

**BRUNO ALEXANDRE CARDOSO TOMÁS**

**AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS NO CONTEXTO DA  
NP EN 1998-3:2017**

**Mestrado em Engenharia Civil**  
**Área de Especialização: Estruturas**  
**Dissertação**

Trabalho efetuado sob a orientação de:  
Professor Doutor João Manuel Carvalho Estêvão



**2020**



# **AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS NO CONTEXTO DA NP EN 1998-3:2017**

Mestrado em Engenharia Civil

## **DECLARAÇÃO DE AUTORIA DO TRABALHO**

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e constam da listagem de referências incluída.

Bruno Alexandre Cardoso Tomás

---

© **Copyright:** Bruno Alexandre Cardoso Tomás

A Universidade do Algarve tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Dedico esta dissertação à minha família, amigos e namorada

O maior inimigo do conhecimento não é a ignorância, mas sim a ilusão do conhecimento

Stephen Hawking



## **AGRADECIMENTOS**

No decorrer da elaboração desta dissertação houve inúmeras pessoas que me apoiaram, incentivaram e colaboraram, para chegar ao resultado que aqui apresento, às quais não posso deixar de manifestar o meu sincero agradecimento.

Uma primeira palavra de apreço é dirigida ao meu orientador Professor Doutor João Manuel Carvalho Estêvão, pelo seu grande apoio, incentivo, paciência e confiança durante a elaboração desta dissertação. Sem a sua orientação, dedicação, supervisão, e disponibilidade desde início, este trabalho não teria sido possível.

Gostaria ainda de agradecer à minha namorada pelo apoio e incentivo que sempre me deu desde início e que foi crucial nesta etapa, à minha família e amigos que me ajudaram a concluir mais uma etapa da minha formação.

Finalmente, devo os meus maiores agradecimentos à empresa S.T.A DATA por ceder a licença do programa informático Tremuri, ao programa INTERREG-POCTEP España-Portugal e ao Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) pelo apoio financeiro através do projeto 0313\_PERSISTAH\_5\_P.





## RESUMO

Em Portugal o risco sísmico é baixo a moderado. Contudo, é fundamental que este seja tido em conta na avaliação das estruturas existentes. As zonas com maior risco são a Área Metropolitana de Lisboa e o Algarve, uma vez que estas apresentam uma maior perigosidade sísmica e também têm um maior potencial de causar um elevado número de vítimas.

A engenharia sísmica é um ramo da engenharia que está em contínuo desenvolvimento, tendo como foco limitar os danos causados pela atividade sísmica, de modo a garantir a segurança dos seus utilizadores. O primeiro regulamento a contemplar a ação sísmica em Portugal foi o Regulamento de Segurança das Construções contra Sismos (RSCCS), de 1958. Este foi, posteriormente, substituído em 1983 pelo Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEP), o qual foi substituído pelo Eurocódigo 8 (NP EN 1998).

O atual regulamento apresenta uma preocupação com a definição da ação sísmica associada a cada região, delimitando importantes diferenças com o zonamento do território, considerando diversos tipos de terreno e também majorando esta ação de acordo com a classe de importância dos edifícios. Perante este panorama, as escolas são uma das prioridades no presente regulamento, uma vez que correspondem a edifícios da classe de importância III. Estes edifícios são de especial interesse de estudo, uma vez que a ação sísmica é bastante agravada em comparação com a antiga norma, e porque, ao contrário do que acontece nos edifícios correntes, neste tipo de edifícios é necessário verificar os três estados limites estabelecidos na NP EN 1998-3:2017.

Numa primeira abordagem, será feito um resumo histórico das metodologias de dimensionamento sísmico do passado, para melhor se enquadrar o problema e, posteriormente, será realizado um estudo detalhado da atual norma NP EN 1998-3:2017, com ênfase nos casos de edifícios constituídos por estruturas porticadas de betão armado e edifícios de alvenaria estrutural. O objetivo final será aplicar as metodologias do presente regulamento a edifícios construídos em diferentes épocas, avaliar o seu desempenho e, finalmente, propor soluções de reforço que permitam cumprir as exigências da atual regulamentação.

**PALAVRAS-CHAVE:** ANÁLISES NÃO LINEARES, AVALIAÇÃO SÍSMICA, REFORÇO SÍSMICO, ALVENARIA ESTRUTURAL, BETÃO ARMADO.



## **ABSTRACT**

In Portugal the seismic risk is low to moderate. However, it is essential that this is considered when assessing existing structures. The areas with the highest risk are the Lisbon metropolitan area and the Algarve, as they both present greater seismic hazards and also have a greater potential to cause a higher number of human victims.

Seismic engineering is a branch of engineering that is in continuous development, focusing on limiting the damage caused by seismic activity, in order to ensure the safety of its users. The first regulation to include seismic action in Portugal was the construction safety regulation against earthquake (RSCCS) in 1958. This was, subsequently, replaced in 1983 by the safety and actions regulation for building and bridges structures (RSAEP), which was replaced by the Eurocode 8 (NP EN 1998).

The current regulation presents a concern with the definition of the seismic action associated with each region, delimiting important differences with the zoning of the territory considering various types of terrain and increasing this action according to the class of importance of buildings. Given this scenario, schools are one of the priorities in this regulation NP EN 1998:2017, since they are importance class III buildings. These buildings have a special interest for this study since the seismic action is greatly aggravated compared to the old standard, and because, contrary to what happens in current buildings, in this type of buildings it is necessary to check the three limit states established in NP EN 1998-3:2017.

In a first approach, a historical summary of the seismic design methodologies of the past will be made, in order to better contextualize the problem and later a detailed study of the current NP EN 1998-3:2017 standard will be carried out, with emphasis on the cases of buildings consisting of reinforced concrete framed structures and structural masonry buildings. The final objective will be applying the methodologies of the present regulation to buildings constructed in different epochs, to evaluate their performance and finally to propose reinforcement solutions that allow to fulfil the requirements of the current regulations.

**KEYWORDS:** Nonlinear Analysis, Seismic Assessment, Seismic Retrofitting, Structural Masonry, Reinforced Concrete.



**ÍNDICE Geral**

Agradecimentos.....	iii
Resumo .....	v
Abstract .....	vii
1.Introdução.....	1
1.1. Fundamentação do tema da dissertação .....	1
1.2.Objetivos e metodologia.....	2
1.3.Organização do trabalho.....	2
2. Evolução histórica da regulamentação sismo-resistente.....	5
2.1. Introdução Histórica .....	5
2.2. Evolução da regulamentação.....	6
3. Métodos de Análise Estrutural .....	15
3.1. Critérios de aplicabilidade dos métodos de avaliação sísmica .....	16
3.1.1. Classe de Importância dos edifícios.....	16
3.1.2. Regularidade estrutural.....	17
3.1.2.1. Regularidade em planta .....	17
3.1.2.2. Regularidade em altura.....	18
3.1.3. Condições geométricas locais.....	21
3.1.4. Número de Pisos .....	22
3.1.5. Interação com edifícios adjacentes .....	22
3.2. Métodos de análise estrutural .....	23
3.2.1. Métodos expeditos.....	23
3.2.1.1. Método I.....	24
3.2.1.2. Método II.....	25
3.2.2. Métodos III .....	26
3.2.2.1. Análise por forças laterais.....	26
3.2.2.2. Análise modal por espectro de resposta .....	26
3.2.2.3. Análise dinâmica temporal não linear.....	27
3.2.2.4. Análise <i>Pushover</i> .....	28
3.3. Metodologia e software utilizado .....	32
3.3.1. Metodologia do software EC8spec.....	32
3.3.2. Abordagem do software Tremuri.....	32

3.3.3. Abordagem do software Seismostruct.....	34
4. Avaliação sísmica de edifícios segundo a NP EN 1998-3:2017 .....	37
4.1. Condições gerais .....	37
4.2. Critérios de conformidade .....	37
4.2.1. Estados limite.....	37
4.3. Níveis de conhecimento.....	39
4.3.1. KL1: Conhecimento Limitado .....	40
4.3.2. KL2: Conhecimento Normal .....	41
4.3.3. KL3: Conhecimento Integral.....	41
4.4. Ação Sísmica e Combinação Sísmica de Ações .....	43
4.5. Verificação da Segurança .....	43
4.5.1. Análise linear.....	43
4.5.2. Análise não-linear .....	45
4.5.3. Verificações de segurança dos estados limites de edifícios com estrutura em betão armado. ....	47
4.5.3.1. Estado limite de limitação de danos severos para elementos sujeitos à flexão e ao esforço axial.....	47
4.5.3.2. Estado limite de colapso iminente para elementos sujeitos à flexão e ao esforço axial. ....	48
4.5.3.3. Estado limite de colapso iminente para elementos estruturais sujeitos ao esforço transversal.....	50
4.5.4. Edifícios com paredes de alvenaria estrutural. ....	52
4.5.4.1. Estado limite de danos severos, devido à flexão e ao esforço axial. ....	52
4.5.4.2. Estado limite de danos severos, devido ao esforço transversal. ....	53
5. Caso de estudo I.....	55
5.1. Resumo .....	55
5.2. Modelação estrutural.....	56
5.2.1. Sistema estrutural e materiais .....	56
5.2.2. Definição das secções dos elementos estruturais. ....	57
5.2.3. Definição das cargas permanentes e sobrecargas aplicadas. ....	58
5.3. Análise estrutural .....	60
5.3.1. Análise estática não linear <i>pushover</i> .....	61
5.3.1.1. Resultados da análise <i>Pushover</i> .....	61
5.3.2. Análise dinâmica temporal não linear.....	64
5.4. Soluções de reforço. ....	67
5.4.1. Contraventamentos metálicos.....	68

5.4.1.1. Contraventamento metálico R1.....	69
5.4.1.2. Contraventamento metálico R2.....	72
5.4.1.3. Contraventamento metálico R3.....	75
5.4.2. Parede estrutural de betão armado.....	78
5.4.3. Encamisamento em betão armado.....	81
5.4.4. Encamisamento em CFRP.....	85
5.5. Discussão de resultados.....	88
6. Caso de estudo II.....	93
6.1. Resumo.....	93
6.2. Patologias existentes.....	94
6.3. Modelação estrutural.....	95
6.3.1. Sistema estrutural e materiais.....	95
6.3.2. Definição das cargas permanentes e sobrecargas aplicadas.....	96
6.4. Análise estrutural.....	97
6.4.1. Análise modal.....	97
6.4.2. Análise Pushover.....	98
6.4.2.1. Resultados da Análise Pushover.....	99
6.5. Solução de reforço adotada.....	102
6.6. Discussão de resultados.....	105
6.7. Análise de Sensibilidade nas escolas de alvenaria estrutural da região do Algarve....	105
7. Conclusão.....	109
7.1. Desenvolvimentos futuros.....	110
8. Refêrencias bibliográficas.....	111
ANEXO A.....	115





