a zona fora desta “largura de Whitmore” não é considerada resistente, como se pode observar na Fig. 56. $W_{whitmore}$, pode ser calculada pela seguinte equação:

$$W_{Whitmore} = 2 \times L_w \times \tan 30 + b \quad (24)$$

Onde,

$b =$ Largura de entrega do perfil tubular na placa de reforço = D

Na Fig. 57 está ilustrada a medida W , que é a largura da placa de reforço no final do perfil tubular, medida perpendicularmente ao seu eixo. Sugere-se que esta medida seja menor ou igual à largura efetiva, de modo a que os ângulos entre a borda da placa de reforço e os cordoes de soldadura, mostrados na figura como α_1 e α_2 , estejam entre 25 e 30 graus. Onde o real valor de W excede a largura efetiva, o material fora desta é desperdiçado pois não se encontra na zona resistente à carga aplicada.

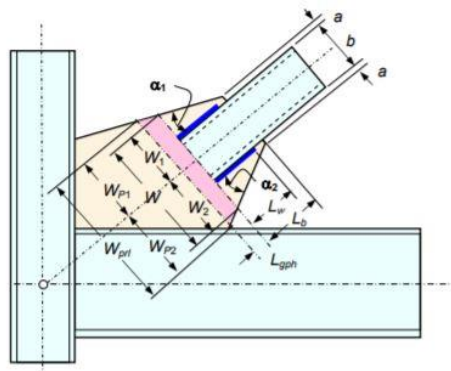


Fig. 57– Detalhe da medidas do gousset correspondentes a valores de α_1 e α_2 de 30 graus [48]

É recomendada, pelos autores, a utilização de placas de reforço simétricas relativamente ao eixo do perfil tubular, permitindo uma maior eficiência do material da placa de reforço na zona de entrega do perfil. Com uma placa centralizada no eixo do perfil tubular, as dimensões de W_1 , W_2 , α_1 e α_2 serão iguais, pelo que podem ser calculados através das equações:

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{W_1 - \frac{b}{2} - a}{L_b} \right) \quad (25)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{W_2 - \frac{b}{2} - a}{L_b} \right) \quad (26)$$

Onde,

α_1 e α_2 = Ângulos entre as bordas da placa de reforço e os cordões de soldadura

W_1 = Porção de comprimento da placa de reforço medida no final do perfil tubular, perpendicularmente ao seu eixo, correspondente ao ângulo α_1

W_2 = Porção de comprimento da placa de reforço medida no final do perfil tubular, perpendicularmente ao seu eixo, correspondente ao ângulo α_2

b = Largura de entrega do perfil tubular na placa de reforço

L_b = Comprimento de entrega do perfil tubular na placa de reforço

a = Distância desde a face do perfil tubular até ao vértice da placa de reforço, considerada igual à espessura do perfil tubular.

Os valores de W_{p1} , W_{p2} , e W_{prl} ilustrados na Fig. 58 podem ser calculados através das seguintes equações, respetivamente:

$$W_{p1} = a + \frac{b}{2} + (L_b + L_{gph}) \times \tan \alpha_1 = W_1 + L_{gph} \times \tan \alpha_1 \quad (27)$$

$$W_{p2} = a + \frac{b}{2} + (L_b + L_{gph}) \times \tan \alpha_2 = W_2 + L_{gph} \times \tan \alpha_2 \quad (28)$$

$$W_{prl} = W_{p1} + W_{p2} \quad (29)$$

Em que,

W_{p1} = Porção de comprimento da placa de reforço medida a partir de L_{gph} , perpendicularmente ao eixo do perfil tubular, correspondente ao ângulo α_1

W_{p2} = Porção de comprimento da placa de reforço medida a partir de L_{gph} , perpendicularmente ao eixo do perfil tubular, correspondente ao ângulo α_2

W_{prl} = Comprimento total da placa de reforço medida a partir de L_{gph} , perpendicularmente ao eixo do perfil tubular

Após o cálculo destes parâmetros, determina-se se o primeiro canto reentrante do *gouset* intersesta primeiro a viga, o pilar ou ambos em simultâneo. Para isso, observe-se a Fig. 58 onde C_1 e C_2 são as coordenadas verticais da intersecção da linha central do pilar com as linhas 1 e 2, respetivamente. A linha 1 é uma linha de prolongamento de W_{prl} e a linha 2 é uma linha, também perpendicular ao eixo do perfil tubular, traçada a partir da intersecção de uma linha paralela ao eixo do perfil tubular que vai desde ponto a, até à viga conforme se pode observar nas figuras que se seguem.

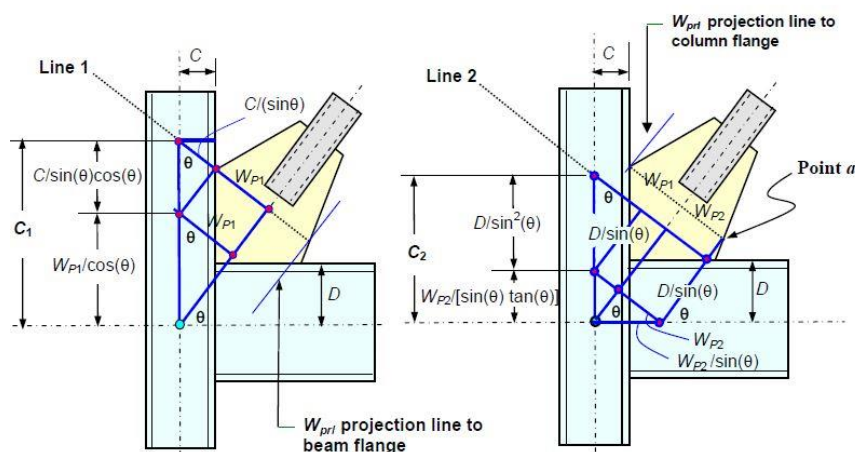


Fig. 58– Detalhe da medidas necessárias ao parâmetro U, [48]

Os valores de C_1 e C_2 são calculados a partir da geometria das chapas demonstradas na Fig. 58, através das equações:

$$C_1 = \frac{C}{\sin\theta \times \cos\theta} + \frac{W_{P1}}{\cos\theta} \quad (30)$$

$$C_2 = \frac{D}{\sin^2\theta} + \frac{W_{P2}}{\sin\theta \times \tan\theta} \quad (31)$$

Onde,

C = Metade da largura do pilar

D = Metade da altura da viga

W_{p1} = Porção de comprimento da placa de reforço medida a partir de L_{gph} , perpendicularmente ao eixo do perfil tubular, correspondente ao ângulo α_1

W_{p2} = Porção de comprimento da placa de reforço medida a partir de L_{gph} , perpendicularmente ao eixo do perfil tubular, correspondente ao ângulo α_2

θ = Ângulo formado pelo eixo do perfil tubular e a viga

Após o cálculo dos valores de C_1 e C_2 , a localização do primeiro ponto a intersectar a viga, o pilar ou ambos pode ser determinado pela seguinte comparação:

Se $U > 0$ O ponto de intersecção situa-se no pilar

Se $U < 0$ O ponto de intersecção situa-se na viga

Se $U = 0$ O ponto de intersecção situa-se no pilar e na viga

Onde,

$$U = C_1 - C_2 \quad (32)$$

Como, na presente dissertação, o ponto de intersecção da linha de restrição se situa sempre na viga ($U < 0$) as equações utilizadas para o cálculo dos parâmetros que faltam para completar o dimensionamento da placa de reforço são as seguintes:

$$L_1 = (2 \times a + b) \times \cos\theta \quad (33)$$

$$L_2 = \left(\frac{L_{gph} + L_b}{\cos\alpha_2} \right) \times \sin(\theta + \alpha_2) \quad (34)$$

$$L_3 = \frac{L_2}{\tan(\theta + \alpha_2)} \quad (35)$$

$$B = \frac{D}{\tan\theta} + \frac{W_{P2}}{\sin\theta} \quad (36)$$

$$L_4 = (2 \times a + b) \times \sin\theta \quad (37)$$

$$L_5 = B + L_3 - L_4 \quad (38)$$

$$L_6 = L_5 \times \tan(\theta - \alpha_1) \quad (39)$$

$$A = L_1 + L_2 - L_6 \quad (40)$$

4.4 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO DOS ELEMENTOS METÁLICOS AO PÓRTICO DE BETÃO

Nesta secção da dissertação, já estão dimensionados os elementos que fazem parte das ligações metálicas propriamente ditas, mais precisamente, a chapa de *gousset* e a sua ligação ao perfil tubular assim como todos os parâmetros necessários à obtenção de um pormenor mais completo e rigoroso destes elementos.

É necessário, ainda, dimensionar alguns elementos que irão completar a ligação dos componentes dimensionados anteriormente aos elementos estruturais do pórtico, como as chapas de topo e os varões roscados que vão fixados através de buchas químicas. Para tal, esta ligação terá de ser capaz de suportar a carga máxima a que o pórtico poderá estar submetido no caso de ocorrer um sismo pois o

bom comportamento sísmico da estrutura não pode ficar comprometido pelo rompimento da sua ligação aos contraventamentos.

