



ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia



Projeto de reforço de um edifício de habitação.

PEDRO MIGUEL DA SILVA FERNANDES

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização de Estruturas

Orientador:

Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego

Junho de 2016

À minha mãe.

*“The value of life can be measure by how many
times your soul has been deeply stirred”*

Soichiro Honda

Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de agradecer à Doutora Paula Lamego pela sua disponibilidade, e prontidão em transmitir os seus conhecimentos, sem eles não seria possível construir este mesmo trabalho.

Gostaria de igualmente de agradecer à S.T.A. DATA, em especial ao Engenheiro Davide Seni, pela total disponibilidade em facultar a licença do programa 3Muri, e também pela total prontidão em resolver os mais variados problemas que foram surgindo, durante a construção do modelo e posteriormente na análise dos resultados obtidos.

Um agradecimento especial à minha mãe, que sem ela nada disto seria possível, apesar das dificuldades sempre esteve presente com uma palavra de incentivo. Este mesmo trabalho serve-lhe de homenagem por todos os sacrifícios que ela mesma fez, ao longo da vida, para que fosse possível concretizar mais esta etapa da minha vida.

Ao meu irmão, sempre presente quando necessário com um ombro amigo.

À minha namorada com o apoio incondicional, que sempre acreditou, sempre apoio apesar das dificuldades e da falta de tempo para ambos da minha parte, obrigado por tudo.

Ao Flávio Lucas, Eduardo Rico e Sara Gois, sem a vossa companhia e ajuda nas noitadas de trabalho e de estudo no ISEL, era completamente impossível chegar até onde cheguei.

Ao grupo dos “Fixes”, José Cardoso, João Lopes e Patrícia Calado, companhia incondicional em todo o Mestrado, muitas horas juntos, mas, no final valeu bem a pena, todas as desavenças, todas as noites mal dormidas, mas principalmente todas as palhaçadas que sem elas, era completamente impossível levar todos os trabalhos realizados a bom porto.

Ao “Salgadinho”, Inês Lampreia, Paulo Santos e ao mais pequeno rebento “Sportinguista” Gabriela, que sempre estiveram presentes quando foi preciso dar aquela palavra de incentivo.

Projeto de reforço de um edifício de habitação

A todos os que me acompanharam pela Licenciatura, em especial ao Bruno Laruça, sempre presente nas noites árduas de estudo.

Queria por ultimo agradecer a todo o resto da família e amigos, que por muito pouco que tenham contribuído, este trabalho também vos pertence.

Resumo

O parque habitacional em Portugal Continental possui uma quantidade significativa de edifícios antigos, nomeadamente os edifícios designados de “placa”, constituídos por paredes em alvenaria e pavimentos em betão, que apresentam fraca resistência à ação sísmica e dos quais existe muito pouca informação sobre o seu sistema construtivo. Existem no mercado várias soluções para reforço estrutural destes edifícios, mas nem todas são técnica e economicamente viáveis. Assim, é essencial a elaboração de um estudo que permita verificar a viabilidade técnica de cada solução ou soluções de reforço aplicadas a fim de se avaliar corretamente se as escolhas para o reforço são adequadas e se melhoram de forma considerável a resposta do edifício face à ação sísmica.

Neste trabalho são apresentadas as características construtivas de um edifício de “placa”, bem como algumas das técnicas possíveis de utilizar para o seu reforço sísmico. A vulnerabilidade sísmica do edifício é verificada, a partir de uma análise estática não linear (*análise pushover*) e recorrendo à metodologia mecanicista norte-americana FEMA & NIBS, alterada de acordo com a regulamentação europeia e com a realidade dos sistemas construtivos dos edifícios nacionais.

Aplicaram-se algumas técnicas de reforço sísmico ao modelo numérico do edifício em estudo e verificou-se o seu desempenho sísmico tendo em conta as duas ações sísmicas de referência do regulamento europeu previstas para o território português. Verificou-se que os danos sísmicos para o edifício em estudo são elevados para a ação sísmica tipo 1 (Sismo próximo), tendo uma grande probabilidade de ocorrência de dano elevado e colapso. As técnicas de reforço analisadas foram: Reboco armado, tirante passivo, fibras de carbono, e viga de contraventamento. Destas, as que apresentaram melhores resultados foram: Reboco armado e a conjugação das fibras de carbono com a viga de contraventamento.

Finalmente, foi realizada uma análise comparativa da viabilidade técnica e económica de cada uma das soluções de reforço aplicadas, o que permitiu identificar qual das soluções escolhidas tem a melhor relação custo/benefício.

Projeto de reforço de um edifício de habitação

Ao longo do trabalho é descrita e exemplificada a metodologia desenvolvida para as finalidades pretendidas, sobretudo no que respeita à análise da vulnerabilidade sísmica do edifício, à obtenção de valores de custos de trabalhos em edifícios existentes a partir de bases de dados nacionais, e por último à quantificação da eficiência económica e do desempenho das soluções de reforço sísmico.

Palavras-chave: Reforço estrutural; Análise Pushover; Edifícios de “placa”; Vulnerabilidade sísmica; Viabilidade do reforço.

Abstract

The stock housing in mainland Portugal includes a significant number of old buildings, namely the “plate” buildings consisting of masonry walls and concrete floors, with low resistance to earthquakes, in addition to the fact that there is little information about their constructive system. There are several solutions for the structural reinforcement of these buildings, but not all of them are technically and economically feasible. Therefore, it is essential the development of studies to check the technical viability of each in order to evaluate whether the choices made for reinforcement are appropriate and improve the building response to seismic actions.

This work presents some characteristics of “plate” buildings and possible techniques to their seismic reinforcement. The seismic vulnerability of a medium-height residential building is verified from a non-linear static analysis (pushover analysis) with the application of using the American FEMA&NIBS mechanistic methodology, modified in accordance with European regulations and also with the reality of Portuguese building.

Some seismic reinforcement techniques were simulated at the numerical model of the analyzed building and the seismic performance verified, taking into account the two seismic actions referred to European regulations for Portuguese territory. It was observed that the higher seismic damage to the studied building is from the “near” scenario of the seismic, with a large probability of collapse and high damage. The reinforcement techniques analyzed were reinforced concrete, passive tie, carbon fiber and bracing beam, with the best results from the reinforced concrete and from a combination of carbon fibers with bracing beam.

Finally, a comparative analysis will be carried out as regards the technical and economic viability of each reinforcement solution simulated, which will make it possible to identify the solution with the best cost/benefit ratio.

The developed methodology is described and exemplified throughout the work, particularly the seismic vulnerability analysis, the national rehabilitation costs and the quantification of the economic efficiency and performance of the solutions for seismic reinforcement.

Key words: Structural strengthening; Pushover analysis; “plate” buildings; Seismic vulnerability; reinforcement Viability.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Motivação e enquadramento.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Organização do trabalho	2
2	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA.....	3
2.1	Introdução	3
2.2	Metodologia adotada na análise.....	3
2.2.1	Obtenção da curva de capacidade	4
2.2.2	Conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade.....	6
2.2.3	Construção das curvas de fragilidade.....	8
2.2.4	Análise do desempenho sísmico de um edifício	10
2.2.5	Definição dos valores característicos de um edifício	15
2.3	Análise do edifício original	16
2.3.1	Descrição do edifício.....	16
2.3.2	Avaliação sísmica e tratamento de resultados.....	24
2.3.3	Análise do desempenho do edifício	30
2.3.4	Análise dos danos no edifício antes da aplicação de reforços	33
2.4	Análise do edifício reforçado.....	34
2.4.1	Aplicação de reboco armado.....	34
2.4.2	Introdução de tirante passivo.....	42
2.4.3	Reforço com laminados de fibra de Carbono (Sistemas CFRP).....	45
2.4.4	Viga de contraventamento	55
2.4.5	Soluções conjuntas de reforço	61

Projeto de reforço de um edifício de habitação

2.4.6	Análise comparativa das soluções.....	72
2.5	Estimativa de custos e viabilidade económica.....	74
2.5.1	Reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz.....	75
2.5.2	Viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada principal.....	80
2.5.3	Viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz.....	85
2.6	Considerações finais sobre os reforços aplicados.....	90
3	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS.....	93
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	97
	ANEXO A: PROJETO ORIGINAL.....	99
	APÊNDICE A: PROJETO DE REFORÇO.....	101
	APÊNDICE B: FICHAS DE CUSTO.....	103
B.1	Picagem de reboco de argamassa de parede exterior, com recurso a meios mecânicos.....	105
B.2	Picagem de reboco de cal de parede interior, com recurso a meios mecânicos.....	106
B.3	Limpeza de superfície com jato de água.....	107
B.4	Limpeza de superfície com escova.....	108
B.5	Aplicação de reboco armado com rede electrossoldada 6x6x0,6mm, e 0,05m de espessura no exterior.....	109
B.6	Aplicação de reboco armado com rede electrossoldada 6x6x0,6mm, e 0,05m de espessura no interior.....	110
B.7	Varão de aço inoxidável sobre alvenaria de tijolo cerâmico ($\phi=20\text{mm}$).....	111
B.8	Montagem e desmontagem de cofragem em pinho para viga.....	112
B.9	Fornecimento e aplicação de betão C20/25.....	113
B.10	Fornecimento e aplicação de armadura em aço A400NR para viga.....	114

B.11 Aplicação de reforço em carbono	115
B.12 Preenchimento e reparação de fissuras.....	116
B.13 Limpeza mecânica com projeção controlada a seco de abrasivos	117
B.14 Abertura em parede de alvenaria	118

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Definição e representação de uma curva de capacidade [ATC, 1996].....	5
Figura 2.2- Curva de capacidade de um edifício e correspondente curva de capacidade bilinear [3Muri, 2013].....	6
Figura 2.3 – Esquema representativo da conversão de um sistema MDOF em um sistema SDOF [Lamego, 2014].....	6
Figura 2.4 - Exemplo de espectro de capacidade de um edifício	8
Figura 2.5 - Exemplo de curvas de fragilidade em função do deslocamento espectral, adaptado de [Lamego, 2014].....	9
Figura 2.6 - Forma do espectro de resposta elástica - EC8 [IPQ, 2010].....	13
Figura 2.7 - Determinação do deslocamento-alvo do sistema SDOF equivalente [Bento <i>et al.</i> , 2004].....	13
Figura 2.8 - Exemplo de determinação da probabilidade de excedência de cada estado de dano com base nas curvas de fragilidade do edifício.....	15
Figura 2.9 – Localização do edifício de estudo	16
Figura 2.10 - Localização do edifício de estudo (Planta original).....	16
Figura 2.11 - Alçado principal.....	18
Figura 2.12 - Alçado posterior	18
Figura 2.13 – Planta de arquitetura do piso semi-enterrado.....	18
Figura 2.14 – Planta de arquitetura do R/c (esq.) e dos restantes pisos (dirt.)	19
Figura 2.15 - Planta de estabilidade do piso semi-enterrado	19
Figura 2.16 - Planta de estabilidade do R/c (esq.) e dos restantes pisos (dirt.).....	20
Figura 2.17 - Representação da divisão de uma parede em macro elementos [S.T.A.DATA, 2009].....	21
Figura 2.18- Esquema representativo do pórtico equivalente [S.T.A.DATA, 2009]	21

Figura 2.19 - Comportamento de um pavimento rígido (esq.) e flexível (dir.) [S.T.A.DATA, 2009].....	22
Figura 2.20 - Modelo do edifício em estudo	22
Figura 2.21 - Estrutura em betão e paredes em alvenaria.....	23
Figura 2.22 - Estrutura em betão.....	23
Figura 2.23 - Curvas de capacidade bilineares do edifício	24
Figura 2.24 - Espectro de capacidade para cada uma das direções e sentidos.....	27
Figura 2.25 - Curva de fragilidade, correspondente ao limite de dano ligeiro, segundo a direção X ⁺	30
Figura 2.26 - Curvas de fragilidade segundo a direção X ⁺	30
Figura 2.27 - Danos totais no edifício (esq.) perspetiva do alçado principal; (dir.) perspetiva alçado de tardoz	33
Figura 2.28 – Exemplo de fixação de malha ao paramento através de grampos, para posterior aplicação de reboco (EN 114 – Pontão do Monte da Barca, H. Tecnic – Construções Lda)	35
Figura 2.29 - Pormenor de conectores (Planirest Construções Lda).....	35
Figura 2.30 - Esquema da execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal.....	36
Figura 2.31 – Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.).....	37
Figura 2.32 - Esquema da execução de reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz.....	38
Figura 2.33 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.).....	39

Figura 2.34 - Esquema da execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e tardoaz.....	40
Figura 2.35 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas de tardoaz e principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.).....	41
Figura 2.36 - Diferentes vistas de tirantes passivos (Reabilitação do Castelo de Viana do Alentejo, Planirest Construções Lda).	42
Figura 2.37 - Fachada de um edifício com chapas de ancoragem de tirantes (Planirest Construções Lda)	42
Figura 2.38 - Esquema de introdução do tirante ao nível do pavimento do rés-do-chão (esq.), 2º andar (meio) e cobertura (dirt.) em uma parede interior segundo a direção X	43
Figura 2.39 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com tirante passivo, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.).....	44
Figura 2.40 - Aplicação da resina (esq.), aplicação da fibra de carbono numa laje (dirt.)	45
Figura 2.41 - Colocação de arcos pré-fabricados de CFRP (esq.), aspeto final dos arcos já preenchidos com betão (dirt.) [Universidade de Maine / AEWC].....	46
Figura 2.42 - Configurações geométricas do reforço ao corte com CFRP [Barros, Abril 2004].....	47
Figura 2.43 – Características geométricas das faixas de CFRP necessárias para o cálculo do esforço transversal resistente [Barros, Abril 2004]	48
Figura 2.44 - Esquema representativo da introdução do reforço de CFRP, nas vigas da fachada principal	50
Figura 2.45 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com carbono nas vigas da fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)	51

Projeto de reforço de um edifício de habitação

Figura 2.46 - Esquema representativo da introdução do reforço de CFRP, nas vigas da fachada de tardoz	52
Figura 2.47 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com carbono nas vigas da fachada de tardoz, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)	52
Figura 2.48 - Esquema representativo da introdução do reforço de CFRP, nas vigas das fachadas principal (esq.) e de tardoz (dirt.)	54
Figura 2.49 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com carbono nas vigas das fachadas principal e de tardoz, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.).....	54
Figura 2.50 - Localização dos pórticos.....	56
Figura 2.51 - Pormenor da viga de contraventamento	56
Figura 2.52 - Esquema representativo da introdução do reforço da viga de contraventamento na fachada principal	57
Figura 2.53 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)	57
Figura 2.54 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento do rés-do-chão (esq.),2 piso (meio) e cobertura (dirt.) em uma parede interior segundo a direção X	58
Figura 2.55 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)	59
Figura 2.56 - Esquema de introdução das vigas de contraventamento ao nível do pavimento do rés-do-chão (esq.),2 piso (meio) e cobertura (dirt.) na fachada principal e numa parede interior segundo a direção X.....	60

Figura 2.57 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento na fachada principal e numa parede interior, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.) 60

Figura 2.58 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento em cada piso, e do reboco armado na fachada principal, rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.) 62

Figura 2.59 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento e reboco armado na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.) 62

Figura 2.60 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento em cada piso em uma parede interior segundo a direção X, e do reboco armado na fachada principal, rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.) 63

Figura 2.61 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior e reboco armado na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.) 64

Figura 2.62 - Esquema de introdução do reforço de fibra de carbono nas vigas, e reboco armada na fachada principal 65

Figura 2.63 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com fibra de carbono nas vigas e reboco armado na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.) 66

Figura 2.64 - Esquema de introdução do reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz, e reboco armada na fachada principal 67

Figura 2.65 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz e reboco armado na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.) 68

Figura 2.66 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento em cada piso em uma parede interior segundo a direção (X), e do reforço das vigas da fachada principal com fibra de carbono, rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.) 69

Projeto de reforço de um edifício de habitação

Figura 2.67 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior e fibra de carbono nas vigas da fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.).....	69
Figura 2.68 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento de cada piso em uma parede interior segundo a direção X, e do reforço das vigas da fachada de tardoz com fibra de carbono, rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.).....	70
Figura 2.69 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior e fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.).....	71
Figura 2.70-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação de reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz.....	76
Figura 2.71-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação de reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz (cont.)	77
Figura 2.72-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação do reforço em reboco armado na fachada de tardoz	82
Figura 2.73-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação do reforço em reboco armado na fachada de tardoz (cont.)	83
Figura 2.74-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação do reforço em reboco armado na fachada de tardoz	87
Figura 2.75-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação do reforço em reboco armado na fachada de tardoz (cont.)	88

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades mecânicas da alvenaria	23
Tabela 2.2 - Propriedades mecânicas do betão	24
Tabela 2.3 - Propriedades mecânicas do aço	24
Tabela 2.4 - Valores obtidos da análise modal.....	25
Tabela 2.5 - Valores obtidos da análise pushover	26
Tabela 2.6 - Valores médios do deslocamento espectral	28
Tabela 2.7 - Valores do desvio-padrão para cada um dos limites de dano	28
Tabela 2.8 - Valores estimados para o deslocamento-alvo	31
Tabela 2.9 - Probabilidade de ocorrência dos estados de dano (%)	32
Tabela 2.10 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal reforçada com reboco armado	38
Tabela 2.11 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada de tardoz reforçada com reboco armado	40
Tabela 2.12 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal e de tardoz reforçada com reboco armado.....	41
Tabela 2.13 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal e de tardoz reforçada com reboco armado.....	44
Tabela 2.14 - Valores do coeficiente de redução [Barros, Abril 2004].....	47
Tabela 2.15 - Características mecânicas do laminado de carbono da marca SIKA	49
Tabela 2.16 -Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal reforçada com CFRP	51
Tabela 2.17 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada de tardoz reforçada com CFRP	53

Projeto de reforço de um edifício de habitação

Tabela 2.18 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal e de tardoz reforçadas com CFRP.....	55
Tabela 2.19 - Verificação da segurança do edifício, com a viga de contraventamento situada na fachada principal.....	58
Tabela 2.20 - Verificação da segurança do edifício, com a viga de contraventamento situada em uma viga interior.....	59
Tabela 2.21 - Verificação da segurança do edifício, com a viga de contraventamento situada na fachada principal e numa parede interior	61
Tabela 2.22 - Verificação da segurança do edifício, com a introdução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e aplicação de viga de contraventamento na fachada principal	63
Tabela 2.23 - Verificação da segurança do edifício, com a introdução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e aplicação de viga de contraventamento numa parede interior segundo a direção X.....	65
Tabela 2.24 - Verificação da segurança do edifício, com a Introdução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e reforço em de fibra de carbono nas vigas da fachada principal	66
Tabela 2.25 - Verificação da segurança do edifício, com a Introdução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e reforço em de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz.....	68
Tabela 2.26 - Verificação da segurança do edifício, com a Introdução de viga de contraventamento numa parede interior segundo (X), e aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada principal.....	70
Tabela 2.27 - Verificação da segurança do edifício, com a Introdução de viga de contraventamento numa parede interior segundo (X), e aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz	72
Tabela 2.28 – Análise comparativa da viabilidade das soluções propostas para o edifício em estudo.....	73

Tabela 2.29 - Ficha de custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, aplicado na face exterior da fachada de tardoz, incluindo conectores em toda a espessura da parede	75
Tabela 2.30 - Ficha de custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, aplicado na face interior da fachada de tardoz.....	75
Tabela 2.31 - Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade para o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz	77
Tabela 2.32 - Probabilidades de dano para cada direção e sentidos principais e respetivo custo de reparação do dano sísmico, com o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz	78
Tabela 2.33 - Relação entre custos e benefícios para a fachada de tardoz reforçada com reboco armado	79
Tabela 2.34 - Ficha de custo composto: Execução da viga de contraventamento numa parede interior segundo (X)	80
Tabela 2.35 - - Ficha de custo composto: Execução do reforço em carbono nas vigas da fachada principal	80
Tabela 2.36 - Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e a aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada principal	83
Tabela 2.37 - Probabilidades de dano para cada direção e sentidos principais, para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e a aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada principal	84
Tabela 2.38 - Relação entre custos e benefícios para a fachada de tardoz reforçada com reboco armado	84
Tabela 2.39 - Ficha de custo composto: Execução da viga de contraventamento numa parede interior segundo (X)	85
Tabela 2.40 - - Ficha de custo composto: Execução do reforço em carbono nas vigas da fachada de tardoz	86

Projeto de reforço de um edifício de habitação

Tabela 2.41 - Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e a aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz	89
Tabela 2.42 - Probabilidades de dano para cada direção e sentidos principais, para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e a aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz	89
Tabela 2.43 - Relação entre custos e benefícios para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior e fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz.....	90
Tabela 2.44 - Análise comparativa da viabilidade das soluções propostas para o edifício em estudo.....	91
Tabela 3.1 - Tabela comparativa de resultados do Reboco Armado aplicado em dois locais distintos	94

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação e enquadramento

Este tema foi escolhido devido ao contexto socio-económico vivido no país nestes últimos anos. Os trabalhos de obra nova são muito escassos, mas o edificado mais antigo necessita de trabalhos de manutenção, de conservação e de verificação da segurança estrutural.

Em Portugal a tipologia construtiva dos edifícios de “placa” encontra-se cada vez mais degradada. Ao mesmo tempo, existe muito pouca informação sobre a sua composição, o seu comportamento e principalmente a sua vulnerabilidade sísmica. Estes edifícios foram construídos em Portugal entre as décadas de 1930 e 1960 e representam cerca de 40% do parque habitacional [Lamego e Lourenço, 2012]. À data da sua construção estava em vigor o Regulamento do Betão Armado (RBA) [Diário da República Nº240/1935] de 1935, mas só em 1958 foi publicado o primeiro decreto de lei referente à ação sísmica, o Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS) [INCM, 1958]. Assim, facilmente se constata que toda e qualquer construção anterior a 1958 não teve em conta a verificação da segurança à ação sísmica.

Nos dias correntes existe muito mais informação relativamente à atividade sísmica e sua abordagem em Portugal. Simultaneamente, existe também mais conhecimento e meios para o cálculo estrutural tanto para edifícios novos como para reforço de edifícios já existentes.

Os edifícios são constituídos por paredes espessas, apresentando boa capacidade resistente a esforços de compressão, mas por outro lado, têm fraca resistência a esforços de tração, sendo estes os esforços predominantes em ações de natureza sísmica. Os edifícios de “placa” apresentam deficiências na composição das armaduras nos pilares e nas ligações entre os elementos estruturais, que não possuem amarrações [Lamego, 2014]. Esta tipologia construtiva possui uma grande vulnerabilidade, devida essencialmente à disposição dos elementos estruturais que possui.

Tendo tudo isto em conta, escolheu-se o edifício apresentado no capítulo 2 para estudo de caso deste Trabalho Final de Mestrado (TFM) devido à sua tipologia construtiva. Tal como referido anteriormente e dado o enquadramento deste edificado, justifica-se a necessidade de intervir no edifício escolhido através da elaboração de uma análise estrutural e verificação da segurança à ação sísmica e, caso necessário, proceder ao estudo de um projeto de reforço estrutural.

1.2 Objetivos

Este projeto insere-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado tendo e uma das finalidades é a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, na área de especialização de Estruturas. Tem como objetivo principal a elaboração de um projeto de reforço estrutural para um edifício de habitação da tipologia de “placa”, situado em Lisboa.

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho foi desenvolvido em 3 capítulos, sendo o primeiro capítulo respeitante à introdução, onde se procede ao enquadramento dos regulamentos sísmicos no tempo e se descrevem os objetivos e a organização deste TFM.

No capítulo 2 é feita a descrição do edifício original, tanto a nível arquitetónico como estrutural. Por outro lado é apresentada a metodologia adotada para a análise estrutural do edifício, que consiste na realização de uma análise estática não linear, vulgarmente designada por análise “*pushover*”, a modelação do edifício no programa de cálculo automático de estruturas 3Muri e a análise do seu desempenho sísmico antes e após a aplicação de diversas soluções de reforço. Por último é efetuada uma estimativa de custos para cada reforço tecnicamente viável seguida da respetiva análise de custo/benefício.

Por último, no capítulo 3, apresentam-se as principais conclusões do trabalho bem como as perspetivas futuras.

2 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

2.1 Introdução

Neste capítulo é apresentada a descrição da metodologia adotada para a análise da vulnerabilidade sísmica do edifício apresentado no capítulo 2.

A análise da vulnerabilidade sísmica do edifício foi baseada no “método do espectro de capacidade” descrito no documento ATC40 [ATC, 1996]. Este método baseia-se no princípio que a capacidade lateral resistente de um edifício pode ser estimada através da sua curva de capacidade. A curva de capacidade é posteriormente convertida em espectro de capacidade para determinação do ponto de desempenho da estrutura em estudo.

A fim de se proceder à modelação do edifício em estudo, usou-se o programa de cálculo automático 3Muri [S.T.A.DATA, 2013], posteriormente através deste mesmo programa efetuou-se a análise da vulnerabilidade sísmica do modelo construído, com e sem as soluções de reforço aplicadas.

Finalmente, é verificada a viabilidade técnica e económica das soluções consideradas que cumpriam a condição seguinte $Sd_{alvo} \leq Sd_u$, tendo-se optado por apresentar e desenvolver o projeto de reforço apresentado no capítulo 4.

2.2 Metodologia adotada na análise

A análise estrutural usada no estudo da vulnerabilidade sísmica do presente trabalho foi a análise estática não linear, designada por *pushover*. Um dos métodos usados para calcular essa mesma vulnerabilidade é o método do espectro de capacidade resistente. O método do espectro de capacidade assume o comportamento não linear da estrutura, isto é, considera que, embora o edifício possua inicialmente um comportamento linear, à medida que se incrementa a carga horizontal, este começa a apresentar um comportamento não linear (elasto-plástico e patamar de cedência).

Para ser possível o estudo do edifício como um todo é necessário escolher um ponto de controlo/referência, a fim de se efetuar o registo do seu deslocamento aquando dos sucessivos incrementos da carga horizontal. Este ponto, situado normalmente no topo do edifício, reproduzirá o comportamento do edifício como um todo quando sujeito às ações horizontais, mais concretamente ações de natureza sísmica.

A metodologia adotada no presente trabalho para a determinação do ponto de desempenho da estrutura está descrita mais detalhadamente na tese de doutoramento [Lamego,2014] e compreende os seguintes pontos:

1. Obtenção da curva de capacidade, através da análise “pushover”;
2. Conversão da curva de capacidade num espectro de capacidade tendo em conta a metodologia apresentada no ATC40 [ATC, 1996];
3. Construção das curvas de fragilidade do edifício de acordo com a metodologia descrita em HAZUS [FEMA, 2003b];
4. Análise do desempenho sísmico do edifício, usando o método N2, descrito no EC8 [IPQ, 2010b];
5. Definição dos valores característicos para o edifício em função do custo da reparação do dano sísmico.

2.2.1 Obtenção da curva de capacidade

As curvas de capacidade são obtidas através da realização de uma análise estática não linear, usualmente chamada de análise “pushover”, a qual consiste na aplicação de um carregamento lateral crescente na estrutura. Estas curvas acabam por representar a capacidade que o edifício contém para resistir às ações sísmicas e dependem unicamente das características do edifício, tais como a geometria, os materiais, o número de pisos, a tipologia construtiva e a área de implantação do edifício. São assim independentes do tipo de solo onde o mesmo se encontra implantado e das ações horizontais aplicadas, mais concretamente a ação sísmica.

Após a modelação do edifício num programa de cálculo automático apropriado, é-lhe aplicado um conjunto de cargas horizontais crescentes e efetuado o controlo do

deslocamento num ponto localizado no topo do edifício e de preferência próximo dos centros de massa e de rotação. Este processo cessa quando o edifício perde mais de 20% da sua capacidade resistente total. Obtém-se assim um gráfico com os deslocamentos no topo do edifício representados no eixo das abcissas e a resultante das cargas laterias aplicadas no mesmo, representada no eixo das ordenadas. Esta resultante é equiparável à força de corte basal como mostra a Figura 2.1.

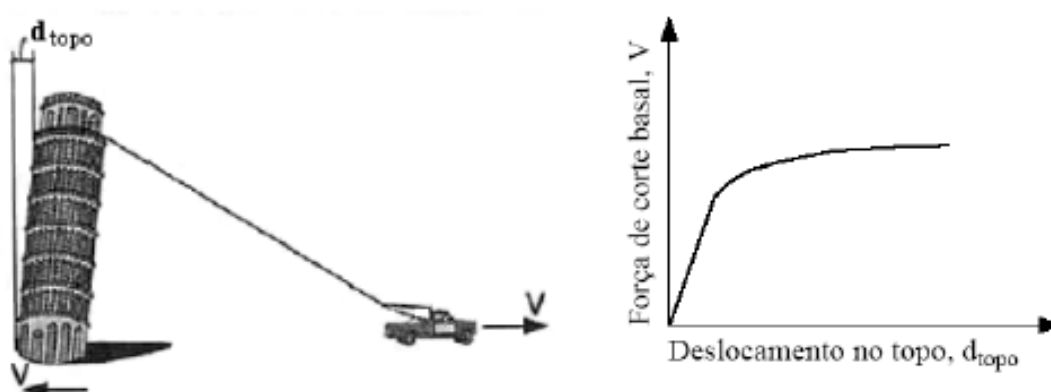


Figura 2.1 – Definição e representação de uma curva de capacidade [ATC, 1996]

Assumindo que o gráfico obtido pode apresentar-se de uma forma mais ou menos contínua, é usual para efeitos de cálculo utilizar-se uma curva de capacidade simplificada ou bilinear. Nesta curva assume-se que o edifício apresenta um comportamento elástico-perfeitamente plástico, como mostra a linha vermelha da Figura 2.2.

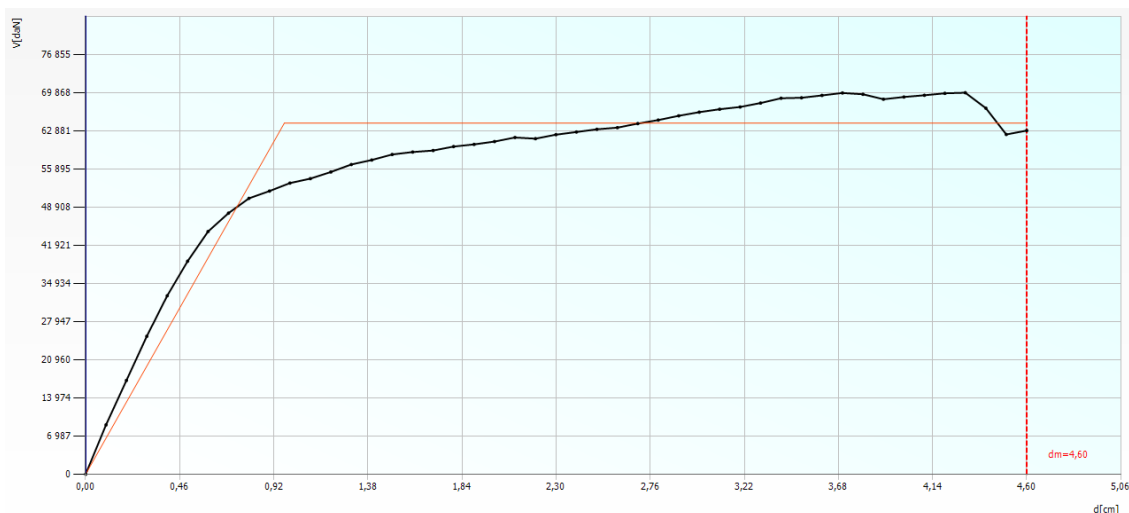


Figura 2.2- Curva de capacidade de um edifício e correspondente curva de capacidade bilinear [3Muri, 2013].