**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 2.1: Mapa de delimitação de zonas a que se refere o RSCCS.....	6
Figura 2.2: Mapa de delimitação das zonas sísmicas segundo o RSAEP.....	9
Figura 2.3: Zonamento sísmico de Portugal Continental de acordo com a NP EN 1998-1:2010. .....	10
Figura 2.4: espectro de resposta para o sismo tipo 1.....	12
Figura 2.5: Espectros de resposta para o sismo tipo 2.....	13
Figura 2.6: Espectros de resposta vertical. ....	13
Figura 3.1: Exemplo da linha poligonal convexa (a tracejado). ....	18
Figura 3.2: Critérios de regularidade em altura para recuos sucessivos e recuo localizado acima de 15% da altura total.....	19
Figura 3.3: Critério de regularidade em altura para Recuo localizado abaixo de 15% da altura total.....	20
Figura 3.4: Critérios de regularidade em altura para recuos assimétricos. ....	20
Figura 3.5: Disposições para avaliação da interação com edifícios adjacentes.....	23
Figura 3.6: Determinação da relação idealizada entre força e deslocamento elasto- perfeitamente plástica.....	30
Figura 3.7: Determinação do deslocamento-alvo do sistema equivalente de um só grau de liberdade para períodos longos e curtos, respetivamente (IPQ, 2010).....	31
Figura 3.8: Modelo tridimensional do Tremuri. ....	33
Figura 3.9: Módulos principais do software SeismoStruct (SeismoStruct, 2018).....	34
Figura 4.1: Localização idealizada dos 3 estados limites de danos na curva de capacidade de um edifício. ....	39
Figura 4.2: Fluxograma das ações a tomar para avaliar e realizar a intervenção de reforço estrutural.....	44
Figura 5.1: Laje do piso 1 e da cobertura, respetivamente.....	56
Figura 5.2: Diagramas Extensão/Tensão dos varões de aço A40T, A50 e A60, quando sujeitos a tração e compressão. ....	57
Figura 5.3: Seções transversais dos pilares P11, P12, P21 e P22, respetivamente.....	58
Figura 5.4: Seções transversais a meio vão das vigas V11, V12, V21 e V22, respetivamente. .....	58
Figura 5.5: Modelo estrutural criado através do software Seismostruct.....	60
Figura 5.6: Área de influência das vigas do pórtico analisado.....	60
Figura 5.7: Deformada da estrutura sujeita à distribuição “modal” de forças.....	62
Figura 5.8: Curvas de capacidade obtidas para a distribuição de forças “modal” e “uniforme”. .....	62
Figura 5.9: Curvas de desempenho da estrutura inicial. ....	63
Figura 5.10: Resultados da análise dinâmica não linear do sismo tipo 1 para 29% da ação.64	
Figura 5.11: Resultados da análise dinâmica não linear do sismo tipo 2 para 29% da ação.64	
Figura 5.12: Resultados da análise dinâmica não linear do sismo tipo 1 para 29% da ação.65	
Figura 5.13: Resultados da análise dinâmica não linear do sismo tipo 2 para 29% da ação.65	
Figura 5.14: Fluxograma do procedimento utilizado para otimizar as soluções de reforço estudadas. ....	67
Figura 5.15: Estrutura reforçada R1.....	69

Figura 5.16: Deformada da estrutura reforçada R1. ....	69
Figura 5.17: Curvas de capacidade obtidas das diversas interações da estrutura reforçada R1. ....	70
Figura 5.18: Pontos de desempenho da solução de reforço final R1 para o sismo 1. ....	71
Figura 5.19: Pontos de desempenho da solução de reforço final R1 para o sismo 2. ....	71
Figura 5.20: Estrutura reforçada R2. ....	72
Figura 5.21: Deformada da estrutura reforçada R2. ....	72
Figura 5.22: Curvas de capacidade obtidas das diversas interações da estrutura reforçada R2. ....	73
Figura 5.23: Pontos de desempenho da solução de reforço final R2 para o sismo 1. ....	74
Figura 5.24: Pontos de desempenho da solução de reforço final R2 para o sismo 2. ....	74
Figura 5.25: Estrutura reforçada R3. ....	75
Figura 5.26: Deformada da estrutura reforçada R3. ....	75
Figura 5.27: Curvas de capacidade obtidas com as distribuições “modal” e “uniforme” de forças, para a estrutura reforçada R3. ....	76
Figura 5.28: Pontos de desempenho da solução de reforço final R3 para o sismo 1. ....	77
Figura 5.29: Pontos de desempenho da solução de reforço final R3 para o sismo 2. ....	77
Figura 5.30: Estrutura reforçada com a adição de uma parede resistente de betão armado. ....	78
Figura 5.31: Deformada da estrutura reforçada com a parede resistente de betão armado. ....	78
Figura 5.32: Curva de capacidade da estrutura reforçada com a adição de uma parede resistente de betão armado, para a distribuição “uniforme” de forças. ....	79
Figura 5.33: Pontos de desempenho da solução de reforço final R4 para o sismo 1. ....	80
Figura 5.34: Pontos de desempenho da solução de reforço final R4 para o sismo 2. ....	80
Figura 5.35: Secções transversais dos pilares com o encamisamento em betão armado. ....	81
Figura 5.36: Estrutura reforçada R5. ....	82
Figura 5.37: Deformada da estrutura reforçada R5. ....	82
Figura 5.38: Curvas de capacidade obtidas das diversas interações da estrutura reforçada R5. ....	83
Figura 5.39: Pontos de desempenho da solução de reforço final R5 para o sismo 1. ....	84
Figura 5.40: Pontos de desempenho da solução de reforço final R5 para o sismo 2. ....	84
Figura 5.41: Secções transversais dos pilares com encamisamento em CFRP. ....	85
Figura 5.42: Estrutura reforçada R6. ....	85
Figura 5.43: Deformada da estrutura reforçada R6. ....	86
Figura 5.44: Curva de capacidade obtidas das interações da estrutura reforçada R6. ....	86
Figura 5.45: Curva de desempenho da solução de reforço final R6 para o sismo 1. ....	87
Figura 5.46: Curva de desempenho da solução de reforço final R6 para o sismo 2. ....	88
Figura 5.47: Comparação das curvas de capacidade entre a estrutura inicial e todas as soluções de reforço R1 a R6, obtidas com a distribuição “uniforme” de forças. ....	90
Figura 5.48: Comparação das curvas de capacidade entre a estrutura inicial e todas as soluções de reforço R1 a R6, obtidas com a distribuição “modal” de forças. ....	91
Figura 6.1: Escola primária de Brancanes. ....	94
Figura 6.2: Fendas diagonais que indiciam a existência de um assentamento diferencial na parede divisória central. ....	94
Figura 6.3: Planta da escola rural de Brancanes. ....	95

Figura 6.4: Modelo estrutural adotado através do software Tremuri para a escola de alvenaria estrutural (Estêvão <i>et al.</i> , 2019). .....	97
Figura 6.5: Distribuição de danos nos elementos estruturais verticais para o carregamento na direção X. ....	99
Figura 6.6: Distribuição de danos nos elementos estruturais verticais para o carregamento na direção X. ....	99
Figura 6.7: Curvas de capacidade da estrutura inicial resultantes do carregamento na direção Y. ....	100
Figura 6.8: Curvas de capacidade da estrutura inicial resultantes do carregamento na direção X. ....	100
Figura 6.9: Curvas de desempenho da estrutura inicial correspondentes ao carregamento na direção X. ....	101
Figura 6.10: Curvas de desempenho da estrutura inicial correspondentes ao carregamento na direção Y. ....	101
Figura 6.11: Solução de reforço, tal como foi executada.....	102
Figura 6.12: Curvas de capacidade da estrutura reforçada resultantes do carregamento X. ....	103
Figura 6.13: Curvas de capacidade da estrutura reforçada resultantes do carregamento em Y. ....	103
Figura 6.14: Curvas de desempenho da estrutura reforçada correspondentes ao carregamento na direção X. ....	104
Figura 6.15: Curvas de desempenho da estrutura reforçada correspondentes ao carregamento na direção Y. ....	104
Figura 6.16: Curvas de desempenho das diversas tipologias para a direção X.....	106
Figura 6.17: Curvas de desempenho das diversas tipologias para a direção Y.....	106



**ÍNDICE DE TABELAS**

Tabela 2.1: Coeficiente Sísmico C segundo o RSCCS (RSCCS, 1958).....	7
Tabela 2.2: Coeficiente sísmico C segundo o RSEP (RSEP, 1961).....	8
Tabela 2.3: Valores da aceleração máxima de referência $agR$ . ....	10
Tabela 2.4: Valor do coeficiente relativo ao solo S para a ação sísmica tipo 1. (IPQ, 2010)	11
Tabela 2.5: Valor do coeficiente relativo ao solo S para a ação sísmica tipo 2. (IPQ, 2010)	11
Tabela 2.6: Valores dos parâmetros que definem os espectros de resposta verticais. (IPQ, 2010) .....	13
Tabela 3.1: Principais parâmetros e requisitos associados aos métodos de avaliação I, II e III aplicáveis a estruturas de betão armado (Costa, 2019). ....	15
Tabela 3.2: Classes de importância associadas aos possíveis métodos de análise estrutural a usar em estruturas de betão armado (Costa, 2019). ....	16
Tabela 3.3: Coeficiente de Importância $\gamma_I$ (IPQ, 2010).....	17
Tabela 3.4: Diversos tipos de terreno de fundação (IPQ, 2010).....	21
Tabela 3.5: Valor percentual de APE para cada tipo de sismo, número de pisos e tipo de terreno. (Costa, 2019).....	24
Tabela 3.6: Valores do coeficiente $\eta_j$ em função do número de pisos e do piso em análise. (Costa, 2019).....	25
Tabela 3.7: Valores dos coeficientes sísmicos exigidos CSE para cada tipo de sismo e zona sísmica, número de pisos e tipo de terreno, definidos de acordo com a NP EN 1998-1:2010 (Costa, 2019; IPQ, 2010). ....	25
Tabela 4.1: Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da NP EN 1998-3.....	38
Tabela 4.2: Valores dos coeficientes de confiança associados aos diferentes níveis de conhecimento. ....	42
Tabela 4.3: Requisitos necessários para cada nível de conhecimento. ....	43
Tabela 4.4: valores das propriedades dos materiais e critérios para a análise e as verificações de segurança.....	46
Tabela 5.1: Distribuição da armadura longitudinal e transversal das vigas. ....	59
Tabela 5.2: Cargas e sobrecargas nas lajes. ....	59
Tabela 5.3: Cargas (kN) uniformemente distribuídas nas vigas. ....	60
Tabela 5.4: Forças aplicadas nos nós para as distribuições “modal” e “uniforme”. ....	61
Tabela 5.5: Pontos de desempenho da curva de capacidade modal. ....	63
Tabela 5.6: Deslocamentos resultantes das análises dinâmicas não lineares para o sismo tipo 1. ....	66
Tabela 5.7: Deslocamentos resultantes das análises dinâmicas não lineares para o sismo tipo 2. ....	66
Tabela 5.8: Dimensões dos perfis HEA utilizados para o reforço estrutural. ....	68
Tabela 5.9: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R1.....	70
Tabela 5.10: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R1 (HEA 240 e HEA 160). ....	71
Tabela 5.11: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R2.....	73