4.4.1 ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

O dimensionamento dos componentes essenciais à execução da ligação entre o pórtico e os correspondentes contraventamentos reside na concretização de uma ligação com dimensões, resistência e rigidez que lhe possibilitem assegurar que esta detém as características essenciais ao cumprimento da sua função. Para isso, todas as regras de cálculo desta ligação derivam do regulamento europeu em vigor, EC3-1-8 [14].

Contudo, a ligação estudada não detém as características das ligações materializadas no EC3-1-8 [14], pelo que se tornou necessário efetuar uma analogia entre uma ligação existente no regulamento europeu em vigor, considerando todos os procedimentos de cálculo inerentes a ela, e a ligação do caso de estudo da dissertação. Sendo que, no regulamento europeu em vigor EC3-1-8 [14] apenas está descrito o projeto de ligações para estruturas metálicas e a ligação que irá ser dimensionada consiste num caso mais específico, que é o de uma ligação aço-betão.

4.4.2 DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO

Para a materialização da ligação dos elementos metálicos dimensionados nas secções anteriores aos elementos estruturais do pórtico (vigas e pilares) em betão armado, é imprescindível dimensionar um elemento intermédio que sirva de ligação entre os elementos metálicos e os de betão armado já que não é possível soldar diretamente a chapa de gousset às vigas e aos pilares.

Para tal, optou-se por dimensionar chapas de topo soldadas ao *gousset* por meio de cordões de soldadura de ângulo de acordo com as disposições do EC3-1-8 [14] e para materializar a ligação das chapas de topo à viga e ao pilar optou-se pela utilização de buchas químicas, sendo que o dimensionamento dos varões roscados e os seus espaçamentos estão também de acordo com as disposições do EC3-1-8.

Como foi mencionado anteriormente, pelo facto da ligação dos contraventamentos ao pórtico não ser apenas uma ligação metálica, tornou-se necessário fazer uma analogia entre esta ligação e os pressupostos de cálculo de projeto de ligações metálicas descritas no EC3-1-8. A analogia considerada na presente dissertação consiste em relacionar a ligação soldada da chapa *gousset* à chapa de topo com uma peça T-Equivalente à tração, referenciada no EC3-1-8. Consequentemente, importante será também referir que, de um modo simplificado, esta ligação aço-betão foi dimensionada tendo em conta apenas esforços de tração e, por isso, para o dimensionamento dos parafusos necessários às buchas químicas considerou-se, dentro das categorias de ligações aparafusadas do EC3-1-8, as ligações à tração com varões de categoria D, garantindo todos os critérios a si inerentes, de acordo com o Quadro 3.2 do EC3-1-8 e os espaçamentos também foram verificados tendo em consideração o Quadro 3.3 do EC3-1-8.

4.4.3 QUANTIFICAÇÃO DA SOLICITAÇÃO

Como referido, para o dimensionamento efetuado nas etapas anteriores, considerou-se que o sistema de contraventamentos metálicos permite suportar a máxima força que pode ser esperada no caso da ocorrência de um sismo garantindo, assim, que a estrutura não rompe pela ligação.

Sendo assim, o cálculo da máxima força expectável que poderá atuar na ligação é definida pelo EC8 [40], pela equação (19) referida na secção 4.3.5:

$$N_{ed,max} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times R_{fy} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times A_g \times f_y$$

De onde se calculou que, para os diferentes pisos, os valores da carga atuante são:

$$N_{ed,max,piso\ 1,2,3} = 581,93\ KN$$

$$N_{ed,max,piso\ 4} = 325,94\ KN$$

Nesta etapa da dissertação, para o dimensionamento da chapa de topo e dos varões, considerou-se que os esforços neles atuantes são apenas de tração. Ora, como a força está a atuar na direção do perfil tubular, ou seja, diagonalmente às chapas de topo, que estarão ligadas às vigas e aos pilares do pórtico, torna-se necessário decompor este esforço em duas componentes que serão consideradas como os esforços de tração a atuar em cada chapa de topo, soldada à chapa de *gousset*, onde vem que:

$$F_{v,piso4} = N_{ed,max,piso\ 4} \times \sin\theta = 154,87KN$$

$$F_{p,piso4} = N_{ed,max,piso\ 4} \times \cos\theta = 286,37KN$$

$$F_{v,piso1,2,3} = N_{ed,max,piso\ 1,2,3} \times \sin\theta = 276,50KN$$

$$F_{p,piso1,2,3} = N_{ed,max,piso\ 1,2,3} \times \cos\theta = 512,04KN$$

Onde,

$$F_{v,piso4} = \text{Força de tração aplicada às chapas de topo ligadas às vigas do piso 4}$$

$$F_{p,piso4} = \text{Força de tração aplicada às chapas de topo ligadas aos pilares do piso 4}$$

$$F_{v,piso1,2,3} = \text{Força de tração aplicada às chapas de topo ligadas às vigas dos pisos 1,2 e 3}$$

$$F_{p,piso1,2,3} = \text{Força de tração aplicada às chapas de topo ligadas aos pilares dos pisos 1,2 e 3}$$

$$\theta = \text{Angulo formado pelo eixo do perfil tubular e a viga}$$

4.4.4 RESISTÊNCIA DA ANALOGIA DO T-EQUIVALENTE

Segundo o EC3 1-8 Cl 6.2.4.1(1) [14], nas ligações aparafusadas pode utilizar-se um modelo formado por uma peça em T-equivalente tracionada, para obter o valor de cálculo da resistência de cada um dos seguintes componentes básicos:

- Banzo de coluna em flexão
- Chapa de extremidade em flexão
- Cantoneira de banzo em flexão
- Tração da chapa de base em flexão

A semelhança da ligação estudada analogamente ao banzo da coluna não reforçado surge não só devido ao cálculo de uma peça em T, mas também porque exibem comprimentos efetivos dos banzos da peça em T semelhantes e, portanto, calculados da mesma forma, tal como exposto no Quadro 6.4 do EC3 1-8 [14]. O modelo considera como possíveis modos de rotura: a plastificação total do banzo do pilar (Modo 1); a rotura dos parafusos juntamente com a rotura dos banzos (Modo 2) e a rotura dos parafusos (Modo 3), caso se desenvolvam forças de alavanca. Deste modo, a resistência deste elemento pode ser determinada com base em três possíveis modos de rotura, conforme a Fig. 59:

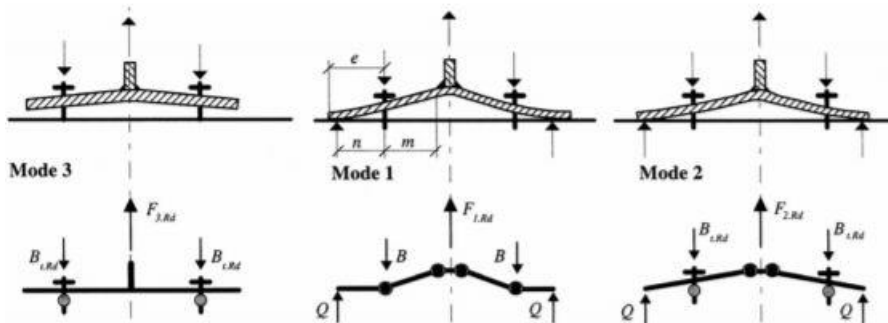


Fig. 59– Esquema de cálculo das forças resistentes de cálculo nos modos de rotura, considerando forças de alavanca, [49]

Assim, deve calcular-se a resistência da peça em T equivalente tracionada a partir das expressões referidas na Tabela 16, sendo que o condicionante é o que tiver um valor menor, onde vem que:

$$F_{ed} \leq \min\{F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}\} \quad (41)$$

Conforme se pode observar na Tabela 16, nos casos em que não é considerado o desenvolvimento das forças de alavanca, apenas ocorrem dois modos de rotura pois, neste contexto a rotura dos parafusos

com plastificação do banzo e a plastificação total do banzo exibem esquemas de cálculos que levam a expressões iguais para calcular o seu efeito. Caso existam condições favoráveis ao desenvolvimento de forças de alavanca, os três modos de rotura poderão ocorrer sendo que, independentemente da consideração das forças de alavanca o modo que condiciona a resistência é o que tem o menor valor. O primeiro passo a efetuar deverá ser o de verificar a possibilidade de ocorrerem forças de alavanca.