2.2.2 Conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade

A curva de capacidade é posteriormente convertida para o formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum). Neste novo formato de unidades é possível sobrepor o espectro de resposta da ação sísmica e assim determinar o ponto de desempenho. Esta conversão consiste na transformação de um sistema de n graus de liberdade (MDOF – Multiple Degrees of Freedom) em um sistema equivalente com um grau de liberdade (SDOF – Single Degree of Freedom) como mostra a Figura 2.3.

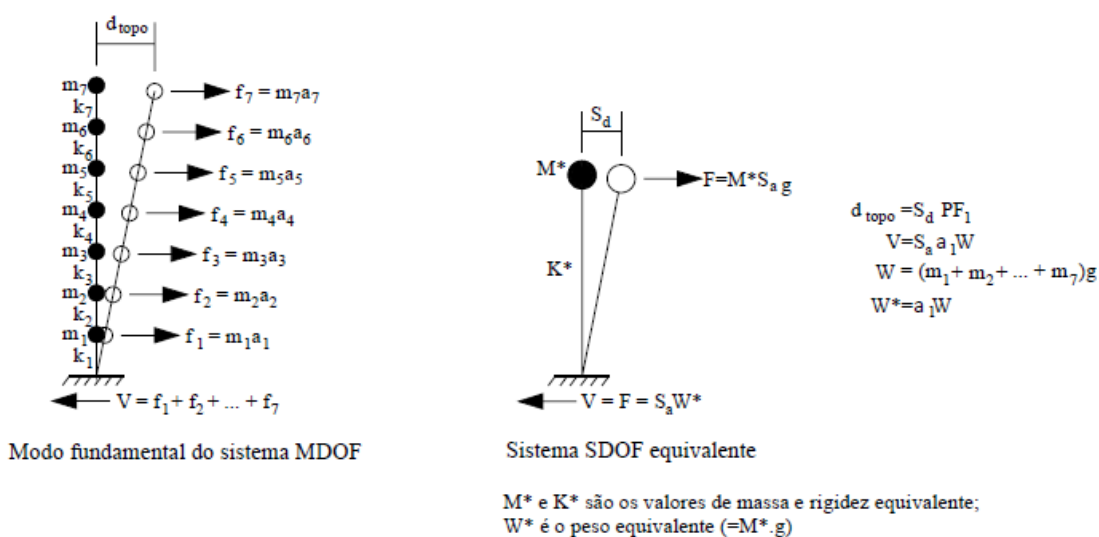


Figura 2.3 – Esquema representativo da conversão de um sistema MDOF em um sistema SDOF [Lamego, 2014]

A conversão da força de corte basal em aceleração espectral é feita através da expressão [2.1][ATC, 1996], onde S_a representa a aceleração espectral, V a força de corte basal, W as cargas permanentes e sobrecargas, e α_1 o coeficiente de massa modal do primeiro modo de vibração natural do edifício. O valor de α_1 é dado pela expressão [2.2, onde w_i/g é a massa do piso i , ϕ_{i1} é o deslocamento do primeiro modo de vibração natural associado ao piso i e N corresponde ao número de pisos.

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad [2.1]$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \times \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \times \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad [2.2]$$

De forma similar, o deslocamento observado no topo do edifício é convertido em deslocamento espectral, S_d , através da expressão [2.3 [ATC, 1996], onde d_{topo} é o deslocamento verificado no topo do edifício, PF_1 é o fator de participação modal do primeiro modo de vibração natural e $\phi_{topo,1}$ é o deslocamento do primeiro modo de vibração natural associado ao topo do edifício, o valor de PF_1 é dado pela expressão [2.4.

Deste modo obtém-se um gráfico deslocamento espectral (abcissas) *versus* aceleração espectral (ordenadas), tal como mostra a Figura 2.4.

O espectro de capacidade é posteriormente dividido em 4 zonas, em que cada zona representa um determinado estado de dano, como se mostra no seguinte ponto.

$$S_d = \frac{d_{topo}}{PF_1 \times \phi_{topo,1}} \quad [2.3]$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \times \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \times \phi_{i1}^2}{g}} \right] \quad [2.4]$$

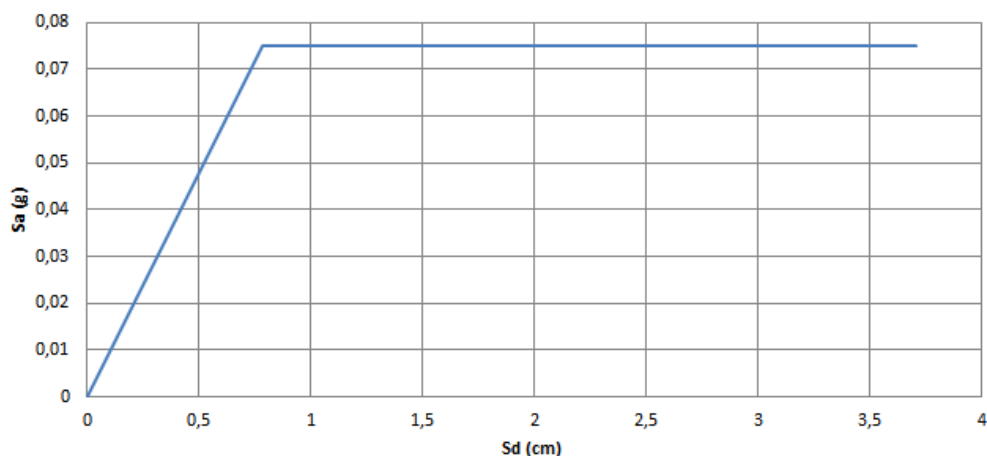


Figura 2.4 - Exemplo de espectro de capacidade de um edifício

2.2.3 Construção das curvas de fragilidade

As curvas de fragilidade de um edifício facultam informação relativamente à probabilidade de esse mesmo edifício igualar ou exceder um determinado estado de dano. Segundo o HAZUS [FEMA, 2003b], é recomendado o uso de uma função densidade de probabilidade com distribuição *lognormal* para estimar os danos sísmicos em edifícios. Foram então considerados cinco estados de dano, mais propriamente, ausência de dano, dano ligeiro, dano moderado, dano extenso e dano completo ou colapso, como nos mostra a Figura 2.5.

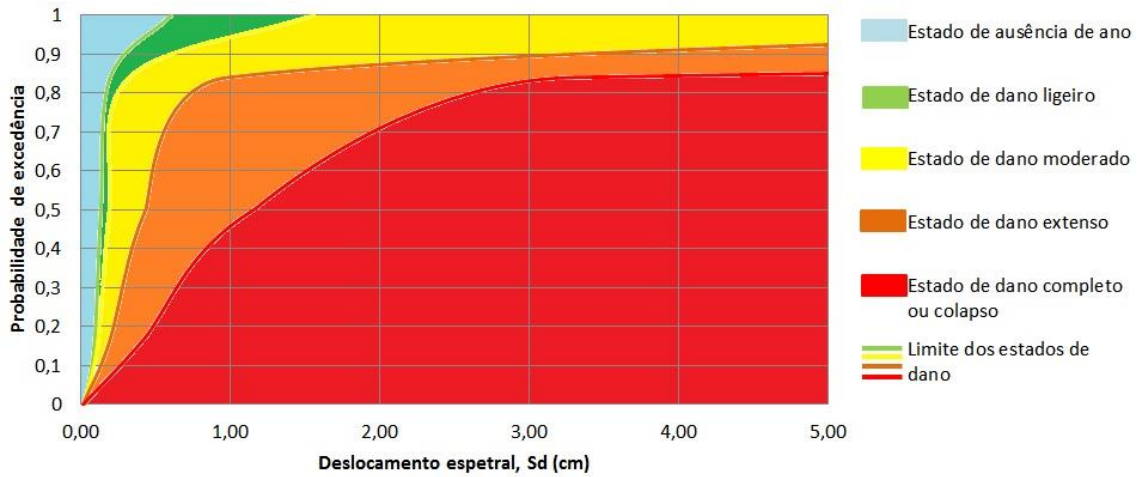


Figura 2.5 - Exemplo de curvas de fragilidade em função do deslocamento espectral, adaptado de [Lamego, 2014]

Tendo em conta o documento HAZUS [FEMA, 2003b], a probabilidade de um estado de dano ser igualado ou excedido em função do deslocamento espectral, é dada pela expressão [2.5, em que S_d é o deslocamento espectral, ds o estado de dano, $\overline{S_{d,ds}}$ é o valor mediano do deslocamento espectral em que o edifício atinge o limite do estado de dano em causa, β_{ds} é o desvio-padrão do logaritmo do deslocamento espectral correspondente ao estado de dano correspondente e Φ representa a função de distribuição cumulativa normal.

$$P[ds | S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \times \ln \left(\frac{S_d}{\overline{S_{d,ds}}} \right) \right] \quad [2.5]$$

O desvio padrão foi calculado tendo em conta as expressões [2.6 a [2.9 usadas no Projeto RISK-UE [2003], em que está implícito no cálculo do desvio padrão o valor da ductilidade última μ_u e onde β_{ds1} , β_{ds2} , β_{ds3} e β_{ds4} são os valores do desvio-padrão correspondentes aos limites de cada estado de dano.

$$\beta_{ds1} = 0,25 + 0,07 \times \ln(\mu_u) \quad [2.6]$$

$$\beta_{ds2} = 0,20 + 0,18 \times \ln(\mu_u) \quad [2.7]$$

$$\beta_{ds3} = 0,10 + 0,40 \times \ln(\mu_u) \quad [2.8]$$

$$\beta_{ds4} = 0,15 + 0,50 \times \ln(\mu_u) \quad [2.9]$$

Os valores medianos do deslocamento espectral usados e associados a cada um dos quatro limites dos estados de dano, são calculados segundo expressões.[2.10 a [2.13. As nomenclaturas Sd_y e Sd_u representam o deslocamento espectral de cedência e o valor do deslocamento espectral último respetivamente.

$$\overline{Sd_1} = 0,70 \times Sd_y \quad [2.10]$$

$$\overline{Sd_2} = Sd_y \quad [2.11]$$

$$\overline{Sd_3} = Sd_y + 0,25(Sd_u - Sd_y) \quad [2.12]$$

$$\overline{Sd_4} = Sd_u \quad [2.13]$$

2.2.4 Análise do desempenho sísmico de um edifício

O desempenho sísmico de um edifício é função do espectro de capacidade do edifício em estudo e da ação sísmica que nele atua. Assim sendo, é necessário calcular o ponto de desempenho do edifício ou deslocamento-alvo, e posteriormente estimar a probabilidade de ocorrência de cada um dos estados de dano, tendo em conta as ações sísmicas de referência previstas no EC8 [IPQ, 2010b; Lamego, 2014]. O deslocamento-alvo representa o deslocamento máximo que o edifício terá quando sujeito a uma determinada ação sísmica [ATC, 1996].

Neste trabalho, usou-se o método N2 na determinação do deslocamento-alvo, definido na norma europeia EC8 [IPQ, 2010b]. Primeiramente procede-se à conversão do espectro de resposta sísmica para o formato ADRS, isto é, transforma-se o espectro de resposta elástica de aceleração em função do período, $S_{ae}(T)$, em espectro de resposta elástica de deslocamento também em função do período, $S_{de}(T)$, através da

equação [2.14]. É de realçar que esta mesma equação apenas é válida para um sistema de um grau de liberdade.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_{ae} \quad [2.14]$$

- **Cálculo do deslocamento-alvo através do Método N2**

O cálculo do deslocamento-alvo através do método N2, é feito através de dois passos. No primeiro passo é feita a conversão da curva de capacidade obtida pela análise *pushover* (sistema MDOF), em um sistema equivalente SDOF. O segundo passo tem por finalidade determinar a resposta sísmica do sistema equivalente SDOF. Este método é apresentado e pormenorizado no EC8 [IPQ, 2010b].

A conversão do sistema com vários graus de liberdade (MDOF) em um sistema equivalente com apenas um grau de liberdade (SDOF), é feita através do uso do fator de participação/transformação Γ através da expressão [2.15, nesta expressão, m^* representa a massa equivalente do sistema SDOF, e, ϕ_i encontra-se normalizado de modo a que o deslocamento no topo seja igual a 1.

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad [2.15]$$

Deste modo é possível obter os parâmetros equivalentes do sistema SDOF através das expressões [2.16 a [2.18, em que D^* representa o deslocamento, F^* a força e T^* o período elástico.

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad [2.16]$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad [2.17]$$

$$T^* = 2\Pi \sqrt{\frac{m^* \times Dy^*}{Fy^*}} \quad [2.18]$$

Nas expressões anteriores D_t e V são respetivamente o deslocamento no topo do edifício e a força de corte basal no sistema MDOF. Por outro lado, F_y^* e D_y^* representam a força e o deslocamento do limite de cedência respetivamente no sistema SDOF.

O cálculo da aceleração espectral é feito através da equação [2.19]:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad [2.19]$$

- **Determinação da resposta sísmica do sistema SDOF**

Na determinação do deslocamento-alvo é necessária a construção dos espetros de resposta da ação sísmica respetiva (Figura 2.6), através das seguintes expressões que se encontram presentes no EC8 [IPQ, 2010b]:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad [2.20]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad [2.21]$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e = a_g \times S \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad [2.22]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e = a_g \times S \times 2,5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad [2.23]$$

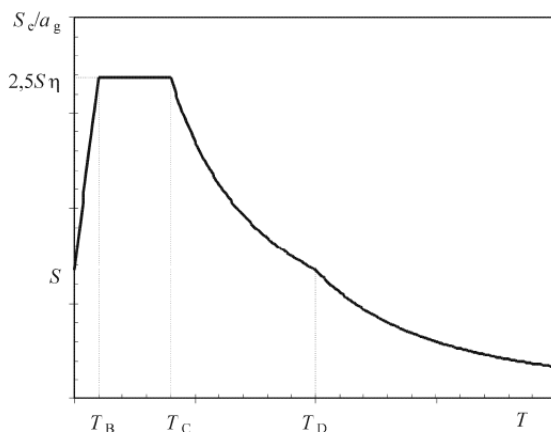


Figura 2.6 - Forma do espectro de resposta elástica - EC8 [IPQ, 2010]

No estudo da resposta da ação sísmica são considerados dois tipos de sismos: Tipo I ou sismo próximo e Tipo II ou sismo afastado.

O deslocamento-alvo é calculado através da sobreposição do espectro de capacidade do edifício e o espectro de resposta ação sísmica, e identificado o ponto de intersecção como nos mostra a Figura 2.7.

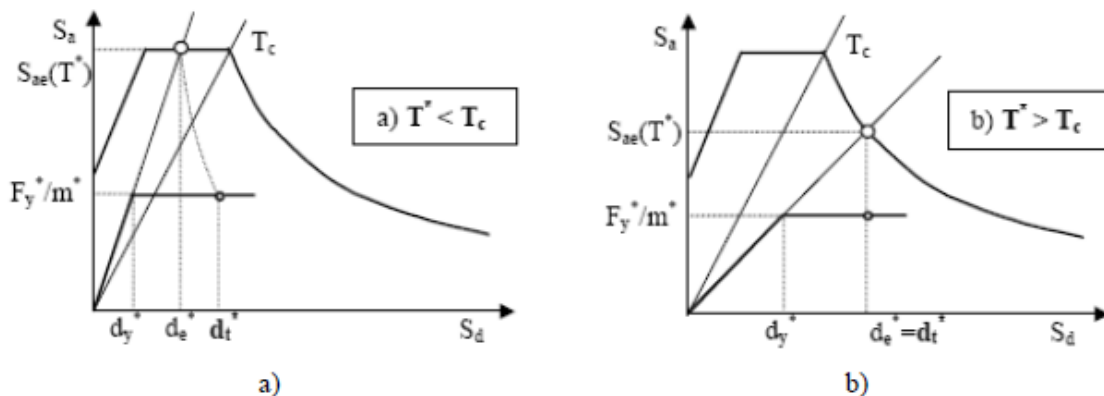


Figura 2.7 - Determinação do deslocamento-alvo do sistema SDOF equivalente [Bento *et al.*, 2004]

Como se pode observar na figura anterior o cálculo do deslocamento-alvo está diretamente relacionado com o valor do período, que pode ser médio/longo no caso da Figura 2.7a ou alto como na Figura 2.7b. O deslocamento-alvo é então calculado através das equações [2.24] ou [2.25]. O fator de redução devido à ductilidade ou

capacidade de sofrer deformação sem rotura, R_μ , que tem em conta a dissipação histerética de energia das estruturas dúcteis [EC8, 2010b], é dado pela expressão [2.27].

$$\text{Se } T^* \geq T_c : \mu = R_\mu ; S_d = S_{de}(T^*) \quad [2.24]$$

$$\text{Se } T^* < T_c : \mu = (R_\mu - 1) \times \frac{T_c}{T^*} + 1 ; S_d = \mu \times D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \times \frac{T_c}{T^*} \right) \quad [2.25]$$

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m} \quad [2.26]$$

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad [2.27]$$

Após o cálculo do deslocamento-alvo, o mesmo é colocado no gráfico que contém as curvas de fragilidade do edifício, onde são medidos os valores da probabilidade de ocorrência de cada estado de dano conforme se observa na Figura 2.8. Neste exemplo, o edifício apresenta uma probabilidade de ausência de dano de 4%, de ocorrência de dano ligeiro de 8%, de danos moderados de 26%, de danos extensos de 42% e de danos completos ou colapso de 20%, para um valor de deslocamento-alvo igual a 0,5 cm.

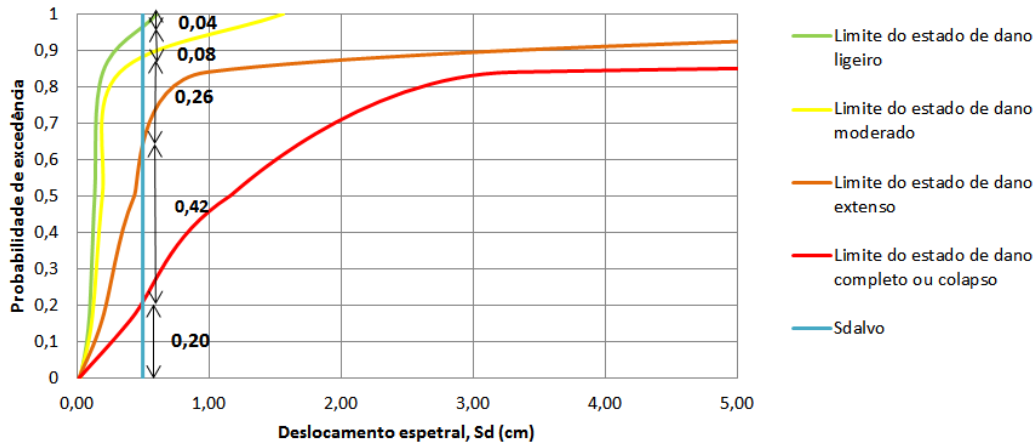


Figura 2.8 - Exemplo de determinação da probabilidade de excedência de cada estado de dano com base nas curvas de fragilidade do edifício

2.2.5 Definição dos valores característicos de um edifício

A análise da vulnerabilidade sísmica deve ser calculada para cada uma das direções e sentidos principais (X^+ , X^- , Y^+ e Y^-). No entanto, de acordo com [Lamego, 2014], “se o edifício em análise apresentar danos severos numa dada direção, o custo total da reparação da totalidade do edifício será muito próximo do valor obtido para essa direção, considerada como a direção mais desfavorável. Assim, a curva de capacidade característica, bem como o valor do custo da reparação do dano sísmico, considerados como representativos do edifício em estudo, será aquele que apresentar maiores valores de dano.”

De acordo com o HAZUS [FEMA, 2003a] o custo de reparação do dano sísmico pode ser calculado através da expressão [2.28, é de referir que esta expressão apenas nos fornece uma estimativa dos custos envolvidos e não um valor exato para o custo da reparação.

$$C_{RD} = (0 \times P_{D0} + 0,02 \times P_{D1} + 0,10 \times P_{D2} + 0,50 \times P_{D3} + 1,00 \times P_{D4}) \times C_T \quad [2.28]$$

Na expressão anterior, C_{RD} representa o custo da reparação do dano sísmico, C_T é o custo da construção do edifício por completo, e P_{D0} a P_{D4} representam a probabilidade de ocorrência de cada estado de dano.

2.3 Análise do edifício original

2.3.1 Descrição do edifício

O edifício em estudo localiza-se na Avenida dos Estados Unidos da América Nº11 (Figura 2.9 e Figura 2.10) e pertence a um conjunto de residências multifamiliares construídas no bairro de Alvalade, em Lisboa, no início da década de 50 do século XX.

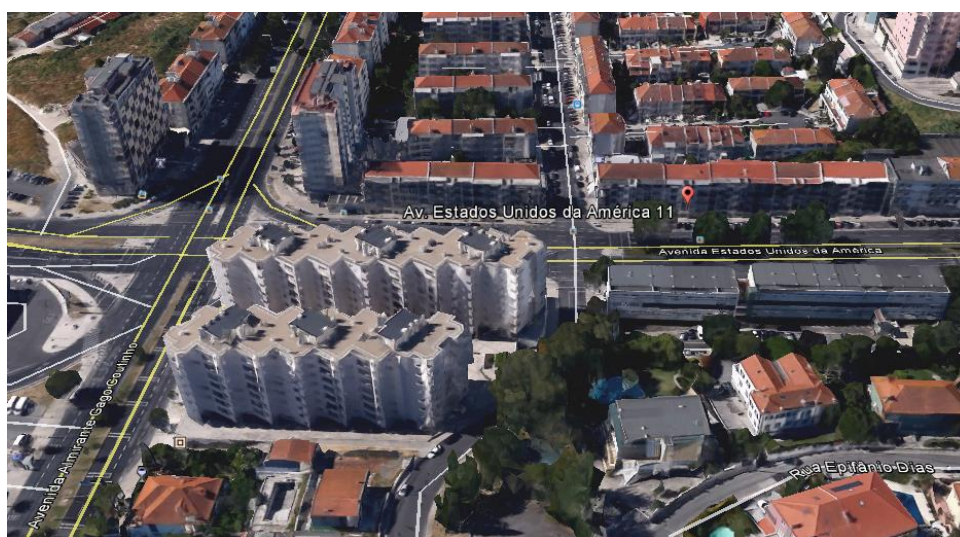


Figura 2.9 – Localização do edifício de estudo



Figura 2.10 - Localização do edifício de estudo (Planta original)

O edifício possui quatro pisos elevados e um abaixo da cota do solo (Figura 2.11 e 2.12). No piso semi-enterrado, o edifício possui um único fogo (Figura 2.13), enquanto os pisos elevados possuem dois fogos por piso, com uma área bruta de 186,42 m² e uma área útil de 150,11 m² por piso (Figura 2.14).

A habitação semi-enterrada é constituída por uma sala comum, dois quartos, uma cozinha, arrumos e uma casa de banho. Por outro lado, as habitações dos pisos elevados são constituídas por dois quartos, uma cozinha, arrumos, uma casa de banho, uma sala comum e duas varandas sendo a que se situa na fachada principal coberta.

No piso semi-enterrado, as fachadas de tardoz e de frontal são constituídas por tijolo cerâmico maciço com 0,40m de espessura. Nos restantes pisos, essas mesmas fachadas são compostas por dois panos de tijolo cerâmico furado a ½ vez com uma caixa-de-ar de 10cm de espessura, as paredes divisórias são compostas por ½ vez de tijolo cerâmico furado nos últimos dois pisos e ½ vez de tijolo cerâmico maciço nos restantes pisos.

Do ponto de vista estrutural, o edifício possui lajes e empenas de betão armado com 0,10m e 0,20m de espessura respetivamente, já as consolas possuem uma espessura de 0,12m. Os pisos elevados possuem três pórticos viga/pilar em betão armado, tal como se pode observar nas Figura 2.15 e Figura 2.16. A fachada principal é formada por dois pórticos iguais e simétricos sendo cada um deles constituído por três pilares unidos entre si por duas vigas em betão armado e a fachada de tardoz é composta por um único pórtico de cinco pilares ligados entre si por quatro vigas.

No Anexo A pode encontrar-se informação detalhada acerca dos projetos de arquitetura e de estabilidade do edifício original, incluindo plantas cotadas e desenhos de pormenor.

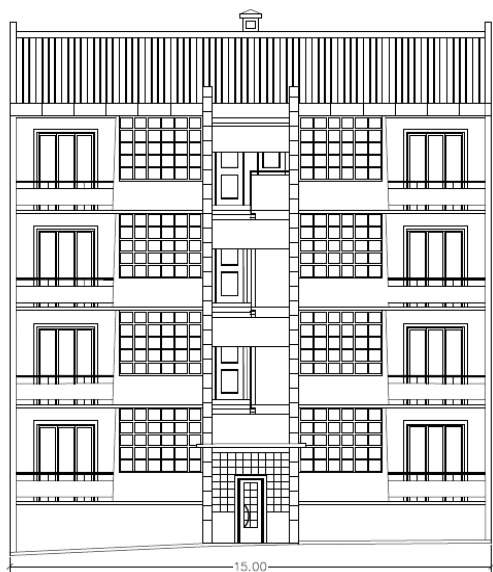


Figura 2.11 - Alçado principal

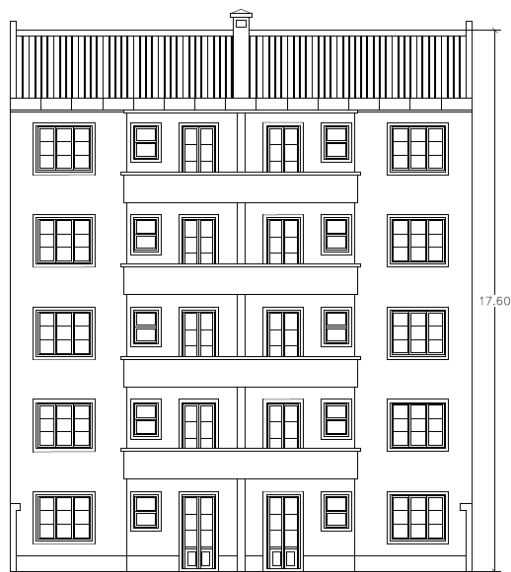


Figura 2.12 - Alçado posterior

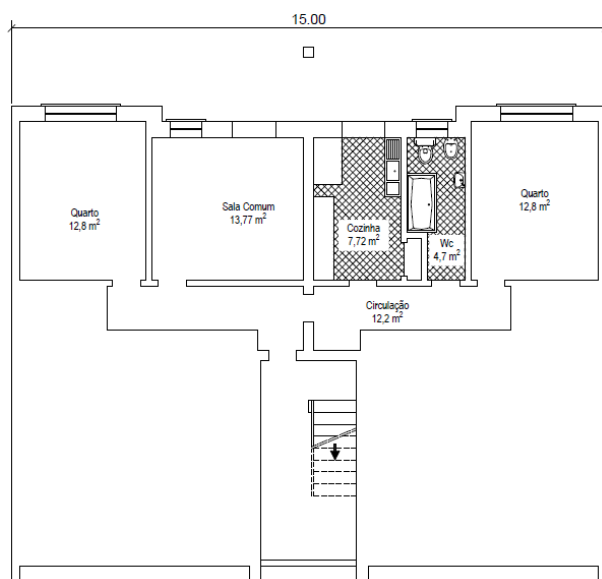


Figura 2.13 – Planta de arquitetura do piso semi-enterrado

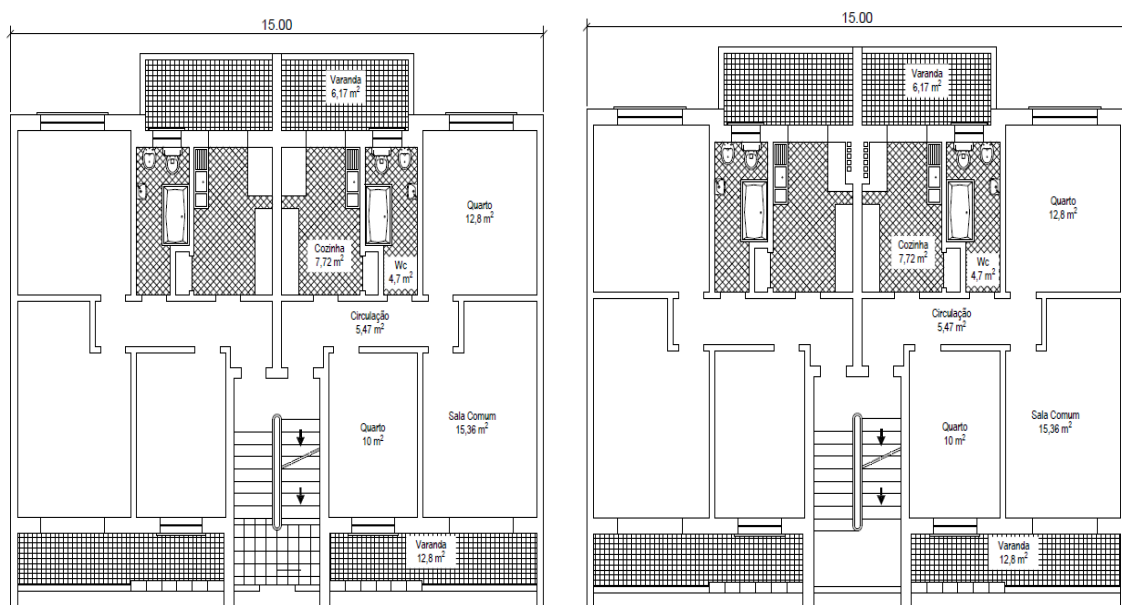


Figura 2.14 – Planta de arquitetura do R/c (esq.) e dos restantes pisos (dirt.)