Tabela 5.12: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos de controlo obtidas para a solução de reforço R2 (HEA 220 e HEA 160). .....	74
Tabela 5.13: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R3. ....	76
Tabela 5.14: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R3 (HEA 180 e HEA 100). ....	77
Tabela 5.15: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R4. ....	79
Tabela 5.16: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R4. ....	80
Tabela 5.17: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R5. ....	83
Tabela 5.18: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R5. ....	84
Tabela 5.19: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R6. ....	87
Tabela 5.20: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R4. ....	88
Tabela 5.21: Peso total de aço associado às diversas soluções de reforço por adição de contraventamento metálico. ....	89
Tabela 6.1: Características mecânicas (kN/m <sup>2</sup> ) da alvenaria estrutural presente no edifício. ....	96
Tabela 6.2: Carregamento aplicado na estrutura (kN/m <sup>2</sup> ). ....	97
Tabela 6.3: Resultados da análise modal. ....	98
Tabela 6.4. Resultados para a curva de capacidade mais desfavorável em cada sentido, para a ação sísmica 1. ....	101
Tabela 6.5: Resultados da estrutura reforçada para a curva de capacidade mais desfavorável em cada sentido, para a ação sísmica 1. ....	104

## SIMBOLOS E ABREVIATURAS

### LETRAS MINÚSCULAS DO LATIM

$a_{vg}$	Valor de cálculo de aceleração à superfície do terreno na direção vertical.
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno
$a_{gR}$	Aceleração máxima de referência
$a_{VZ}$	Translação do diagrama dos momentos fletores, de acordo com 9.2.1.3(2) da EN 1992-1-1:2004
$b_0$	Dimensão do núcleo de confinamento medido a partir do eixo das cintas;
$b_i$	Espaçamento entre eixos dos varões longitudinais travados lateralmente pelo canto de um estribo e por um gancho ao longo do perímetro da secção transversal
$d$	Alturas úteis das armaduras sujeitas à tração
$d'$	Alturas úteis das armaduras sujeitas à compressão
$d_{bL}$	Diâmetro médio das armaduras sujeitas à tração
$d_n$	Deslocamento do nó de controlo do sistema de diversos graus de liberdade.
$e_{0i}$	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção $i$ ortogonal à do cálculo considerado
$f_c$	Tensão de cedência do betão
$f_s$	Tensão de cedência do aço
$f_m$	Resistência média à compressão
$f_{vd}$	Resistência ao esforço transversal da alvenaria que tem em conta a presença da tensão vertical:
$f_{vm0}$	Resistência média ao corte na ausência de uma carga vertical;
$h_0$	Dimensão do núcleo de confinamento medido a partir do eixo das cintas
$r_i$	Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção $j$
$l_s$	Raio de giração da massa do piso em planta
$k$	Número de modos considerados
$n$	Número de pisos acima da fundação ou de uma cave rígida
$m_i$	Massa do piso $i$
$q_u$	Relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado na estrutura com resistência limitada

$t$	Espessura da parede
$w$	Taxa mecânica das armaduras longitudinais tracionadas
$w'$	Taxa mecânica de armaduras longitudinais comprimidas
$z$	Braço do binário das forças interiores

#### LETRAS MAIÚSCULAS DO LATIM

$A_c$	Área da secção transversal
$A_{PC,j}$	Área de pilares existentes relativamente à área do piso
$A_{PE,j}$	Área de pilares Exigida
$C$	Coefficiente sísmico, o qual depende da localização da estrutura
$CS_{C,j}$	Capacidade resistente do edifício estimada em termos de coeficiente sísmico
$CS_{E,j}$	Coefficiente sísmico exigido
$D$	Dimensão horizontal no plano da parede;
$D'$	Comprimento da zona comprimida da parede;
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$E_m^*$	Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$F_b$	Força de corte na base
$\bar{F}_i$	Forças laterais normalizadas
$H_0$	Distância entre a secção em que é atingida a capacidade de flexão e o ponto de inflexão;
$L_{max}$	Maior dimensão em planta do edifício
$L_{min}$	Menor dimensão em planta do edifício
$L_{pl}$	Comprimento da rótula plástica
$L_V$	Quociente entre o momento e o esforço transversal na secção de extremidade
$N$	Esforço axial de compressão
$P$	Peso correspondente a cada elemento da construção
$S$	Coefficiente do Solo
$S_e(T)$	Espectro de resposta elástica
$S_e(T^*)$	Aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado
$S$	Coefficiente relativo ao solo
$T$	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
$T_B$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante



$T_C$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$T_k$	Período de vibração do modo $k$
$V_w$	Contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transverso

#### LETRAS DO ALFABETO GREGO

$\alpha$	Coeficiente de eficácia do confinamento
$\delta$	Ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar
$\Delta V_{RW}$	Redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com enchimentos localizado acima dele
$\xi$	Coeficiente de amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem
$\eta$	Coeficiente de correção do amortecimento
$\theta_y$	Rotação da corda na cedência
$\lambda$	Esbelteza do edifício
$\rho_d$	Percentagem de armaduras diagonais, em cada direção diagonal
$\rho_{sx}$	Percentagem de armaduras transversais paralelas à direção $x$ de carregamento
$\rho_{tot}$	Taxa total das armaduras longitudinais
$\rho_w$	Percentagem de armaduras transversais
$\sum V_{Ed}$	Somatório dos esforços transversos de origem sísmica atuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado
$\Phi_i$	Deslocamentos normalizados
$\phi_y$	Curvatura na cedência da secção de extremidade
$\phi_u$	Curvatura última da secção de extremidade

#### UNIDADES

m	Metro
cm	Centímetro
mm	Milímetro
$m^2$	Metro quadrado
$m^3$	metro cúbico
N	Newton
Kg	Quilograma

Pa    Pascal  
%    Percentagem

#### ABREVIATURAS

CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer
DL	Estado Limite de Limitação de Dano
EC8-1	Eurocódigo 8 parte 1
EC8-3	Eurocódigo 8 parte 3
EFM	Equivalente Frame Model
NC	Estado Limite de Colapso Iminente
REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes
RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções Contra Sismos
RSEP	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
SD	Estado Limite de Danos Severos

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. FUNDAMENTAÇÃO DO TEMA DA DISSERTAÇÃO

Em Portugal, a evolução dos métodos construtivos utilizados e das regulamentações devem-se principalmente à atividade sísmica que tem ocorrido ao longo dos tempos, tendo como objetivos principais salvaguardar a vida dos seus utilizadores, evitar o colapso de edifícios de habitação, e reduzir os danos causados nas estruturas de elevada importância.

Esta dissertação foi realizada no contexto do projeto PERSISTAH “Projetos de Escolas Resilientes aos Sismos no Território do Algarve e de Huelva”(Estêvão *et al.*, 2019-A, 2018), onde o principal objetivo é avaliar a segurança sísmica das escolas do 1º ciclo do ensino básico, propondo soluções de reforço para os edifícios escolares que representam um pior desempenho sísmico.

No Algarve, os edifícios de alvenaria estrutural representam uma parte significativa das construções ainda em utilização nos centros históricos urbanos, apresentando interesse histórico e arquitetónico de elevada importância para esta região. As escolas do Plano de Centenários são constituídas por paredes resistentes de alvenaria estrutural, representando uma importante percentagem dos edifícios escolares de ensino básico em funcionamento. Este tipo de edifícios representam uma elevada vulnerabilidade sísmica, uma vez que os materiais que os constituem não apresentam boas características para resistir à ação sísmica, pois foram construídos antes da existência das publicações das primeiras regulamentações sísmicas. Para além disto, estes edifícios são de grande importância no caso da ocorrência de um sismo, uma vez que apresentam uma grande concentração de crianças.

A maioria dos edifícios de betão armado existentes foram construídos com base no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSAEP (RSA, 1983), e no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, REBAP (REBAP, 1983). Estes edifícios já têm em consideração o efeito das ações sísmicas, apesar de esta ser bastante inferior para os edifícios escolas na atual regulamentação. Estes edifícios podem apresentar erros na sua execução, especialmente no que diz respeito à armadura de cintagem dos pilares, caso somente tenham sido atendidas as regras associadas à ductilidade normal, que podem comprometer o desejável comportamento dúctil dos edifícios com pilares robustos e fortemente armados longitudinalmente, que poderão ser o caso de diversas escolas com edifícios pavilhonares (Parque Escolar, 2017).

Para a engenharia civil, é fundamental caracterizar adequadamente todos os fatores que interferem com o comportamento das estruturas, sendo de especial relevância as ações sísmicas a que estas são sujeitas. A correta definição das ações sísmicas é imprescindível, não só para realizar um adequado dimensionamento de novas estruturas, como para a avaliação de estruturas existentes, sendo com base nas mesmas que são tomadas decisões. Como resposta a este problema, entraram em vigor os atuais Eurocódigos Estruturais, indicando detalhadamente a ação sísmica de acordo com a região e tipo de terreno, e aumentando o valor da mesma para edifícios com elevada concentração de pessoas, como é o caso das escolas, ou de elevada importância para a proteção civil. Esta nova regulamentação apresenta novos métodos mais modernos de avaliação da segurança

sísmica, tal como as análises não lineares, e soluções de reabilitação sísmica dos edifícios existentes em zonas sísmicas (IPQ, 2010, 2017).