Tabela 16 - Valor de cálculo da resistência do banzo de uma peça em T para os três possíveis modos de rotura, [14]

Modo 1	Possibilidade de ocorrerem forças de alavanca, ou seja $L_b \leq L_b^*$		Sem forças de alavanca
	Método 1	Método 2 (método alternativo)	
sem contra-chapas	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
com contra-chapas	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
Modo 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n}$		
Modo 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$		

Para a obtenção de todos os elementos essenciais ao cálculo da resistência da peça em T equivalente, irão ser introduzidos alguns novos conceitos ilustrados na Fig. 60:

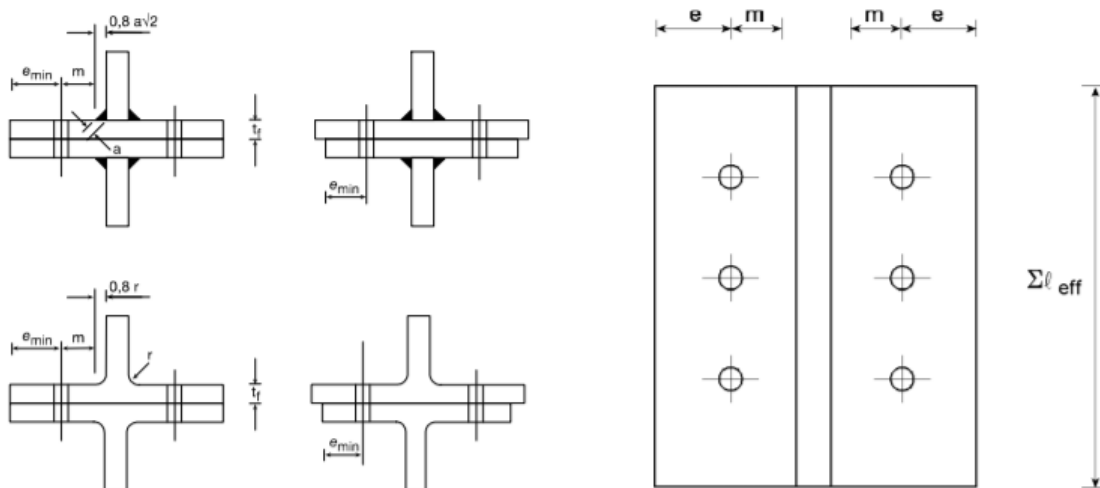


Fig. 60 - Dimensões do banzo de uma peça em T –Equivalente, [14]

De acordo com a Fig 60, o valor de $e = e_{min} = e_2$. A distância m , situa-se entre o eixo dos chumbadouros e a parcela da solda, a qual é definida na direção da alma do pilar pela expressão $0,8 \times a \times \sqrt{2}$. Assim sendo, o valor de m pode ser calculado através da equação:

$$m = \frac{p_2 - t_w - 2 \times 0,8 \times a \times \sqrt{2}}{2} \quad (42)$$

Concluindo a descrição de elementos singulares tem-se que:

$$n = \min\{e_{min}; 1,25m\} \quad (43)$$

De seguida, apresenta-se o modo de verificação para a consideração da ocorrência de forças de alavanca, de acordo com o quadro 6.2 do EC3-1-8. Ora, para que estejam reunidas todas as condições para se verificar a ocorrência de forças de alavanca, a seguinte expressão terá de ser verificada:

$$L_b \leq L_b^*$$

Onde,

$$L_b = 8 \times d + t_g + t_p + t_{anilha} + \frac{t_{porca}}{2} \quad (44)$$

$$L_b^* = \frac{0,8 \times m^3 \times A_s \times n_b}{\sum l_{eff1} \times t_f^3} \quad (45)$$

L_b = é o comprimento do chumbadouro sujeito a alongamento

L_b^* = representa o valor a partir do qual não são reunidos os requisitos necessários para se desenvolverem forças de alavanca

n_b = número de linhas de parafusos

t_g = espessura da camada de argamassa de selagem

t_p = espessura da chapa = t_f

t_{anilha} = espessura da anilha

t_{porca} = espessura da porca

d = diametro nominal do varão

O parâmetro $\sum leff$ consiste no comprimento total efetivo de uma peça em T equivalente, sendo que pode assumir diferentes valores para os dois modos de rotura referidos anteriormente como Modo 1 e Modo 2, representados como $\sum l_{eff1}$ e $\sum l_{eff2}$, respetivamente, mais adiante.

Posto isto, sabendo que os varões podem romper de modo circular ou não circular e que estão submetidos a esforços de tração em todas as linhas de varões ao longo da chapa de topo, o procedimento considerado para o cálculo do comprimento efetivo neste contexto foi o exposto em “Table 2.2 – Effective lengths, l_{eff} , for equivalente T-Stub for bolt row acting alone e) Pair of bolts in a column flange away from any stiffner or in an end plate, away from the flange or any stiffner” [50].

Assim, considerando rotura circular dos varões, o comprimento efetivo do banzo de uma peça em T, $l_{eff,cp}$, é ilustrado pela Fig. 61 e calculado pela equação:

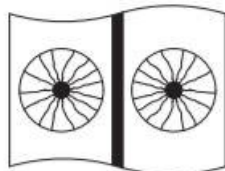


Fig. 61 - Modo de rotura circular num comprimento efetivo, [50]

$$l_{eff,cp} = 2 \times \pi \times m \quad (46)$$

Todavia, como mencionado anteriormente, a rotura do T Equivalente pode suceder de modo não circular, proporcionando um cálculo do comprimento efetivo de uma peça em T, $l_{eff,nc}$, ilustrado na Fig. 62 e calculado através da seguinte equação:

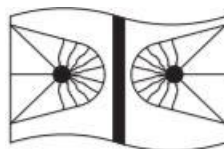


Fig. 62 - Modo de rotura não circular num comprimento efetivo, [50]

$$l_{eff,nc} = 4 \times m + 1,25 \times e \quad (47)$$

Após a definição dos valores dos comprimentos efetivos de uma peça em T equivalente à tração, considerando uma analogia do proposto no regulamento Europeu EC3-1-8 e a ligação dimensionada nesta dissertação, considerando que os varões podem romper de modo circular ou não circular conclui-se que, para o Modo 1 o comprimento condicionante é o menor valor entre o $l_{eff,cp}$ e o $l_{eff,nc}$ sendo definido como l_{eff1} e, para o Modo 2 considera-se sempre o $l_{eff,nc}$, sendo definido como l_{eff2} .

No EC3 1-8 [14], em Cl. 6.2.6.4.1(3) é referido que o valor de l_{eff} deverá ser calculado tendo em conta Cl. 6.2.4.2 com base nos valores referidos no quadro 6.4, para cada linha de varões. A informação presente no quadro 6.4 do referido Eurocódigo corresponde ao que foi exposto previamente. Na Cl 6.2.4.2 é referido o seguinte:

“No caso de uma linha de parafusos isolada, $\sum l_{eff}$, deverá ser considerado igual ao comprimento efetivo, l_{eff} , tabelado em 6.2.6 para essa linha de parafusos considerada como estando isolada” [14], concluindo-se que:

$$\sum l_{eff1} = l_{eff1} \quad (48)$$

$$\sum l_{eff2} = l_{eff2} \quad (49)$$

$$\sum l_{eff} = \min\{l_{eff1}, l_{eff2}\} \quad (50)$$

Após a apresentação das noções de comprimento efetivo, ficam definidos todos os critérios necessários à averiguação dos requisitos necessários para que as forças de alavanca se desenvolvam. Deste modo, podem definir-se as variáveis essenciais para determinar a força resistente de uma peça em T equivalente à tração, como exposto na Tabela 16.

Para tal, os momentos plásticos resistentes para o modo de rotura 1, $M_{pl,1,Rd}$ e modo de rotura 2, $M_{pl,2,Rd}$ são definidos pelas equações apresentadas de seguida, respetivamente:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \times \sum l_{eff1} \times t_p^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (51)$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times \sum l_{eff2} \times t_p^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (52)$$

Contudo, pelo que foi referido nas equações (49) e (50), as equações definidas previamente (51) e (52) podem definir-se como:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff1} \times t_p^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (53)$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff2} \times t_p^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (54)$$

O modo de rotura 3 é caracterizado pela rotura dos varões, por isso, o valor de cálculo da resistência do componente é igual valor resultante da resistência à tração do varão, dado pela expressão correspondente à resistência à tração do quadro 3.4 do EC3-1-8 [14], no contexto desta dissertação. Assim, o valor da resistência à tração do varão, $F_{t,Rd}$, é quantificada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (55)$$

Onde,

$k_2 = 0,90$ (cabeça não embebida)

f_{ub} = Resistência última à tração do parafuso

A_s = Área da secção resistente do parafuso ou chumbadouro

4.4.5 RESISTÊNCIA DOS VARÕES

Como esta ligação aço-betão foi dimensionada tendo em conta apenas esforços de tração, de um modo simplificado considera-se que os parafusos, para ligações à tração, são de categoria D, com uma classe de 5.6 e as verificações a fazer para o dimensionamento das mesmas foram calculadas pelas seguintes equações expostas no quadro 3.2 do EC3-1-8 [14]:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad (56)$$

De acordo com o Quadro 3.3 do EC3-1-8 [14], considerando um aço não exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas, os parafusos, no mínimo podem estar localizados a uma distância à extremidade, $e_{1,min}$ e a uma distância do bordo lateral $e_{2,min}$ definidas por:

$$e_{1,min} = e_{2,min} = 1,2 \times d_0 \quad (57)$$

Onde,

d_0 = tamanho do furo do varão

As distâncias mínimas entre os eixos dos varões $p_{1,min}$ e $p_{2,min}$ e as distâncias máximas $p_{1,max}$ e $p_{2,max}$ são definidas, respetivamente, pelas equações de acordo com o quadro 3.3 do EC3-1-8 [14]:

$$p_{1,min} = 2,2 \times d_0 \quad (58)$$

$$p_{2,min} = 2,4 \times d_0 \quad (59)$$

$$p_{1,max} = \min\{14t, 200\}mm \quad (60)$$

$$p_{2,max} = \min\{14t, 200\}mm \quad (61)$$

4.4.6 ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO

A presente secção do capítulo 4 surge pela necessidade da demonstração das condutas de cálculo que foram seguidas para um dimensionamento de chapa de topo e dos varões roscados que permitem consolidar a ligação aço-betão, através de uma analogia de ligações metálicas presentes no EC3-1-8 [14], conforme exposto na secção anterior. Neste sentido, os cálculos irão ser executados apenas para duas chapas de topo e os respetivos varões, que materializam a ligação aço-betão de uma chapa *gousset* ligada a um perfil tubular. Para as restantes chapas, os valores dimensionados irão ser expostos através de uma tabela de forma a tornar o documento menos extenso e mais perceptível, no ANEXO 1 e ANEXO 2.