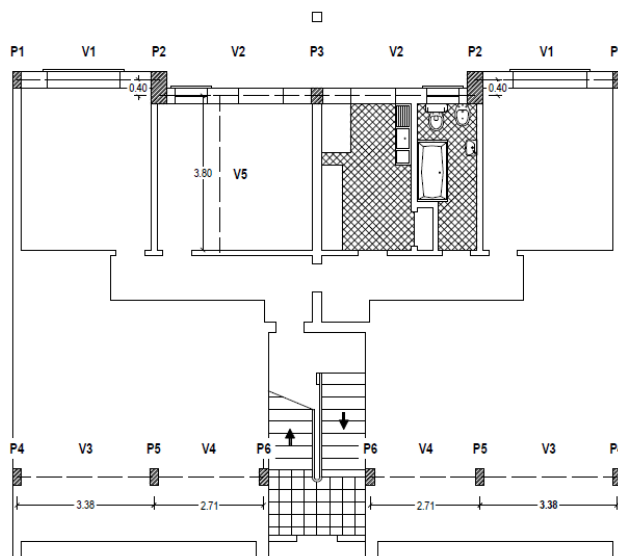


Figura 2.15 - Planta de estabilidade do piso semi-enterrado

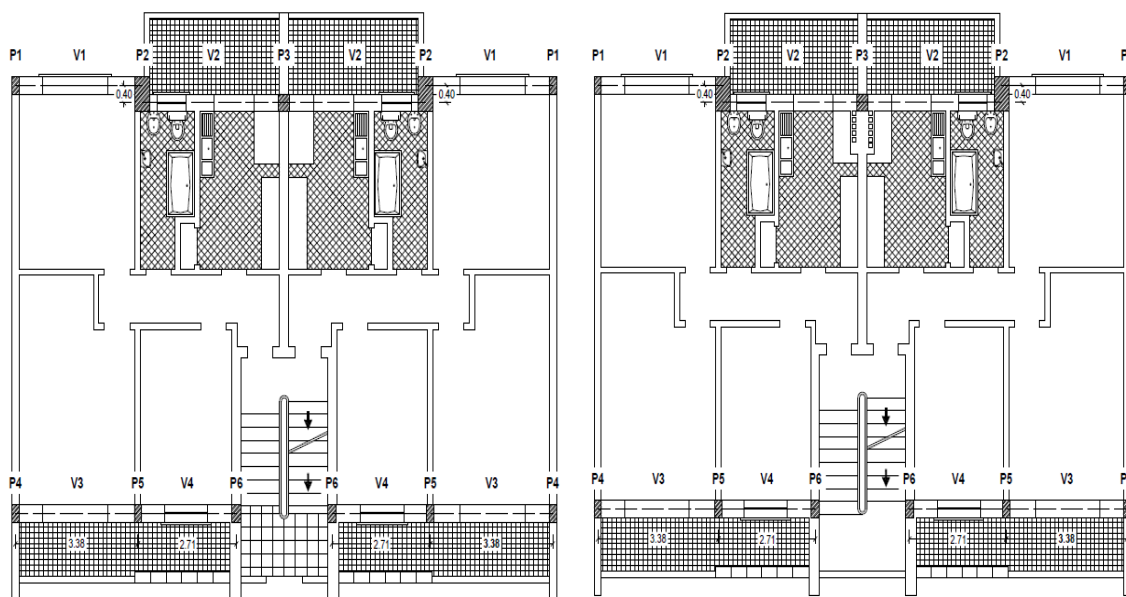


Figura 2.16 - Planta de estabilidade do R/c (esq.) e dos restantes pisos (dirt.)

O edifício em estudo foi modelado no programa de cálculo sísmico de estruturas 3Muri [S.T.A.DATA, 2013] onde a discretização da estrutura tridimensional é feita através de macro-elementos. Os macro-elementos são elementos de grandes dimensões que podem ser considerados como elementos *rígido*, “*maschio* ou *fascia*”. Os elementos rígidos (Figura 2.17 a azul) são todos os elementos que não são contíguos às aberturas, os elementos *maschio* (Figura 2.17 a laranja) representam a área lateral que envolve as aberturas e os elementos *fascia* (Figura 2.17 a verde) designam as zonas imediatamente acima e abaixo das aberturas. Ao conjunto dos três elementos dá-se o nome de pórtico equivalente como se pode observar na Figura 2.18 [S.T.A.DATA, 2009; Lamego, 2014].

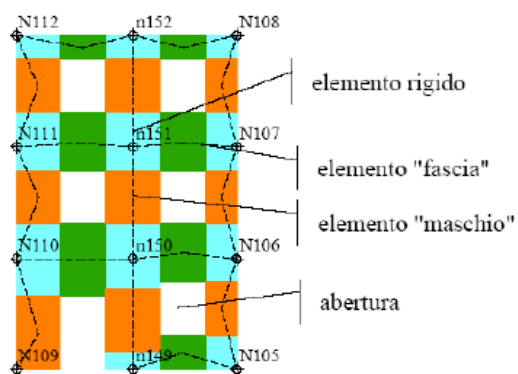


Figura 2.17 - Representação da divisão de uma parede em macro elementos [S.T.A.DATA, 2009]

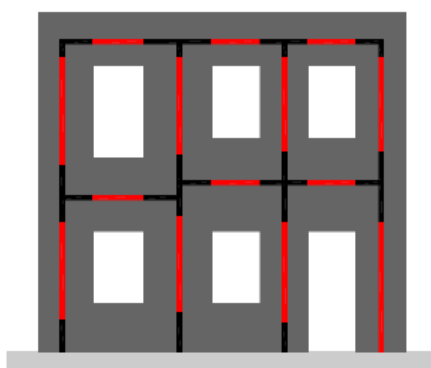


Figura 2.18- Esquema representativo do pórtico equivalente [S.T.A.DATA, 2009]

Relativamente aos pavimentos, os mesmos foram definidos como elementos rígidos, mais concretamente “diafragmas rígidos”. Na Figura 2.19 pode observar-se o comportamento de um pavimento rígido (pavimento em betão), comparativamente com um pavimento flexível (pavimento em madeira). Por outro lado, é também facilmente perceptível através da mesma Figura 2.19, a maior eficácia na transmissão das forças horizontais, provenientes das ações sísmicas às paredes de alvenaria em comparação com o pavimento flexível.

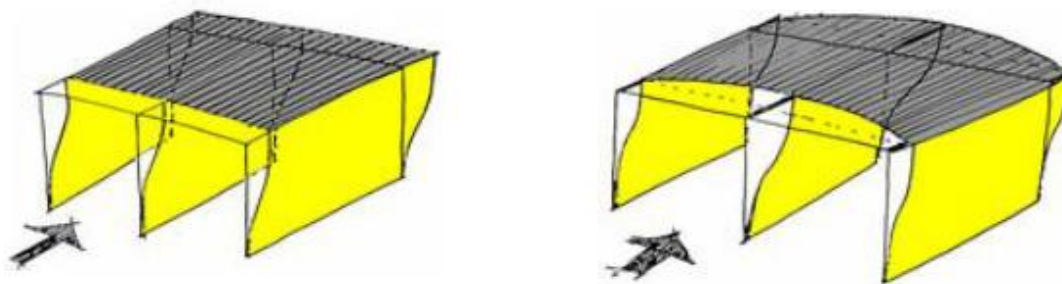


Figura 2.19 - Comportamento de um pavimento rígido (esq.) e flexível (dir.) [S.T.A.DATA, 2009]

Na modelação do edifício foram consideradas as paredes-mestras e divisórias, as aberturas e os pavimentos como mostram as Figura 2.20, Figura 2.21 e 2.22.

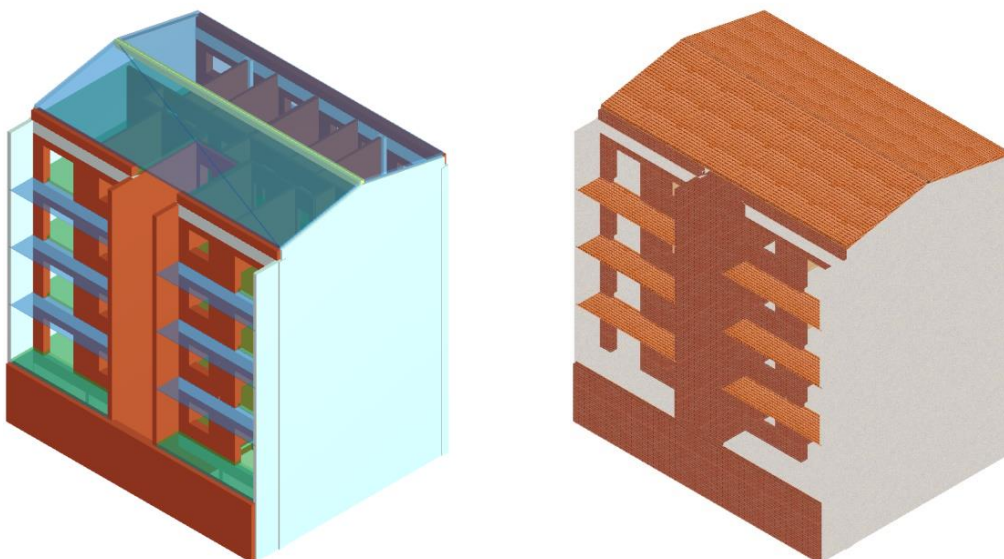


Figura 2.20 - Modelo do edifício em estudo

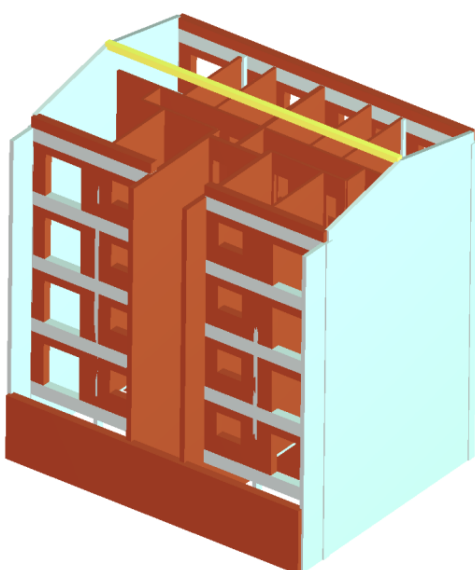


Figura 2.21 - Estrutura em betão e paredes em alvenaria

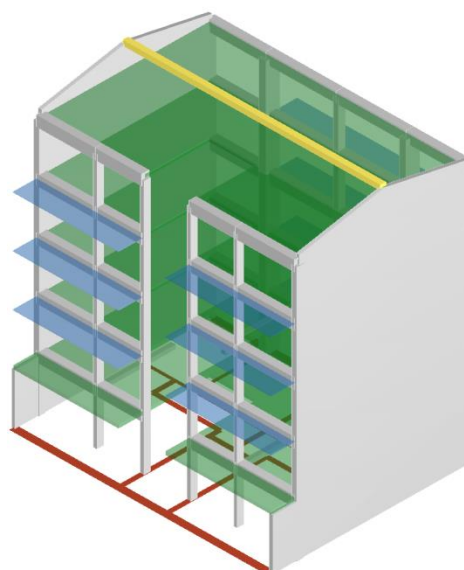


Figura 2.22 - Estrutura em betão

Para as propriedades mecânicas das paredes foram considerados os valores que se encontram estabelecidos na norma italiana OPCM 3274/2003, na sua revisão de 2005 [OPCM 331, 2005] e no EC6 [CEN, 2005], como mostra a Tabela 2.1. Para o betão foram consideradas as características mecânicas do betão C16/20 com as características presentes na Tabela 2.2, e para o aço admitiram-se as propriedades de um aço macio A235, com as suas propriedades presentes na Tabela 2.3.

No que concerne aos carregamentos, foram considerados o peso próprio dos pavimentos, das consolas e da cobertura como cargas permanentes e para sobrecarga de utilização, a estabelecida no Eurocódigo 8 [IPQ, 2010a] para edifícios de habitação, afetados dos respetivos coeficientes parciais relativos de segurança.

Tabela 2.1 - Propriedades mecânicas da alvenaria

Designação	E (MPa)	G (MPa)	γ (Kn/m ³)	f_m (MPa)	τ (MPa)
Tijolo maciço	2100	350	18	2,3	0,076
Tijolo perfurado	3900	780	12	5,3	0,035

Tabela 2.2 - Propriedades mecânicas do betão

Designação	E_c (GPa)	f_{cd} (MPa)	f_{ck} (Mpa)	f_{ctm} (MPa)
Betão C16/20	21	10,7	16	1,9

Tabela 2.3 - Propriedades mecânicas do aço

Designação	ϵ_{yd} (%)	E_f (GPa)	f_{yd} (Mpa)
Aço A235	1,02	200	204

2.3.2 Avaliação sísmica e tratamento de resultados

A avaliação sísmica do edifício é feita através de uma análise *pushover* para as direções X e Y e nos dois sentidos, positivo (+) e negativo (-). A direção X é paralela à fachada principal, já a direção Y é perpendicular a essa mesma fachada (Figura 2.11 aFigura 2.14). Relativamente aos sentidos, o sentido positivo é da esquerda para a direita e de baixo para cima, referente à planta da cave (Figura 2.13). Tendo isto em conta obteve-se as curvas de capacidade bilineares do edifício para cada uma das direções e sentidos principais como mostra a Figura 2.23.

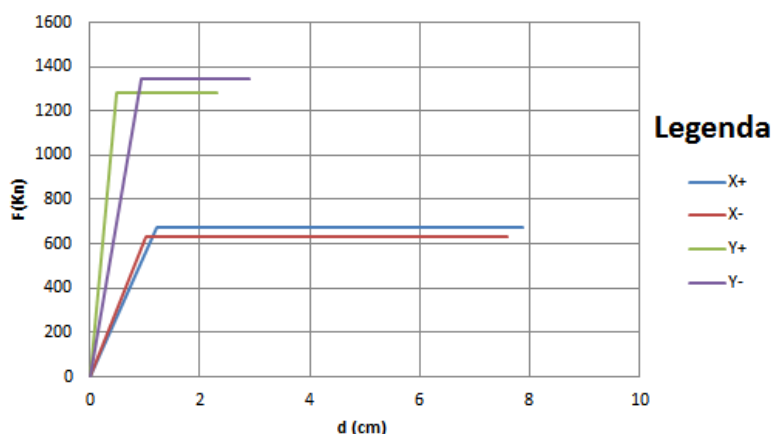


Figura 2.23 - Curvas de capacidade bilineares do edifício

De seguida foi feita a conversão das curvas de capacidade em espectros de capacidade (Figura 2.24), para ser possível fazer a comparação entre estes valores e os espectros de

resposta da ação sísmica. Apresenta-se de seguida um exemplo de aplicação desta conversão para a direção X.

Após a realização da análise modal da estrutura no programa de cálculo automático de estruturas 3Muri, obtiveram-se os seguintes valores para o peso (W_i) e deformada (Φ_i) que constam da Tabela 2.4 para cada um dos pisos do edifício em estudo, relativamente ao 1º modo de vibração em X.

Tabela 2.4 - Valores obtidos da análise modal

Pisos	w_i (KN)	Φ_i (cmx10 ⁻²)	Φ_i^2	$w_i\Phi_i$	$w_i\Phi_i^2$
1	2186,16	3	9	6558,48	19675,43
2	1993,95	7	49	13957,66	97703,62
3	2084,58	11	121	22930,38	252234,18
4	1837,06	13	169	23881,78	310463,14
5	2084,36	14	196	29181,04	408534,56
Σ	10186,11	-	-	96509,34	1088610,93

Tendo em conta o valor do peso e da deformada de cada piso para o 1º modo de vibração, o fator de participação modal (PF_1), e o coeficiente de massa modal (α_1) são os seguintes:

$$PF_1 = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \times \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \times \phi_{i1}^2}{g} \right]} = \frac{\left(\frac{96509,34}{9,81} \right)}{\left(\frac{1088610,93}{9,81} \right)} = 0,089$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \times \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i}{g} \right] \left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \times \phi_{i1}^2}{g} \right]} = \frac{\left(\frac{96509,34}{9,81} \right)^2}{\left(\frac{10186,11}{9,81} \right) \times \left(\frac{1088610,93}{9,81} \right)} = 0,840$$

Através da análise *pushover* efetuada, obtiveram-se os valores que constam na Tabela 2.5, correspondentes à força de corta basal (V_y), deslocamento de cedência (d_y) e o deslocamento último (d_u), para a direção X.

Tabela 2.5 - Valores obtidos da análise pushover

Direção	V _y (kN)	d _y (cm)	d _u (cm)
X+	676,61	1,22	7,89
X-	633,6	1,02	7,59

Os valores da aceleração espectral e deslocamento espectral para a direção X⁺ são os seguintes:

$$S_a = \frac{V}{W} = \frac{676,61}{10186,11} = 0,079(g)$$

$$Sd_y = \frac{d_{topo}}{PF_1 \times \phi_{topo,1}} = \frac{1,22}{0,089 \times 14} = 0,98 \text{ cm}$$

$$Sd_u = \frac{d_{topo}}{PF_1 \times \phi_{topo,1}} = \frac{7,89}{0,089 \times 14} = 6,36 \text{ cm}$$

Para a direção X⁻:

$$S_a = \frac{633,6}{10186,11} = 0,074(g)$$

$$Sd_y = \frac{1,02}{0,089 \times 14} = 0,82 \text{ cm}$$

$$Sd_u = \frac{7,59}{0,089 \times 14} = 6,12 \text{ cm}$$

Após a conversão da força de corte basal em aceleração espectral e o deslocamento no topo do edifício em deslocamento espectral, em ambas as direções e sentidos, obtêm-se os espectros de capacidade apresentados na Figura 2.24.

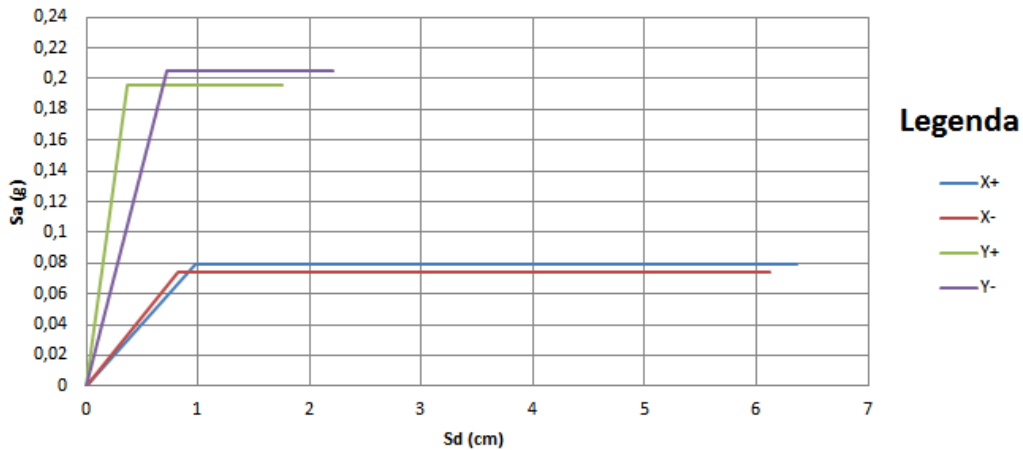


Figura 2.24 - Espectro de capacidade para cada uma das direções e sentidos

De seguida foram calculadas as curvas de fragilidade, em função do deslocamento espectral (S_d) para a direção X^+ . Este cálculo é exemplificado para a direção X^+ mas o cálculo para as restantes direções e sentidos é equivalente.

Cada curva de fragilidade corresponde a um limite de estado de Dano: Dano Ligeiro (S_{d1}), Dano Moderado (S_{d2}), Dano Extenso (S_{d3}) e Dano Completo ou Colapso (S_{d4}). Estas mesmas curvas dependem do valor médio do deslocamento espectral S_d e correspondente desvio-padrão β_{ds} . Logo de acordo com as expressões [2.10 a [2.13, os valores dos valores médios do deslocamento espectral para a direção X^+ será igual a:

$$\overline{S_{d1}} = 0,70 \times S_{d_y} = 0,7 \times 0,98 = 0,69 \text{ cm}$$

$$\overline{S_{d2}} = S_{d_y} = 0,98 \text{ cm}$$

$$\overline{S_{d3}} = S_{d_y} + 0,25(S_{d_u} - S_{d_y}) = 0,98 + 0,25 \times (6,36 - 0,98) = 2,33 \text{ cm}$$

$$\overline{S_{d4}} = S_{d_u} = 6,36 \text{ cm}$$

O desvio-padrão é dado pelas expressões [2.6 a [2.9, e são dependentes da ductilidade última (μ_u):

$$\beta_{ds1} = 0,25 + 0,07 \times \ln(\mu_u) = 0,25 + 0,07 \times \ln\left(\frac{6,36}{0,98}\right) = 0,38$$

$$\beta_{ds2} = 0,20 + 0,18 \times \ln(\mu_u) = 0,20 + 0,18 \times \ln\left(\frac{6,36}{0,98}\right) = 0,54$$

$$\beta_{ds3} = 0,10 + 0,40 \times \ln(\mu_u) = 0,10 + 0,40 \times \ln\left(\frac{6,36}{0,98}\right) = 0,85$$

$$\beta_{ds4} = 0,15 + 0,50 \times \ln(\mu_u) = 0,15 + 0,50 \times \ln\left(\frac{6,36}{0,98}\right) = 1,09$$

Os valores dos deslocamentos espectrais médios e respetivos desvios-padrões para cada um dos limites de estado de dano, são apresentados nas Tabela 2.6 e Tabela 2.7.

Tabela 2.6 - Valores médios do deslocamento espectral

Direção	Sd ₁ (cm)	Sd ₂ (cm)	Sd ₃ (cm)	Sd ₄ (cm)
X ⁺	0,69	0,98	2,33	6,36
X ⁻	0,58	0,82	2,15	6,12
Y ⁺	0,26	0,37	0,71	1,76
Y ⁻	0,51	0,73	1,10	2,21

Tabela 2.7 - Valores do desvio-padrão para cada um dos limites de dano

Direção	β _{ds1}	β _{ds2}	β _{ds3}	β _{ds4}
X ⁺	0,38	0,54	0,85	1,08
X ⁻	0,39	0,56	0,90	1,15
Y ⁺	0,36	0,48	0,73	0,93
Y ⁻	0,33	0,40	0,55	0,71

O valor que corresponde ao nível -1 do desvio-padrão da distribuição lognormal da curva de fragilidade é dado por $\overline{Sd}_1 - \beta_{ds1}$, já o nível +1 do desvio-padrão da distribuição lognormal da curva de fragilidade é dado por $\overline{Sd}_1 + \beta_{ds1}$, logo temos as seguintes equações para o cálculo destes dois níveis:

$$S_{d1-} = \frac{S_{d1}}{\exp(\beta_{ds1})} = \frac{0,69}{\exp(0,38)} = 0,47 \text{ cm}$$

$$S_{d1+} = S_{d1} \times \exp(\beta_{ds1}) = 0,69 \times \exp(0,38) = 1,01 \text{ cm}$$

Aplicando a Formula [2.5 é possível calcular a probabilidade de se igualar ou exceder o estado de Dano Ligeiro, assim iremos ter:

$$P[ds | S_{d1-}] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds1}} \times \ln \left(\frac{S_{d1-}}{S_{d1}} \right) \right] = \Phi \left[\frac{1}{0,36} \times \ln \left(\frac{0,47}{0,69} \right) \right] = \Phi[-1] = 0,16$$

$$P[ds | \overline{S_{d1}}] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds1}} \times \ln \left(\frac{\overline{S_{d1}}}{S_{d1}} \right) \right] = \Phi \left[\frac{1}{0,36} \times \ln \left(\frac{0,69}{0,69} \right) \right] = \Phi[0] = 0,50$$

$$P[ds | S_{d1+}] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds1}} \times \ln \left(\frac{S_{d1+}}{S_{d1}} \right) \right] = \Phi \left[\frac{1}{0,36} \times \ln \left(\frac{1,01}{0,69} \right) \right] = \Phi[+1] = 0,84$$

Os valores do deslocamento espectral correspondentes às probabilidades de excedência de 0 e 1, são calculadas a partir do inverso da função de distribuição cumulativa:

$$P[ds | Sd] = 0 \Rightarrow \Phi(z) = -4 \Leftrightarrow \frac{1}{\beta_{sd}} \ln \left(\frac{Sd}{\overline{Sd}} \right) = -4 \Leftrightarrow \ln \left(\frac{Sd}{\overline{Sd}} \right) = -4\beta_{sd} \Leftrightarrow e^{-4\beta_{sd}} = \frac{Sd}{\overline{Sd}}$$

$$P[ds | Sd] = 1 \Rightarrow \Phi(z) = 4 \Leftrightarrow \frac{1}{\beta_{sd}} \ln \left(\frac{Sd}{\overline{Sd}} \right) = 4 \Leftrightarrow \ln \left(\frac{Sd}{\overline{Sd}} \right) = 4\beta_{sd} \Leftrightarrow e^{4\beta_{sd}} = \frac{Sd}{\overline{Sd}}$$

Para o exemplo da Figura 3.17 temos:

$$P[ds | S_{d1}] = 0 \Rightarrow S_d = \overline{S_{d1}} \times e^{-4\beta_{sd1}} = 0,69 \times e^{-4 \times 0,38} = 0,15$$

$$P[ds | S_{d1}] = 1 \Rightarrow S_d = \overline{S_{d1}} \times e^{4\beta_{sd1}} = 0,69 \times e^{4 \times 0,38} = 3,15$$

Assim, é possível construir a curva de fragilidade relativa à probabilidade do edifício igualar ou exceder o limite do estado de dano ligeiro, para a direção Y+, tal como a Figura 2.25 nos mostra.

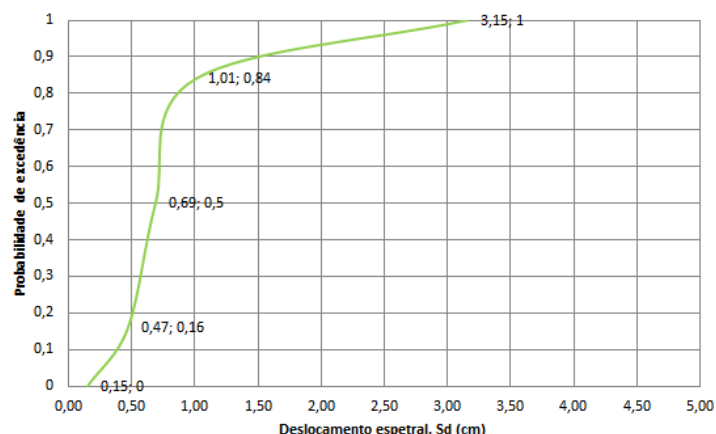


Figura 2.25 - Curva de fragilidade, correspondente ao limite de dano ligeiro, segundo a direção X⁺

Da mesma forma se procede à construção das curvas de fragilidade correspondentes aos limites de estado de dano moderado, dano extenso e dano completo ou colapso apresentado na Figura 2.26.

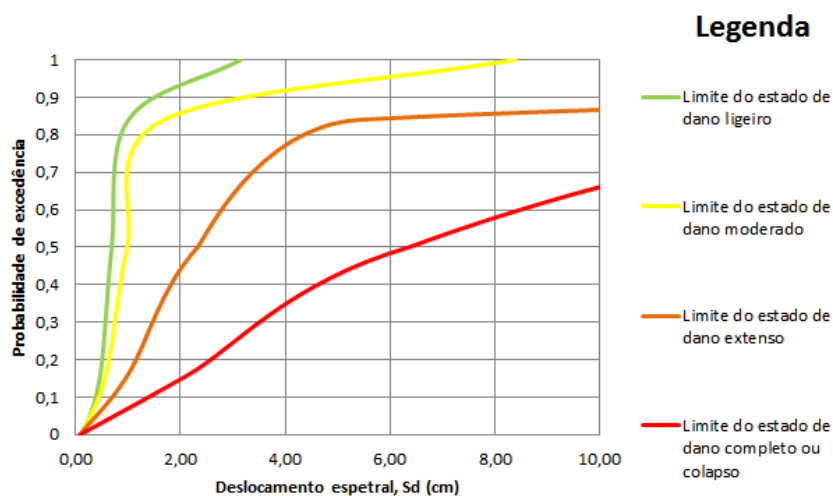


Figura 2.26 - Curvas de fragilidade segundo a direção X⁺

2.3.3 Análise do desempenho do edifício

O desempenho sísmico expectável de um determinado edifício, face a uma dada ação sísmica, depende da capacidade resistente do edifício, da ação sísmica a que o mesmo é sujeito e das características do terreno onde se encontra implantado [Lamego, 2014].

O cálculo do deslocamento-alvo do edifício descrito anteriormente, foi aplicado nas duas direções e sentidos principais, tendo em conta o que se encontra disposto no EC8 [IPQ, 2010,b], com um período de retorno de referência de 475 anos. Foi considerado que o edifício se encontra implantado num terreno de tipo B (relativamente ao zonamento sísmico Português) e na zona sísmica 1.3 e 2.3, respetivamente para a ação sísmica de referência Tipo I e Tipo II.

De acordo com o Quadro NA.I do EC8 [IPQ, 2010,b], a aceleração máxima de referência a_{gR} para a zona sísmica 1.3 é de $1,5m/s^2$, e para a zona sísmica 2.3 é de $1,7m/s^2$

Na Tabela 2.8 são apresentados os resultados da aplicação do método N2 descrito na secção 2.2, bem como os valores para o deslocamento-alvo para as duas direções e sentidos principais. Através dessa mesma tabela facilmente se verifica que a condição necessária para garantir a segurança sísmica ($Sd_{alvo} \leq Sd_u$), não é verificada para a direção Y^- para o sismo do Tipo 1.

Tabela 2.8 - Valores estimados para o deslocamento-alvo

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$
1	X^+	5,29	6,36	Verifica
	X^-	5,00	6,12	Verifica
	Y^+	1,74	1,76	Verifica
	Y^-	2,59	2,21	Não Verifica
2	X^+	2,21	6,36	Verifica
	X^-	2,09	6,12	Verifica
	Y^+	0,93	1,76	Verifica
	Y^-	1,3	2,21	Verifica

Por outro lado, aplicando o deslocamento-alvo nas curvas de fragilidade correspondentes, facilmente se obtém as probabilidades de ocorrência de dano, como se pode observar na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Probabilidade de ocorrência dos estados de dano (%)

Tipo Sismo (EC8)	Estado de dano	Direção			
		X+	X-	Y+	Y-
1	Ausência de dano	0	0	0	0
	Ligeiro	4	3	3	0
	Moderado	11	12	11	0
	Extenso	34	35	27	0
	Colapso	51	50	59	100
2	Ausência de dano	3	1	0	3
	Ligeiro	9	10	9	8
	Moderado	29	31	12	9
	Extenso	37	35	45	47
	Colapso	22	23	34	33

A estimativa do custo da reparação causada pela ação sísmica é calculada através da expressão [2.28, em função do custo da construção nova C_T . Como, neste caso, o edifício apresenta 100% de probabilidade de ocorrência de dano completo para uma das direções analisadas, considera-se que o custo de reparação do dano sísmico é equivalente ao custo de construção nova, ou seja:

$$C_{RD} = 1,0 \times C_T \Leftrightarrow$$

Tendo em conta a Portaria nº156/2014, que estabelece que, para o ano de 2014 e para a Zona III, o preço da habitação por metro quadrado de área útil é igual a 557,91€, verificamos que:

$$C_{RD} = 1,0 \times C_T = 557,91\text{€} \times \text{Área Útil}$$

Por outro lado, sabemos que a área útil do edifício é igual a 96,54m² na cave e 150,11m² nos restantes pisos, obtém-se então o custo da reparação do dano sísmico para o edifício em estudo:

$$C_{RD} = 557,91\text{€} \times (96,54 \text{ m}^2 + 4 \times 150,11 \text{ m}^2) = 388.852,11\text{€}$$

2.3.4 Análise dos danos no edifício antes da aplicação de reforços

O estudo e a aplicação das soluções de reforço sísmico tiveram em consideração os danos que o edifício apresenta no instante em que a sua capacidade resistente global é considerada insuficiente, ou seja, quando o deslocamento espectral do edifício iguala o deslocamento espectral último ($S_d=S_{d_u}$). Nas figuras seguintes são apresentadas as estimativas de danos previstos para o edifício, segundo a direção mais desfavorável, Y (vd.2.3.3). Como se pode observar através da Figura 2.27, é possível verificar que ao nível das paredes exteriores, nos três últimos pisos (pisos 2,3 e 4), ocorre o colapso das paredes por flexão e o colapso por corte das vigas. Por sua vez, nos pisos inferiores (cave e rés-do-chão) continua a ocorrer colapso por corte nas vigas, mas nas paredes é verificado apenas dano plástico por flexão. Nas empenas, como se pode observar, ocorre o colapso por corte numa das empenas no último piso (piso 3), mas nos restantes pisos observamos a ocorrência de dano plástico por flexão ao nível dos pisos. Os níveis de dano mais elevados são verificados nas paredes da fachada principal e de tardoz nos pisos mais elevados (pisos 2,3 e 4).