A análise pushover é uma análise estática não linear, que corresponde a um dos métodos de análise previstos pela NP EN 1998-3:2017 (IPQ, 2017) para fazer a verificação da segurança de edifícios existentes. O anexo nacional deste regulamento estipula três diferentes níveis de ação sísmica, que correspondem a diferentes períodos de retorno do fenómeno sísmico, e que têm em conta o nível de dano que a estrutura irá sofrer, os quais devem ser verificados para os seguintes estados limites:

- Estado limite de limitação de danos (DL, do inglês Damage Limitation);
- Estado limite de danos severos (SD, do inglês Significant Damage);
- Estado limite de colapso iminente (NC, do inglês Near Collapse).

## 1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

A presente dissertação tem dois objetivos principais, que são avaliar o nível de segurança de estruturas de edifícios da classe de importância III, mais especificamente edifícios escolares construídos em diferentes épocas, utilizando métodos modernos de avaliação estrutural. Caso estes edifícios não cumpram os requisitos estipulados pela norma, serão apresentadas soluções de modo a satisfazer esses requisitos. Ambos os objetivos anteriores pretendem ilustrar de uma forma prática a aplicação da norma NP EN 1998-3:2017.

Para tal é necessário avaliar os níveis de desempenho sísmico de ambos os edifícios utilizando diferentes programas informáticos, uma vez que estes são constituídos por diferentes sistemas construtivos. Em primeiro lugar, para um edifício de betão armado, serão realizadas análises estáticas e dinâmicas não lineares utilizando o software Seismostruct (SeismoStruct, 2018), e para o edifício composto por estrutura de alvenaria resistente, serão realizadas análises pushover através do software Tremuri (Lagomarsino *et al.*, 2013). Uma vez realizadas estas análises, será avaliado o desempenho estrutural de cada estrutura através do software EC8spec (Estêvão, 2014) que utiliza o método N2 (IPQ, 2010) indicado no Anexo B do Eurocódigo 8. Concluídas as avaliações estruturais, serão estudadas diversas soluções de reforço estrutural, até que o desempenho de cada estrutura consiga cumprir os requisitos estipulados.

## 1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação é constituída por 7 capítulos, sendo resumidamente apresentado neste subcapítulo o conteúdo abordado em cada um dos mesmos.

No primeiro capítulo é apresentada uma síntese do trabalho desenvolvido na dissertação, destacando os objetivos principais, a metodologia utilizada, e a estrutura que compõe a mesma.

No segundo capítulo é inicialmente apresentado, de uma forma resumida, um enquadramento histórico relativo à evolução das construções sísmo-resistente. Posteriormente, é apresentada

a evolução da regulamentação sísmo-resistente, destacando-se principalmente a ação sísmica a que os edifícios da classe de importância III estão sujeitos na região de Faro.

O terceiro capítulo é dedicado aos diversos métodos de análise estrutural expeditos e de referência, indicando os diversos critérios de aplicabilidade de cada método. De entre os diversos métodos de referência, o método exposto mais facilmente aplicável a prática é o método de análise estática não linear Pushover.

No quarto capítulo são apresentados os diversos critérios de avaliação da estrutura, baseados em 3 estados limites de dano. São indicados os níveis de conhecimento dos edifícios em análise e o que fazer para melhorar o coeficiente de confiança associado aos correspondentes níveis de conhecimento, que são função do grau de inspeção e do número de ensaios realizados. Este coeficiente de confiança tem como objetivo minorar as propriedades dos materiais constituintes da mesma devido às incertezas dos materiais utilizados, pormenorização dos elementos estruturais e geometria da construção. Por fim, são apresentadas as diversas verificações de segurança para edifícios de betão armado e alvenaria.

No quinto capítulo é feita a avaliação de uma escola projetada com base no RSAEP e REBAP, constituída por uma estrutura porticada de betão armado. A avaliação da estrutura é feita com base na nova regulamentação NP EN 1998-3:2017, e posteriormente, são testadas diversas soluções de reforço também propostas na NP EN 1998-1:2017, de modo a assegurar o desempenho sísmico estipulado na norma.

No sexto capítulo é realizada a avaliação de uma escola construída sem projeto sísmo-resistente. Esta escola é constituída por paredes resistentes de alvenaria estrutural, para as quais é feita a avaliação e, posteriormente, o reforço da estrutura tendo em conta a nova regulamentação NP EN 1998-3:2017 e a regulamentação de Itália NTC “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC, 2018), de modo a cumprir os requisitos legalmente estipulados.

No sétimo capítulo apresentam-se as conclusões obtidas do trabalho desenvolvido e as linhas de investigação que podem ser seguidas, relativamente ao tema em questão.



## 2. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA REGULAMENTAÇÃO SISMO-RESISTENTE

### 2.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA

A atividade sísmica e o seus efeitos nos edifícios começaram a ganhar interesse após o sismo de 1755 (Falc e Coelho, 2012). Anteriormente a esta data os edifícios eram caracterizados pelas suas paredes de alvenaria espessas sem elementos de travamentos horizontal, uma vez que os pavimentos eram construídos em madeira sobre um vigamento de madeira. Este tipo de construção apresentava uma fraca resistência sísmica, e por esta mesma razão, o sismo de 1755 destruiu a maioria dos edifícios, levando a que fossem feitos os primeiros estudos que envolviam os fenómenos sísmicos e o comportamento dos edifícios sujeitos a este tipo de ações (Vasconcelos *et al.*, 2013).

Em Portugal, o terramoto de 1755 está associado ao início do desenvolvimento de estruturas sismo resistentes, sendo que, no processo de reconstrução dos edifícios, foram utilizados sistemas estruturais, na altura revolucionários em Portugal, que proporcionavam às estruturas uma resistência a esforços horizontas, de modo a tentar evitar a ocorrência de futuros colapsos dos edifícios, face às ações sísmicas. Estes novos edifícios apresentam um sistema estrutural conhecido por Gaiola Pombalina, no qual, as paredes de alvenaria estavam conectadas entre si, e para além disso, esta estrutura apresentava elasticidade devido às peças de madeira horizontais e prumos os quais eram travados por travessas na diagonal. Esta estruturas em madeira denominadas gaiolas proporcionam um travamento à parede de alvenaria, podendo estar na face interior ou envolvidas pela alvenaria, estando conectadas por esquadros de ferro ou madeira (Milosevic *et al.*, 2013; Ortega *et al.*, 2017; Vasconcelos *et al.*, 2013).

Com o passar dos anos, por volta de 1870, estas técnicas construtivas começam a ser esquecidas, reduzindo-se os cuidados na conceção dos edifícios face às ações sísmicas. Estes edifícios, denominados Gaioleiros, são mais altos chegando a atingir os 6 pisos. A solidarização entre pisos é deficiente e a gaiola sofre alterações, perdendo de uma maneira geral a continuidade estrutural (Simões *et al.*, 2014).

No início do século XX, começam a ser construídos os primeiros edifícios onde eram utilizados elementos de betão armado como por exemplo lajes maciças que descarregam sobre paredes de alvenaria estrutural, proporcionando assim um travamento horizontal das paredes.

Com esta nova tipologia construtiva e materiais de construção revolucionários, desenvolveram-se as construções em betão armado em Portugal e surgiu em 1918 o “Regulamento para o Emprego de Betão Armado”, o qual apresenta, as ações a considerar para a realização do projeto deste tipo de estruturas, as características dos materiais e os cálculos de resistência para o seu dimensionamento. Em 1935 foi realizada um novo regulamento devido à evolução tanto dos materiais como das técnicas construtivas aplicadas na altura. Este regulamento é denominado “Regulamento de Betão Armado” (RBA, 1935), não contemplando quaisquer considerações relativas à ação sísmica.

## 2.2. EVOLUÇÃO DA REGULAMENTAÇÃO

A engenharia sísmica é um ramo da engenharia relativamente recente e de grande complexidade, que integra informação científica das diversas áreas da engenharia, de modo a definir corretamente a ação sísmica a adotar no dimensionamento. Nas últimas décadas, a engenharia sísmica tem evidenciado um contínuo desenvolvimento dos métodos de análise e de uma crescente preocupação na segurança, de forma a garantir que as áreas urbanas são mais resilientes aos fenómenos sísmicos, logo mais seguras para os seus ocupantes. Neste sentido, têm vindo a ser desenvolvidas normas que pretendem assegurar a proteção dos habitantes, assim como o contínuo funcionamento das estruturas com elevada importância para a proteção civil.

Em Portugal, a regulamentação sismo-resistente ganhou um importante impulso com a celebração dos 200 anos do sismo de 1755, tendo sido publicado três anos depois, a 31 de maio de 1958 o Decreto de Lei nº41658 que corresponde ao “Regulamento de Segurança das Construções Contra Sismos” (RSCCS, 1958). Este regulamento explicitava as exigências que uma estrutura teria de cumprir de modo a salvaguardar a segurança dos utilizadores. Para tal, foi estabelecido um zonamento do território, diferenciando o risco sísmico no país em três zonas: zona A (forte risco sísmico); zona B (médio risco sísmico) e zona C (fraco risco sísmico) onde a ação sísmica é nula. Na Figura 2.1 está representado o mapa da delimitação das zonas de risco sísmico para o território continental, e para o arquipélago da madeira juntamente com as ilhas Flores e do Corvo pertencentes ao arquipélago dos Açores apresentam um risco C, para as restantes ilhas dos Açores o risco sísmico é considerado como zona A. Neste regulamento são quantificadas, de uma forma simplificada, as ações que os edifícios teriam de resistir, sendo estas consideradas como forças horizontais estáticas, atuando em qualquer direção e sentido. Esta força é definida pela seguinte equação:

$$F = P \cdot C \quad (2.1)$$

Sendo que:

- P é o peso correspondente a cada elemento da construção;
- C é o coeficiente sísmico, o qual depende da localização da estrutura (Tabela 2.1).