Assim sendo optou-se, aleatoriamente, por demonstrar os procedimentos de cálculo efetuados para o dimensionamento das duas chapas de topo e respetivos varões roscados correspondentes ao alinhamento 2-1, representado em AutoCAD®, no ANEXO 3.

Visto que a chapa de topo é condicionada pelas dimensões da chapa *gousset*, dado que a chapa de topo irá materializar o auxílio da sua ligação aos elementos de betão armado, as suas dimensões serão equivalentes às dimensionadas na secção 4.3.6 para a chapa *gousset*, neste alinhamento. Importante será, também, perceber que para as medidas da chapa de topo são considerados os valores de A e B da chapa de *gousset* dimensionada para o referido alinhamento. O valor de A corresponde à medida da altura da chapa de *gousset* no pilar e o valor de B corresponde à medida da mesma no comprimento da viga. Sendo assim, a chapa que materializa a ligação do *gousset* à viga no alinhamento 2-1 tem as medidas de 658,2x250mm e a chapa que materializa a ligação do *gousset* ao pilar no alinhamento 2-1 mede 226,45x250mm

Para melhor perceção da metodologia de cálculo e simplificação dos conceitos, optou-se por não calcular o comprimento total efetivo de uma peça em T equivalente mas sim o comprimento efetivo correspondente a uma linha de parafusos isolada (sendo que cada linha contém um par de varões roscados). Consequentemente, a força a atuar em cada linha de varões roscados em cada chapa, será a força decomposta dividida pelo número de linhas de varões roscados em toda a chapa de topo.

4.4.6.1 Dimensionamento da Chapa de Topo da Ligação à Viga

Foram consideradas 8 linhas de varões e no final verificar-se-á para a espessura de chapa de topo calculada, se os 16 parafusos cumprem os espaçamentos máximos e mínimos legais de acordo com o quadro 3.3 do EC3 1-8 [14]. Deste modo, para uma chapa de 658,2x250mm consideraram-se os seguintes valores para os espaçamentos:

$$e_2 = 97mm$$

$$e_1 = 150mm$$

$$p_2 = 56mm$$

$$p_1 = 51,17mm$$

Assim, vem que a força a atuar num comprimento efetivo da chapa de topo da viga do alinhamento 2-1, $F_{ed,v,2-1}$, é:

$$F_{ed,v,2-1} = \frac{N_{ed,max,piso\ 1,2,3} \times \sin\theta}{8} = \frac{581,93 \times \sin 28,369}{8} = 34,56\text{ KN}$$

Tendo em consideração esta força atuante de tração, o diâmetro dos parafusos é, então, dimensionado pela equação (55), onde vem que:

$$34,56 \times 10^3 \leq \frac{0,9 \times 500 \times A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq 96\text{mm}^2 \text{ (2 parafusos)}$$

Logo, a área de um varão corresponde a $\frac{A_s}{2} = 48\text{ mm}^2$ e, conseqüentemente, o varão é dado através de [51] que, para esta área corresponde a um M10.

Tendo já sido dimensionados os varões, de acordo com a força atuante e a verificação da resistência à tração, prossegue-se para o cálculo do m e n pelas equações (42) e (43), respetivamente:

$$m = \frac{56 - 8 - 2 \times 0,8 \times 4 \times \sqrt{2}}{2} = 19,47$$

$$n = \min\{97, 1,25 \times 19,47\} = 29,21$$

Considerando rotura circular dos varões, o comprimento efetivo do banzo de uma peça em T, $l_{eff,cp}$, é definido pela equação (46):

$$l_{eff,cp} = 2 \times \pi \times 19,47 = 122,33$$

Todavia, como mencionado anteriormente, a rotura do T Equivalente pode suceder de modo não circular, proporcionando um cálculo do comprimento efetivo de uma peça em T, $l_{eff,nc}$, através da equação (47):

$$l_{eff,nc} = 4 \times 19,47 + 1,25 \times 97 = 199,13$$

O próximo passo, será então o cálculo da espessura mínima a adotar para a chapa de topo através das formulas da resistência do banzo de uma peça em T Equivalente da Tabela 16 e verificar se os espaçamentos considerados estão de acordo com os permitidos.

É importante referir que, como se desconhecem valores importantes para o cálculo da verificação da existência de forças de alavanca, considera-se que estas existem e calculam-se os três modos de rotura da ligação.

Para o cálculo da espessura da chapa de topo da viga vem que:

$$F_{ed,v,2-1} \leq \min\{F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}\}$$

Logo, igualando os termos da direita da equação aos termos da esquerda, de acordo com as fórmulas presentes na Tabela 16 (não considerando contra chapas e utilizando o método 1), consegue calcular-se o valor mínimo da espessura da chapa de topo, já que é só este valor que fica como incógnita para o modo 1 e 2, como se pode ver nas seguintes equações, respetivamente:

$$F_{ed,v,2-1} = \frac{4 \times \frac{0,25 \times \sum l_{eff1} \times t_p^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}}{m} \quad (62)$$

$$F_{ed,v,2-1} = \frac{2 \times \frac{0,25 \times \sum l_{eff2} \times t_p^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} \quad (63)$$

Assim, para o Modo 1 a espessura da chapa de topo vem:

$$34,56 = \frac{4 \times \frac{0,25 \times 122,33 \times 10^{-3} \times (t_{p,viga} \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1}}{19,47 \times 10^{-3}} \Rightarrow t_{p,viga} = 4,5mm$$

E para o Modo 2:

$$34,56 = \frac{2 \times \frac{0,25 \times 199,13 \times 10^{-3} \times (t_{p,viga} \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} + 29,21 \times 10^{-3} \times 41,8}{(19,47 + 29,21) \times 10^{-3}} \Rightarrow t_{p,viga} = 4,1mm$$

Concluindo, tem-se que a chapa de topo será igual ao mínimo valor calculado e, por isso, adota-se um valor de $t_{p,viga} = 5mm$.

Para a verificação dos espaçamentos mínimos e máximos dos parafusos temos que:

$$e_{1,min} = 1,2 \times d_0 = 1,2 \times 12 = 14,4mm < 150mm \text{ OK}$$

$$e_{2,min} = 1,2 \times d_0 = 1,2 \times 12 = 14,4mm < 97 \text{ mm OK}$$

$$p_{1,max} = \min\{14 \times 5; 200\}mm = 70mm > 51,17mm \text{ OK}$$

$$p_{2,max} = \min\{14 \times 5; 200\}mm = 70mm > 56mm \text{ OK}$$

4.4.6.2 Dimensionamento da Chapa de Topo da Ligação ao Pilar

Optou-se por considerar 2 linhas de parafusos e no final verificar-se-á para a espessura de chapa de topo calculada, se os 4 parafusos cumprem os espaçamentos máximos e mínimos legais de acordo com o quadro 3.3 do EC3 1-8 [14]. Deste modo, para uma chapa de 226,86x250mm consideraram-se os seguintes valores para os espaçamentos:

$$e_2 = 90mm$$

$$e_1 = 90mm$$

$$p_2 = 70mm$$

$$p_1 = 46,45mm$$

Assim, vem que a força a atuar num comprimento efetivo da chapa de topo do pilar do alinhamento 2-1, $F_{ed,p,2-1}$ é dada por:

$$F_{ed,p,2-1} = \frac{N_{ed,max,piso\ 1,2,3} \times \sin\theta}{2} = \frac{581,93 \times \cos 28,369}{2} = 128,01\ KN$$

Tendo em consideração esta força atuante de tração, o diâmetro dos varões é, então, dimensionado pela formula da resistência dos chumbadouros, onde vem que:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

$$128,01 \times 10^3 \leq \frac{0,9 \times 500 \times A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq 355,58mm^2 \text{ (2 parafusos)}$$

Logo, a área de um parafuso corresponde a $\frac{A_s}{2} = 177,79\ mm^2$ e, conseqüentemente, o varão é dado através de [51] que, para esta área corresponde a um M20.