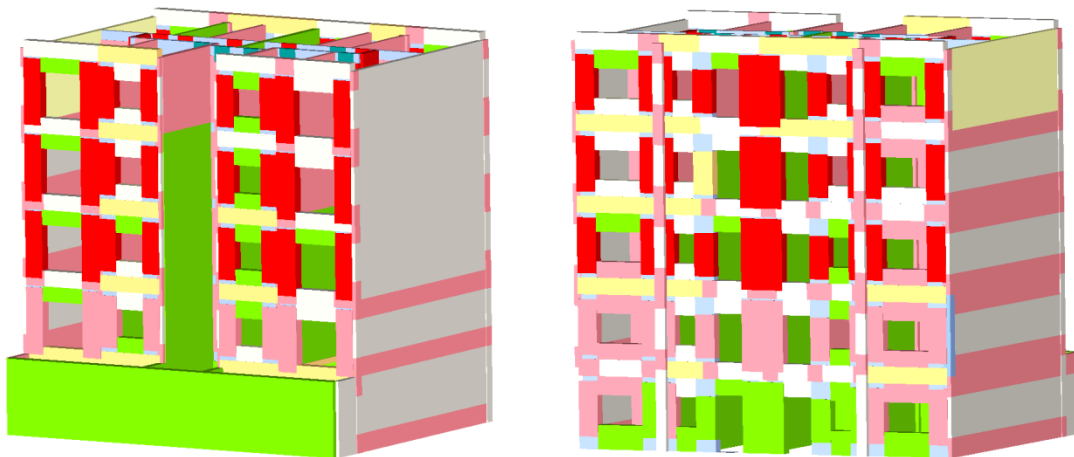


Figura 2.27 - Danos totais no edifício (esq.) perspetiva do alçado principal; (dir.) perspetiva alçado de tardoz

Legenda	
	Ausência de dano
	Dano plástico por corte
	Colapso por corte
	Dano plástico por flexão
	Colapso por flexão
	Colapso por excessiva deformação elástica

2.4 Análise do edifício reforçado

Os edifícios de habitação construídos em Portugal na década de 50 do século XX, de uma forma geral foram dimensionados apenas para resistir às ações verticais. Devido aos materiais utilizados na sua construção, aos sistemas construtivos da época, e ao limitado conhecimento técnico, levaram a que o dimensionamento destes edifícios não incluísse na sua conceção a verificação às forças horizontais (forças sísmicas). Atualmente com a existência de ferramentas informáticas é-nos possível prever melhor o comportamento desses mesmos edifícios, mas principalmente a sua reação à ação sísmica. Tendo adquirido esse conhecimento, é possível dimensionar e executar melhor as soluções de reforço tendo em conta a ação sísmica.

Nesta secção são descritas algumas as soluções de reforço aplicadas no edifício em estudo, tendo em vista a melhoria da capacidade resistente do mesmo face à ação sísmica. Os reforços a seguir descritos foram aplicados de forma isolada, mas também de forma conjunta, designadamente a aplicação de reboco armado, de tirantes passivos, de fibras de carbono e de vigas de contraventamento. Embora a direção mais desfavorável para o edifício tenha sido a direção Y, o mesmo apresenta maiores danos nos elementos existentes na direção X, conforme se pode verificar na Figura 2.27. Deste modo, as soluções de reforço que se seguem têm como objetivo principal a redução dos danos observados segundo a direção X, partindo do pressuposto que a melhoria do comportamento global do edifício será conseguida através da redução dos danos.

2.4.1 Aplicação de reboco armado

A aplicação do reboco armado nas faces de uma parede tem como principais finalidades, o aumento da resistência superficial ao corte e à tração, o aumento do confinamento da alvenaria, redução da fendilhação, diminuição da desagregação desses mesmos paramentos durante a ação sísmica, aumento da resistência mecânica e por outro lado facilitar a transmissão de tensões entre os elementos que constituem esse mesmo paramento. A realização desta solução consiste na aplicação de uma

armadura de reforço numa das faces ou até mesmo nas duas faces de um paramento, ligada à mesma com o auxílio de conectores transversais ou grampos de fixação (Figura 2.28/Figura 2.29). De seguida é feita a aplicação de reboco com uma espessura de cerca de 2 a 3cm até perfazer a espessura total desejada, normalmente, 5cm [Lamego, 2014].



Figura 2.28 – Exemplo de fixação de malha ao paramento através de grampos, para posterior aplicação de reboco (EN 114 – Pontão do Monte da Barca, H. Tecnic – Construções Lda)



Figura 2.29 - Pormenor de conectores (Planirest Construções Lda)

A simulação deste reforço com aplicação de uma espessura de 5cm de reboco armado nas duas faces da fachada principal, foi executada tendo em conta os coeficientes de majoração referidos na norma italiana OPCM 3421/2005, que adota o valor de 1,5 no

caso da alvenaria maciça e 1,3 para a alvenaria furada, a multiplicar às propriedades resistentes das paredes de alvenaria cerâmica.

No modelo numérico do edifício foram simuladas três soluções de aplicação de reboco armado segundo a direção X, isto porque, como se verificou na secção 2.3.4 através da análise aos danos do edifício antes da aplicação dos reforços, as fachadas contêm os paramentos que recebem o maior dano.

Na Figura 2.30 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a aplicação de reboco armado nas duas faces da fachada principal.

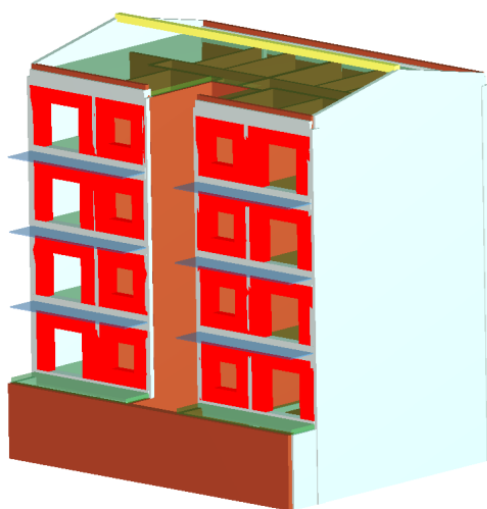


Figura 2.30 - Esquema da execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal

Através da Figura 2.31 e fazendo uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X o valor da aceleração espectral sofreu pouca alteração, havendo apenas um pequeno decréscimo no valor do deslocamento espectral último. Por outro lado, segundo a direção Y, verificamos que a aceleração espectral sofre uma redução para o sentido negativo (Y^-) e um aumento para o sentido contrario (Y^+).

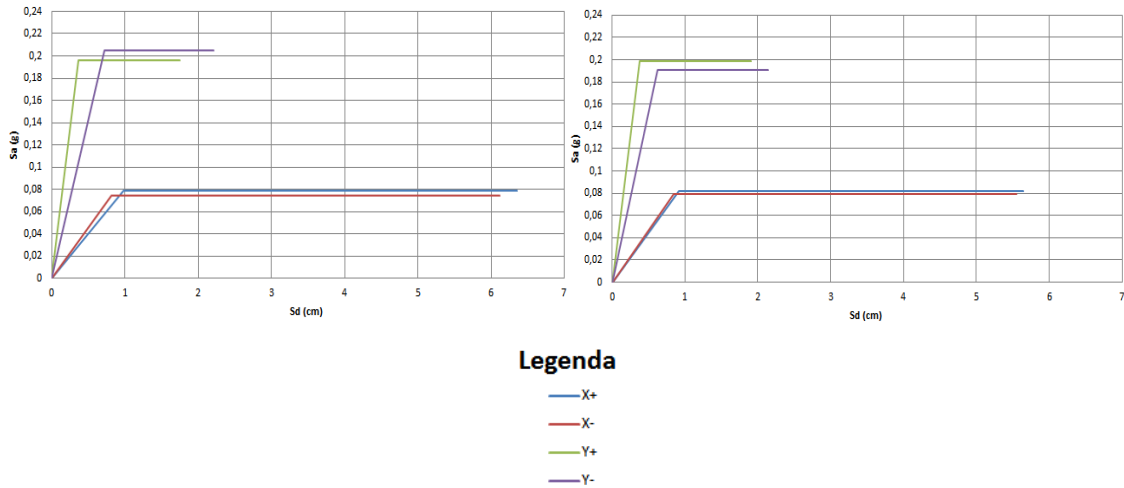


Figura 2.31 – Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dir.)

Tendo como base os valores apresentados na Tabela 2.10, verifica-se que a relação $Sd_{\text{último}}/Sd_{\text{alvo}}$ na direção Y⁻ continua sem verificar a segurança, isto é, este mesmo quociente é inferior à unidade. Nesta tabela, a coluna “Aumento de capacidade resistente lateral” indica-nos os ganhos do edifício com o reforço aplicado relativamente ao edifício sem reforço, sendo este cálculo feito através da equação [2.29]:

$$\frac{\left(\frac{Sd_u}{Sd_{alvo}} \right)_{original}}{\left(\frac{Sd_u}{Sd_{alvo}} \right)_{reforçado}} \quad [2.29]$$

No caso do edifício ter ganhos na resistência lateral, o valor obtido é positivo. Pelo contrário, se o edifício perder resistência obtém-se um valor negativo. Assim, através dessa mesma coluna verificamos que o edifício para os dois tipos de sismo e para a direção X sofre uma redução na resistência lateral, e para a direção Y obtém-se ganhos com a aplicação do reforço.

Tabela 2.10 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal reforçada com reboco armado

Tipo Sismo (EC8)	Direção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}} \leq S_{d_u}$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	5,02	5,65	1,13	Verifica	-6
	X ⁻	5,00	5,55	1,11	Verifica	-9
	Y ⁺	1,74	2,01	1,16	Verifica	14
	Y ⁻	2,59	2,26	0,87	Não Verifica	2
2	X ⁺	2,09	5,65	1,13	Verifica	-61
	X ⁻	2,05	5,55	1,11	Verifica	-62
	Y ⁺	0,94	2,01	1,16	Verifica	-39
	Y ⁻	1,22	2,26	0,87	Verifica	-49

Tendo tudo isto em conta pode-se concluir que o reforço não acrescentou melhorias significativas na resposta do edifício à ação sísmica segundo as duas direções e sentidos principais.

Na Figura 2.32 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a aplicação de reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz.

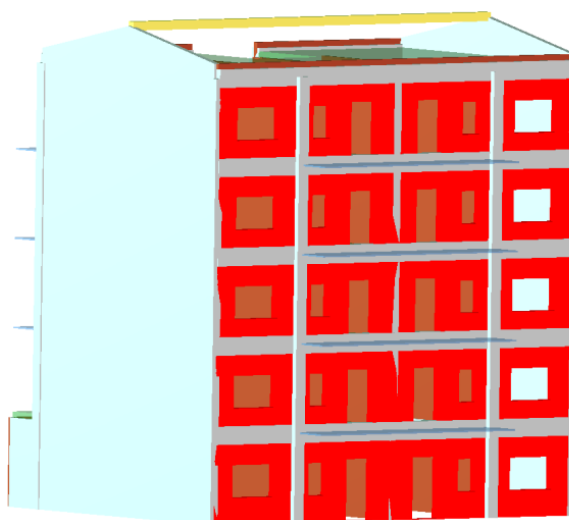


Figura 2.32 - Esquema da execução de reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz

Através da Figura 2.33 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X o valor da aceleração espectral sofreu pouca alteração em termos de valores e de andamento do respetivo espectro, já o deslocamento espectral ultimo sofreu uma redução significativa (de 6 para 5cm), tornando o edifício mais rígido. Por outro lado segundo a direção Y, houve uma redução da aceleração espectral para o sentido positivo isto é Y⁻.

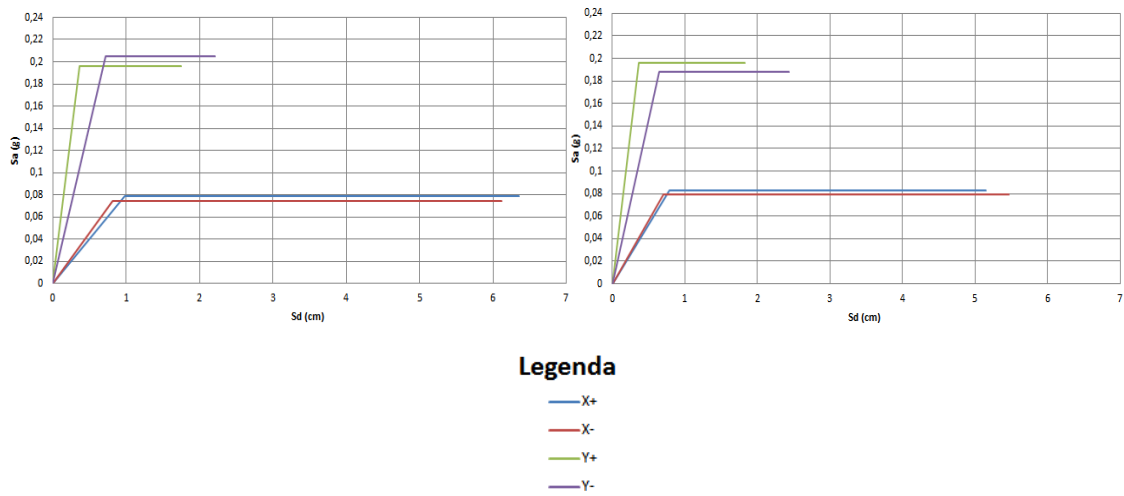


Figura 2.33 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.11, verifica-se que a relação $S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ verifica para todas as direções, isto é, este mesmo quociente é superior à unidade, por outro lado também se constata que, no geral, o edifício sofreu um acréscimo de resistência lateral após a aplicação do reforço, o que leva a concluir que esta solução é tecnicamente viável.

Tabela 2.11 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada de tardoç reforçada com reboco armado

Tipo Sismo (EC8)	Direção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}} \leq S_{d_u}$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	4,65	5,16	1,11	Verifica	-8
	X ⁻	4,47	5,47	1,22	Verifica	0
	Y ⁺	1,72	1,93	1,12	Verifica	11
	Y ⁻	2,53	2,58	1,02	Verifica	20
2	X ⁺	1,94	5,16	2,66	Verifica	-8
	X ⁻	1,89	5,47	2,89	Verifica	-1
	Y ⁺	0,93	1,93	2,08	Verifica	10
	Y ⁻	1,26	2,58	2,05	Verifica	20

Na Figura 2.34 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a aplicação de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoç

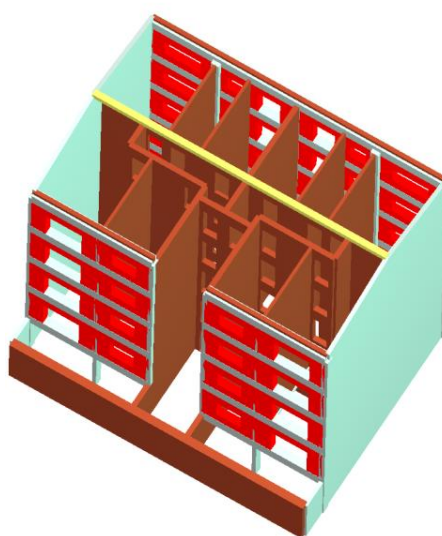


Figura 2.34 - Esquema da execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e tardoç

Através da Figura 2.35 e realizando uma análise comparativa entre os dois espetros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve uma redução no patamar de cedência para os dois sentidos e uma redução na aceleração espectral para o sentido positivo. Na direção Y houve uma redução da aceleração espectral para o sentido Y⁻ mantendo o sentido positivo valores muito semelhantes antes e após a aplicação do reforço.

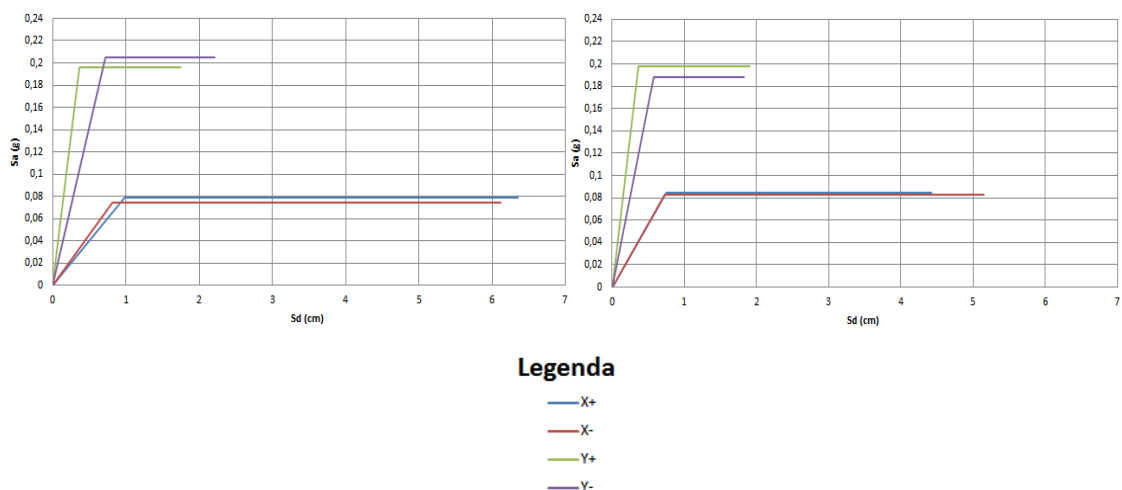


Figura 2.35 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas de tardoz e principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.12, constata-se que a relação Sd_u/Sd_{alvo} não verifica a segurança em ambas as direções, para além de se observar uma redução generalizada na capacidade resistente lateral.

Tabela 2.12 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal e de tardoz reforçada com reboco armado

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	4,49	4,43	0,99	Não Verifica	-18
	X ⁻	4,45	5,15	1,16	Verifica	-5
	Y ⁺	1,69	2,01	1,19	Verifica	18
	Y ⁻	2,36	1,93	0,82	Não Verifica	-4
2	X ⁺	1,89	4,43	2,34	Verifica	-19
	X ⁻	1,87	5,15	2,75	Verifica	-6
	Y ⁺	0,92	2,01	2,18	Verifica	15
	Y ⁻	1,18	1,93	1,64	Verifica	-4

Tendo tudo isto em conta pode-se concluir que esta solução de reforço não acrescentou melhorias na resposta do edifício à ação sísmica.

2.4.2 Introdução de tirante passivo

Os tirantes podem ser barras ou cabos de aço que apenas funcionam à tração e são fixos às paredes através de elementos de ancoragem. A introdução deste reforço em uma estrutura tem como principal objetivo melhorar o comportamento dos elementos a que se encontram ligados, principalmente no incremento das ligações, podendo assumir um carácter ativo ou passivo.



Figura 2.36 - Diferentes vistas de tirantes passivos (Reabilitação do Castelo de Viana do Alentejo, Planirest Construções Lda).



Figura 2.37 - Fachada de um edifício com chapas de ancoragem de tirantes (Planirest Construções Lda)

Esta solução foi aplicada no modelo mas, devido a existirem edifícios adjacentes a este, torna-se impossível a realização das ancoragens dos tirantes nas empenas. Assim apenas foi realizada esta simulação a fim de se aferir a sua mais-valia no aumento da resistência lateral, caso fosse possível efetuar as ancoragens. No edifício em estudo irá usar-se tirantes passivos que só serão ativados após a ocorrência de deslocamentos na estrutura conforme se observa nas Figura 2.36Figura 2.37.

Deste modo procedeu-se à introdução de tirantes em aço, com 20 mm de diâmetro, ao nível de todos os pavimentos, numa parede interior segundo a direção X conforme mostra a Figura 2.38, estando os mesmos representados a traço contínuo vermelho no modelo com um círculo a preto a realçá-los.

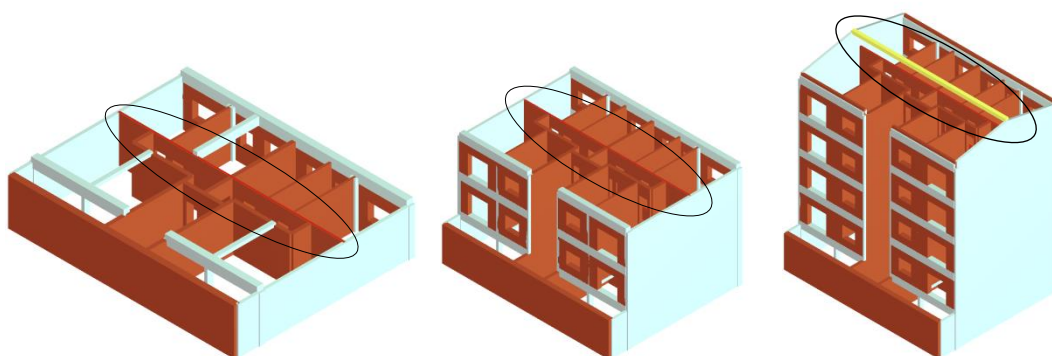


Figura 2.38 - Esquema de introdução do tirante ao nível do pavimento do rés-do-chão (esq.), 2º andar (meio) e cobertura (dirt.) em uma parede interior segundo a direção X

Através da Figura 2.39 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo as direções X^- e Y^+ houve uma redução no valor da aceleração espectral.

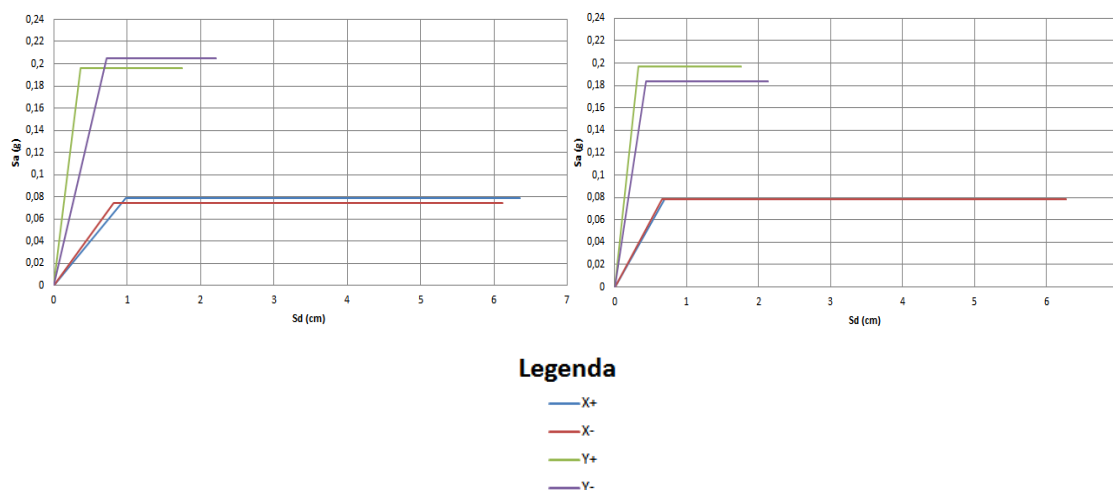


Figura 2.39 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com tirante passivo, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.13, verifica-se que a relação $S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ verifica a segurança para todas as direções e sentidos principais.

Tabela 2.13 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal e de tardoz reforçada com reboco armado

Tipo Sismo (EC8)	Direção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}} \leq S_{d_u}$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X^+	4,39	4,91	1,12	Verifica	-7
	X^-	4,33	6,28	1,45	Verifica	18
	Y^+	1,61	1,85	1,15	Verifica	14
	Y^-	2,05	2,26	1,10	Verifica	29
2	X^+	1,85	4,91	1,12	Verifica	-61
	X^-	1,83	6,28	1,45	Verifica	-50
	Y^+	0,88	1,85	1,15	Verifica	-39
	Y^-	1,06	2,26	1,10	Verifica	-35

Tendo tudo isto em conta pode concluir-se que a introdução de tirantes passivos acrescentou melhorias na resposta do edifício à ação sísmica.

2.4.3 Reforço com laminados de fibra de Carbono (Sistemas CFRP)

O reforço de elementos estruturais com laminados de fibra de carbono é uma técnica que consiste na aplicação de um material compósito sobre a superfície desses elementos a reforçar. Neste tipo de reforço existem dois tipos de sistemas de aplicação dos polímeros reforçados com fibra de carbono (CFRP -*Carbon Fiber Reinforced Polymer*): um em que a cura é feita “in-situ”, isto é, a resina e as fibras de carbono são fornecidas em separado e o processo de aplicação dessa mesma fibra é efetuado no local (Figura 2.40), a sua aplicação é relativamente simples, sendo o laminado de carbono colado no elemento a reforçar (previamente limpo) com o auxílio de resina epóxi; por outro lado tem-se os sistemas pré-fabricados, em que são fabricados sobre moldes conforme se pode observar na Figura 2.41 que neste caso serão preenchidos com betão. Estes últimos têm a vantagem de terem um maior controlo de qualidade.

De todos os reforços aplicados no modelo numérico do edifício em estudo, este é o menos intrusivo, mas por outro lado o que é menos reversível.



Figura 2.40 - Aplicação da resina (esq.), aplicação da fibra de carbono numa laje (dirt.)



Figura 2.41 - Colocação de arcos pré-fabricados de CFRP (esq.), aspeto final dos arcos já preenchidos com betão (dirt.) [Universidade de Maine / AEWC]

No dimensionamento do reforço com laminado de CFRP só se teve em consideração o reforço ao esforço de corte nas vigas que constituem os pórticos localizados nas fachadas principal e de tardoz. Este mesmo dimensionamento teve como base as recomendações para o projeto e construção de reforço de estruturas por colagem externa de materiais com fibras de carbono da, *American Concrete Institute*, que em 2002 publicou um documento intitulado “*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*” (ACI 440,2002), [Barros, Abril 2004].

Segundo a formulação descrita pelo ACI 440, a contribuição do CFRP para a resistência ao esforço transversal é calculada através da equação [2.30, em que $\phi=0,85$ um coeficiente de segurança em relação à resistência ao esforço transversal de uma peça de betão armado, ψ_f é um coeficiente que minora a resistência ao corte garantida pelo CFRP, α é o ângulo que o reforço faz com o eixo da viga, S_f representa o afastamento entre as faixas de CFRP, A_{fv} é a área efetiva das faixas de CFRP para resistir ao esforço transversal, f_{fe} representa a tensão efetiva no CFRP, e, por último o parâmetro d_f é a altura útil do reforço CFRP. Todos os parâmetros geométricos encontram-se representados na Figura 2.43.

$$V_{fd} = \phi \times \psi_f \times \frac{A_{fv} \times f_{fe} \times d_f}{S_f} \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad [2.30]$$

O coeficiente ψ_f depende da geometria do reforço, como se pode observar Figura 2.42 e como se encontra indicado na Tabela 2.14.

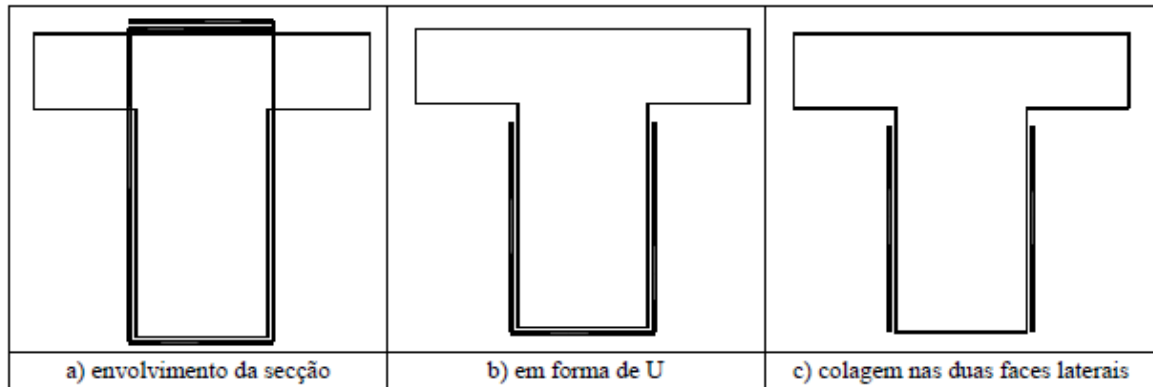


Figura 2.42 - Configurações geométricas do reforço ao corte com CFRP [Barros, Abril 2004]

Tabela 2.14 - Valores do coeficiente de redução [Barros, Abril 2004]

$\psi_f = 0,95$	Envolvimento total da secção (Figura 3.34a)
$\psi_f = 0,85$	Reforço em forma de U (Figura 3.34b) ou colagem nas faces laterais (Figura 3.34c)

O valor de A_{fv} é calculado através da equação 2.31, em que, n representa o número de camadas, t_f a espessura e w_f a largura do reforço CFRP, como se pode observar na Figura 2.43 [Barros, Abril 2004].

$$A_{fv} = 2 \times n \times t_f \times w_f \quad [2.31]$$

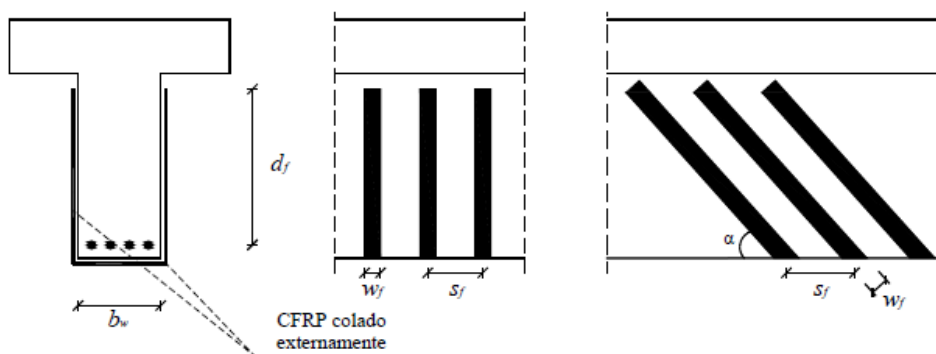


Figura 2.43 – Características geométricas das faixas de CFRP necessárias para o cálculo do esforço transverso resistente [Barros, Abril 2004]

O valor de f_{fe} é obtido através da equação [2.32] em que E_f é o módulo de elasticidade do compósito e ε_{fe} a extensão obtida através de uma das duas seguintes situações:

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \times E_f \quad [2.32]$$

a) Elementos reforçados com envolvimento total (Figura 2.42a):

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75 \times \varepsilon_{fu} \quad [2.33]$$

b) Elementos reforçados em forma de U (Figura 2.42b), ou colagem nas faces laterais (Figura 2.42c):

$$\varepsilon_{fe} = k_v \times \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \quad [2.34]$$

Nas equações [2.33] e [2.34], ε_{fu} representa a extensão de rotura do laminado segundo o fabricante.

O coeficiente k_v é um fator de redução de aderência que tem em conta as roturas prematuras e é obtido através da equação [2.35], em que k_1 e k_2 são fatores de modificação aplicados ao k_v que tem em conta a resistência do betão e o sistema de reforço ao corte, respetivamente, e L_e que é o comprimento ativo de aderência do laminado. Estes parâmetros são calculados através das equações [2.35]-[2.38].

$$k_v = \frac{k_1 \times k_2 \times L_e}{11900 \times \varepsilon_{fu}} \leq 0,75 \quad [2.35]$$

$$L_e = \frac{23300}{(n \times t_f \times E_f)^{0,58}} \quad [2.36]$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad [2.37]$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_f - L_e}{d_f}, & \text{Reforço em U} \\ \frac{d_f - 2 \times L_e}{d_f}, & \text{Reforço nas faces laterais} \end{cases} \quad [2.38]$$

Na expressão 2.37 f'_c representa o valor característico da resistência do betão à compressão em cilindros.