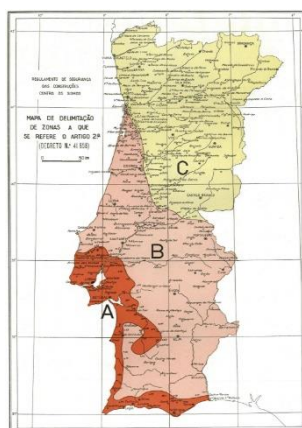


Figura 2.1: Mapa de delimitação de zonas a que se refere o RSCCS.



Tabela 2.1: Coeficiente Sísmico C segundo o RSCCS (RSCCS, 1958).

Localização da construção		Zona A	Zona B
Construção em conjunto	Construções correntes	0,10	0,05
	Construções em forma de torre (Chaminés isoladas, reservatórios elevados)	0,20	0,10
Elementos da construção	Paredes e outros elementos	0,20	0,10
	Varandas, chaminés e outros elementos destacados das paredes exteriores e da cobertura	0,30	0,15

O RSCCS também obrigava ainda a que os elementos estruturais de um edifício tivessem uma boa ligação entre si, e um adequado nível de confinamento.

Três anos após a implementação do RSCCS, a 18 de novembro de 1961 foi publicado o “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes” (RSEP, 1961), o qual revogou parcialmente o RSCCS. As alterações apresentadas com este novo regulamento consistem essencialmente num aumento dos coeficientes sísmicos devido à consideração do terreno de fundação, que são o caso de terreno tipo 1 (terrenos correntes) e terreno tipo 2 (lodos, siltes, argilas brandas e aterros recentes). O coeficiente sísmico é também afetado pela não existência de paredes interiores nos edifícios ( piso vazado). À semelhança do anterior regulamento, as solicitações sísmicas também são consideradas como forças estáticas horizontais, com uma intensidade igual ao produto do coeficiente sísmico (Tabela 2.2) pelo peso dos elementos de construção.

O RSEP definiu ainda os restantes tipos de ações a considerar, tais como, a ação do vento, a ação da neve, a ação da temperatura, e as sobrecargas, e atribuindo valores numéricos a estas ações, designadamente tendo em conta a natureza dos fenómenos que as originam. O Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes também dividiu as ações em dois grupos fundamentais: ações permanentes e ações acidentais. O grupo das ações acidentais é subdividido segundo a frequência com que as ações poderiam ocorrer, ou seja, ações acidentais frequentes e ações acidentais excecionais (RSEP, 1961).

Tabela 2.2: Coeficiente sísmico C segundo o RSEP (RSEP, 1961).

Localização da construção		Zona A		Zona B	
		1	2	1	2
Construção em conjunto	Construções correntes	0,10	0,15	0,05	0,08
	Construções em forma de torre (Chaminés isoladas, reservatórios elevados)	0,15	0,20	0,08	0,10
Elementos da construção	Paredes e outros elementos	0,20		0,10	
	Varandas, chaminés e outros elementos destacados das paredes exteriores e da cobertura	0,30		0,15	

Por esta altura, com a crescente utilização do betão armado nas construções de Portugal, seria de elevada relevância para o governo o desenvolvimento e a aplicação de novos regulamentos mais atualizados e aperfeiçoados. A 20 de maio de 1967 foi aprovado o “Regulamento de Estruturas de Betão Armado” (REBA, 1967), o qual considerou igualmente revogadas algumas disposições do antigo RSCCS. Neste regulamento são apresentadas algumas inovações a nível das disposições construtivas relativas à fendilhação e deformação.

Pela década de 80, com os progressos tecnológicos da altura, sentiu-se a necessidade de atualizar a regulamentação portuguesa relativa a edifícios e pontes, de forma a adaptar a mesma às modernas tendências internacionais. Para tal, foi lançado a 31 de maio de 1983, o Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSAEP), e posteriormente, a 30 de julho de 1983, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) (REBAP, 1983) que substituíram o antigo REBA e RSEP.

No RSAEP, para além dos novos tipos de solos, uma das partes que merece particular atenção são as disposições relativas à ação sísmica. Uma vez mais este regulamento apresenta um novo zonamento do território apresentado na Figura 2.2, igual para os dois tipos de ações sísmicas agora propostos (um sismo tipo 1, afastado, e um tipo 2 próximo, e de maior magnitude). Uma importante novidade foi a possibilidade de aplicação direta de métodos de análise dinâmica, designadamente recorrendo à sobreposição modal. Ao efetuar uma análise dinâmica de acordo com o RSAEP, admite-se que a estrutura tem um comportamento linear sendo os resultados obtidos por esta afetados de um coeficiente de comportamento, estipulado no REBAP, que depende do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade. Segundo o RSAEP, a ação dos sismos aplicada nos edifícios corresponde a um conjunto de vibrações transmitidas do solo para a estrutura durante o sismo. Isto significa que existem outros efeitos relativos à ação sísmica que não são tomados em consideração na determinação dos efeitos da ação sísmica. Exemplo disto são as solicitações que podem ser provocadas pelo assentamento do terreno de vibração causado pela compactação do terreno devido às ondas sísmicas, ou devido a uma diminuição da capacidade resistente do solo. (RSA, 1983)

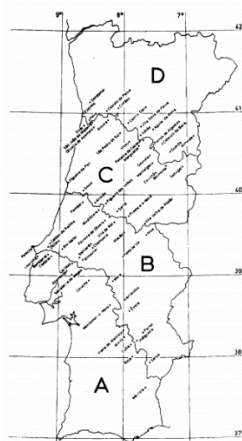


Figura 2.2: Mapa de delimitação das zonas sísmicas segundo o RSAEP.

No REBAP, os aspetos construtivos relativos ao comportamento das estruturas sob a ação sísmica foram bastante melhorados, tendo sido incluídas regras cujo principal objetivo é melhorar a ductilidade das estruturas para evitar que esta apresente uma rotura frágil. Este regulamento indica a existência de dois tipos de estruturas: estruturas de ductilidade normal e estruturas de ductilidade melhorada. Para as estruturas de ductilidade melhorada são indicadas diversas disposições, em que se limita o valor do esforço normal e da quantidade de armadura longitudinal, de modo a garantir uma maior segurança relativamente a roturas do tipo frágil, ou seja, devido ao corte, exigindo uma eficiente cintagem do betão nas extremidades dos elementos, que são as zonas sujeitas ao maior valor de esforço transversal. Com estas regras pretende-se garantir que em caso de rotura, esta seja condicionada pela flexão, o que significa que a rotura vai ser atingida pelas armaduras e não pelo betão. Nas estruturas de ductilidade melhorada, surge uma forma inicial de regras de cálculo pela capacidade real (“Capacity Design”), designadamente obrigando a que, em cada nó, a soma dos momentos resistentes dos pilares fosse superior à soma dos momentos resistentes das vigas (REBAP, 1983).

Em teoria, a maioria dos edifícios construídos após 1983 deveria apresentar bons níveis de desempenho sísmico. Contudo, com a implementação do Decreto-Lei n.º 95/2019 (DL 95, 2019), de 18 de julho, e o Despacho Normativo n.º 21/2019 (DN 21, 2019), que define a atual NP EN 1998-3:2017 “Eurocódigo 8 Projeto de estruturas para resistir aos sismos Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios” (IPQ, 2017) como sendo o atual regulamento, é possível que um grande número de edifícios não vá conseguir cumprir todos os requisitos por esta estipulados. Esta norma foi especialmente desenvolvida para avaliar estruturas mais antigas em que a ação sísmica não foi considerada para efeitos de dimensionamento e avaliar a perigosidade sísmica, utilizando métodos atuais de forma a impulsionar campanhas de reabilitação sísmica, e por fim, limitar os danos nas estruturas sísmicamente reabilitadas. A parte 1 da atual norma também altera o zonamento sísmico do território, apresentado na Figura 2.3, designadamente com definição de zonamentos distintos para os dois tipos de sismos. Todos os pontos anteriormente referidos vão ser estudados em rigor nos capítulos que seguem, juntamente com o método que vai ser utilizado para analisar os casos de estudo. (IPQ, 2010)

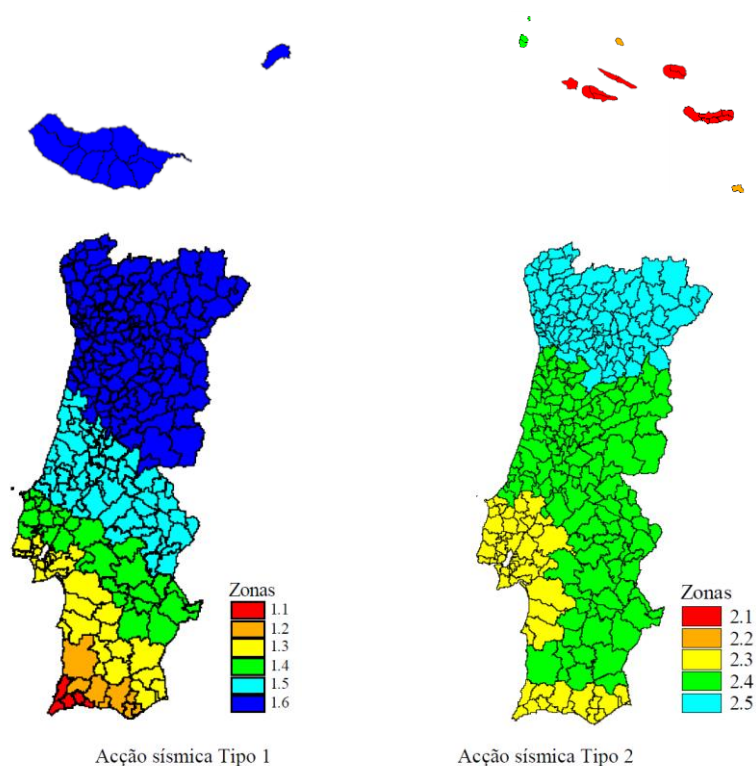


Figura 2.3: Zonamento sísmico de Portugal Continental de acordo com a NP EN 1998-1:2010.

Para determinar os espectros de resposta elástica, em primeiro lugar é necessário obter o valor da aceleração máxima de referência,  $a_{gR}$ , os quais estão indicados na Tabela 2.3 para as diferentes zonas sísmicas e tipos de ação:

Tabela 2.3: Valores da aceleração máxima de referência  $a_{gR}$ .