Tendo já sido dimensionados os varões de acordo com a força atuante e a verificação da resistência dos chumbadouros, prossegue-se para o cálculo do m e n de acordo com as equações (42) e (43):

$$m = \frac{70 - 8 - 2 \times 0,8 \times 4 \times \sqrt{2}}{2} = 26,48$$

$$n = \min\{90, 1,25 \times 26,48\} = 39,72$$

Considerando rotura circular dos varões, o comprimento efetivo do banzo de uma peça em T, $l_{eff,cp}$, é definido pela equação (46):

$$l_{eff,cp} = 2 \times \pi \times 26,48 = 166,38$$

Todavia, como mencionado anteriormente, a rotura do T Equivalente pode suceder de modo não circular, proporcionando um cálculo do comprimento efetivo de uma peça em T, $l_{eff,nc}$, através da equação (47):

$$l_{eff,nc} = 4 \times 26,48 + 1,25 \times 90 = 218,42$$

O próximo passo, será então o cálculo da espessura mínima a adotar para a chapa de topo através das formulas da resistência do banzo de uma peça em T Equivalente da Tabela 16 e verificar se os espaçamentos considerados estão de acordo com os permitidos.

É importante referir que, como se desconhecem valores importantes para o cálculo da verificação da existência de forças de alavanca, considera-se que estas existem e calculam-se os três modos de rotura da ligação.

Para o cálculo da espessura da chapa de topo da viga vem que:

$$F_{ed,p,2-1} \leq \min\{F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}\}$$

Logo, igualando os termos da direita da equação aos termos da esquerda, de acordo com as fórmulas presentes na Tabela 16 (não considerando contra chapas e utilizando o método 1), consegue calcular-se o valor mínimo da espessura da chapa de topo, já que é só este valor que fica como incógnita para o modo 1 e 2, como se pode ver nas seguintes equações, respetivamente:

$$F_{ed,p,2-1} = \frac{4 \times \frac{0,25 \times \sum l_{eff1} \times t_{p,pilar}^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}}{m} \quad (64)$$

$$F_{ed,p,2-1} = \frac{2 \times \frac{0,25 \times \sum l_{eff2} \times t_{p,pilar}^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} \quad (65)$$

Assim, para o Modo 1 a espessura da chapa de topo vem:

$$128,01 = \frac{4 \times \frac{0,25 \times 166,38 \times 10^{-3} \times (t_{p,pilar} \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1}}{26,48 \times 10^{-3}} \Rightarrow t_{p,pilar} = 8,6mm$$

E para o Modo 2 vem que:

$$128,01 = \frac{2 \times \frac{0,25 \times 218,42 \times 10^{-3} \times (t_{p,pilar} \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} + 39,72 \times 10^{-3} \times 176,2}{(26,48 + 39,72) \times 10^{-3}} \Rightarrow t_{p,pilar} = 7mm$$

Concluindo, tem-se que a chapa de topo será igual ao mínimo valor calculado e, por isso, adota-se um valor de $t_{p,pilar} = 8mm$.

Para a verificação dos espaçamentos mínimos e máximos dos parafusos temos que:

$$e_{1,min} = 1,2 \times d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4mm < 90mm \text{ OK}$$

$$e_{2,min} = 1,2 \times d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4mm < 90mm \text{ OK}$$

$$p_{1,max} = \min\{14 \times 8; 200\}mm = 122mm > 46,45mm \text{ OK}$$

$$p_{2,max} = \min\{14 \times 8; 200\}mm = 122mm > 70mm \text{ OK}$$

Deste modo, estão dimensionadas as chapas de topo e os varões que materializam a ligação do *gousset* ao pórtico de betão armado referentes ao alinhamento 2-1. As restantes chapas de topo foram dimensionadas a partir de cálculos semelhantes e estão apresentadas na tabela do ANEXO 2.

4.5 ORÇAMENTAÇÃO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO

Após a execução do detalhe do dimensionamento dos contraventamentos metálicos com o objetivo de obter uma melhor pormenorização da ligação dos contraventamentos à estrutura de modo a reduzir a sua vulnerabilidade sísmica, nesta secção da dissertação vai ser abordado o levantamento dos custos de fixação dos contraventamentos metálicos.

Para a obtenção dos referidos custos, foram contactadas algumas empresas de construção e as propostas de orçamentação foram posteriormente organizadas em tabelas de modo a que a informação fosse mais clara e precisa, conforme se pode observar nas tabelas de seguida:

Tabela 17 – Proposta de orçamento da empresa 1

EMPRESA 1			
	Quant.	Preço/un(€)	Preço total (€)
Fornecimento e montagem de contraventamentos metálicos, realizados em aço S275, incluindo chapas, fixações, corte, furação, soldadura, tratamento anticorrosivo e pintura para contraventamentos em tubo CHS139,7x3,6	6	852,54	5.115,24
Fornecimento e montagem de contraventamentos metálicos, realizados em aço S275, incluindo chapas, fixações, corte, furação, soldadura, tratamento anticorrosivo e pintura para contraventamentos em tubo CHS88,9x3,2	2	619,92	1.239,84
			6.355,08

Tabela 18 - Proposta de orçamento da empresa 2

EMPRESA 2			
	Quant.	Preço/un(€)	Preço total (€)
Execução de contraventamento em tubo CHSH 139.7X3.6 com 4018mm de comprimento terminado em gousset de chapa S275 de 8mm de espessura, com as dimensões conforme detalhe	6	771,03	4.626,18
Fixação de contraventamento às vigas e colunas por intermédio bucha química e varão roscado	6	600,00	3.600,00
Execução de contraventamento em tubo CHSH 88.9x3.2 com 4210mm de comprimento terminado em gousset de chapa S275 de 8mm de espessura, com as dimensões conforme detalhe	2	639,99	1.279,98
Fixação de contraventamento às vigas e colunas por bucha química e varão roscado	2	400,00	800,00
			10.306,16

Tabela 19 - Proposta de orçamento da empresa 3

EMPRESA 3			
	Quant.	Preço/un(€)	Preço total (€)
Execução de contraventamento em tubo CHSH 139.7X3.6 com 4018mm de comprimento terminado em gousset de chapa S275 de 8mm de espessura, com as dimensões conforme detalhe	6	448,07	2.688,42
Fixação de contraventamento às vigas e colunas por intermédio bucha química classe 5.6 e varão roscado	6	164,42	986,52
Execução de contraventamento em tubo CHSH 88.9x3.2 com 4210mm de comprimento terminado em gousset de chapa S275 de 8mm de espessura, com as dimensões conforme detalhe	2	308,50	617,00
Fixação de contraventamento às vigas e colunas por bucha química classe 5.6 e varão roscado	2	164,42	328,84
			4.620,78

Tabela 20 - Proposta de orçamento da empresa 4

EMPRESA 4			
	Quant.	Preço/un(€)	Preço total (€)
Execução de contraventamento em tubo CHSH 139.7X3.6 com 4018mm de comprimento terminado em gousset de chapa S275 de 8mm de espessura	6	350,00	2.100,00
Fixação de contraventamento às vigas e colunas	6	150,00	900,00
Execução de contraventamento em tubo CHSH 88.9x3.2 com 4210mm de comprimento terminado em gousset de chapa S275 de 8mm de espessura	2	250,00	500,00
Fixação de contraventamento às vigas e coluna	2	100,00	200,00
			3.700,00

Tomando em consideração que o pórtico estudado pode caracterizar um pórtico de um edifício de betão armado vulnerável passível de ser reforçado, para analisar as propostas de orçamentos obtidas em relação ao custo de construção de um edifício considerou-se um edifício constituído por 4 pórticos idênticos ao estudado em termos de geometria, com uma laje de 5 m para cada lado da viga transversal. Contudo, em termos de reforço considerou-se que apenas os alinhamentos das extremidades são constituídos por contraventamentos metálicos.

Assim, a área de construção do edifício, A_{const} , será :

$$A_{const} = A_{planta} * n^{\circ} \text{ pisos} \quad (66)$$

Onde,

$$A_{planta} = 20 * 12,5 = 250m^2$$

$$A_{const} = 250 * 4 = 1000m^2$$

Segundo a Portaria n.º 330-A/2018 do Ministério das Finanças, é fixado no Artigo 1º o valor de 492€/m² para o valor médio de construção por metro quadrado, para efeitos do artigo 39.º do Código do Imposto Municipal sobre Imóveis, a vigorar no ano de 2019. Aos 492€, soma-se 25% desse valor, correspondente ao valor do terreno, o que perfaz um total de 615€.

Para uma área de 1000m², considerando os valores acima referidos, podemos concluir que a construção desta estrutura seria de aproximadamente 615.000€.