A simulação deste reforço foi feita com um laminado de carbono com as características mecânicas que se encontram descritas na Tabela 2.15 [www.prt.sika.com]. Para o efeito foi considerada a sua aplicação em forma de U (Figura 2.42b) na vertical como se observa na Figura 2.43.

Tabela 2.15 - Características mecânicas do laminado de carbono da marca SIKA

SIKA CarboDur S1512/240	
W_f (Largura)	80 mm
t_f (Espessura)	1,2 mm
E_f (Módulo de elasticidade)	165 kN/mm ²
f_{fu} (Resistência última à tração)	3,1 kN/mm ²
ε_{fu} (Extensão de rotura)	0,0085 mm/mm

Na Figura 2.44 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a aplicação de laminado de CFRP, nas vigas da fachada principal. As vigas reforçadas estão representadas a vermelho.

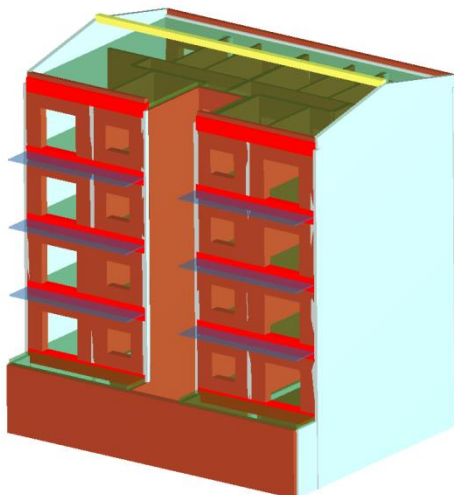


Figura 2.44 - Esquema representativo da introdução do reforço de CFRP, nas vigas da fachada principal

Através da Figura 2.45 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve uma ligeira diminuição no valor do deslocamento espectral ultimo nos dois sentidos. Por outro lado segundo a direção Y, ocorreu um aumento e uma diminuição para o valor do deslocamento espectral ultimo para os sentidos negativo (Y^-) e positivo (Y^+) respetivamente, por último para esta mesma direção ocorreu um decréscimo na aceleração espectral para o sentido negativo (Y^-) e um aumento para o sentido contrário (Y^+).

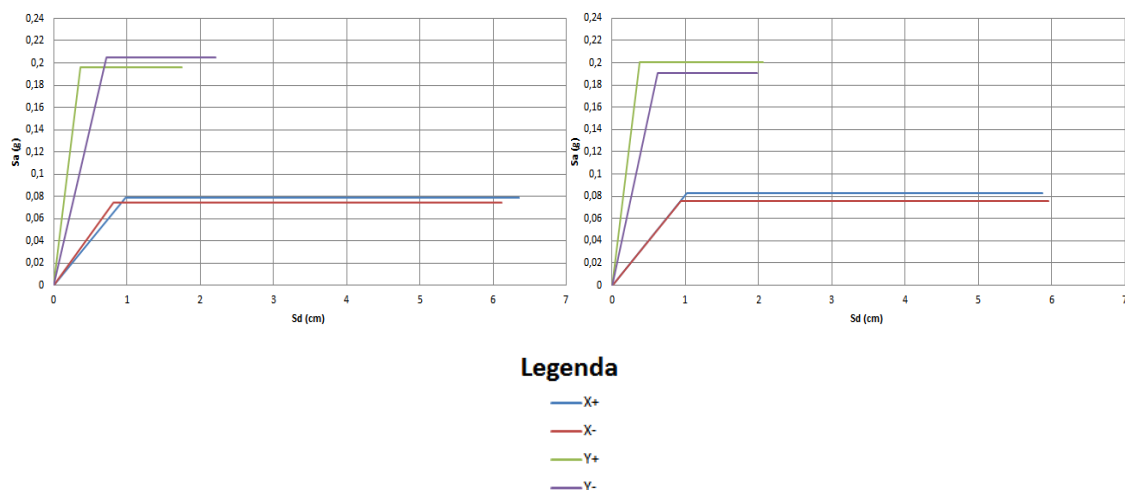


Figura 2.45 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com carbono nas vigas da fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.16, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_{alvo} continua sem verificar a segurança segundo a direção Y⁻ para o sismo tipo 1.

Tabela 2.16 -Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal reforçada com CFRP

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	5,27	5,87	1,11	Verifica	-7
	X ⁻	5,16	5,95	1,15	Verifica	-6
	Y ⁺	1,72	2,18	1,27	Verifica	25
	Y ⁻	2,45	2,09	0,85	Não Verifica	0
2	X ⁺	2,19	5,87	1,11	Verifica	-61
	X ⁻	2,15	5,95	1,15	Verifica	-61
	Y ⁺	0,93	2,18	1,27	Verifica	-33
	Y ⁻	1,22	2,09	0,85	Verifica	-50

Tendo tudo isto em conta pode concluir-se que o reforço não acrescentou melhorias na resposta do edifício à ação sísmica.

Na Figura 2.46 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a aplicação de CFRP, nas vigas da fachada de tardoz. As vigas reforçadas estão representadas a vermelho.

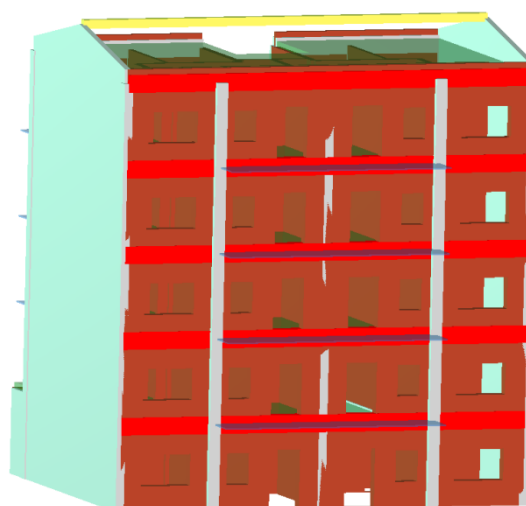


Figura 2.46 - Esquema representativo da introdução do reforço de CFRP, nas vigas da fachada de tardoz

Através da Figura 2.47 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve uma acentuada diminuição do deslocamento espectral ultimo (de aproximadamente 6 para 4,5cm). Por outro lado segundo a direção Y, para o sentido negativo Y⁻ verificamos uma redução no patamar de cedência e na aceleração espectral.

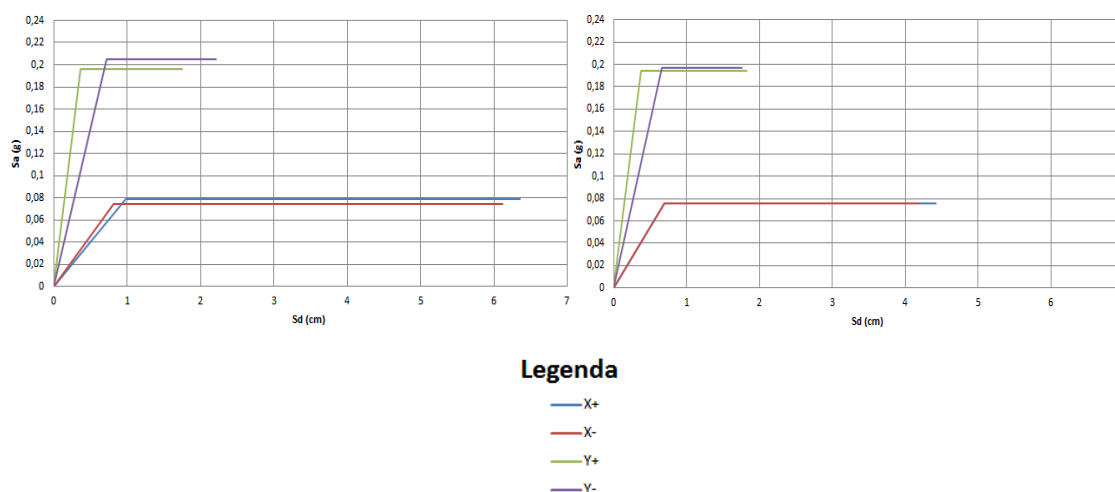


Figura 2.47 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com carbono nas vigas da fachada de tardoz, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.17, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_{alvo} não verifica a segurança para 3 direções do sismo tipo 1 (X^+ , X^- e Y^-), isto é, este mesmo quociente é inferior à unidade. Por outro lado, também se constata que em 6 das 8 direções houve um decréscimo na capacidade resistente global.

Tabela 2.17 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada de tardoaz reforçada com CFRP

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X^+	4,48	4,42	0,99	Não Verifica	-18
	X^-	4,51	4,18	0,93	Não Verifica	-24
	Y^+	1,76	1,93	1,10	Verifica	8
	Y^-	2,47	1,85	0,75	Não Verifica	-12
2	X^+	1,89	4,42	2,34	Verifica	-19
	X^-	1,89	4,18	2,21	Verifica	-24
	Y^+	0,89	1,93	2,17	Verifica	15
	Y^-	1,24	1,85	1,49	Verifica	-12

Tendo tudo isto em conta pode concluir-se que a aplicação de CFRP nas vigas da fachada de tardoaz não acrescentou melhorias na resposta do edifício à ação sísmica.

Na Figura 2.48 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a aplicação de CFRP, nas vigas das fachadas principal e de tardoaz. As vigas reforçadas estão representadas a vermelho.

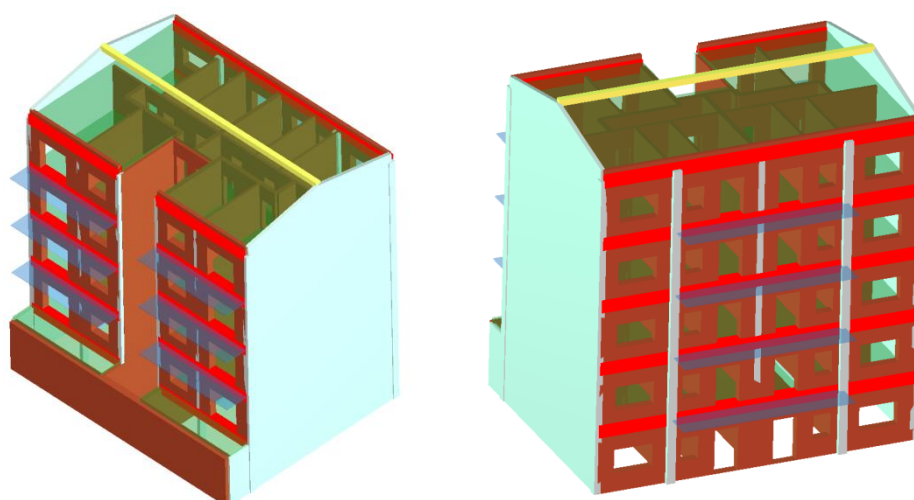


Figura 2.48 - Esquema representativo da introdução do reforço de CFRP, nas vigas das fachadas principal (esq.) e de tardo (dirt.)

Através da Figura 2.49 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve um aumento do patamar de cedência para os dois sentidos (de 4 para 6cm). Por outro lado na direção Y, houve um incremento tanto na aceleração espectral ultima, bem como no patamar de cedência para o sentido negativo (Y⁻).

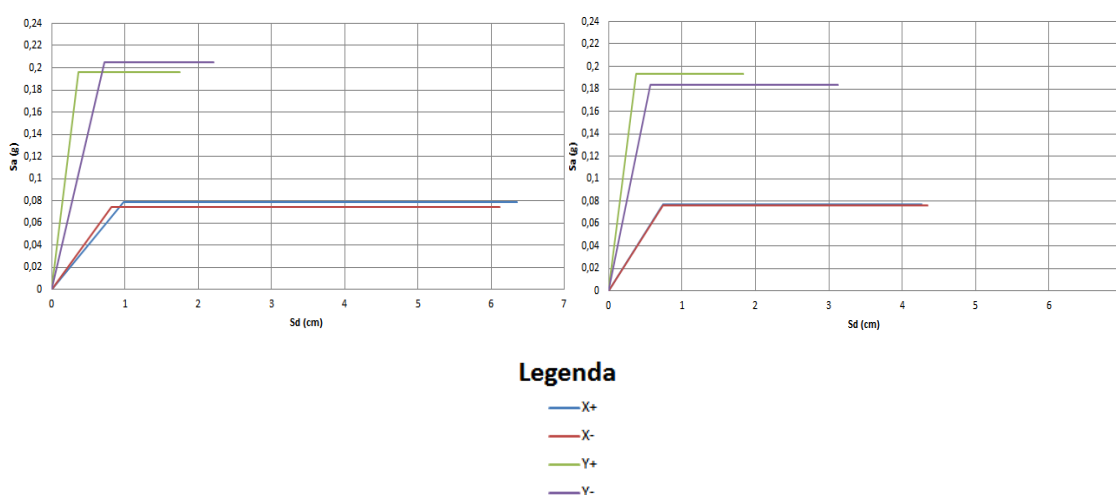


Figura 2.49 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com carbono nas vigas das fachadas principal e de tardo, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.18, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_{alvo} não verifica para as direções X^+ e X^- para o sismo tipo 1, isto é, este mesmo quociente é inferior à unidade, por outro lado também se constata que em 4 das 8 direções houve um decréscimo na capacidade resistente global.

Tabela 2.18 - Verificação da segurança do edifício, com a fachada principal e de tardoaz reforçadas com CFRP

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X^+	4,59	4,26	0,93	Não Verifica	-23
	X^-	4,65	4,34	0,93	Não Verifica	-24
	Y^+	1,76	1,93	1,10	Verifica	8
	Y^-	2,40	3,30	1,38	Verifica	61
2	X^+	1,93	4,26	2,21	Verifica	-23
	X^-	1,94	4,34	2,24	Verifica	-24
	Y^+	0,94	1,93	2,05	Verifica	8
	Y^-	1,20	3,30	2,75	Verifica	62

Tendo tudo isto em conta pode-se concluir que o reforço, a nível global não acrescentou melhorias na resposta do edifício à ação sísmica.

2.4.4 Viga de contraventamento

A introdução de vigas de contraventamento tem como principal finalidade a melhoria do contraventamento na direção em que as mesmas são aplicadas.

Após uma análise cuidadosa do modelo, facilmente se verificou a existência de uma descontinuidade nos pórticos da fachada principal, e também falta de inércia segundo a direção X comparativamente com a direção perpendicular (Y). Tendo isto em conta, foram aplicadas vigas de contraventamento em duas paredes, segundo a direção (X), uma foi aplicada na fachada principal, dando assim continuidade aos dois pórticos ali existentes, formando um único pórtico, a segunda viga foi aplicada numa parede interior a fim de criar maior inércia e rigidez lateral segundo X. As vigas foram

aplicadas em todos os pisos, separadamente e em simultâneo na parede interior e na fachada principal.

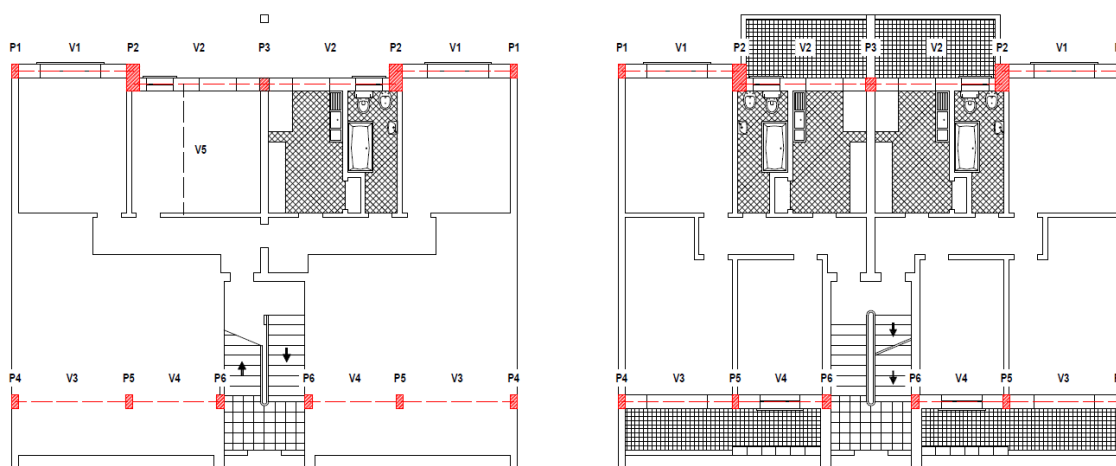


Figura 2.50 - Localização dos pórticos

Esta viga foi simulada em betão armado, em que a armadura aplicada foi calculada tendo em conta o EC2 [IPQ, 2010a], tendo-se optado por aplicar a armadura mínima tanto na resistência à flexão como ao corte. Relativamente aos materiais, foi adotado o betão C_{20/25} e para as armaduras o aço A400. No que se refere à geometria da viga, optou-se por uma viga de 30x30 cm como mostra a Figura 2.51. A mesma encontra-se representada no modelo através da cor vermelha.

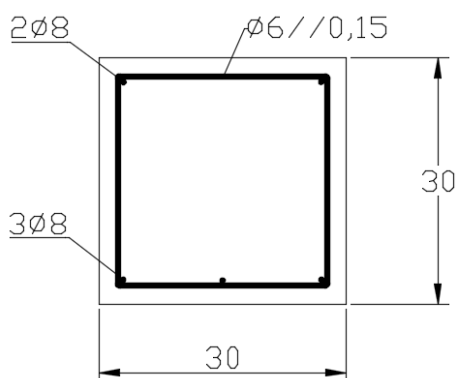


Figura 2.51 - Pormenor da viga de contraventamento

Na Figura 2.52 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a introdução de uma viga de contraventamento na fachada principal.

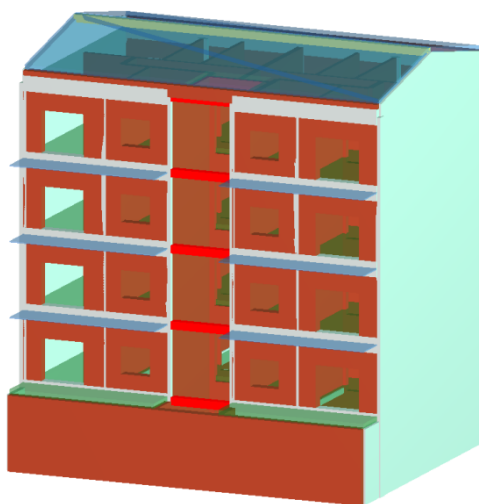


Figura 2.52 - Esquema representativo da introdução do reforço da viga de contraventamento na fachada principal

Através da Figura 2.53 e realizando uma análise comparativa entre os dois espetros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve um aumento do deslocamento espectral ultimo para os dois sentidos. Por outro lado, na direção Y, houve uma redução no valor da aceleração espectral para o sentido negativo isto é Y^- , e um aumento ligeiro dessa mesma aceleração para o sentido oposto Y^+ .

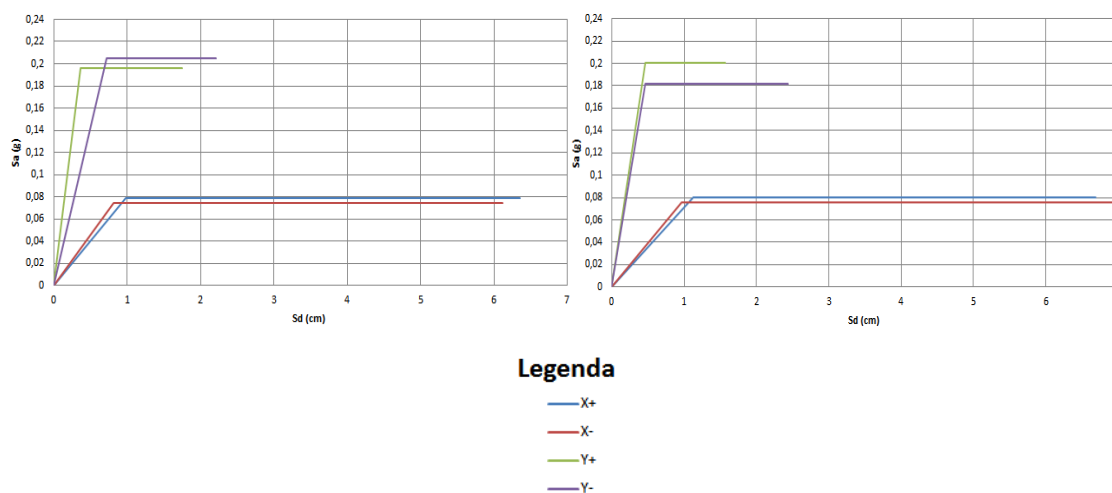


Figura 2.53 - Espetros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.19, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_{alvo} não verifica a segurança na direção Y^+ para o sismo tipo 1, podendo concluir-se que a execução de uma viga de contraventamento, em betão armado, na fachada principal não acrescenta melhorias na resposta do edifício à ação sísmica.

Tabela 2.19 - Verificação da segurança do edifício, com a viga de contraventamento situada na fachada principal

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X^+	5,54	6,69	1,21	Verifica	0
	X^-	5,32	6,93	1,30	Verifica	6
	Y^+	1,89	1,61	0,85	Não Verifica	-16
	Y^-	2,05	2,50	1,22	Verifica	43
2	X^+	2,31	6,69	1,21	Verifica	-58
	X^-	2,22	6,93	1,30	Verifica	-56
	Y^+	1,01	1,61	0,85	Verifica	-55
	Y^-	1,06	2,50	1,22	Verifica	-28

Na Figura 2.54 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a introdução de uma viga de contraventamento em uma parede interior segundo X.

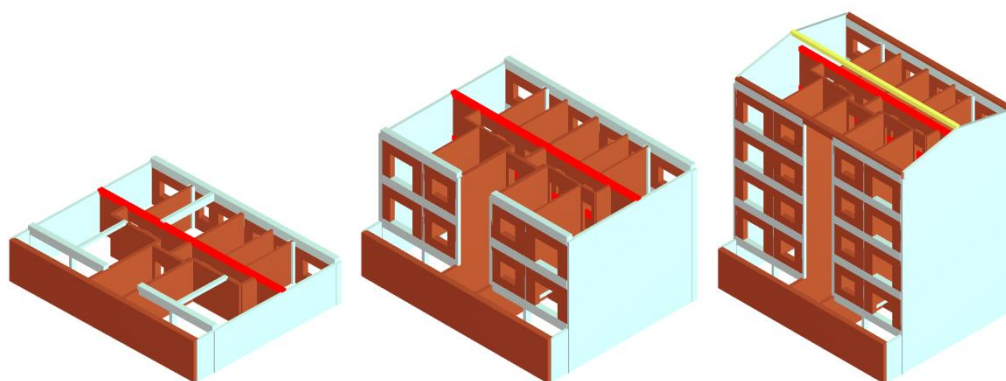


Figura 2.54 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento do rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.) em uma parede interior segundo a direção X

Através da Figura 2.55 e realizando uma análise comparativa entre os dois espetros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X, para o sentido negativo X^- houve uma ligeira redução da aceleração espectral, e uma acentuada redução do deslocamento

espectral ultimo nos dois sentidos. Por outro lado na direção Y, houve um aumento no valor da aceleração espectral para o sentido Y⁺ e uma redução para o sentido contrario (Y⁻).

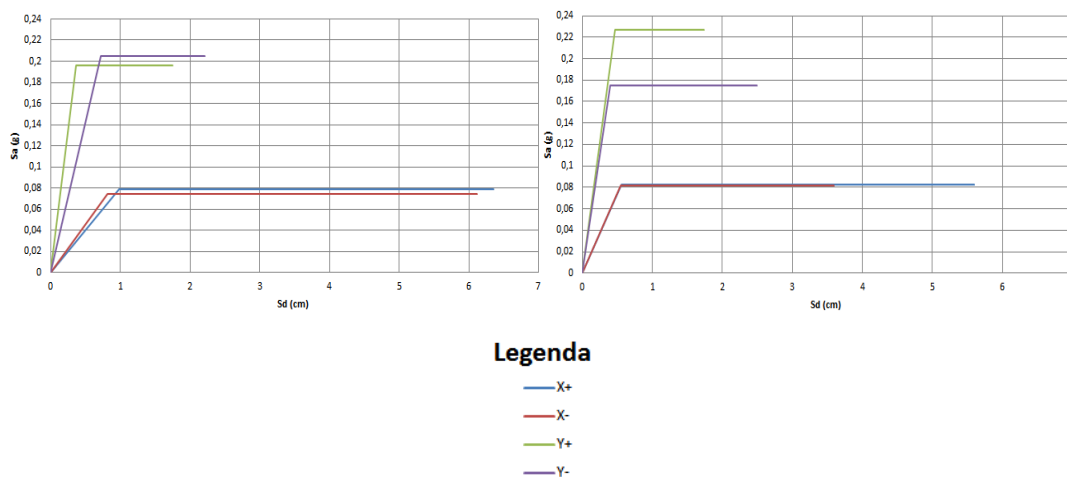


Figura 2.55 - Espetros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.20, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_{alvo} não verifica a segurança na direção X⁻ para o sismo tipo 1, podendo concluir-se que a execução de uma viga de contraventamento, em betão armado, numa parede interior segundo X não acrescenta melhorias na resposta do edifício à ação.

Tabela 2.20 - Verificação da segurança do edifício, com a viga de contraventamento situada em uma viga interior

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	3,74	5,59	1,49	Verifica	24
	X ⁻	3,70	3,59	0,97	Não Verifica	-21
	Y ⁺	1,76	1,84	1,05	Verifica	3
	Y ⁻	2,00	2,64	1,32	Verifica	55
2	X ⁺	1,61	5,59	3,47	Verifica	21
	X ⁻	1,59	3,59	2,26	Verifica	-23
	Y ⁺	0,98	1,84	1,88	Verifica	-1
	Y ⁻	1,02	2,64	2,59	Verifica	52

Na Figura 2.56 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a introdução de vigas de contraventamento na fachada principal e uma parede interior segundo X.

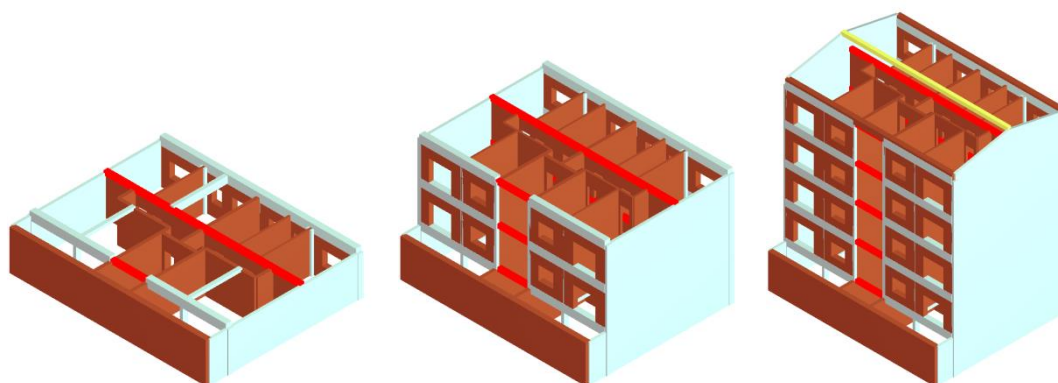


Figura 2.56 - Esquema de introdução das vigas de contraventamento ao nível do pavimento do rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.) na fachada principal e numa parede interior segundo a direção X.

Através da Figura 2.57 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X ocorreu uma redução do deslocamento espectral último para os dois sentidos. Por outro lado na direção Y, houve um aumento no valor da aceleração espectral para o sentidos Y⁻ e uma redução para o sentido contrário.

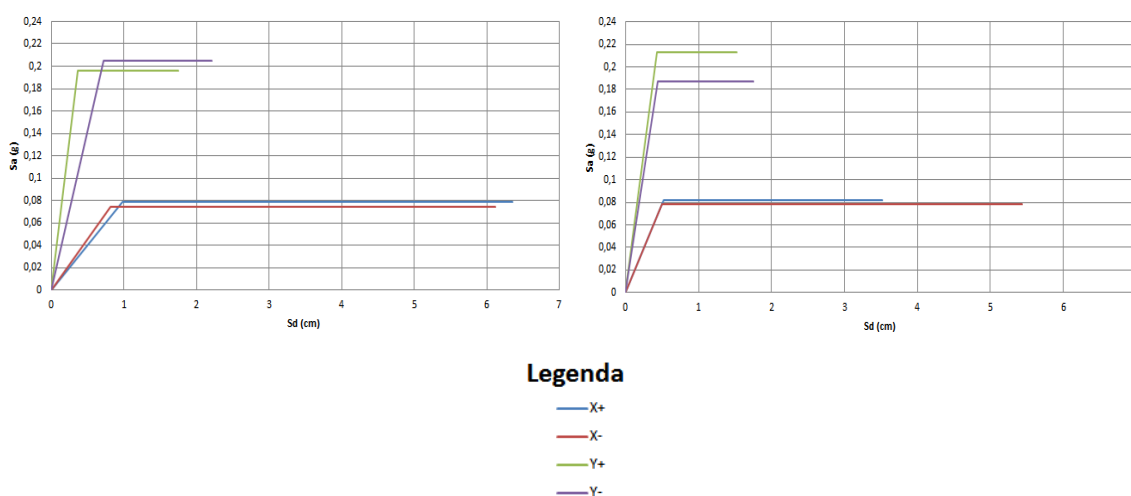


Figura 2.57 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento na fachada principal e numa parede interior, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.21, verifica-se que a relação $S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ não verifica na direção X^- para o sismo tipo 1, podendo concluir-se que a execução de uma viga de contraventamento, em betão armado, na fachada principal e numa parede interior segundo X não acrescenta melhorias na resposta do edifício à ação.

Tabela 2.21 - Verificação da segurança do edifício, com a viga de contraventamento situada na fachada principal e numa parede interior

Tipo Sismo (EC8)	Direção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}} \leq S_{d_u}$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X^+	3,67	3,52	0,96	Não Verifica	-20
	X^-	3,62	5,43	1,50	Verifica	23
	Y^+	1,74	1,60	0,92	Não Verifica	-9
	Y^-	2,00	1,84	0,92	Não Verifica	8
2	X^+	1,58	3,52	2,23	Verifica	-23
	X^-	1,56	5,43	3,48	Verifica	19
	Y^+	0,95	1,60	1,68	Verifica	-11
	Y^-	1,03	1,84	1,79	Verifica	5

2.4.5 Soluções conjuntas de reforço

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos com a aplicação conjunta das várias soluções de reforço por forma a verificar se alguma delas introduz melhorias significativas no desempenho sísmico do edifício.

Na Figura 2.58 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a viga de contraventamento ao nível do pavimento em cada piso, e do reboco armado na fachada principal.

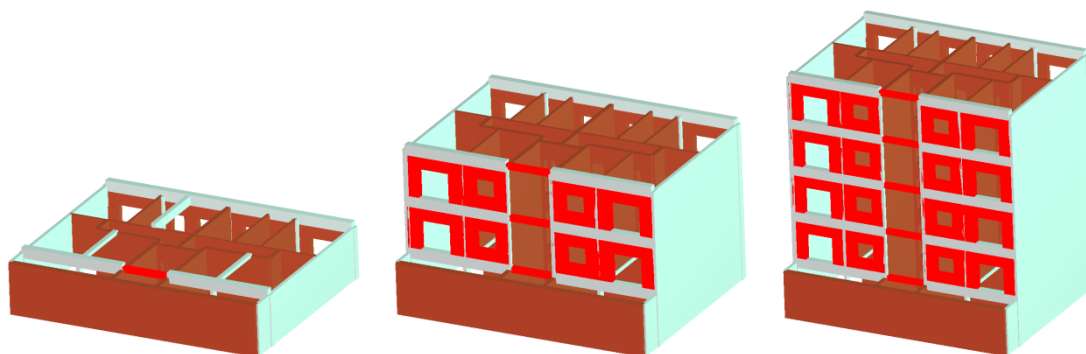


Figura 2.58 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento em cada piso, e do reboco armado na fachada principal, rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.).