Ação sísmica tipo 1		Ação sísmica tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,50	2.1	2,50
1.2	2,00	2.2	2,40
1.3	1,50	2.3	1,70
1.4	1,00	2.4	1,10
1.5	0,60	2.5	0,80
1.6	0,35	-	-

Uma vez obtidos os valores de  $a_{gR}$ , deve ser calculada o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno,  $a_g$ , multiplicando o coeficiente de importância de acordo com o tipo de estrutura presente na Tabela 3.3. pelo  $a_{gR}$ .

De acordo com o EC8-1, o valor do coeficiente relativo ao solo  $S$ , indicado nas Tabelas 2.4 e 2.5, deve ser calculado através de:

Para  $a_g \leq 1 (m/s^2)$ :  $S = S_{max}$  (2.2)

Para  $1 < a_g < 4 (m/s^2)$ :  $S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3}(a_g - 1)$  (2.3)

Para  $a_g \geq 4 (m/s^2)$ :  $S = 1$  (2.4)

Tabela 2.4: Valor do coeficiente relativo ao solo  $S$  para a ação sísmica tipo 1. (IPQ, 2010)

Sismo tipo 1					
Tipo de terreno	$S_{max}$	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.00	1.00	0.10	0.60	2.00
B	1.35	1.13	0.10	0.60	2.00
C	1.60	1.22	0.10	0.60	2.00
D	2.00	1.37	0.10	0.80	2.00
E	1.80	1.29	0.10	0.60	2.00

Tabela 2.5: Valor do coeficiente relativo ao solo  $S$  para a ação sísmica tipo 2. (IPQ, 2010)

Sismo tipo 2					
Tipo de terreno	$S_{max}$	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.00	1.00	0.10	0.25	2.00
B	1.35	1.22	0.10	0.25	2.00
C	1.60	1.38	0.10	0.25	2.00
D	2.00	1.63	0.10	0.30	2.00
E	1.80	1.50	0.10	0.25	2.00

O espectro de resposta elástica permite determinar o valor do deslocamento alvo. Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \quad (2.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (2.8)$$

Sendo que:

- $T$  Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- $S_e(T)$  Espectro de resposta elástica;
- $a_g$  Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno;
- $T_B$  Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$  Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$  Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- $S$  Coeficiente relativo ao solo;
- $\eta$  Coeficiente de correção do amortecimento com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento viscoso, também pode ser dado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,5 \quad (2.9)$$

Onde:

$\xi$  é o coeficiente de amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

Os espectros de resposta das Figuras 2.4 e 2.5 são relativos a edifícios pertencentes à classe de importância III, e foram calculados para cada um dos diferentes tipos de terreno e ação sísmica.

Para as componentes verticais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica  $S_{ve}(T)$  é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (3,0 \cdot \eta - 1) \right] \quad (2.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 3,0 \cdot a_{vg} \cdot \eta \quad (2.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 3,0 \cdot a_{vg} \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 3,0 \cdot a_{vg} \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (2.13)$$

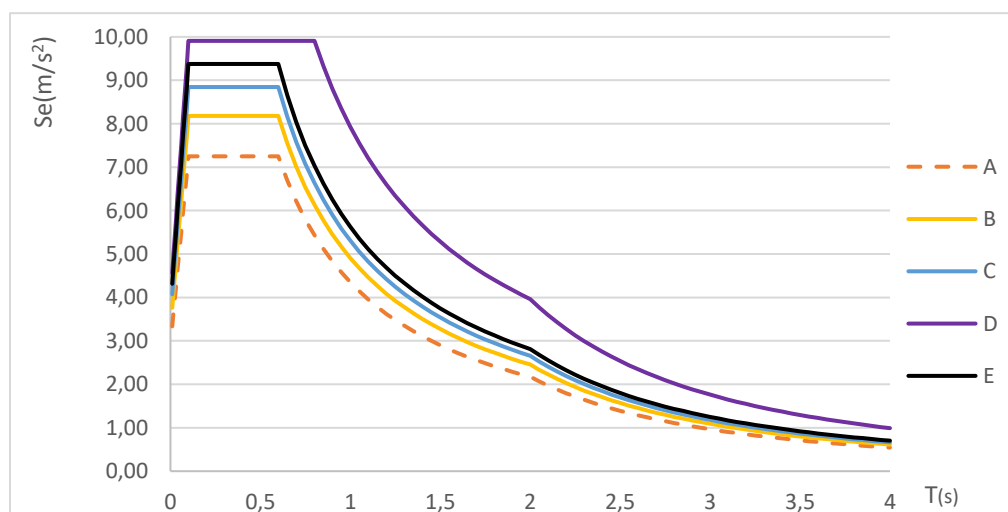


Figura 2.4: Espectro de resposta para o sismo tipo 1.

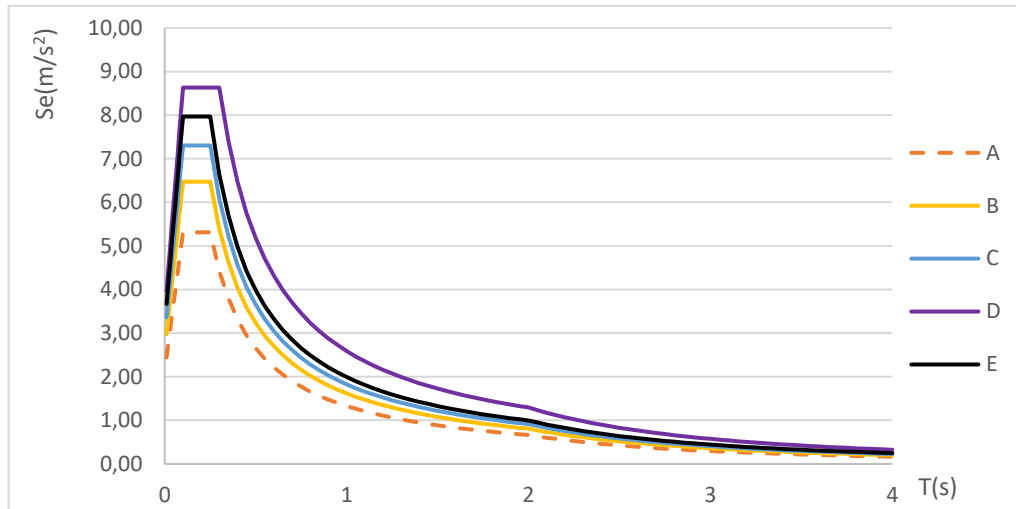


Figura 2.5: Espectros de resposta para o sismo tipo 2.

O valor de  $a_{vg}$  apresentado na Tabela 2.6 é o valor de cálculo de aceleração à superfície do terreno na direção vertical, o qual foi utilizado para calcular os espectros de resposta vertical apresentados na Figura 2.6.

Tabela 2.6: Valores dos parâmetros que definem os espectros de resposta verticais. (IPQ, 2010)

Ação sísmica	$a_{vg}/a_g$	TB (s)	TC (s)	TD (s)
Tipo 1	0.75	0.05	0.25	1.00
Tipo 2	0.95	0.05	0.15	1.00

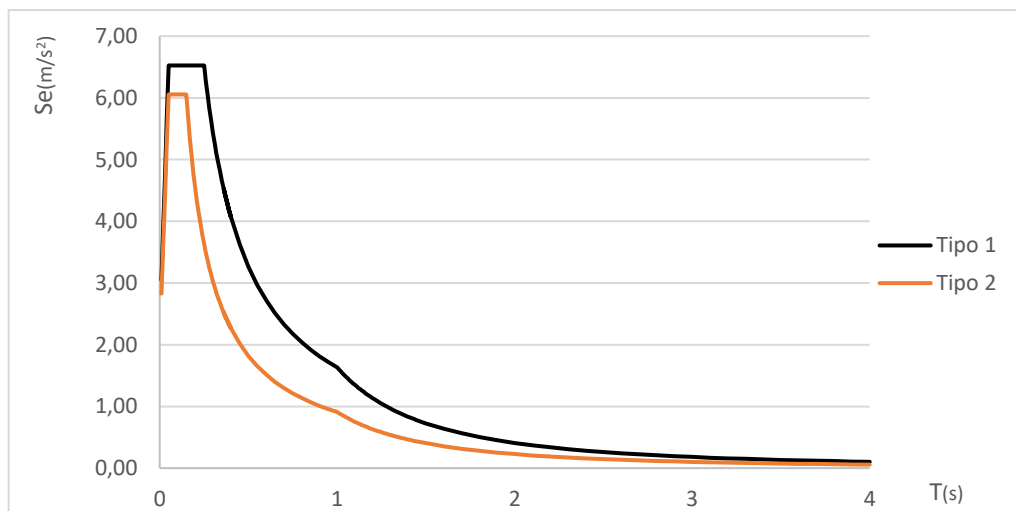


Figura 2.6: Espectros de resposta vertical.





### 3. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com a Portaria n.º 302/2019, 12 de setembro de 2019, compete ao LNEC a publicação ou aprovação de disposições construtivas ou métodos de análise expedita da vulnerabilidade sísmica. Neste contexto, e unicamente para as estruturas de betão armado, a avaliação das estruturas dos edifícios de betão armado pode ser realizada utilizando 4 metodologias diferentes, com um nível crescente de complexidade e precisão. A escolha do método adequado de avaliação a utilizar depende da classe de importância do edifício, da sua regularidade estrutural tanto em planta como em altura, do número de pisos, da sua interação com os edifícios adjacentes e por fim das condições geométricas locais (Costa, 2019).

Dentro dos 4 métodos propostos, os métodos I e II foram criados de forma a conduzir a resultados mais conservativos quando comparados com os métodos de avaliação de referência, ou seja, o método III, que corresponde à metodologia estabelecida pela NP EN 1998-3:2017 (IPQ, 2017). A avaliação estrutural pode ainda ser concretizada através do método IV, que corresponde a uma análise explicitamente probabilística, a qual consegue quantificar os níveis de dano e operacionalidade expectável para diferentes níveis de intensidade sísmica. Tendo em conta a maior complexidade das análises envolvidas no método IV, este tipo de método deverá ser apenas aplicado a estruturas da classe de importância III e IV. Neste capítulo é desenvolvido com mais rigor a análise sísmica estática não linear (*pushover*), que corresponde a um dos métodos estabelecidos pela NP EN 1998-3:2017, uma vez que foi o método mais utilizado para a concretização da parte prática da presente dissertação. Na Tabela 3.1 estão representados os requisitos e parâmetros necessários para a aplicação de cada método.

Tabela 3.1: Principais parâmetros e requisitos associados aos métodos de avaliação I, II e III aplicáveis a estruturas de betão armado (Costa, 2019).