De seguida, irá avaliar-se o levantamento dos custos de propostas de orçamentos em relação ao custo de construção para o mesmo edifício. Contudo, nas tabelas não estão incluídos os custos de demolição/construção; custos de acesso e movimentação das cargas; custos de estaleiro/direção

técnica etc. que, de acordo com informações fornecidas por algumas das empresas, andarão à volta de 15% a 25% do custo total da obra, sendo que para os cálculos utilizou-se 20%. Assim, pode ser calculado o peso que esta solução de reforço terá nesta construção em termos de custos, como demonstrado de seguida, para cada empresa:

Empresa 1:

$$Peso_1 = \frac{2 \times (6355,08 + 0,2 \times 6355,08)}{615000} \times 100 \approx 2,4\%$$

Empresa 2:

$$Peso_2 = \frac{2 \times (10306,16 + 0,2 \times 10306,16)}{615000} \times 100 \approx 4,0\%$$

Empresa 3:

$$Peso_3 = \frac{2 \times (4620,78 + 0,2 \times 4620,78)}{615000} \times 100 \approx 1,8\%$$

Empresa 4:

$$Peso_4 = \frac{2 \times (3700,00 + 0,2 \times 3700,00)}{615000} \times 100 \approx 1,5\%$$

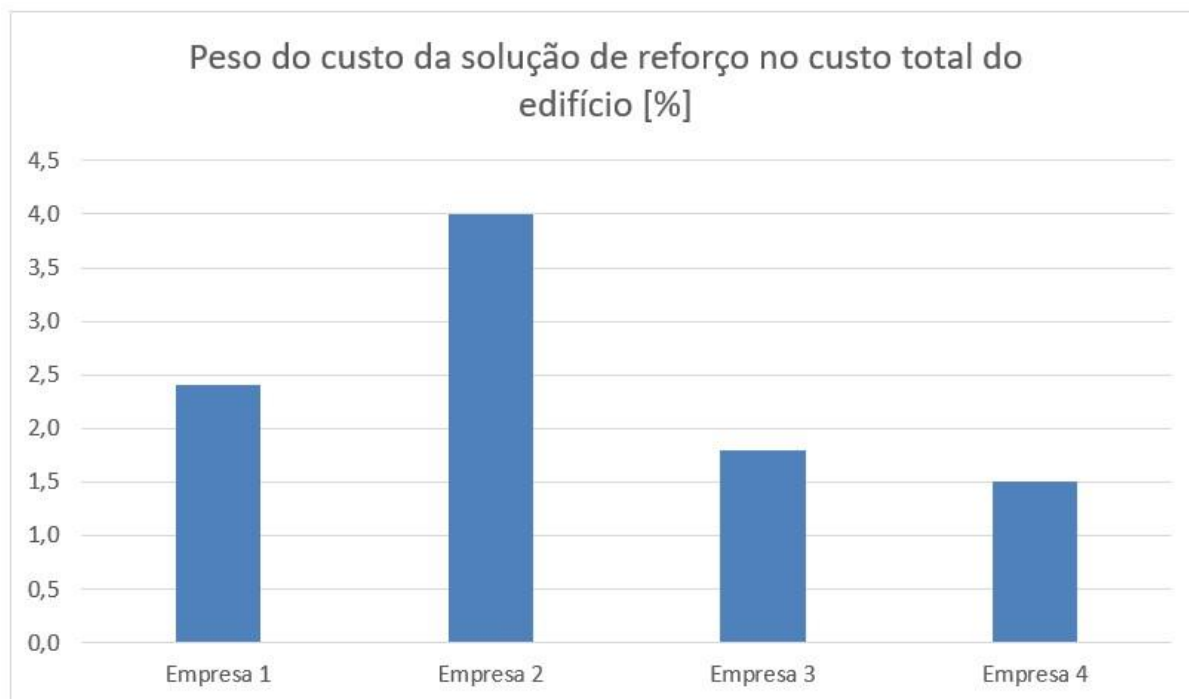


Fig. 63 – Peso do custo da solução de reforço no custo total do edifício (%)

Analisando a Fig.63, os pesos que esta solução de reforço terá nesta construção em termos de custos para cada proposta de orçamento, conclui-se que o custo da sua implementação andará no mínimo entre 2% e no máximo entre 4% do valor da construção para o caso de estudo. Uma vez que o valor da construção varia ao longo dos anos, será diferente se considerar o valor da construção de um edifício nos anos 70 e de uma construção nova. Porém, pela análise das percentagens obtidas, é de esperar que uma solução de reforço a nível global capaz de salvar vidas humanas não tenha um peso muito grande em termos de custos, pelo que será prudente afirmar que será uma opção a considerar de modo a reduzir a vulnerabilidade sísmica de uma edificação, diminuindo os danos que nela poderão ocorrer.

4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O dimensionamento do pormenor da ligação do pórtico à estrutura foi fundamental para detalhar a solução de reforço para ter uma perspetiva mais realista dos custos da implementação desta solução de num edifício. A elaboração de uma tabela em Excel (ver ANEXO 1 e 2) com todos os pormenores dos dimensionamentos realizados e o desenho em AutoCAD® (ver ANEXO 3) foram etapas fulcrais pois foram uma ferramenta de auxílio na obtenção dos orçamentos da solução. Com a análise dos orçamentos concluiu-se que os custos de implementação de uma solução de reforço global têm um peso bastante aceitável nos custos de construção de uma estrutura.

5 CONCLUSÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Pela análise dos resultados obtidos e discutidos nesta dissertação, surge a necessidade de constituir conclusões acerca do trabalho realizado. É importante ressaltar que estas conclusões devem ser restringidas ao caso de estudo analisado, ficando assim estas sujeitas ao número de análises que foi possível cumprir no tempo definido para o desenvolvimento da presente dissertação.

Conclui-se primeiramente que o estado de degradação dos edifícios de habitação portugueses, aliado a uma construção alheia às considerações antissísmicas nos regulamentos impõe neste património edificado a necessidade de intervenção. De um modo geral, a consideração de soluções de reforço como medida de redução da vulnerabilidade sísmica já é uma realidade. Contudo, é essencial a consideração de uma análise sísmica estrutural de cada edifício de modo a verificar a melhor solução a adotar, bem como avaliar a melhoria introduzida por cada opção de reforço no desempenho sísmico da estrutura.

O Capítulo 3 é apresentado o caso de estudo desta dissertação, no seguimento do Projeto de Tese [31]. Neste capítulo foi possível obter uma melhor perceção das análises usualmente realizadas para a resposta estrutural de um edifício quando este é submetido a ações que simulam a ação sísmica. Foi também importante perceber a importância da implementação de uma solução de reforço sísmico através da observação e análise de dados que traduzem uma melhoria bastante significativa em termos de resposta estrutural.

Ora, como referido no capítulo 3 este pórtico já foi previamente estudado e os elementos de contraventamento metálicos de reforço já foram, também, dimensionados por [31]. Contudo, não esquecendo o objetivo principal da dissertação, que consiste na obtenção dos custos de implementação para este reforço sísmico, a solução estudada carecia ainda de alguns pormenores fulcrais, nomeadamente na sua ligação ao pórtico de betão, para a obtenção de uma maior pormenorização para o levantamento dos custos.

Deste modo, surge o Capítulo 4 onde se procede ao dimensionamento das ligações dos elementos metálicos de contraventamento à estrutura do pórtico em betão armado. Após o dimensionamento de todos os componentes necessários e, de modo a obter uma resposta mais rigorosa por parte das empresas contactadas, foi elaborada em Excel uma tabela com os valores de todos os pormenores das ligações dimensionados (ver ANEXO 1 e 2) e foi desenhado em AutoCAD® o alçado do pórtico contemplando as soluções de reforço (ver ANEXO 3).

O processo de obtenção dos custos foi moroso, porém resultou numa tarefa bastante desafiadora pois exigiu bastante persistência e, sem ela não teria alcançado um número considerável de orçamentos, impedindo uma análise tão abrangente. Com a análise dos orçamentos obtidos foi possível perceber o peso que o custo de uma solução de reforço como esta teria no custo total de um edifício, chegando-se à conclusão que o peso é bastante aceitável.

Os custos envolvidos na implementação de uma solução de reforço sísmico são um fator importante a considerar pois, enquanto em algumas situações, o incremento do custo provocado pela introdução do reforço sísmico é facilmente absorvido pela redução do risco expectável, noutras situações o mesmo poderá não se verificar.

O desenvolvimento futuro desta dissertação deverá envolver a estimativa de perdas sísmicas médias anuais de modo a poder-se quantificar o rácio custo-benefício que permitirá avaliar de forma mais rigorosa a relevância de se investir no reforço da estrutura.