Através da Figura 2.59 e realizando uma análise comparativa entre os dois espetros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve uma acentuada redução do deslocamento espectral último (de 8 para 6cm) para a direção X⁻. Por outro lado, na direção Y, houve uma redução no valor da aceleração espectral para o sentido negativo e um aumento para o sentido contrário.

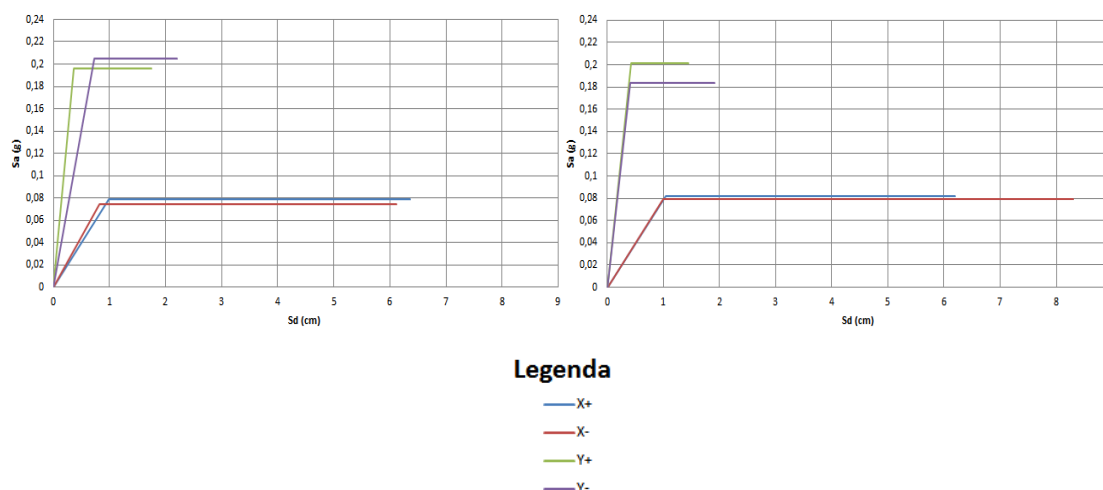


Figura 2.59 - Espetros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento e reboco armado na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.22, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_{alvo} não verifica na direção Y⁺ para o sismo tipo 1, podendo concluir-se que a execução de reboco armado nas duas

faces da fachada principal e aplicação de viga de contraventamento na fachada principal, não acrescentam melhorias na resposta do edifício à ação.

Tabela 2.22 - Verificação da segurança do edifício, com a introdução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e aplicação de viga de contraventamento na fachada principal

Tipo Sismo (EC8)	Direção	$S_{d,alvo}$ [cm]	$S_{d,u}$ [cm]	$S_{d,u}/S_{d,alvo}$	$S_{d,alvo} \leq S_{d,u}$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	5,32	6,15	1,16	Verifica	-4
	X ⁻	5,31	8,24	1,55	Verifica	27
	Y ⁺	1,83	1,52	0,83	Não Verifica	-18
	Y ⁻	1,94	2,00	1,03	Verifica	21
2	X ⁺	2,22	6,15	1,16	Verifica	-60
	X ⁻	2,22	8,24	1,55	Verifica	-47
	Y ⁺	0,98	1,52	0,83	Verifica	-56
	Y ⁻	1,01	2,00	1,03	Verifica	-39

Na Figura 2.60 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado viga de contraventamento ao nível do pavimento em cada piso em uma parede interior segundo a direção X e reboco armado nas duas faces da fachada principal.

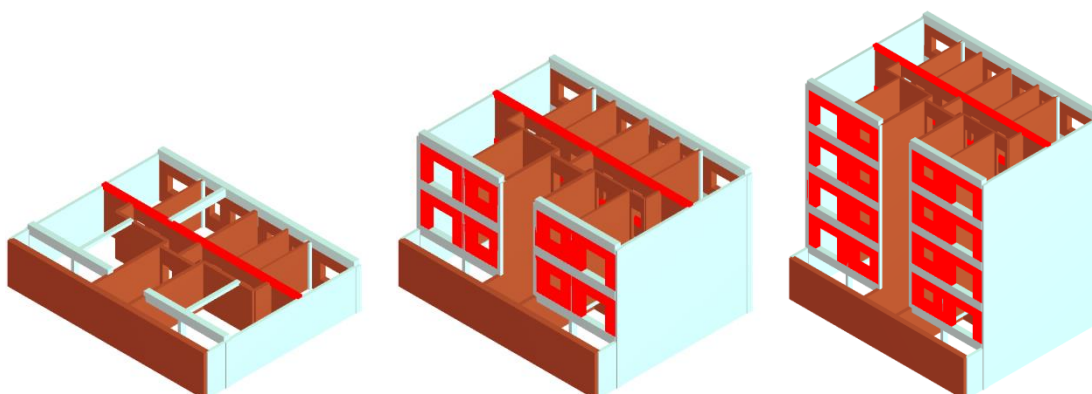


Figura 2.60 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento em cada piso em uma parede interior segundo a direção X, e do reboco armado na fachada principal, rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.).

Através da Figura 2.61 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X ocorreu um aumento significativo no valor do patamar de cedência para a o sentido positivo (passou aproximadamente de

3,5 para 6cm), já para o sentido oposto (X^-) ocorreu uma ligeira descida no valor do deslocamento espectral, por ultimo o valor da aceleração espectral sofre uma redução para ambos os sentidos. Por outro lado na direção Y, ocorreu aumento da aceleração espectral para os sentidos Y^+ e Y^- .

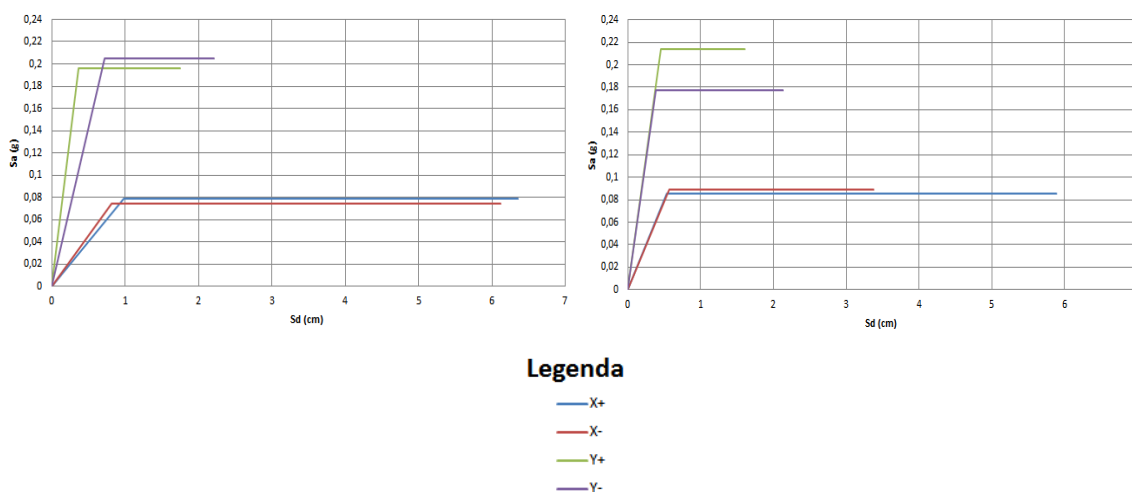


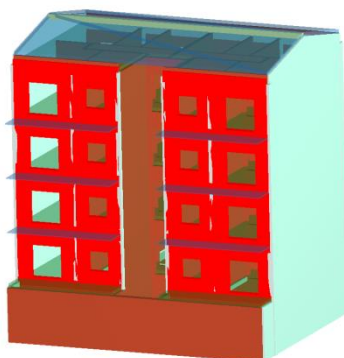
Figura 2.61 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior e reboco armado na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.23, verifica-se que a relação $S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ não verifica nas direções X^- e Y^+ para o sismo tipo 1, podendo concluir-se que a execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e aplicação de viga de contraventamento numa parede interior segundo a direção X, não acrescentam melhorias na resposta do edifício à ação.

Tabela 2.23 - Verificação da segurança do edifício, com a introdução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e aplicação de viga de contraventamento numa parede interior segundo a direção X

Tipo Sismo (EC8)	Direção	$S_{d,alvo}$ [cm]	$S_{d,u}$ [cm]	$S_{d,u}/S_{d,alvo}$	$S_{d,alvo} \leq S_{d,u}$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	3,62	5,84	1,61	Verifica	34
	X ⁻	3,61	3,35	0,93	Não Verifica	-24
	Y ⁺	1,65	1,59	0,96	Não Verifica	-5
	Y ⁻	1,83	2,12	1,16	Verifica	36
2	X ⁺	1,57	5,84	3,72	Verifica	29
	X ⁻	1,57	3,35	2,13	Verifica	-27
	Y ⁺	0,96	1,59	1,66	Verifica	-12
	Y ⁻	0,94	2,12	2,26	Verifica	33

Na Figura 2.62 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com fibra de carbono nas vigas e reboco armado na fachada principal.

**Figura 2.62** - Esquema de introdução do reforço de fibra de carbono nas vigas, e reboco armada na fachada principal

Através da Figura 2.63 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve um aumento do patamar de cedência, e, da aceleração espectral para os sentidos X⁺ e X⁻. Por outro lado na direção Y, ocorreu um aumento da aceleração espectral para nos dois sentidos.

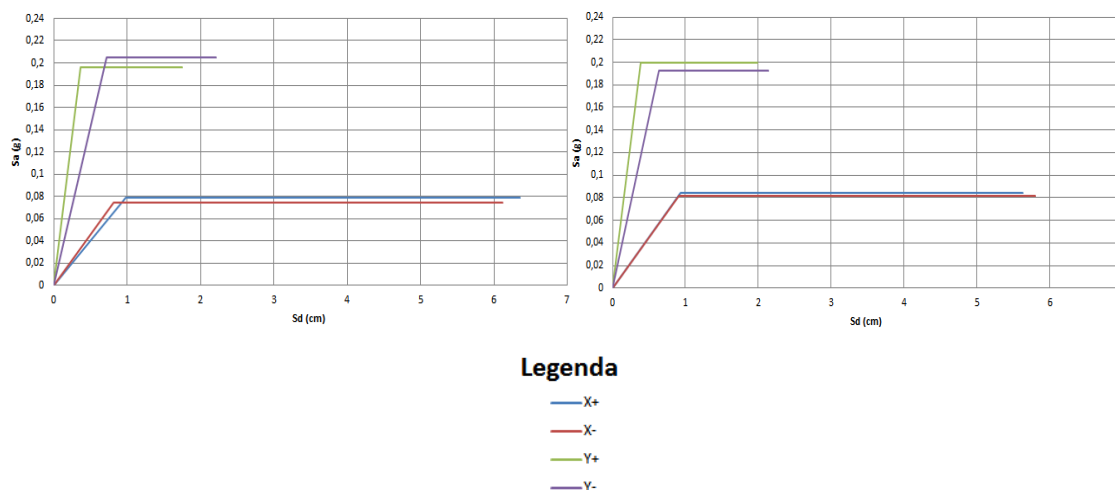


Figura 2.63 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com fibra de carbono nas vigas e reboco armado na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.24, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_{alvo} não verifica na direção Y^+ para o sismo tipo 1, podendo concluir-se que a execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e aplicação de fibra de carbono nas vigas da fachada principal, não acrescentam melhorias na resposta do edifício à ação sísmica.

Tabela 2.24 - Verificação da segurança do edifício, com a Introdução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e reforço em de fibra de carbono nas vigas da fachada principal

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X^+	4,98	5,59	1,12	Verifica	-7
	X^-	4,75	5,75	1,21	Verifica	-1
	Y^+	1,63	1,97	1,21	Verifica	19
	Y^-	2,31	2,12	0,92	Não Verifica	8
2	X^+	2,90	5,59	1,93	Verifica	-33
	X^-	2,78	5,75	2,07	Verifica	-29
	Y^+	1,11	1,97	1,77	Verifica	-6
	Y^-	1,61	2,12	1,32	Verifica	-23

Na Figura 2.64 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz, e reboco armado na fachada principal.

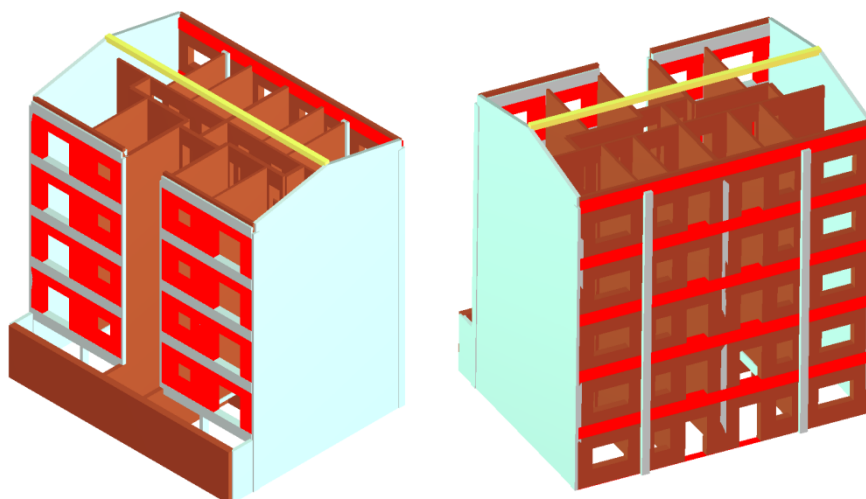


Figura 2.64 - Esquema de introdução do reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardo, e reboco armada na fachada principal

Através da Figura 2.65 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve uma acentuada redução no valor do deslocamento espectral para os dois sentidos, e um ligeiro aumento na aceleração espectral para o sentido X⁻. Por outro lado na direção Y, ocorreu um aumento da aceleração espectral e uma diminuição do patamar de cedência para o sentido Y⁻, e, uma diminuição da aceleração espectral e um aumento do patamar de cedência para o sentido Y⁺.

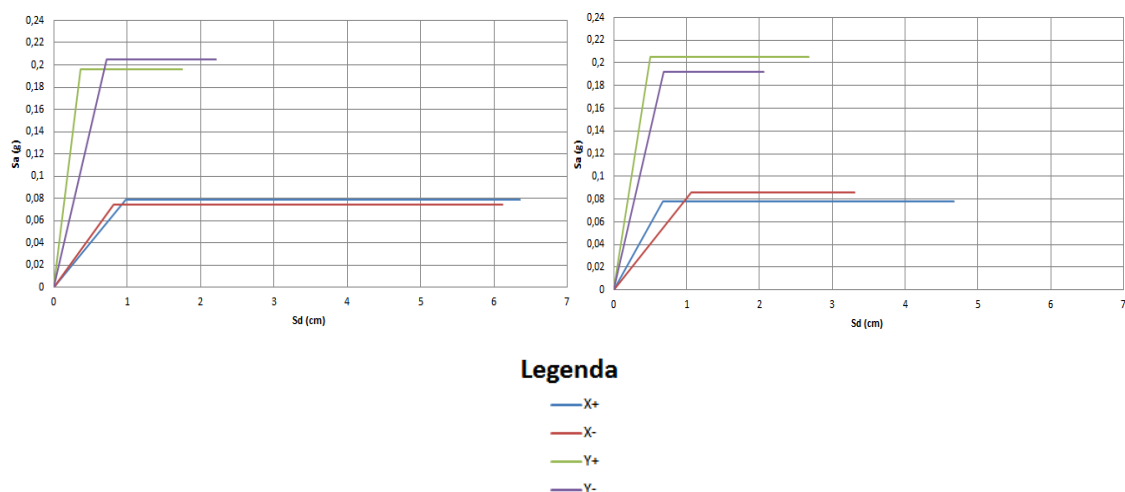


Figura 2.65 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz e reboco armado na fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.25, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_a não verifica nas direções X⁻ e Y⁻ para o sismo tipo 1, podendo concluir-se que a execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e aplicação de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz, não acrescentam melhorias na resposta do edifício à ação sísmica.

Tabela 2.25 - Verificação da segurança do edifício, com a Introdução de reboco armado nas duas faces da fachada principal e reforço em de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	4,39	4,67	1,06	Verifica	-12
	X ⁻	5,28	3,30	0,63	Não Verifica	-49
	Y ⁺	1,89	2,67	1,41	Verifica	40
	Y ⁻	2,43	2,06	0,85	Não Verifica	-1
2	X ⁺	1,85	6,69	1,06	Verifica	-63
	X ⁻	2,20	6,93	0,63	Verifica	-79
	Y ⁺	1,00	1,61	1,41	Verifica	-25
	Y ⁻	1,21	2,50	0,85	Verifica	-50

Na Figura 2.66 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a introdução de uma viga de contraventamento em uma parede interior segundo X, e reforço das vigas da fachada principal com fibra de carbono.

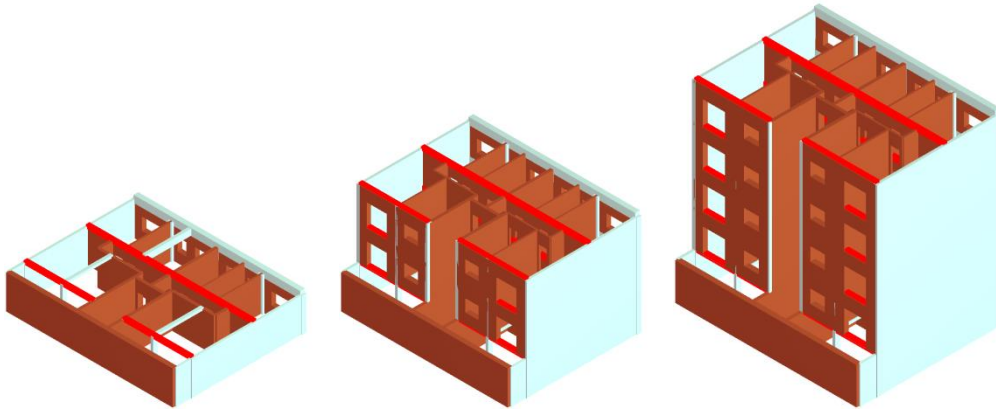


Figura 2.66 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento em cada piso em uma parede interior segundo a direção (X), e do reforço das vigas da fachada principal com fibra de carbono, rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.).

Através da Figura 2.67 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X houve um aumento significativo do patamar de cedência, e uma ligeira diminuição da aceleração espectral para os dois sentidos. Por outro lado na direção Y, ocorreu um aumento da aceleração espectral nos dois sentidos (Y^+ e Y^-), e uma diminuição do patamar de cedência para o sentido Y^- .

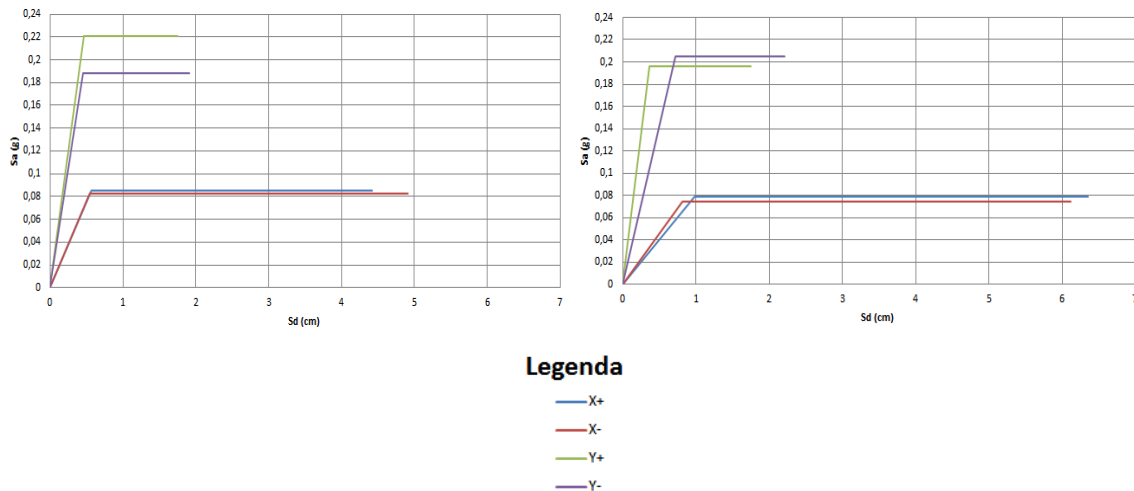


Figura 2.67 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior e fibra de carbono nas vigas da fachada principal, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.26, verifica-se que a relação Sd_u/Sd_a verifica em todas as direções, isto é, este mesmo quociente é superior à unidade, por outro lado também se constata que, no geral, o edifício sofreu um acréscimo de resistência lateral após a aplicação do reforço, o que leva a concluir que esta solução é tecnicamente viável.

Tabela 2.26 - Verificação da segurança do edifício, com a Introdução de viga de contraventamento numa parede interior segundo (X), e aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada principal

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	3,73	4,42	1,18	Verifica	-1
	X ⁻	3,71	4,91	1,32	Verifica	8
	Y ⁺	1,69	1,76	1,04	Verifica	3
	Y ⁻	1,90	1,91	1,01	Verifica	18
2	X ⁺	1,61	4,42	2,75	Verifica	-5
	X ⁻	1,60	4,91	3,07	Verifica	5
	Y ⁺	0,93	1,76	1,89	Verifica	0
	Y ⁻	0,98	1,91	1,95	Verifica	15

Na Figura 2.68 pode observar-se uma imagem do modelo do edifício reforçado com a introdução de uma viga de contraventamento ao nível do pavimento de cada piso em uma parede interior segundo X, e do reforço das vigas da fachada de tardo com fibra de carbono.

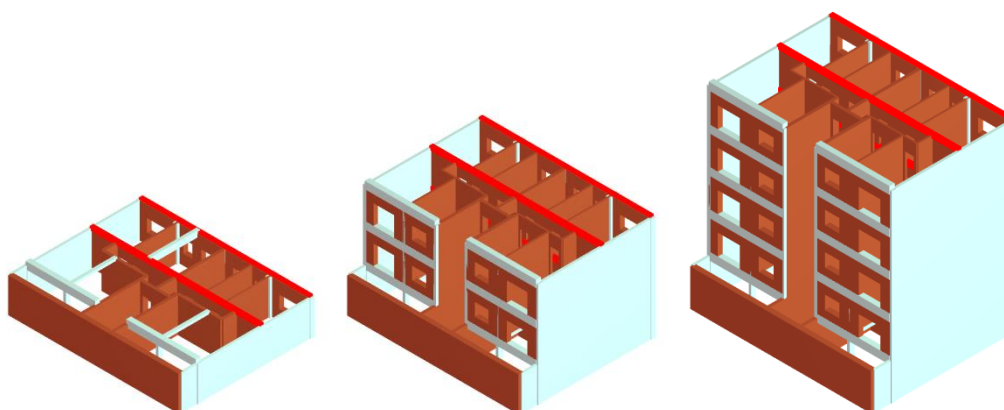


Figura 2.68 - Esquema de introdução da viga de contraventamento ao nível do pavimento de cada piso em uma parede interior segundo a direção X, e do reforço das vigas da fachada de tardo com fibra de carbono, rés-do-chão (esq.), 2º piso (meio) e cobertura (dirt.).

Através da Figura 2.69 e realizando uma análise comparativa entre os dois espectros de capacidade, verifica-se que segundo a direção X ocorreu um acentuado aumento do patamar de cedência, e uma ligeira redução da aceleração espectral para os dois sentidos. Por outro lado na direção Y, ocorreu um aumento da aceleração espectral para o sentido Y+, e uma diminuição da aceleração espectral para o sentido negativo Y-.

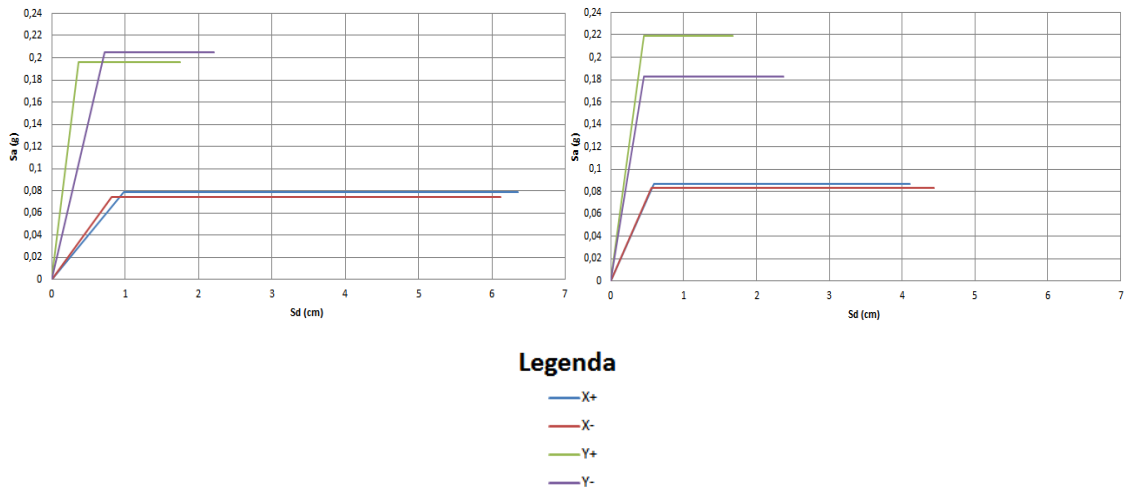


Figura 2.69 - Espectros de capacidade para cada uma das direções e sentidos principais, com o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior e fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz, edifício original (esq.), edifício reforçado (dirt.)

Com base na Tabela 2.27, verifica-se que a relação $S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ verifica em todas as direções, isto é, este mesmo quociente é superior à unidade, por outro lado também se constata que, no geral, o edifício sofreu um acréscimo de resistência lateral após a aplicação do reforço, o que leva a concluir que esta solução é tecnicamente viável.

Tabela 2.27 - Verificação da segurança do edifício, com a Introdução de viga de contraventamento numa parede interior segundo (X), e aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz

Tipo Sismo (EC8)	Direção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	$Sd_{alvo} \leq Sd_u$	Aumento Cap.Rest.Lat. [%]
1	X ⁺	3,76	4,10	1,09	Verifica	-9
	X ⁻	3,73	4,43	1,19	Verifica	-3
	Y ⁺	1,65	1,68	1,02	Verifica	1
	Y ⁻	1,97	2,37	1,20	Verifica	41
2	X ⁺	1,63	4,10	2,52	Verifica	-13
	X ⁻	1,61	4,43	2,75	Verifica	-6
	Y ⁺	0,92	1,68	1,83	Verifica	-4
	Y ⁻	1,01	2,37	2,35	Verifica	38

2.4.6 Análise comparativa das soluções

Entre todas as soluções de reforço simuladas no modelo do edifício em estudo, não se observou predomínio entre as soluções de carácter global e as de carácter local. No primeiro caso, obteve-se uma solução considerada como tecnicamente eficiente, a aplicação de reboco armado nas duas faces da fachada principal. Já no segundo caso, obteve-se melhorias com a conjugação de dois reforços locais: a aplicação de uma viga de contraventamento numa parede interior segundo a direção longitudinal em conjugação com a aplicação de fibras de carbono nas vigas da fachada principal e a aplicação de uma viga de contraventamento numa parede interior segundo a direção X em conjugação com a aplicação de fibras de carbono nas vigas da fachada de tardoz.

Na Tabela 2.28 é apresentado um resumo dos resultados obtidos para as soluções de reforço consideradas. Através desta mesma tabela verifica-se que o sismo tipo 1 (sismo próximo) é o sismo mais condicionante, isto é, é o tipo de sismo para o qual o edifício apresenta maiores probabilidades de danos severos. Esta constatação é verificada através dos valores apresentados por esta mesma tabela para as quatro direções e sentidos (X⁺, X⁻, Y⁺ e Y⁻) em que se pode observar uma maioria de valores que não verificam a relação $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ para o sismo tipo 1 (marcados a vermelho).

Tabela 2.28 – Análise comparativa da viabilidade das soluções propostas para o edifício em estudo

Tipo de Reforço	Tipo Sismo (EC8)	Direção			
		X+	X-	Y+	Y-
Reboco armado (Fachada Principal)	1	1,13	1,13	1,16	0,92
	2	2,71	2,70	2,14	1,84
Reboco armado (Fachada de Tardoz)	1	1,11	1,22	1,13	1,02
	2	2,66	2,90	2,09	2,05
Reboco armado (Fachada Principal e de Tardoz)	1	0,99	1,16	1,19	0,82
	2	2,35	2,75	2,19	1,63
Viga de contraventamento (Fachada Principal)	1	1,21	1,30	0,85	1,22
	2	2,90	3,12	1,60	2,37
Viga de contraventamento (Parede Interior)	1	1,50	0,97	1,05	1,32
	2	3,48	2,26	1,89	2,58
Viga de contraventamento (Fachada Principal e Parede Interior)	1	0,96	1,50	0,92	0,92
	2	2,22	3,48	1,68	1,78
Tirante	1	1,12	1,45	1,15	1,10
	2	2,65	3,43	2,11	2,14
Laminados de Carbono (Fachada Principal)	1	1,11	1,15	1,26	0,86
	2	2,68	2,77	2,33	1,71
Laminados de Carbono (Fachada de Tardoz)	1	0,99	0,93	1,10	0,75
	2	2,35	2,21	2,05	1,49
Laminados de Carbono (Fachada Principal e de Tardoz)	1	0,93	0,93	1,10	1,38
	2	2,21	2,24	2,05	2,75
Perfil metálico (Parede Interior)	1	0,59	0,82	0,89	0,88
	2	1,35	1,89	1,60	1,75
Reboco Armado e Viga de Contraventamento (Fachada Principal)	1	1,16	1,55	0,83	1,03
	2	2,78	3,72	1,56	1,98
Reboco Armado na Fachada Principal e Viga de Contraventamento numa parede interior	1	1,62	0,93	0,96	1,16
	2	3,72	2,14	1,75	2,24
Reboco Armado e Laminado de Carbono (Fachada Principal)	1	1,12	1,21	1,21	0,92
	2	1,93	2,07	1,77	1,31
Reboco Armado na Fachada Principal e Laminado de Carbono na Fachada de Tardoz	1	1,06	0,63	1,41	0,85
	2	2,52	1,50	2,67	1,71
Viga numa Parede Interior e Laminado de Carbono na Fachada Principal	1	1,19	1,32	1,04	1,00
	2	2,75	3,06	1,89	1,94
Viga numa Parede Interior e Laminado de Carbono na Fachada de Tardoz	1	1,09	1,19	1,02	1,20
	2	2,52	2,75	1,83	2,35

2.5 Estimativa de custos e viabilidade económica

Nem em todas as soluções de reforço simuladas no modelo do edifício se verificou um acréscimo na capacidade resistente global do edifício, isto é, a relação $S_{d\text{último}}/S_{d\text{alvo}}$, foi inferior à unidade em pelo menos uma das direções ou sentido principal. No entanto, algumas das soluções testadas melhoraram o seu desempenho sísmico, sendo que umas apresentaram melhores resultados que outras. A fim de se aferir qual as soluções apresentam uma melhor relação de custo / benefício, é apresentada esta secção, onde se relaciona o custo da execução da solução de reforço com o benefício obtido. Quanto menor for o valor do rácio custo / benefício, mais económica será essa mesma solução relativamente ao benefício incrementado pela mesma.