Métodos	Conhecimento necessário	Parâmetros de avaliação	Modelo estrutural
I	Geometria do edifício Secção transversal dos pilares	Percentagem da área dos pilares em relação à área dos pisos	
II	Geometria do edifício Secção transversal dos pilares Quantidade e resistência das armaduras longitudinais e transversais	Coefficiente sísmico	
III	Geometria do edifício Geometria dos elementos estruturais Propriedades dos materiais Disposição das armaduras	Rotação da corda e resistência ao corte de todos os elementos estruturais	Preferencialmente modelo não linear

### 3.1. CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO SÍSMICA

No contexto das estruturas de betão armado, a escolha dos métodos de avaliação admissíveis depende de 5 critérios, os quais são:

- Classe de importância;
- Regularidade estrutural;
- Interações geométricas locais;
- Número de pisos;
- Interação com edifícios adjacentes.

#### 3.1.1. CLASSE DE IMPORTÂNCIA DOS EDIFÍCIOS

Os edifícios são classificados em 4 classes de importância diferentes (Tabela 3.2), em função das consequências que advêm o seu colapso, tendo em consideração as consequências sociais e económicas do colapso, a perda de vidas humanas e por fim a sua relevância para a segurança pública e proteção civil imediatamente após o sismo (IPQ, 2010).

Tabela 3.2: Classes de importância associadas aos possíveis métodos de análise estrutural a usar em estruturas de betão armado (Costa, 2019).

Classe de importância	Edifícios	Métodos Propostos
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, tal como edifícios agrícolas, etc.	todos
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante do ponto de vista das consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	III e IV
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de extrema importância para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	

Ainda referente a cada classe de importância, é apresentado na Tabela 3.3 um fator  $\gamma_I$  que multiplicado pela aceleração máxima de referência,  $a_{gr}$ , obtém-se o valor de cálculo da aceleração à superfície  $a_g$ .

Tabela 3.3: Coeficiente de Importância  $\gamma_I$  (IPQ, 2010).

Classe de importância	Ação Sísmica		
	Tipo 1	Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

### 3.1.2. REGULARIDADE ESTRUTURAL

Para a realização de um projeto sísmo-resistente, as estruturas dos edifícios devem ser classificadas como regulares ou não regulares. Um edifício é considerado regular se este verificar os critérios de regularidade em planta e altura estabelecidos na NP EN1998-1:2010 (IPQ, 2010).

#### 3.1.2.1. Regularidade em planta

De acordo com a NP EN1998-1:2010, para que um edifício seja classificado como regular em planta, este deve cumprir todas as condições abaixo referidas:

- No que diz respeito à distribuição de massas e rigidez lateral, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em relação aos dois eixos ortogonais.
- A planta do edifício deve ser compacta, ou seja, deve ser delimitada em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Caso existam recuos em relação a esta linha, pode ser considerado regular em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso e, se para cada um deles, a área entre a linha poligonal e o contorno do piso em questão não superar 5% da área do piso.
- Para que a planta da Figura 3.1 seja considerada regular é necessário que cada uma das áreas (A1-A5) seja inferior a 5% da área do piso.
- Para efeito do comportamento global da estrutura do edifício, a rigidez dos pisos no plano deve ser grande o suficiente relativamente à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha pouco efeito na distribuição de forças entre os elementos. Assim sendo, as lajes com forma de L, C, H, I e X em planta deverão ser rigorosamente examinadas, especialmente no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, a qual deverá ser comparável com a da parte central da laje, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido;

A esbelteza do edifício não deve ser superior a 4.

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \quad (3.1)$$

Sendo que:

$\lambda$  é a esbelteza do edifício;

$L_{max}$  é a maior dimensão em planta do edifício;

$L_{min}$  é a menor dimensão em planta do edifício.

A maior e menor dimensões em planta devem ser medidas em direções ortogonais.



Figura 3.1: Exemplo da linha poligonal convexa (a tracejado).

A excentricidade estrutural  $e_0$  e o raio de torção  $r$  devem verificar as duas condições seguintes para cada nível e para cada direção de cálculo  $x$  e  $y$ :

$$e_{0i} \leq 0.30 \cdot r_i \quad (3.2)$$

$$r_i \geq l_s \quad (3.3)$$

Sendo que:

$e_{0i}$  é a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção  $i$  ortogonal à do cálculo considerado;

$r_i$  é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção  $j$ ;

$l_s$  é o raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) massa do piso). (IPQ, 2010)

### 3.1.2.2. Regularidade em altura

De acordo com a NP EN 1998-1:2010, para que um edifício seja classificado como regular em altura, este deve cumprir todas as condições abaixo referidas:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, como por exemplo, pórticos ou núcleo paredes estruturais, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício, e caso existam andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada;

- Tanto a rigidez lateral como a massa de cada piso permanecem constantes ou têm uma redução gradual sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado;
- Para os edifícios que sejam constituídos por estrutura porticada, a relação entre a resistência lateral do piso e a resistência lateral exigida pelo cálculo, deve variar proporcionalmente entre pisos adjacentes. Caso existam irregularidade significativas em altura como por exemplo, a redução sensível dos enchimentos num ou mais pisos em relação aos outros pisos, os esforços sísmicos nos elementos verticais dos respetivos pisos devem ser aumentados. O coeficiente de majoração  $\eta$  deve ser multiplicado pelos esforços sísmicos e é definido pela seguinte expressão:

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Sigma V_{Ed}}\right) \leq q \quad (3.4)$$

Sendo que:

$\Delta V_{Rw}$  é a redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com enchimentos localizado acima dele;

$\Sigma V_{Ed}$  é a soma dos esforços transversos de origem sísmica atuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado.

Caso a expressão anterior resulte num coeficiente de majoração  $\eta < 1.1$ , não é necessário aplicar este coeficiente para modificar os esforços sísmicos.

Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:

Caso existam sucessivos recuos dos pisos que mantenham a simetria axial como indicado na Figura 3.2, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do piso imediatamente abaixo deste. Também pode ser considerado este critério para edifícios com um único recuo que esteja acima dos primeiros 15% da altura total do edifício; (Costa, 2019; IPQ, 2010)

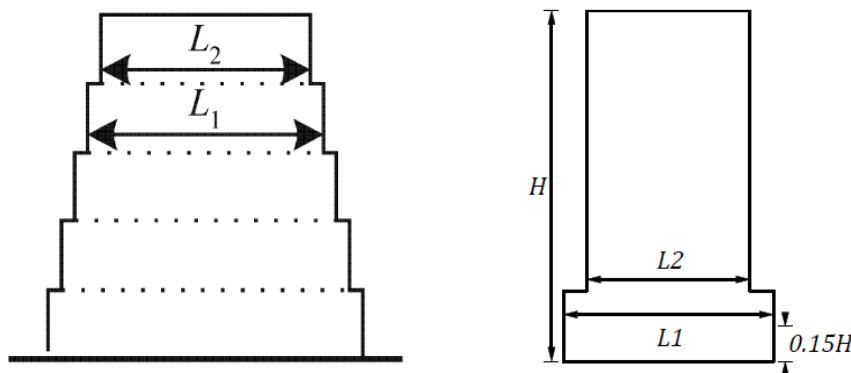


Figura 3.2: Critérios de regularidade em altura para recuos sucessivos e recuo localizado acima de 15% da altura total.

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.20 \quad (3.5)$$

Caso exista apenas um único recuo efetuado abaixo dos primeiros 15% da altura total do sistema estrutural principal como indicado na Figura 3.3, o recuo não deve ser superior a 50%

da dimensão em planta do nível inferior. Para este caso a estrutura inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir no mínimo a 75% da força horizontal que atuaria num edifício semelhante sem alargamento da base;

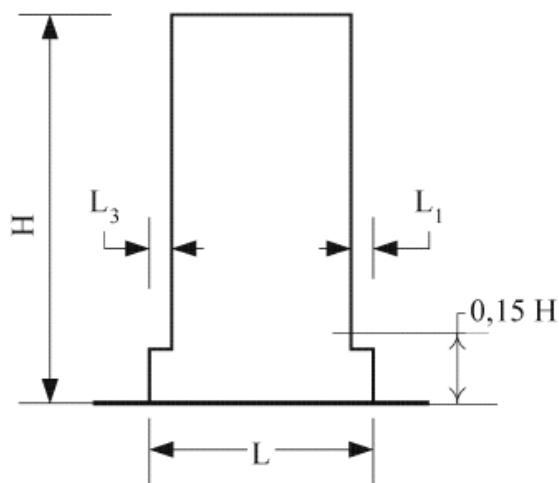


Figura 3.3: Critério de regularidade em altura para Recuo localizado abaixo de 15% da altura total

$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.5 \quad (3.6)$$

No caso de recuos assimétricos como indicado na Figura 3.4, o somatório dos recuos de todos os pisos deve ser inferior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, sendo que cada recuo deve ser inferior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.

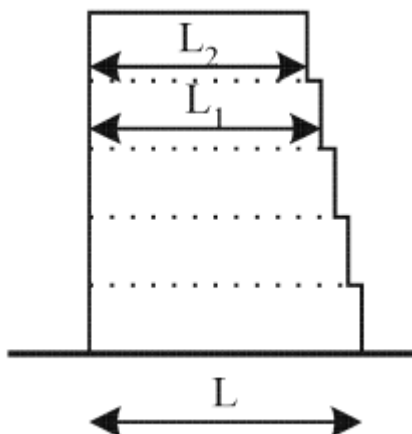


Figura 3.4: Critérios de regularidade em altura para recuos assimétricos.

$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0.30 \quad (3.7)$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.10 \quad (3.8)$$

## 3.1.3. CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS LOCAIS

Os métodos expeditos I e II são aplicáveis apenas a edifícios de betão armado fundados em terrenos de fundação do tipo A, B ou C, indicados na Tabela 3.4. Esta regra tem como objetivo limitar a utilização dos métodos expeditos I e II em estruturas cujo terreno de fundação seja considerado como terrenos moles ou especiais. Para esses casos é aconselhável realizar análises adicionais no sentido de avaliar potenciais vulnerabilidades a nível do solo, como é o exemplo da liquefação, e quantificar os efeitos de interação solo-estrutura (Costa, 2019).