6 BIBLIOGRAFIA

- [1] M. M. L. de S. A. Ferreira, “Risco Sísmico em Sistemas Urbanos,” Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2006.
- [2] J. Woessner, D. Laurentiu, D. Giardini, and H. Crowley, “The 2013 European Seismic Hazard Model: key components and results,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 12, pp. 3553–3596, 2015.
- [3] P. R. P. da C. Lamego, *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. 2014.
- [4] LNEC, “Resistência e vulnerabilidade sísmica dos edifícios,” 2005. [Online]. Available: <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>. [Accessed: 10-Oct-2019].
- [5] R. da S. Vicente, “Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana. Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado,” 2008.
- [6] M. J. da R. Codices, “Viabilidade do reforço sísmico de um edifício de pequeno porte em alvenaria de pedra ordinária,” p. 140, 2015.
- [7] R. Mills, “Designing for earthquakes,” *Comput. Eng.*, vol. 12, no. 5, 1993.
- [8] RGEU, “Regulamento Geral das Edificações Urbanas, Dec. 38382 de 7/8/1951.” 1951.
- [9] RSCCS, “Regulamento de Segurança de Construções Contra os Sismos, Dec. 41658 de 31/5/1958,” *31 de Maio*. 1958.
- [10] RSEP, “Regulamento de Solicitações em Edifício e Pontes, Dec. 44041 de 18/11/1961.” 1961.
- [11] REBA, “Regulamento de Estruturas de Betão Armado, Dec. 47723 de 20/5/1967.” pp. 1095–1130, 1967.
- [12] RSA, “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.” *DL 235/83 de 31 de Maio e DL 357/85 de 2 de Setembro*. 1983.
- [13] REBAP, “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado Dec. Lei 349-C/83 de 30/7/1983.” 1983.
- [14] IPQ.(b), “NP EN 1993-1-8, Eurocódigo 3 - Projecto de aço. Parte 1-8: Projecto de Ligações,” *Inst. Port. da Qual.*, 2010.
- [15] J. Appleton, “Reforço Sísmico de Estruturas de Betão,” pp. 1–28, 2008.
- [16] Diário da República, “Portaria n.º 302/2019,” *Diário da República*, p. 134, 2019.
- [17] INE, “Parque Habitacional em Portugal : Evolução na última década,” *Destaque Informação à Comun. Soc.*, pp. 1–10, 2012.
- [18] J. Domingues, “Avaliação do efeito das paredes de enchimento no comportamento dinâmico de edifícios de betão armado Julien Domingues Avaliação do efeito das paredes de enchimento no comportamento dinâmico de edifícios de betão armado,” 2013.
- [19] H. Varum, A.G.Costa, and A.Pinto, “Reforço Sísmico Do Património Edificado Em,” vol. 80, no. January 2015, pp. 487–510, 2002.

- [20] H. Varum, "Reforço sísmico," *Arte&Construção*. pp. 48–55, 2008.
- [21] D. D. Ayala and R. Evans, "The Kocaeli , Turkey Earthquake of 17 August 1999," *Earthquake*, vol. 44, no. February 2003, 1999.
- [22] Fema 274, "NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *Fed. Emerg. Manag. Agency, Washington, DC, Dev. by Appl. Technol. Counc.*, no. October, 1997.
- [23] T. Paulay, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. 1992.
- [24] L. T. Guevara-Perez, "Soft Story and Weak Story in Earthquake Resistant Design : A Multidisciplinary Approach," *Proc. 15th World Conf. Earthq. Eng. - WCEE*, pp. 518–519, 2012.
- [25] M. Saatcioglu, D. Mitchell, R. Tinawi, N. J. Gardner, and A. G. Gillies, "The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake - Damage to structures," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 28, no. 4, pp. 715–737, 2001.
- [26] D. F. M. Faustino, "Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos de Betão Armado," 2012.
- [27] R. Manuel, C. Gil, P. Alexandre, and L. De Figueiredo, "Metodologias empíricas para a previsão dos efeitos da liquefação induzida por sismos em fundações," 2013.
- [28] M. N. Fardis, *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: based on EN-Eurocode 8 (Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering)*. 2009.
- [29] H. Varum, "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings," 2003.
- [30] M.-R. M. E. Enrique, *Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures*. 1993.
- [31] R. E. F. Moreira, "Seismic risk reduction of reinforced concrete buildings retrofitted with steel braces," 2018.
- [32] C. M. C. Azevedo, J. M. C. Rodrigues, J. R. M. M. tos Carvalho, and L. M. C. S. da S. Santos, "Ação Sísmica sobre Edifícios," 2011.
- [33] J. Appleton, J. N. D. A. Silva, and C. Martins, "A utilização de um novo sistema de dissipadores e cabos de pré-esforço para protecção sísmica de edifícios," pp. 2–8, 2002.
- [34] J. Appleton and A. Gomes, "Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores," *Rev. Port. Eng. Estruturas*, no. 41, pp. 15–20, 1997.
- [35] L. Juvandes, "Materiais Compósitos Reforçados com Fibras, FRP," p. 76, 2002.
- [36] C. Chastre, "Materiais e tecnologias de reforço de estruturas de betão- potencialidade e limitações," *Congr. Latinoam.*, pp. 1–10, 2014.
- [37] A. F. Salvado and A. C. Manso, "Avaliação Económica de Trabalhos de Construção," p. 2012, 2012.
- [38] IPQ, "NP EN 1998-3, Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios," *Inst. Port. da Qualidade.*, 2010.
- [39] IPQ.(a), "NP EN 1993-1-1, Eurocódigo 3 -Projecto de estruturas de aço - Part 1-1: Regras Gerais e regras para edifícios.," *Inst. Port. da Qualidade.*, 2010.
- [40] IPQ.(c)., "NP EN 1998-1, Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras Gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.," *Inst. Port. da Qualidade.*, 2010.
- [41] A. M. C. Araújo, "Estudo do comportamento de ligações metálicas entre perfis tubulares e chapas de gousset," 2012.
- [42] G. Martinez-Saucedo and J. A. Packer, "Final Report To CIDECT on Programme 8G: Slotted end connections to hollow sections," no. August, 2006.

- [43] J. J. R. Cheng and G. L. Kulak, "Gusset Plate Connection to Round HSS Tension Members," 2000. [Online]. Available: <https://www.yumpu.com/en/document/read/12031534/gusset-plate-connection-to-round-hss-tension-members>. [Accessed: 05-Nov-2019].
- [44] W. S. Easterling and L. G. Giroux, "Shear lag effects in steel tension members," *Eng. J.*, vol. 30, no. 3, pp. 77–89, 1993.
- [45] S. A. Oosterhof and R. G. Driver, "Performance of the Unified Block Shear Equation for Common Types of Welded Steel Connections," *Eng. Journal, Vol. 2nd Quarter*, pp. 77-92., 2011, doi: 10.1061/9780784479117.097.
- [46] CIDECT, *Design guide 1 FOR CIRCULAR HOLLOW SECTION (CHS) JOINTS UNDER PREDOMINANTLY STATIC LOADING*. 2008.
- [47] CHAGAS, "Tubos e Acessórios de Soldar." 2015.
- [48] A. Astaneh-Asl, "Seismic behavior and design of gusset plates for braced frames," *Steel tips*, no. December, 1998.
- [49] S. D. P. M. Marques, "Dimensionamento de bases rígidas de pilares metálicos segundo o EUROCÓDIGO 3," p. 111, 2013.
- [50] SCI, *Joints in Steel Construction: Moment-Resisting Joints To Eurocode 3*. 2013.
- [51] E. D. S. Caetano, "Construções metálicas," 2006.

ANEXOS

ANEXO.1. DETALHES DAS DIMENSÕES DA CHAPA *GOUSSET*

Gousset (S275)+Tubo(CHSH 88.9x3.2 / CHSH 139.7X3.6)					
Alinhamento 1-1		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=300
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=519.951mm		A=245.636
			L6=30.6085mm		B=480.465
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 1-2		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=300
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=519.951mm		A=245.636
			L6=30.6085mm		B=480.465
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 1-3		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=300
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=519.951mm		A=245.636
			L6=30.6085mm		B=480.465
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 1-4		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=300
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	t=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=519.951mm		A=245.636
			L6=30.6085mm		B=480.465
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 1-5		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=250
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=569.95		A=242.69
			L6=33.55		B=530.46
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					

Alinhamento 1-6		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=250
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=569.95		A=242.69
			L6=33.55		B=530,46
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 1-7		Gousset	L1=83.855mm	Lw=115	C=250
Tubo	88.9x3.2		L2=103.864mm	Lb=145	D=250
			L3=77.22mm	tch=6	a=3.2
			L4=45.2816mm		b=139.7
			L5=460.304		A=160.622
			L6=27.097		B=428.366
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 1-8		Gousset	L1=83.855mm	Lw=115	C=250
Tubo	88.9x3.2		L2=103.864mm	Lb=145	D=250
			L3=77.22mm	tch=6	a=3.2
			L4=45.2816mm		b=139.7
			L5=460.304		A=160.622
			L6=27.097		B=428.366
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 2-1		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=100
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=719.956mm		A=226,86
			L6=42.382mm		B=658.21
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 2-2		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=100
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=719.956mm		A=233.86
			L6=42.382mm		B=680.465
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 2-3		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=100
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=719.956mm		A=233.86
			L6=42.382mm		B=680.465
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					
Alinhamento 2-4		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=100
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=719.956mm		A=233.86
			L6=42.382mm		B=680.465
Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm					