O benefício considerado é equivalente à diferença entre os custos de reparação do dano sísmico do edifício não reforçado e do mesmo reforçado, considerando que o nível de ação sísmica analisado apresenta uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos. Estes mesmos custos podem ser quantificados de uma forma genérica como os encargos associados ao reforço sísmico, e à reconstrução, reabilitação, e à reparação de um edifício reforçado e sujeito à ação sísmica [Lamego, 2014]. Neste trabalho, a estimativa do benefício obtido pela introdução dos sistemas de reforço teve em conta apenas os danos materiais, o que na maioria dos casos poderia numa primeira instância tornar o reforço não viável. No entanto, o mesmo não se verifica, pois, o benefício provém não só dos danos materiais mas principalmente dos danos humanos, ou seja, das vidas humanas que se salvam e dos feridos que se evitam.

O custo da reparação do dano sísmico do edifício em estudo é então equivalente à construção de um edifício novo, tal como referido e calculado anteriormente no seção 2.3.3 e tem o seguinte valor:

$$C_{RD} = 388.852,11\text{€}$$

De acordo com o manual técnico HAZUS [FEMA, 2003b], o valor do “recheio” de um edifício residencial pode ser considerado equivalente a 50% do custo total desse mesmo edifício [Lamego, 2014], obtendo o seguinte valor:

$$C_{\text{Recheio}} = 388.852,11 \times 0,5 = 194.426,06\text{€}$$

2.5.1 Reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz

Considerando as Fichas de Custos apresentadas no Apêndice B, é possível calcular o custo do reforço, que nos é dado pelo valor do seu custo unitário por m², que se encontra representado nas Tabela 2.29 e Tabela 2.30.

Tabela 2.29 - Ficha de custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, aplicado na face exterior da fachada de tardoz, incluindo conectores em toda a espessura da parede

Ficha nº	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário (€)	Custo total (€)
Apêndice B.1	Picagem de reboco exterior com martelo elétrico	m ²	1	15,59	15,59
Apêndice B.3	Limpeza de superfície com jato de água	m ²	1	15,54	15,54
Apêndice B.5	Aplicação de reboco armado com 0,05m de espessura no exterior	m ²	1	22,70	22,70
				TOTAL=	53,83 €/m ²

Tabela 2.30 - Ficha de custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, aplicado na face interior da fachada de tardoz

Ficha nº	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário (€)	Custo total (€)
Apêndice B.2	Picagem de reboco interior com martelo elétrico	m ²	1	12,88	12,88
Apêndice B.4	Limpeza de superfície com escova	m ²	1	13,21	13,21
Apêndice B.6	Aplicação de reboco armado com 0,05m de espessura no interior	m ²	1	23,32	23,32
Apêndice B.7	Varão de aço inoxidável sobre alvenaria de tijolo cerâmico (Ø=20mm)	ml	3	13,82	41,47
				TOTAL=	90,87 €/m ²

Sabe-se que a área a ser intervencionada é de 143,45m² na face exterior e de 135,95m² na face interior. Tendo isto em conta, o custo do reforço é calculado através da seguinte equação:

$$C_{Re\ forço} = \left(C_{Unit./m^2} \times \text{Área}_{Intervencionada} \right)_{Face\ exterior} + \left(C_{Unit./m^2} \times \text{Área}_{Intervencionada} \right)_{Face\ interior} \quad [3.38]$$

$$C_{Re\ forço} = 53,83\text{€} / m^2 \times 143,45m^2 + 90,87\text{€} / m^2 \times 135,95m^2 = 20.075,69\text{€}$$

O custo da reparação do dano sísmico do edifício reforçado foi calculado de forma semelhante à descrita na seção 2.3.3. Assim considerando as curvas de fragilidade do edifício reforçado apresentadas nas Figura 2.70 Figura 2.71 e dos respetivos parâmetros de caracterização dessas mesmas curvas da Tabela 2.31, obtiveram-se os valores indicados na Tabela 2.32.

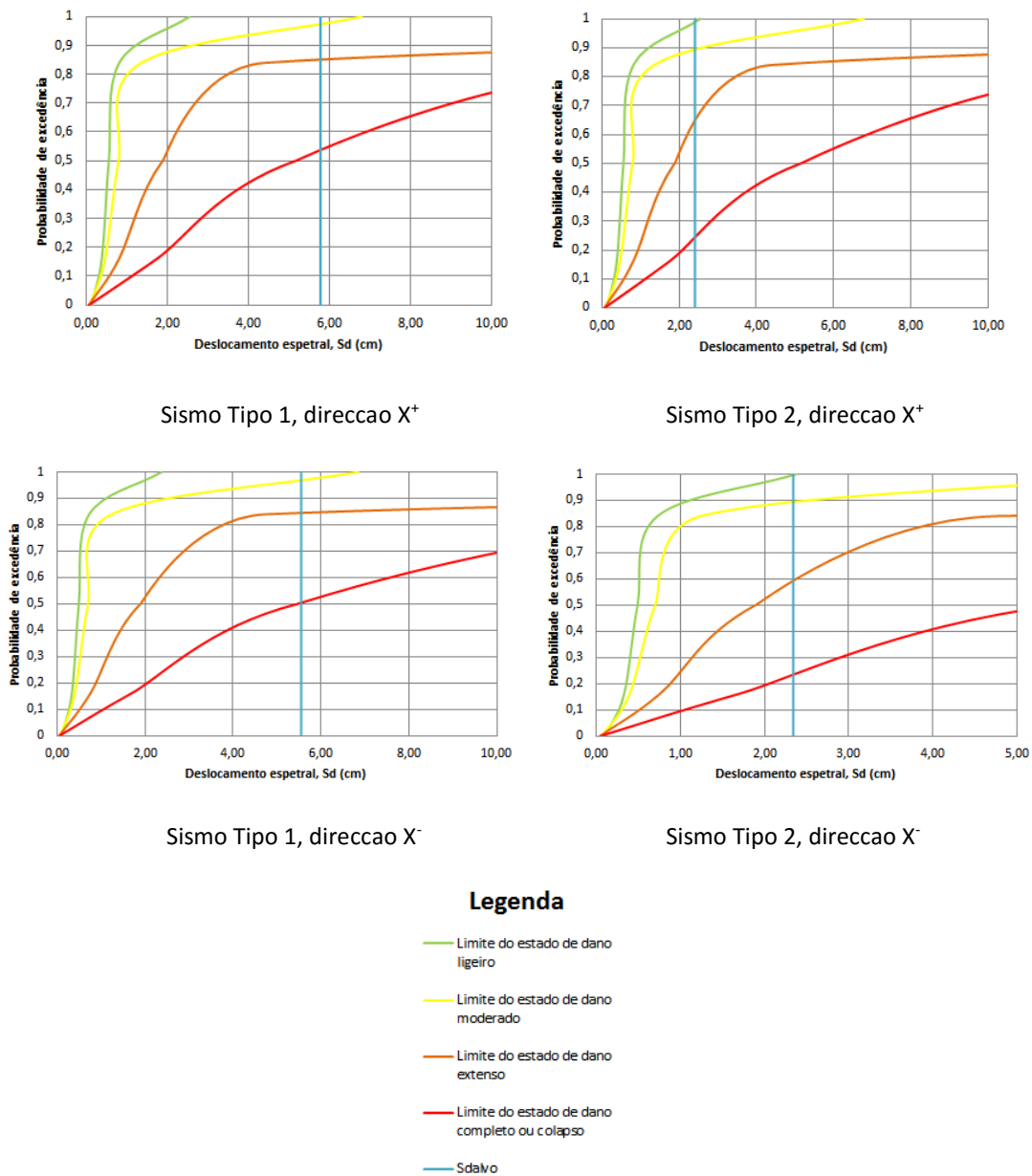
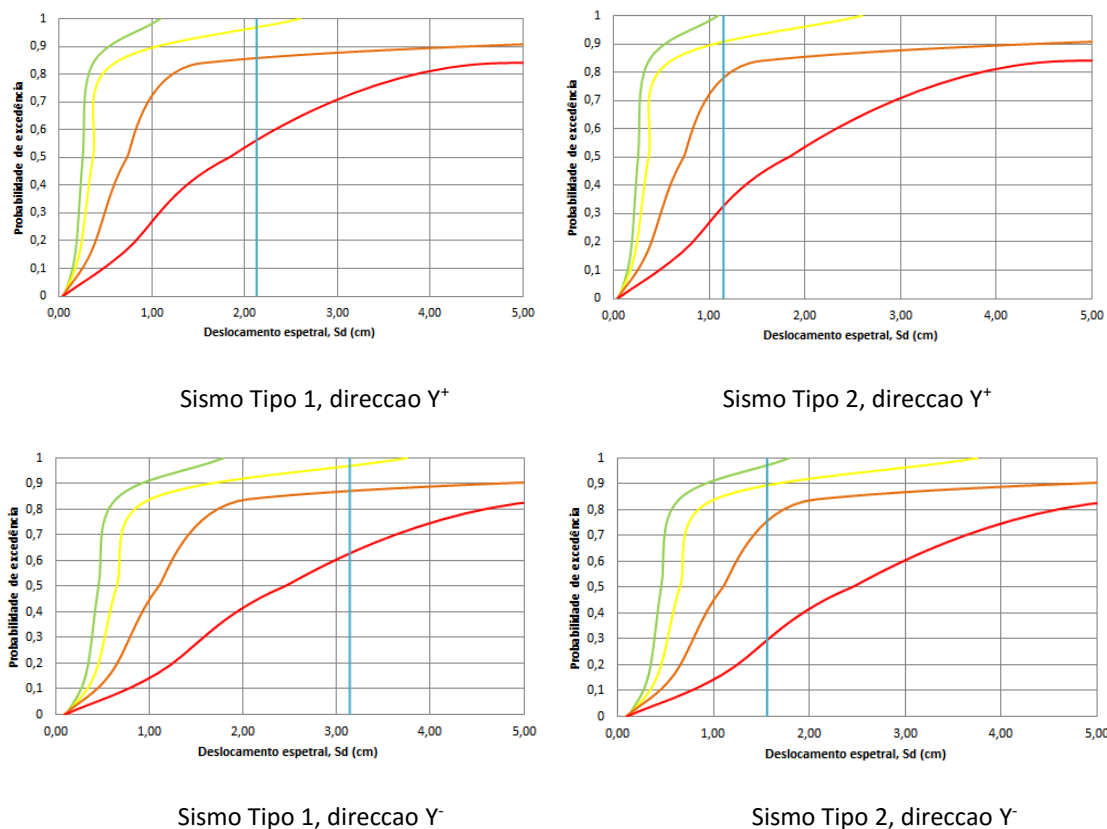


Figura 2.70-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação de reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz



Legenda

- Limite do estado de dano ligeiro
- Limite do estado de dano moderado
- Limite do estado de dano extenso
- Limite do estado de dano completo ou colapso
- Sdallo

Figura 2.71-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação de reboco armado nas duas faces da fachada de tardez (cont.)

Tabela 2.31 - Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade para o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada de tardez

Direção	Sd ₁ (cm)	β _{ds1}	Sd ₂ (cm)	β _{ds2}	Sd ₃ (cm)	β _{ds3}	Sd ₄ (cm)	β _{ds4}
X ⁺	0,55	0,38	0,79	0,54	1,88	0,85	5,16	1,09
X ⁻	0,49	0,39	0,70	0,57	1,89	0,92	5,47	1,18
Y ⁺	0,26	0,36	0,37	0,49	0,73	0,74	1,83	0,95
Y ⁻	0,45	0,34	0,65	0,44	1,10	0,63	2,44	0,81

Tabela 2.32 - Probabilidades de dano para cada direção e sentidos principais e respetivo custo de reparação do dano sísmico, com o edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz

Tipo de Sismo (EC8)	Estado de dano	Direção				% C_t			
		X ⁺	X ⁻	Y ⁺	Y ⁻	X ⁺	X ⁻	Y ⁺	Y ⁻
1	Ausência de dano	0	0	0	0				
	Ligeiro	0,03	0,03	0,03	0,03				
	Moderado	0,12	0,13	0,11	0,1	0,71	0,68	0,72	0,76
	Extenso	0,31	0,34	0,3	0,24				
	Colapso	0,54	0,5	0,56	0,63				
2	Ausência de dano	0,02	0	0	0,03				
	Ligeiro	0,09	0,11	0,09	0,08				
	Moderado	0,25	0,3	0,13	0,14	0,47	0,44	0,56	0,54
	Extenso	0,4	0,36	0,46	0,46				
	Colapso	0,24	0,23	0,32	0,29				

A estimativa do custo da reparação causada pela ação sísmica é calculada através da expressão [2.28], em função do custo da construção nova C_T . Tendo isto em conta, para a ação sísmica do tipo 1, para a direção X⁺ temos:

$$C_{RD} = (0 \times P_{D0} + 0,02 \times P_{D1} + 0,10 \times P_{D2} + 0,50 \times P_{D3} + 1,00 \times P_{D4}) \times C_T \Leftrightarrow$$

$$C_{RD} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,03 + 0,10 \times 0,12 + 0,50 \times 0,31 + 1,00 \times 0,54) \times C_T \Leftrightarrow$$

$$C_{RD} = 0,71 \times C_T$$

Da mesma forma se obtêm para as restantes direções da ação sísmica tipo 1:

$$\text{Direção X}^- : C_{RD} = 0,68 \times C_T$$

$$\text{Direção Y}^+ : C_{RD} = 0,72 \times C_T$$

$$\text{Direção Y}^- : C_{RD} = 0,76 \times C_T$$

Para a ação sísmica tipo 2 obtemos:

$$\text{Direção X}^+ : C_{RD} = 0,47 \times C_T$$

$$\text{Direção X}^- : C_{RD} = 0,44 \times C_T$$

$$\text{Direção Y}^+ : C_{RD} = 0,58 \times C_T$$

$$\text{Direção Y}^- : C_{RD} = 0,54 \times C_T$$

Através da Tabela 2.32 verifica-se que a direção mais desfavorável, e com a maior probabilidade de ocorrência de colapso, é a direção Y^- , quando o edifício está sujeito à ação sísmica do tipo 1.

$$C_{RD} = 0,76 \times C_T$$

Tendo em conta a Portaria nº156/2014, que estabelece que, para o ano de 2014 e para a Zona III, o preço da habitação por metro quadrado de área útil é igual a 557,91€, verificamos que:

$$C_{RD} = 0,76 \times C_T = 0,76 \times 557,91\text{€} \times \text{Área Útil} \Leftrightarrow$$

Por outro lado, sabemos que a área útil do edifício é igual a 96,54m² na cave e 150,11m² nos restantes pisos, obtém-se então o custo da reparação do dano sísmico para o edifício em estudo:

$$C_{RD} = 0,76 \times 557,91\text{€} \times (96,54\text{ m}^2 + 4 \times 150,11\text{ m}^2) = 295.527,61\text{€}$$

Tabela 2.33 - Relação entre custos e benefícios para a fachada de tardoaz reforçada com reboco armado

	Custo do reforço	$C_{RD}^{10\%}$ (Edifício)	$C_{RD}^{10\%}$ (Recheio)	Perdas totais
Edifício não reforçado	0 €	38.885,21 €	19.442,61 €	58.327,82 €
Edifício reforçado	20.075,69 €	29.552,76 €	14.776,38 €	44.329,14 €

Fazendo uma comparação entre o custo da reparação do dano sísmico, antes e depois da aplicação do reforço, pode-se afirmar que esta solução não é economicamente viável, pois o benefício obtido (58.327,82 € - 44.329,14 € = 13.998,68 €) é inferior ao custo da execução do reforço. Considerou-se para o tempo de vida útil do reforço o valor de 50 anos, por outro lado a ação sísmica considerada possui um período de retorno de 475 anos, podendo afirmar-se que o benefício obtido possuirá uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, por outro lado o benefício (C_{RD}) do edifício encontra-se reduzido, considerando a probabilidade de ocorrência de 10% conforme se observa na Tabela 2.33.

2.5.2 Viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada principal

Considerando as Fichas de Custos apresentadas no Apêndice B, é possível calcular o custo do reforço, que nos é dado pelo valor do seu custo unitário por m², para a execução do reforço com a fibra de carbono, e em m³ para o reforço com a viga de contraventamento, que se encontram representados nas Tabela 2.34 e Tabela 2.35.

Tabela 2.34 - Ficha de custo composto: Execução da viga de contraventamento numa parede interior segundo (X)

Ficha nº	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário (€)	Custo total (€)
Apêndice B.8	Montagem e desmontagem de cofragem em pinho para viga	m ²	1	33,03	33,03
Apêndice B.9	Fornecimento e aplicação de betão C20/25	m ²	1	131,11	131,11
Apêndice B.10	Fornecimento e aplicação de armadura em aço A400NR	m ²	1	161,19	161,19
Apêndice B.14	Abertura em parede de alvenaria	m ²	1	19,96	19,96
				TOTAL=	345,29 € /m³

Tabela 2.35 - - Ficha de custo composto: Execução do reforço em carbono nas vigas da fachada principal

Ficha nº	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário (€)	Custo total (€)
Apêndice B.13	Limpeza mecânica com projeção controlada a seco de abrasivo	m ²	4	53,91	215,64
Apêndice B.12	Preenchimento e reparação de fissuras	m ²	1	0,00	0,00
Apêndice B.11	Execução do reforço com fibra de carbono	m ²	1	117,69	117,69
				TOTAL=	333,33 €/m²

Sabemos que o volume a ser intervencionada é de 1,35m³ por cada viga de contraventamento por piso, e de 15,90m² no reforço com laminados de carbono em

cada piso, tendo isto em conta, o valor do reforço total é calculado através da seguinte equação:

$$C_{Re\ forço} = \left(C_{Unit./m^3} \times Volume \times 5\ vigas \right)_{Viga\ contraventamento} + \left(C_{Unit./m^2} \times Área\ Intervencionada \times 5\ pisos \right)_{Laminado\ de\ Carbono} \quad [2.39]$$

$$C_{Re\ forço} = 35,29€ / m^2 \times 1,35m^3 \times 5 + 333,33€ / m^2 \times 15,90m^2 \times 5 = 26.737,94€$$

O custo da reparação do dano sísmico foi calculado de forma semelhante à descrita no seção 2.3.3. Assim considerando as curvas de fragilidade do edifício reforçado apresentadas nas Figura 2.72 e Figura 2.73 e dos respetivos parâmetros de caracterização dessas mesmas curvas da Tabela 2.36, obtiveram-se os valores indicados na Tabela 2.37.

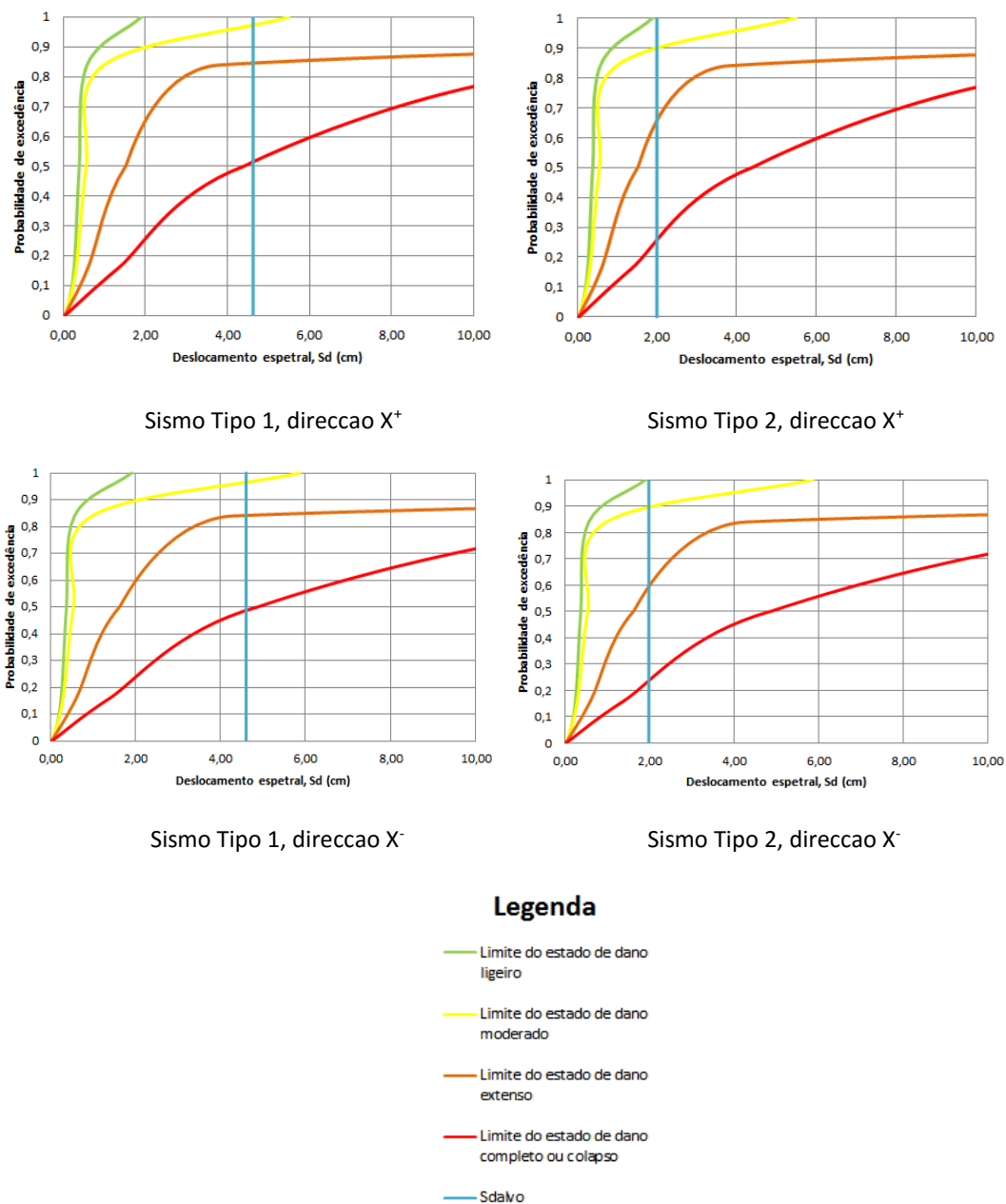
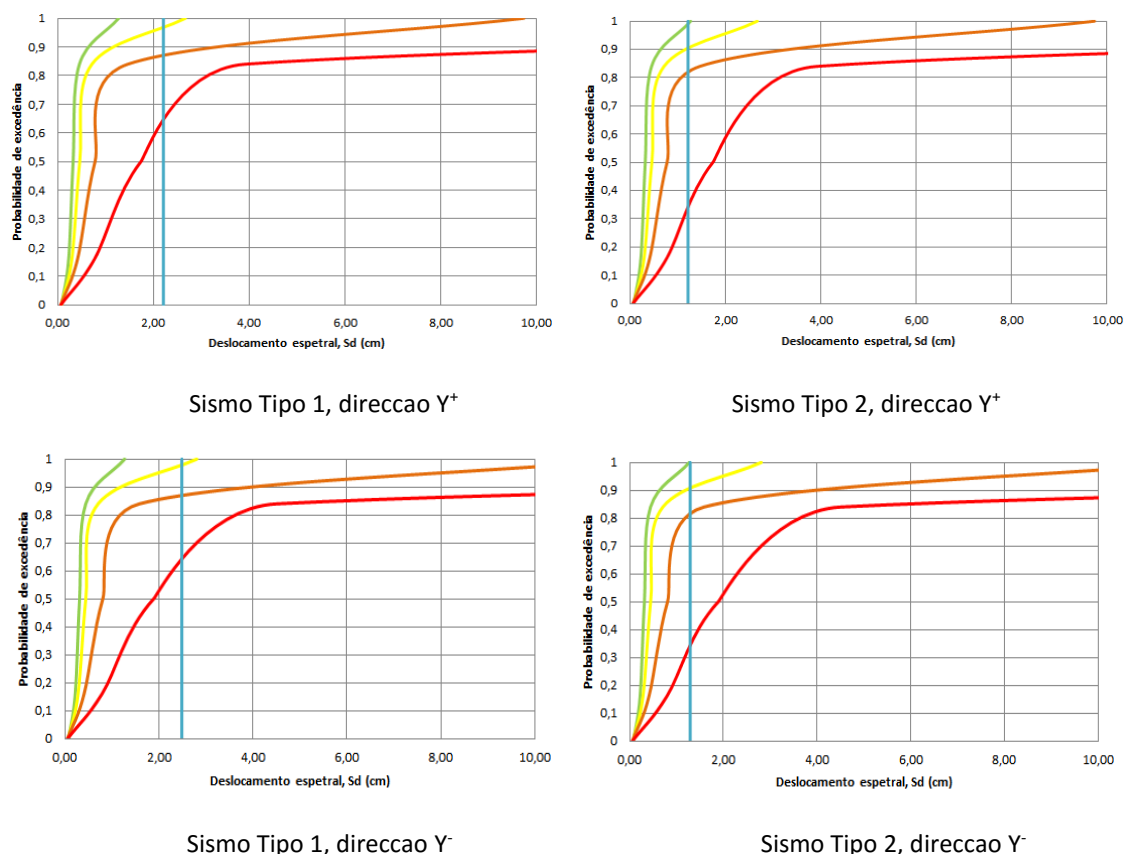


Figura 2.72-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação do reforço em reboco armado na fachada de tardoz



Legenda

- Limite do estado de dano ligeiro
- Limite do estado de dano moderado
- Limite do estado de dano extenso
- Limite do estado de dano completo ou colapso
- Sd alvo

Figura 2.73-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação do reforço em reboco armado na fachada de tardoz (cont.)

Tabela 2.36 - Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e a aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada principal

Direção	Sd ₁ (cm)	βds ₁	Sd ₂ (cm)	βds ₂	Sd ₃ (cm)	βds ₃	Sd ₄ (cm)	βds ₄
X ⁺	0,39	0,39	0,56	0,57	1,52	0,92	4,39	1,18
X ⁻	0,38	0,40	0,54	0,59	1,63	0,98	4,87	1,25
Y ⁺	0,32	0,34	0,46	0,44	0,78	0,63	1,74	0,81
Y ⁻	0,31	0,35	0,45	0,46	0,81	0,68	1,89	0,87

Tabela 2.37 - Probabilidades de dano para cada direção e sentidos principais, para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e a aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada principal

Tipo de Sismo (EC8)	Estado de dano	Direção				% C _t			
		X ⁺	X ⁻	Y ⁺	Y ⁻	X ⁺	X ⁻	Y ⁺	Y ⁻
1	Ausência de dano	0	0	0	0				
	Ligeiro	0,03	0	0,04	0,03				
	Moderado	0,13	0,13	0,1	0,11	0,69	0,68	0,76	0,76
	Extenso	0,33	0,36	0,25	0,23				
	Colapso	0,52	0,49	0,63	0,64				
2	Ausência de dano	0	0	0,01	0				
	Ligeiro	0,1	0,11	0,09	0,1				
	Moderado	0,25	0,32	0,1	0,09	0,48	0,44	0,58	0,59
	Extenso	0,4	0,35	0,47	0,47				
	Colapso	0,25	0,23	0,34	0,35				

Atraves da Tabela 2.37 verifica-se que as direções e sentidos mais condicionantes são Y⁻ e Y⁺ para o sismo tipo 1, com o valor de %C_T=0,76 para ambos os sentidos. Assim, o valor final do custo de reparação do dano sísmico do edifício após o reforço, tendo em conta a área útil do edifício já calculada anteriormente com o valor de 696,98m² e o preço da habitação por metro quadrado de área útil de 557,91€, é igual a

$$C_{RD} = 0,76 \times 557,91 \times 696,98 = 295.527,61€$$

Tabela 2.38 - Relação entre custos e benefícios para a fachada de tardoaz reforçada com reboco armado

	Custo do reforço	C _{RD} ^{10%} (Edifício)	C _{RD} ^{10%} (Recheio)	Perdas totais
Edifício não reforçado	0 €	38.885,21 €	19.442,61 €	58.327,82 €
Edifício reforçado	26.737,94 €	29.552,76 €	14.776,38 €	44.329,14 €

Fazendo uma comparação entre o custo da reparação do dano sísmico, antes e depois da aplicação do reforço, pode-se afirmar que esta solução não é economicamente viável, pois o benefício obtido (58.327,82 € - 44.329,14 € = 13.998,68 €) é inferior ao custo da execução do reforço. Considerou-se para o tempo de vida útil do reforço o valor de 50 anos, por outro lado a ação sísmica considerada possui um período de

retorno de 475 anos, podendo afirmar-se que o benefício obtido possuirá uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, por outro lado o benefício (C_{RD}) do edifício encontra-se reduzido, considerando a probabilidade de ocorrência de 10% conforme se observa na Tabela 2.38.

2.5.3 Viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardo

Considerando as Fichas de Custos apresentadas no Apêndice B, é possível calcular o custo do reforço, que nos é dado pelo valor do seu custo unitário por m^2 , para a execução do reforço com a fibra de carbono, e em m^3 para o reforço com a viga de contraventamento, que se encontram representados nas Tabela 2.39 e Tabela 2.40.

Tabela 2.39 - Ficha de custo composto: Execução da viga de contraventamento numa parede interior segundo (X)

Ficha nº	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário (€)	Custo total (€)
Apêndice B.8	Montagem e desmontagem de cofragem em pinho para viga	m^2	1	33,03	33,03
Apêndice B.9	Fornecimento e aplicação de betão C20/25	m^2	1	131,11	131,11
Apêndice B.10	Fornecimento e aplicação de armadura em aço A400NR	m^2	1	161,19	161,19
Apêndice B.14	Abertura em parede de alvenaria	m^2	1	19,96	19,96
				TOTAL=	345,29 €/m²

Tabela 2.40 - - Ficha de custo composto: Execução do reforço em carbono nas vigas da fachada de tardoz

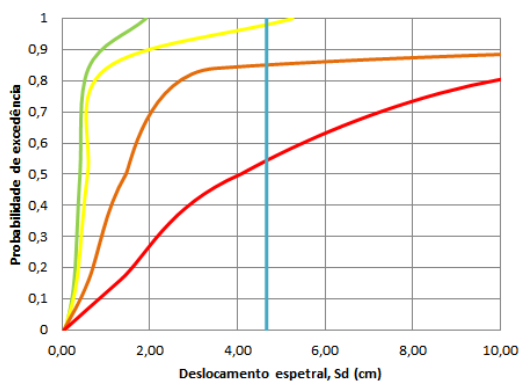
Ficha nº	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo unitário (€)	Custo total (€)
Apêndice B.13	Limpeza mecânica com projeção controlada a seco de abrasivo	m ²	4	53,91	215,64
Apêndice B.12	Preenchimento e reparação de fissuras	m ²	1	0,00	0,00
Apêndice B.11	Execução do reforço com fibra de carbono	m ²	1	117,69	117,69
				TOTAL=	333,33 €/m²

Sabemos que o volume a ser intervencionada é de 1,35m³ por cada viga de contraventamento por piso, e de 19,32m² no reforço com laminados de carbono em cada piso, tendo isto em conta, o valor do reforço total é calculado através da seguinte equação:

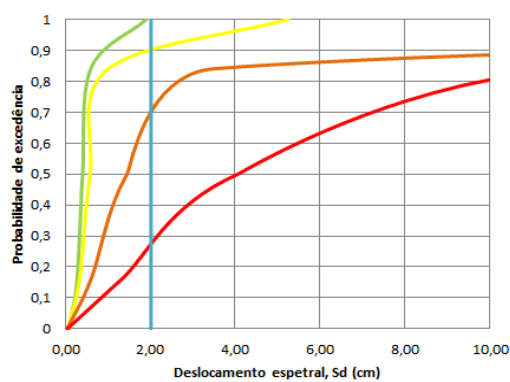
$$C_{\text{reforço}} = \left(C_{\text{Unit./m}^3} \times \text{Volume} \times 5 \text{ vigas} \right)_{\text{Viga contraventamento}} + \left(C_{\text{Unit./m}^2} \times \text{Área Intervencionada} \times 5 \text{ pisos} \right)_{\text{Laminado de Carbono}} \quad [2.40]$$

$$C_{\text{Reforço}} = 35,29\text{€} / \text{m}^2 \times 1,35\text{m}^3 \times 5 + 333,33\text{€} / \text{m}^2 \times 19,32\text{m}^2 \times 5 = 32.437,89\text{€}$$

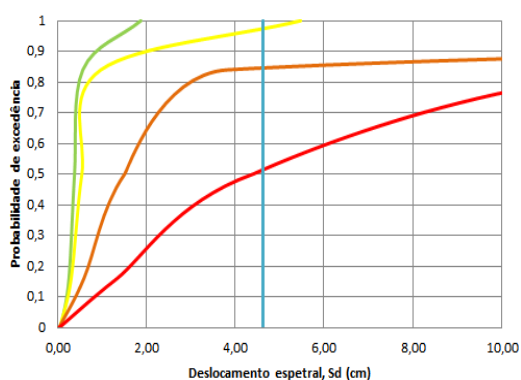
O custo da reparação do dano sísmico foi calculado de forma semelhante à descrita no seção 2.3.3. Assim considerando as curvas de fragilidade do edifício reforçado apresentadas nas Figura 2.74 e Figura 2.75 e dos respetivos parâmetros de caracterização dessas mesmas curvas da Tabela 2.41, obtiveram-se os valores indicados na Tabela 2.40.



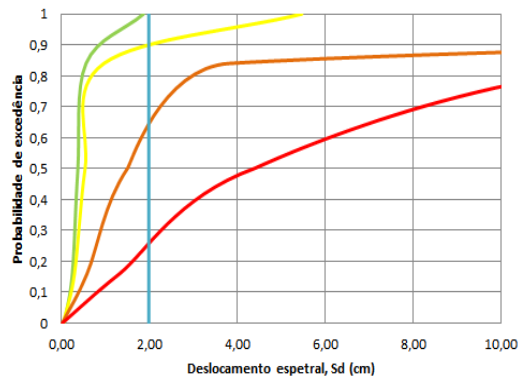
Sismo Tipo 1, direcção X⁺



Sismo Tipo 2, direcção X⁺



Sismo Tipo 1, direcção X⁻

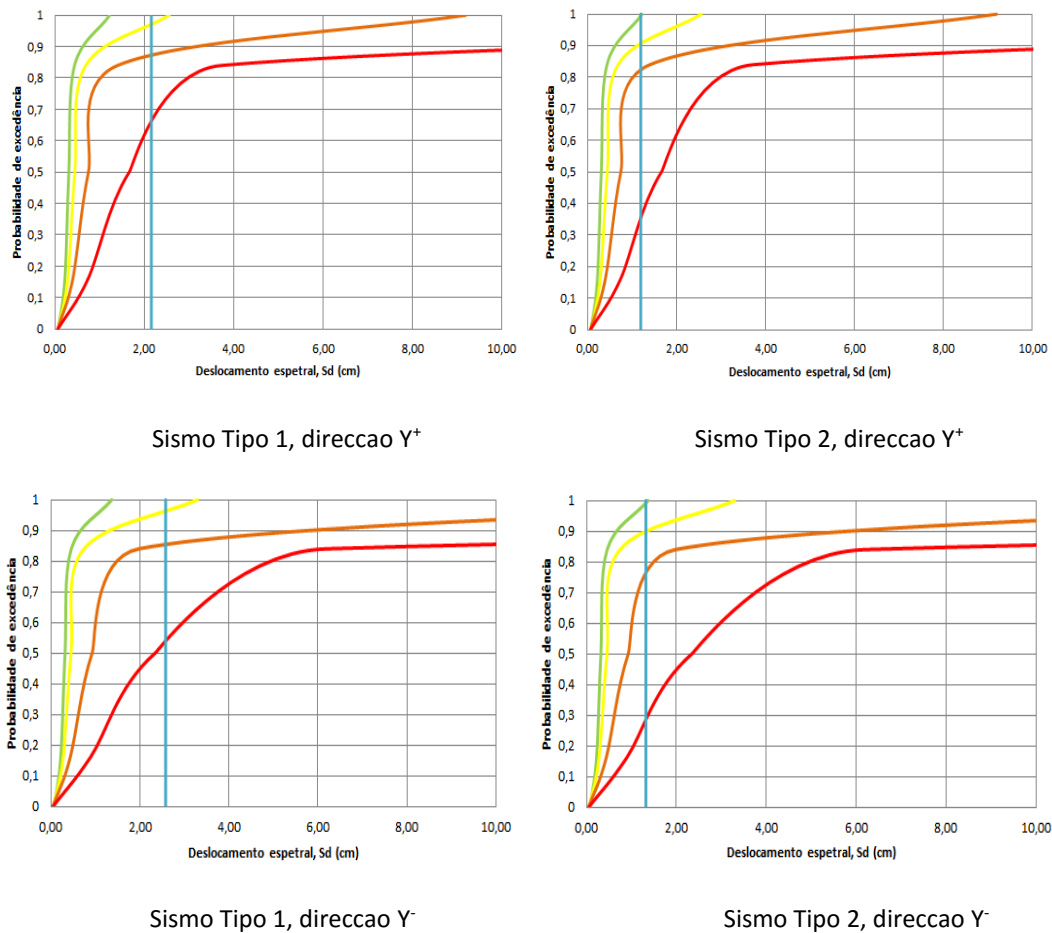


Sismo Tipo 2, direcção X⁻

Legenda

- Limite do estado de dano ligeiro
- Limite do estado de dano moderado
- Limite do estado de dano extenso
- Limite do estado de dano completo ou colapso
- Sd salvo

Figura 2.74—Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação do reforço em reboco armado na fachada de tardoz



Legenda

- Limite do estado de dano ligeiro
- Limite do estado de dano moderado
- Limite do estado de dano extenso
- Limite do estado de dano completo ou colapso
- Sdallo

Figura 2.75-Curvas de fragilidade para as quatro direções e sentidos principais, com aplicação do reforço em reboco armado na fachada de tardoz (cont.)

Tabela 2.41 - Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e a aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz

Direção	Sd ₁ (cm)	βds ₁	Sd ₂ (cm)	βds ₂	Sd ₃ (cm)	βds ₃	Sd ₄ (cm)	βds ₄
X ⁺	0,41	0,39	0,58	0,55	1,46	0,88	4,07	1,12
X ⁻	0,39	0,40	0,55	0,57	1,51	0,93	4,40	1,19
Y ⁺	0,31	0,34	0,45	0,44	0,75	0,63	1,66	0,81
Y ⁻	0,32	0,36	0,45	0,50	0,93	0,76	2,34	0,97

Tabela 2.42 - Probabilidades de dano para cada direção e sentidos principais, para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior segundo X, e a aplicação de reforço de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz

Tipo de Sismo (EC8)	Estado de dano	Direção				% C _t			
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
1	Ausência de dano	0	0	0	0				
	Ligeiro	0,02	0,03	0,03	0,04				
	Moderado	0,13	0,13	0,1	0,11	0,71	0,69	0,77	0,71
	Extenso	0,31	0,34	0,23	0,31				
	Colapso	0,54	0,51	0,64	0,54				
2	Ausência de dano	0	0	0,01	0,01				
	Ligeiro	0,1	0,1	0,09	0,09				
	Moderado	0,2	0,28	0,09	0,14	0,51	0,47	0,59	0,54
	Extenso	0,43	0,37	0,47	0,48				
	Colapso	0,27	0,25	0,35	0,28				

Atraves da Tabela 2.42 verifica-se que a direção e sentido mais condicionante é Y⁺ para o sismo tipo 1, com o valor de %C_T=0,77, com este mesmo valor, mais a area util do edificio já calculada anteriormente com o valor de 696,98m², e por ultimo com o preço da habitacao por metro quadrado de area util de 557,91€, chegamos ao valor final do custo de reparação do edificio após o reforço para a acao sismica:

$$C_{RD} = 0,77 \times 557,91 \times 703,25 = 299.416,13€$$

Tabela 2.43 - Relação entre custos e benefícios para o edifício reforçado com viga de contraventamento numa parede interior e fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz

	Custo do reforço	$C_{RD}^{10\%}$ (Edifício)	$C_{RD}^{10\%}$ (Recheio)	Perdas totais
Edifício não reforçado	0 €	38.885,21 €	19.442,61 €	58.327,82 €
Edifício reforçado	35.437,89 €	29.941,61 €	14.970,81 €	44.912,42 €

Fazendo uma comparação entre o custo da reparação do dano sísmico, antes e depois da aplicação do reforço, pode-se afirmar que esta solução não é economicamente viável, pois o benefício obtido ($58.327,82 \text{ €} - 44.912,42 \text{ €} = 13.415,4 \text{ €}$) é inferior ao custo da execução do reforço. Considerou-se para o tempo de vida útil do reforço o valor de 50 anos, por outro lado a ação sísmica considerada possui um período de retorno de 475 anos, podendo afirmar-se que o benefício obtido possuirá uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, por outro lado o benefício (C_{RD}) do edifício encontra-se reduzido, considerando a probabilidade de ocorrência de 10% conforme se observa na Tabela 2.43.

2.6 Considerações finais sobre os reforços aplicados

A aplicação do tirante apenas foi simulado para aferir a sua mais-valia caso fosse possível realizar a ancoragem do tirante.

Na Tabela 2.44 é apresentado um resumo dos resultados obtidos para as soluções consideradas tecnicamente viáveis para aplicação no edifício em estudo. Tal como referido anteriormente, a viabilidade é descrita como o aumento da capacidade resistente global do edifício e, ao mesmo tempo, em termos de custo/benefício. O benefício considerado é equivalente à diferença entre as perdas totais do edifício reforçado e não reforçado, considerando que a ação sísmica apresenta uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos. Através do *rácio custo/benefício* é possível avaliar a solução economicamente mais viável, uma vez que este relaciona o custo da execução da solução de reforço com o benefício obtido. Este rácio é tanto melhor quanto menor for o seu valor, isto é, quanto mais económica for a solução de reforço para obter o mesmo benefício.

Tendo em conta os resultados apresentados na Tabela 2.44, pode concluir-se que a solução mais viável é a introdução do reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz. Assim, a solução de reforço que se recomenda executar no edifício em estudo é a aplicação de reboco armado nas duas faces das paredes da fachada de tardoz, sendo as peças desenhadas que acompanham o projeto de reforço apresentadas no Apêndice A.

Tabela 2.44 - Análise comparativa da viabilidade das soluções propostas para o edifício em estudo

Descrição da solução	Custo do reforço	Aumento do desempenho em relação ao:		Benefício ^{10%} Danos materiais	Rácio custo/benefício
		Edifício não reforçado	Limite de segurança		
Reboco armado nas duas faces da fachada de tardoz	20.075,69 €	12 %	2 %	13.998,68 €	1,43
Viga de contraventamento e aplicação de fibra de carbono nas vigas da fachada principal	26.737,94 €	10 %	---	13.998,68 €	1,91
Viga de contraventamento e aplicação de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz	32.437,89 €	25 %	20 %	13.415,40 €	2,42

3 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

No presente trabalho pretendeu-se analisar a viabilidade de diferentes tipos de reforço sísmico de um edifício de habitação de médio porte, pertencente à tipologia construtiva de edifícios de “placa”. As soluções de reforço estrutural para este tipo de edificado, dependem muito da geometria do edifício, mas principalmente da geometria e disposição dos elementos estruturais. Nos edifícios de “placa”, por conterem uma estrutura mista alvenaria/betão, são normalmente utilizadas as soluções que se aplicaram no modelo numérico do edifício em estudo.

Com o auxílio do programa de cálculo automático de estruturas 3Muri, foram efetuados vários ensaios através de uma análise estática não linear (ou *pushover*) para o modelo do edifício antes da aplicação dos reforços, e posteriormente para os diferentes tipos de reforços sísmicos, a fim de se determinar qual o que melhor se adequava ao edifício em estudo, sempre tendo como comparação os resultados obtidos para o edifício antes da aplicação dos reforços.

Através de uma análise comparativa entre a capacidade resistente da estrutura e os respetivos deslocamentos, concluiu-se que as soluções viáveis a nível técnico são: o reboco armado na fachada de tardoz, a conjugação da viga de contraventamento em uma parede interior segundo X com a aplicação de fibra de carbono nas vigas da fachada principal, e por ultimo, conjugação da viga de contraventamento em uma parede interior segundo X com a aplicação de fibra de carbono nas vigas da fachada de tardoz. Facilmente se constatou que a introdução de uma mesma solução aplicada em locais distintos do edifício, produz resultados completamente distintos, como se pode comprovar através da Tabela 3.1, em que o mesmo reforço aplicado nas duas fachadas em separado verifica a segurança em todas as direções e sentidos, enquanto a sua aplicação na outra fachada não verifica para uma direção.

Tabela 3.1 - Tabela comparativa de resultados do Reboco Armado aplicado em dois locais distintos

Tipo de Reforço	Tipo Sismo (EC8)	Direção	S_{d_u}/S_{d_a}	$S_{d_{alvo}} \leq S_{d_u}$
Reboco armado (Fachada Principal)	1	X ⁺	1,13	Verifica
		X ⁻	1,13	Verifica
		Y ⁺	1,16	Verifica
		Y ⁻	0,92	Não Verifica
	2	X ⁺	2,71	Verifica
		X ⁻	2,70	Verifica
		Y ⁺	2,14	Verifica
		Y ⁻	1,84	Verifica
Reboco armado (Fachada de Tardoz)	1	X ⁺	1,11	Verifica
		X ⁻	1,22	Verifica
		Y ⁺	1,13	Verifica
		Y ⁻	1,02	Verifica
	2	X ⁺	2,66	Verifica
		X ⁻	2,90	Verifica
		Y ⁺	2,09	Verifica
		Y ⁻	2,05	Verifica

A conjugação de soluções, é muita das vezes a única solução viável a nível técnico. Por outro lado uma solução viável tecnicamente, não quer dizer que o seja a nível económico. Assim, calcula-se o real benefício de cada reforço, em que se relaciona o custo da solução com o benefício que ela incrementa na estrutura.

A aplicação de uma solução em um determinado edifício, não serve como exemplo para se aplicar esse mesmo reforço em outro edifício completamente distinto, até porque, a escolha da solução deverá basear-se nas condições, características e anomalias que o edifício apresenta, porque no final só existe um único objetivo, o de melhorar o desempenho sísmico desse mesmo objeto de estudo.

Dos reforços aplicados e que verificaram a viabilidade técnica, nenhum deles é viável economicamente, isto porque, só se teve em conta os benefícios materiais e não os humanos como anteriormente referido na seção 2.5, mas o reboco armado aplicado na fachada de tardoz, de todos eles será a melhor opção visto que, o rácio custo/benefício para este reforço é o mais baixo de todos.

No que se refere a desenvolvimentos futuros relativamente a este tipo de edificado, ou até mesmo no que concerne aos diferentes tipos de reforço, com o aparecimento de novos materiais, surgem novos tipos de reforços, ou até mesmo novas técnicas de aplicação desses mesmos reforços. Ao mesmo tempo, este edificado, apesar de ser relativamente recente, existem poucos dados sobre o seu comportamento face à ação sísmica. Tendo tudo isto em conta, é necessário e urgente proceder a um estudo profundo sobre esta tipologia construtiva, e se possível construir uma relação entre reforços a aplicar e danos verificados, porque como se referiu anteriormente, este tipo de edificado representa 40% do parque habitacional português.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ATC [Novembro, 1996] – ATC40 – **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**, Volume 1, Applied technology Council, California Seismic Safety Commission, CA 94065.
- Barros [Abril 2004] Barros, J. **Dimensionamento de Reforço à Flexão e ao corte com FRP segundo as recomendações do ACI440**, Universidade do Minho, Guimarães.
- Bento *et al* [2004] Bento, R.; Falcão, S. Rodrigues, F. **Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares**. Sísmica 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade do Minho, Guimarães.
- CEN [2005] **EN 1998 – 3: 2005. European Standard, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings**. European committee for standardization, Brussels, Belgium.
- Clemente e Bedon [2009] Clemente, I., Bedon, C. **Risposta Sísmica di sistemi MDOF** Corso di Ingegneria Sismica, Itali.
- FEMA [2003b] **Multi-hazard loss estimation methodology. Earthquake model. Hazu MR4. Technical manual**. FEMA & NIBS Mitigatio Division, Washngton, DC
- INCM [1958] **Regulamento de segurança das construções contra os sismos**. Decreto-lei nº 41658, de 31 de Maio de 1958, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa
- INCM [1983a] **Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes**. Decreto-lei nº 235/83, de 31 de Maio, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa.
- INCM [1983b] **Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado**. Decreto-lei nº 349-C/83, de 30 de Julho, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa.
- IPQ [2010a] **NP EN 1992 – 1: 2010. Norma Portuguesa, Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios**. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal

Projeto de reforço de um edifício de habitação

- IPQ [2010b] **NP EN 1998 – 1: 2010. Norma Portuguesa, Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.** Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal
- Krawinkler e Seneviratna [1998] Krawinkler, H., Seneviratna, G. D. P. K. **Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation** Engineering Structure, Great Britain.
- Lamego e Lourenço [2012] Lamego, P.; Lourenço, P. **Caracterização e Comportamento Sísmico de Edifícios de “Placa”.** Congresso Construção 2012, Coimbra.
- Lamego [2014] Lamego, Paula **Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco.** Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- Projeto de arquitetura e estabilidade do edifício em estudo.
- **Resolução da Assembleia da República nº4:036**, aprovada em 28 de Março de 1918. Diário da República, 1ª Série – nº240, de 16 de Outubro de 1935, pg 1493.
- RISK-EU [2003] Milutinovic, Z. and Trendafilosk, G. **RISK-EU Project. Na Advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings.** European Commission
- S.T.A.DATA [2013] Programa de cálculo automático de estruturas **3Muri Professional**, S.T.A. DATA, Turim, Itália, www.stadata.com.
- <http://www.htecnic.pt/obra.php?id=229>
- <http://www.planirest.pt/>
- <https://prt.sika.com/>

ANEXO A: PROJETO ORIGINAL

(Caderno Individual)

APÊNDICE A: PROJETO DE REFORÇO

(Caderno Individual)

APÊNDICE B: FICHAS DE CUSTO

B.1 Picagem de reboco de argamassa de parede exterior, com recurso a meios mecânicos

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m ²)		
Picagem de reboco exterior com martelo elétrico				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				0,00
Equipamentos				1,73
Martelo elétrico	Hora	0,619	2,8	1,73
Mão-de-obra				9,99
Servente	Hora	0,683	14,63	9,99
			Custo Direto	11,73
Incidências no Custo Direto				
Materiais			0%	
Equipamentos			15%	
Mão-de-obra			85%	
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				0,70
Encargos de estaleiro (17%)				1,99
Riscos e imprevistos (1%)				0,12
Assistência pós-venda (1%)				0,12
Margem de lucro (8%)				0,94
CUSTO DA OPERAÇÃO				15,59

B.2 Picagem de reboco de cal de parede interior, com recurso a meios mecânicos

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m²)		
Picagem de reboco interior com martelo eléctrico				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				0,00
Equipamentos				1,33
Martelo eléctrico	Hora	0,476	2,8	1,33
Mão-de-obra				7,68
Servente	Hora	0,525	14,63	7,68
			Custo Direto	9,01
Incidências no Custo Direto				
Materiais		0%		
Equipamentos		15%		
Mão-de-obra		85%		
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				0,70
Encargos de estaleiro (17%)				1,99
Riscos e imprevistos (1%)				0,12
Assistência pós-venda (1%)				0,12
Margem de lucro (8%)				0,94
			CUSTO DA OPERAÇÃO	12,88

B.3 Limpeza de superfície com jato de água

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m ²)		
Limpeza da superfície com jacto de água				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				1,10
Água	m ³	0,039	1,5	0,06
Protetor químico inseticida-fungicida	Kg	0,131	7,95	1,04
Equipamentos				1,22
Equipamento de jacto de água à pressão com adaptador para lança de água	Hora	0,225	5,41	1,22
Mão-de-obra				9,35
Oficial	Hora	0,337	16,85	3,67
Servente	Hora	0,225	16,32	5,68
			Custo Direto	11,67
Incidências no Custo Direto				
Materiais		9%		
Equipamentos		10%		
Mão-de-obra		80%		
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				0,86
Encargos de estaleiro (17%)				2,43
Riscos e imprevistos (1%)				0,14
Assistência pós-venda (1%)				0,14
Margem de lucro (8%)				1,14
			CUSTO DA OPERAÇÃO	16,38

B.4 Limpeza de superfície com escova

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m ²)		
Limpeza de superfície com escova				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				0,00
Equipamentos				0,00
Mão-de-obra				9,34
Oficial	Hora	0,286	16,85	4,82
Servente	Hora	0,286	15,82	4,52
Custo Direto:				9,34
Incidências no Custo Direto				
Materiais				0%
Equipamentos				0%
Mão-de-obra				100%
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				0,86
Encargos de estaleiro (17%)				2,43
Riscos e imprevistos (1%)				0,14
Assistência pós-venda (1%)				0,14
Margem de lucro (8%)				1,14
CUSTO DA OPERAÇÃO				14,06

B.5 Aplicação de reboco armado com rede electrossoldada 6x6x0,6mm, e 0,05m de espessura no exterior

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m ²)		
Aplicação de reboco armado com 0,05m de espessura exterior				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				5,67
Argamassa de cimento	m ³	0,03	115,3	3,46
Rede electrossoldada 6x6x0,mm	m ²	1,05	2,11	2,22
Equipamentos				0,00
Mão-de-obra				13,15
Oficial	Hora	0,513	16,85	8,64
Servente	Hora	0,285	15,82	4,51
			Custo Direto	18,83
Incidências no Custo Direto				
Materiais			30%	
Equipamentos			0%	
Mão-de-obra			70%	
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				0,70
Encargos de estaleiro (17%)				1,99
Riscos e imprevistos (1%)				0,12
Assistência pós-venda (1%)				0,12
Margem de lucro (8%)				0,94
			CUSTO DA OPERAÇÃO	22,70

B.6 Aplicação de reboco armado com rede electrossoldada 6x6x0,6mm, e 0,05m de espessura no interior

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m ²)		
Aplicação de reboco armado com 0,05m de espessura interior				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				6,16
Argamassa de cal aérea	m ³	0,025	162,10	4,05
Rede electrossoldada 6x6x0,6mm	m ²	1	2,11	2,11
Equipamentos				0,00
Mão-de-obra				13,28
Oficial	Hora	0,518	16,85	8,73
Servente	Hora	0,288	15,82	4,56
			Custo Direto	19,45
Incidências no Custo Direto				
Materiais				32%
Equipamentos				0%
Mão-de-obra				68%
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				0,70
Encargos de estaleiro (17%)				1,99
Riscos e imprevistos (1%)				0,12
Assistência pós-venda (1%)				0,12
Margem de lucro (8%)				0,94
			CUSTO DA OPERAÇÃO	23,32

B.7 Varão de aço inoxidável sobre alvenaria de tijolo cerâmico ($\phi=20\text{mm}$)

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=ml)		
Varão de aço inoxidável sobre alvenaria de tijolo cerâmico ($\phi=20\text{mm}$)				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				5,16
Varão de aço inoxidável com $\phi=20\text{mm}$, com 480mm de comprimento, e com placa de ancoragem 70x70x5 [mm]	Unid.	3	1,72	5,16
Equipamentos				1,01
Perfuradora para alvenaria	Hora	0,137	7,38	1,01
Mão-de-obra				3,72
Oficial	Hora	0,114	16,85	1,92
Servente	Hora	0,114	15,82	1,80
			Custo Direto	9,90
Incidências no Custo Direto				
Materiais				52%
Equipamentos				10%
Mão-de-obra				38%
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				0,70
Encargos de estaleiro (17%)				1,99
Riscos e imprevistos (1%)				0,12
Assistência pós-venda (1%)				0,12
Margem de lucro (8%)				0,94
			CUSTO DA OPERAÇÃO	13,76

B.8 Montagem e desmontagem de cofragem em pinho para viga

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m³)		
Montagem e desmontagem de cofragem em pinho para viga				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				3,48
Painel de madeira tratada, de 22mm de espessura, reforçada com varões e perfis	m²	0,046	37,5	1,73
Estrutura suporte para cofragem recuperável, composta de: travessas metálicas e acessórios e montagem	m²	0,008	85	0,68
Escora metálica telescópica, ate 3m de altura	Unid.	0,027	13,37	0,36
Madeira de pinho	m³	0,003	238,16	0,71
Pregos de aço de 20x100mm	Kg	0,04	7	0,28
Agente desmoldam-te à base de óleos especiais, emulsionante em água para cofragens metálicas, fenólicas ou de madeira	Litro	0,03	1,98	0,06
Equipamentos				0,00
Mão-de-obra				21,01
Oficial	Hora	0,601	17,69	10,63
Servente	Hora	0,601	17,27	10,38
			Custo Direto	24,49
Incidências no Custo Direto				
Materiais				14%
Equipamentos				0%
Mão-de-obra				86%
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				1,47
Encargos de estaleiro (17%)				4,16
Riscos e imprevistos (1%)				0,24
Assistência pós-venda (1%)				0,24
Margem de lucro (8%)				1,96
CUSTO DA OPERAÇÃO				32,57

B.9 Fornecimento e aplicação de betão C20/25

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m³)			
Fornecimento e aplicação de betão C _{20/25}					
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)		
			Unitários	Totais	
Materiais					87,23
Betão	m ³	1,05	83,08		87,23
Equipamentos					0,00
Mão-de-obra					35,68
Oficial	Hora	0,409	17,69		7,24
Servente	Hora	1,647	17,27		28,44
Custo Direto					122,91
Incidências no Custo Direto					
Materiais					71%
Equipamentos					0%
Mão-de-obra					29%
Custos Indiretos					
Encargos de estrutura (6%)					1,49
Encargos de estaleiro (17%)					4,22
Riscos e imprevistos (1%)					0,25
Assistência pós-venda (1%)					0,25
Margem de lucro (8%)					1,99
CUSTO DA OPERAÇÃO					131,11

B.10 Fornecimento e aplicação de armadura em aço A400NR para viga

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m³)		
Fornecimento e aplicação de armadura em aço A400NR para viga				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				93,94
Separador homologado para vigas	Unid.	4	0,08	0,32
Aço para varões nervurado, A400NR, fornecido em obra em varões	Kg	153	0,6	91,80
Arame galvanizado para atar, de Ø=1,3mm	Kg	1,65	1,1	1,82
Equipamentos				0,00
Mão-de-obra				59,07
Oficial	Hora	1,731	17,69	30,62
Servente	Hora	1,647	17,27	28,44
			Custo Direto	153,00
Incidências no Custo Direto				
Materiais			61%	
Equipamentos			0%	
Mão-de-obra			39%	
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				1,49
Encargos de estaleiro (17%)				4,22
Riscos e imprevistos (1%)				0,25
Assistência pós-venda (1%)				0,25
Margem de lucro (8%)				1,99
			CUSTO DA OPERAÇÃO	161,19

B.11 Aplicação de reforço em carbono

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m ²)		
Aplicação de reforço em carbono				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				64,20
Primário à base de resina epóxi para aplicar com broxa ou rolo sobre elemento estrutural a reforçar	Kg	0,2	23,87	4,77
Resina epóxi saturante para aplicação com rolo sobre suportes de betão ou aço, em sistemas de reforço estrutural	Kg	1,1	37,1	40,81
Folha de fibra de carbono Unidirecional com 1,2mm de espessura	m ²	0,88	21,16	18,62
Equipamentos				8,55
Lixadora com disco de diamante para superfícies de betão	Hora	0,857	5,15	4,41
Grupo eletrogéneo insonorizado, trifásico de 45 kVA de potência	Hora	0,861	4,81	4,14
Mão-de-obra				15,73
Oficial	Hora	0,45	17,69	7,96
Servente	Hora	0,45	17,27	7,77
			Custo Direto	88,49
Incidências no Custo Direto				
Materiais	73%			
Equipamentos	10%			
Mão-de-obra	18%			
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)			5,31	
Encargos de estaleiro (17%)			15,04	
Riscos e imprevistos (1%)			0,88	
Assistência pós-venda (1%)			0,88	
Margem de lucro (8%)			7,08	
			CUSTO DA OPERAÇÃO	117,69

B.12 Preenchimento e reparação de fissuras

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m²)		
Preenchimento e reparação de fissuras				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				180,12
Argamassa de reparação de dois componentes à base de resina epóxi, tixotrópica, com altas resistências mecânicas, para reparação estrutural do betão	Kg	38	4,74	180,12
Equipamentos				0,00
Mão-de-obra				15,29
Oficial	Hora	0,468	16,85	7,89
Servente	Hora	0,468	15,82	7,40
			Custo Direto	195,41
Incidências no Custo Direto				
Materiais	92%			
Equipamentos	0%			
Mão-de-obra	8%			
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				5,31
Encargos de estaleiro (17%)				15,04
Riscos e imprevistos (1%)				0,88
Assistência pós-venda (1%)				0,88
Margem de lucro (8%)				7,08
			CUSTO DA OPERAÇÃO	224,61

B.13 Limpeza mecânica com projeção controlada a seco de abrasivos

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m²)		
Limpeza mecânica com projeção controlada a seco de abrasivo				
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)	
			Unitários	Totais
Materiais				5,36
Abrasivo para limpeza através de jato a pressão, formado por partículas de microesferas de vidra	Kg	8,24	0,65	5,36
Equipamentos				1,54
Equipamento de jacto de areia à pressão	Hora	0,538	2,86	1,54
Mão-de-obra				17,81
Oficial	Hora	0,537	16,85	9,05
Servente	Hora	0,537	16,32	8,76
			Custo Direto	24,71
Incidências no Custo Direto				
Materiais			22%	
Equipamentos			6%	
Mão-de-obra			72%	
Custos Indiretos				
Encargos de estrutura (6%)				5,31
Encargos de estaleiro (17%)				15,04
Riscos e imprevistos (1%)				0,88
Assistência pós-venda (1%)				0,88
Margem de lucro (8%)				7,08
			CUSTO DA OPERAÇÃO	53,91

B.14 Abertura em parede de alvenaria

Data: Março/2016		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade=m²)			
Abertura em parede de alvenaria					
Descrição dos Recursos	Unidade	Rendimento	Custos (€)		
			Unitários	Totais	
Materiais				0,00	
Equipamentos				0,00	
Mão-de-obra				11,77	
Servente	Hora	0,744	15,82	11,77	
Custo Direto				11,77	
Incidências no Custo Direto					
Materiais		0%			
Equipamentos		0%			
Mão-de-obra		100%			
Custos Indiretos					
Encargos de estrutura (6%)				1,49	
Encargos de estaleiro (17%)				4,22	
Riscos e imprevistos (1%)				0,25	
Assistência pós-venda (1%)				0,25	
Margem de lucro (8%)				1,99	
CUSTO DA OPERAÇÃO				19,96	