Alinhamento 2-5		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=100
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=719.956mm		A=233.86
			L6=42.382mm		B=680.465
		Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm			
Alinhamento 2-6		Gousset	L1=129.258mm	Lw=183	C=100
Tubo	139.7x3.6		L2=146.986mm	Lb=213	D=250
			L3=109.285mm	tch=7	a=3.6
			L4=69.799mm		b=139.7
			L5=719.956mm		A=233.86
			L6=42.382mm		B=680.465
		Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm			
Alinhamento 2-7		Gousset	L1=83.855mm	Lw=115	C=100
Tubo	88.9x3.2		L2=103.864mm	Lb=145	D=250
			L3=77.22mm	tch=6	a=3.2
			L4=45.2816mm		b=139.7
			L5=610.30		A=151.789
			L6=35.93		B=578.366
		Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm			
Alinhamento 2-8		Gousset	L1=83.855mm	Lw=115	C=100
Tubo	88.9x3.2		L2=103.864mm	Lb=145	D=250
			L3=77.22mm	tch=6	a=3.2
			L4=45.2816mm		b=139.7
			L5=610.30		A=151.789
			L6=35.93		B=578.366
		Cordão de soldadura do tubo a chapa 3mm			

ANEXO.2. DETALHES DAS DIMENSÕES DA CHAPA DE TOPO

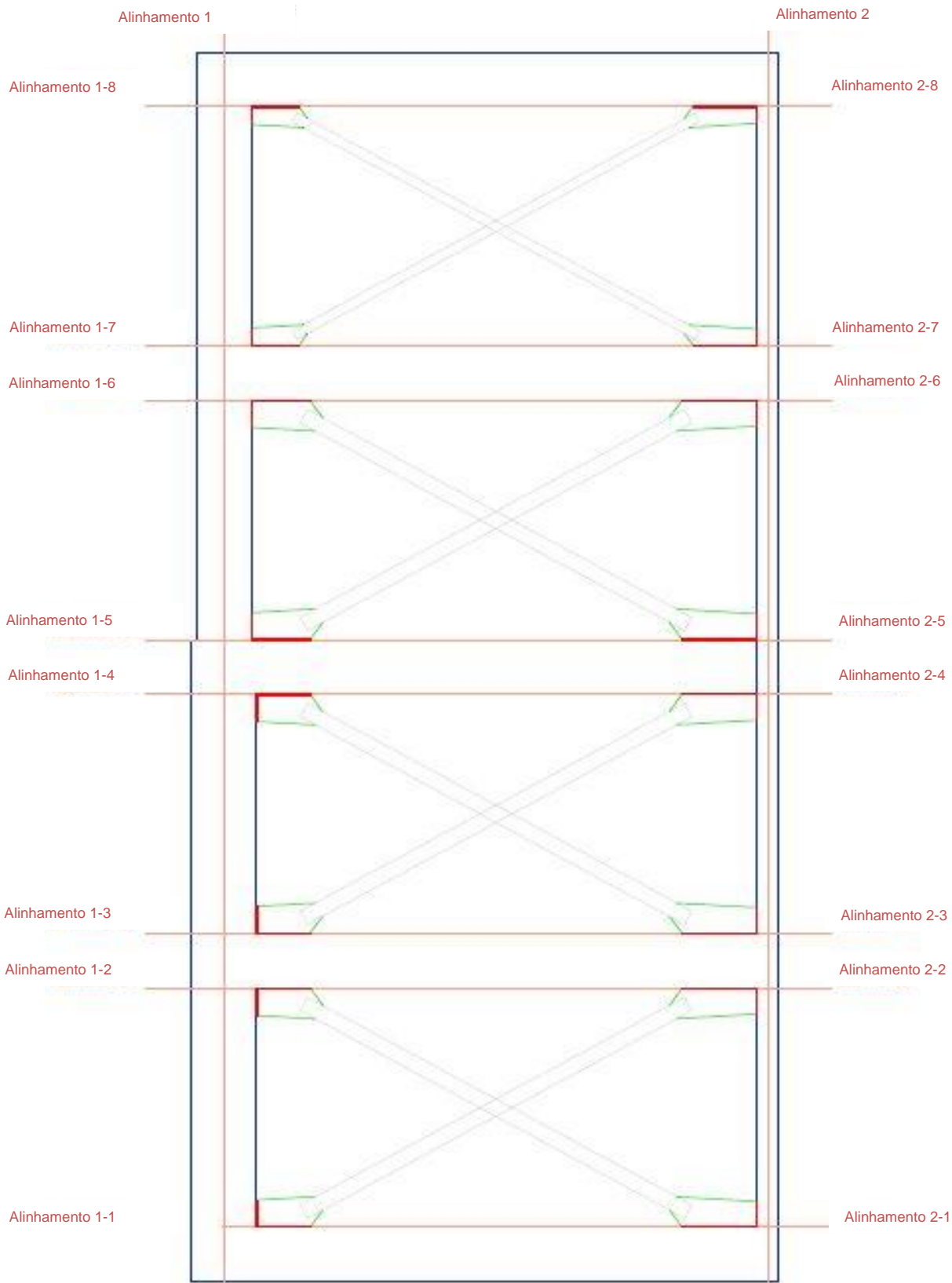
Chapa topo união ao pilar		Chapa topo união à viga	
S275		S275	
h=altura (mm) p=profundidade (mm) tp,pilar=espessura (mm)		c=comprimento (mm) p=profundidade (mm) tp,viga=espessura (mm)	
Varão roscado (bucha química) Classe 5.6		Varão roscado (bucha química) Classe 5.6	
Cordão de soldadura das duas chapas 4mm			
Alinhamento 1-1	Chapa união ao pilar	h=245.64 p=250 tp,pilar=13	Chapa união a viga
	Varão roscado	4M27	c=480.47 p=250 tp,viga=7
			8M16
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm			
Alinhamento 1-2	Chapa união ao pilar	h=245.64 p=250 tp,pilar=13	Chapa união a viga
	Varão roscado	4M27	c=480.47 p=250 tp,viga=7
			8M16
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm			
Alinhamento 1-3	Chapa união ao pilar	h=245.64 p=250 tp,pilar=13	Chapa união a viga
	Varão roscado	4M27	c=480.47 p=250 tp,viga=7
			8M16
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm			
Alinhamento 1-4	Chapa união ao pilar	h=245.64 p=250 tp,pilar=13	Chapa união a viga
	Varão roscado	4M27	c=480.47 p=250 tp,viga=7
			8M16
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm			
Alinhamento 1-5	Chapa união ao pilar	h=242.69 p=250 tp,pilar=13	Chapa união a viga
	Varão roscado	4M27	c=530.46 p=250 tp,viga=7
			8M12
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm			
Alinhamento 1-6	Chapa união ao pilar	h=242.69 p=250 tp,pilar=13	Chapa união a viga
	Varão roscado	4M27	c=530.46 p=250 tp,viga=7
			8M12
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm			

Alinhamento 1-7	Chapa união ao pilar	h=160.62 p=250 tp,pilar=10	Chapa união a viga	c=428.37 p=250 tp,viga=5
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	6M10
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				
Alinhamento 1-8	Chapa união ao pilar	h=160.62 p=250 tp,pilar=10	Chapa união a viga	c=428.37 p=250 tp,viga=5
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	6M10
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				
Alinhamento 2-1	Chapa união ao pilar	h=226.86 p=250 tp,pilar=8	Chapa união a viga	c=658.21 p=250 tp,viga=5
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	16M10
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				
Alinhamento 2-2	Chapa união ao pilar	h=233.86 p=250 tp,pilar=6	Chapa união a viga	c=680.47 p=250 tp,viga=5
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	16M10
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				
Alinhamento 2-3	Chapa união ao pilar	h=233.86 p=250 tp,pilar=6	Chapa união a viga	c=680.47 p=250 tp,viga=5
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	16M10
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				
Alinhamento 2-4	Chapa união ao pilar	h=233.86 p=250 tp,pilar=6	Chapa união a viga	c=680.47 p=250 tp,viga=5
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	16M10
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				
Alinhamento 2-5	Chapa união ao pilar	h=233.86 p=250 tp,pilar=6	Chapa união a viga	c=680.47 p=250 tp,viga=5
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	16M10
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				
Alinhamento 2-6	Chapa união ao pilar	h=233.86 p=250 tp,pilar=6	Chapa união a viga	c=680.47 p=250 tp,viga=5
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	16M10
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				
Alinhamento 2-7	Chapa união ao pilar	h=151.81 p=250 tp,pilar=10	Chapa união a viga	c=578.366 p=250 tp,viga=4
	Varão roscado	4M20	Varão roscado	12M8
Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm				

Alinhamento 2-8	Chapa união ao pilar	h=151.81	Chapa união a viga	c=578.366
		p=250		p=250
		tp,pilar=10		tp,viga=4
	Varão roscado	4M20		12M8
	Cordão de soldadura do gousset às duas chapas 4mm			

ANEXO.3. DETALHE DO ALÇADO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO EM AUTOCAD®

ANEXO.3.1 ALÇADO DO PÓRTICO COM AS SOLUÇÕES DE REFORÇO



ANEXO.3.2 PORMENOR DO PISO DO ALINHAMENTO DIMENSIONADO NO CAPÍTULO 3