Tabela 3.4: Diversos tipos de terreno de fundação (IPQ, 2010).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		V <sub>s,30</sub> (m/s)	NSPT	Cu (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas como aumento da profundidade.	360 – 800	> 50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou mediamente compacta, de seixo ou argila rija com uma espessura de várias dezenas a centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média, ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de Vs do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5m e 20m, situado sobre um estrato rígido com vs > 800m/s			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade (PI > 40) e um elevado teor em água	< 100	-	10 – 20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A-E ou S1			

#### 3.1.4. NÚMERO DE PISOS

Só é possível aplicar os métodos expeditos I e II a edifícios de betão armado cujo número de pisos, (numero de planos horizontais sobrepostos acima da cota do terreno, e que se destinam a satisfazer exigências funcionais ligadas à sua utilização) é igual ou inferior a 4 e tenham uma área de implantação menor ou igual a  $400 \text{ m}^2$ . O facto de limitar o número de pisos permite garantir que os métodos expeditos são utilizados só em edifícios que têm um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição de modos de vibração de ordem superior, os quais apresentam efeitos difíceis de ter em conta apenas através da utilização de métodos expeditos (Costa, 2019).

#### 3.1.5. INTERAÇÃO COM EDIFÍCIOS ADJACENTES

Os edifícios devem ser protegidos do entrechoque provocado pela atividade sísmica com outros edifícios adjacentes ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício.

É considerado cumprido o disposto anteriormente caso:

os edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, que não pertencem à mesma propriedade, se a distância entre o limite da propriedade e os potenciais pontos de contacto entre as estruturas, for inferior ao deslocamento horizontal máximo dos edifícios ao nível de contacto correspondente;

os edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, pertencentes à mesma propriedade, se a distância entre eles for superior à raiz quadrada da soma dos quadrados dos deslocamentos horizontais máximos ao nível correspondente dos dois edifícios.

Caso tenha sido realizada uma análise não linear, estática ou dinâmica, os deslocamentos obtidos da análise são utilizados sem modificações, para verificar se são cumpridos os pontos anteriores.

Se a altura a que se encontram os pisos do edifício ou da unidade independente em estudo for a mesma do edifício ou unidade adjacente, a distância mínima acima referida poderá ser reduzida por um fator igual a 0.70.

Para edifícios, cujo comportamento dinâmico do mesmo não seja garantido, devido aos edifícios que lhe sejam adjacentes, os métodos I e II só podem ser aplicados caso o edifício consiga satisfazer os limites definidos de acordo com os seguintes aspetos construtivos:

Diferença de altura entre edifícios adjacentes: considera-se que os edifícios adjacentes podem interferir com o comportamento sísmico se a sua altura for menor ou igual a metade da altura do edifício a ser avaliado;

Alinhamento entre lajes de edifícios adjacentes: os efeitos da interação entre os edifícios adjacentes não podem ser desprezados quando as lajes dos edifícios adjacentes apresentam desníveis superiores aos limites indicados na Figura 3.5 (Costa, 2019; Tassios, 2013).



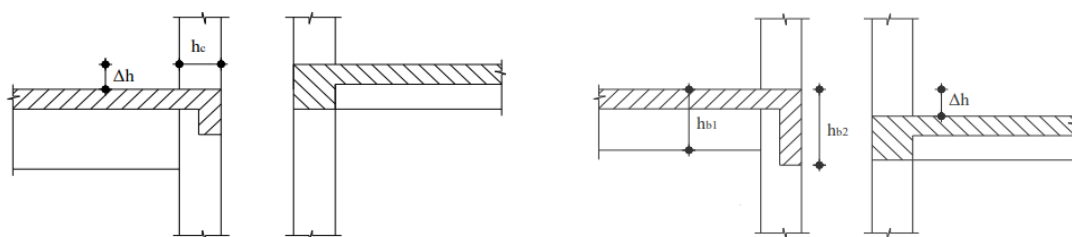


Figura 3.5: Disposições para avaliação da interação com edifícios adjacentes.

$$\Delta h \leq \frac{2h_c}{3} \quad (3.9)$$

$$\Delta h \leq \max(h_{b1}, h_{b2}) \quad (3.10)$$

Um edifício de betão armado que não cumpra qualquer um dos critérios anteriormente apresentados não poderá ser analisado através de um dos métodos expeditos, sendo necessário utilizar um dos métodos de referência do Eurocódigo.

### 3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste subcapítulo vão ser apresentados em geral os métodos expeditos I e II, aplicáveis a estruturas de betão armado, tendo sido analisado com maior rigor um dos métodos de referência propostos pela NP EN 1998-3:2017 (IPQ, 2017), que é aplicável a todo o tipo de estruturas. O método de análise *pushover* foi o escolhido para o desenvolvimento da tese uma vez que os edifícios em análise são edifícios escolares, ou seja, da classe de importância III, e a análise *pushover* permite obter uma boa precisão de resultados, com um menor esforço computacional, por comparação com uma análise dinâmica não linear.

#### 3.2.1. MÉTODOS EXPEDITOS

A aplicação dos métodos expeditos a estruturas de betão armado, nomeadamente os métodos I e II, apresenta as seguintes características e requisitos:

A avaliação da segurança não necessita da criação de um modelo numérico, sendo a segurança estrutural definida apenas em função das características geométricas (método I) acrescidas da pormenorização as armaduras dos elementos verticais (método II);

Sem afetar as restantes condições de aplicabilidade destes métodos, poderá adotar-se a ação sísmica definida para terrenos de tipo B caso a área de construção seja menor ou igual a 1600 m<sup>2</sup>;

Para o cálculo da resistência do edifício sujeito à ação sísmica, são apenas considerados os elementos verticais que sejam contínuos desde a fundação até ao topo do edifício. Caso existam pilares curtos em que a sua rotura comprometa a estabilidade local ou global do edifício, não é possível a aplicação dos métodos expeditos;

Não é necessário aplicar a avaliação da segurança sísmica a estruturas dedicadas a zonas técnicas, depósitos de água, entre outras, geralmente localizadas no topo do edifício e não comprometendo a segurança do mesmo, mas a massa destes elementos deve ser contabilizada para efeitos de cálculo da massa sujeita à ação sísmica (Costa, 2019).

É ainda importante referir que a NP EN 1998-1:2010 indica que os métodos simplificados de cálculo sísmico ou expeditos podem ser utilizados para zonas de baixa sismicidade. Recomenda ainda que sejam consideradas zonas de baixa sismicidade, aquelas que apresentem um valor do produto de  $a_g S$ , menor que  $0.1g$ , ou seja,  $0.98 (m/s^2)$  (IPQ, 2010).

### 3.2.1.1. Método I

De acordo com este método, a segurança das estruturas de betão armado, relativamente à ação sísmica, é avaliada em termos de percentagem de área de pilares em relação à área do piso.

Um edifício existente verifica a segurança à ação sísmica, ao nível de cada piso  $j$ , se a percentagem de área de pilares existentes relativamente à área do piso ( $A_{PC,j}$ ) for maior ou igual à percentagem de área de pilares exigida ( $A_{PE,j}$ ), cujos valores necessários para essa verificação estão indicados nas Tabelas 3.5 e 3.6 (Costa, 2019).

$$A_{PC,j} \geq A_{PE,j} \quad (3.11)$$

$$A_{PE,j} = \eta_j \cdot A_{PE} \quad (3.12)$$

Tabela 3.5: Valor percentual de  $A_{PE}$  para cada tipo de sismo, número de pisos e tipo de terreno. (Costa, 2019)

Zona sísmica	1 Piso			2 Pisos			3 Pisos			4 Pisos			
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
Sismo afastado	1,1	0,9	1,2	1,5	1,6	2,1	2,6	2,2	2,9	3,5	2,9	3,6	4,3
	1,2	0,6	0,9	1,2	1,2	1,7	2	1,7	2,3	2,8	2,2	2,9	3,5
	1,3	0,4	0,6	0,8	0,8	1,2	1,5	1,1	1,6	2	1,5	2,1	2,5
	1,4	0,2	0,3	0,5	0,4	0,7	0,9	0,6	1	1,2	0,8	1,3	1,6
	1,5	0,1	0,2	0,2	0,2	0,3	0,4	0,3	0,5	0,6	0,4	0,6	0,8
	1,6	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,3	0,1	0,3	0,4
Sismo próximo	2,1	0,5	0,7	0,9	0,8	1,1	1,3	1	1,3	1,5	1	1,3	1,6
	2,2	0,3	0,5	0,6	0,5	0,8	1	0,6	0,9	1,2	0,7	1	1,2
	2,3	0,2	0,3	0,4	0,3	0,5	0,7	0,4	0,7	0,8	0,5	0,7	0,9
	2,4	0,1	0,1	0,2	0,1	0,3	0,4	0,2	0,3	0,5	0,2	0,4	0,5
	2,5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3

A zona sombreada da Tabela 3.5 é relativa ao arquipélago dos açores.

Tabela 3.6: Valores do coeficiente  $\eta_j$  em função do número de pisos e do piso em análise. (Costa, 2019)

Piso em Análise	Número de pisos			
	1	2	3	4
1	1	1	1	1
2	-	0,67	0,83	0,9
3	-	-	0,5	0,7
4	-	-	-	0,4

### 3.2.1.2. Método II

À semelhança do método I, o método II para além de ter em conta as características geométricas do edifício, também toma em conta as armaduras dos elementos verticais da estrutura para determinar um coeficiente sísmico, o qual ditará se existe segurança estrutural relativamente à ação sísmica. Um edifício existente em betão armado verifica a segurança relativamente à ação sísmica, caso a capacidade resistente do edifício estimada em termos de coeficiente sísmico  $CS_{C,j}$  for maior ou igual ao coeficiente sísmico exigido  $CS_{E,j}$ , indicado na Tabela 3.7, para cada uma das direções principais e para cada piso  $j$ .

$$CS_{C,j} \geq CS_{E,j} \quad (3.13)$$

$$CS_{E,j} = \eta_j \cdot CS_E \quad (3.14)$$

Tabela 3.7: Valores dos coeficientes sísmicos exigidos  $CS_E$  para cada tipo de sismo e zona sísmica, número de pisos e tipo de terreno, definidos de acordo com a NP EN 1998-1:2010 (Costa, 2019; IPQ, 2010).

Zona sísmica	1 Piso			2 Pisos			3 Pisos			4 Pisos			
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
Sismo afastado	1,1	0,26	0,37	0,45	0,24	0,32	0,39	0,022	0,29	0,35	0,22	0,27	0,32
	1,2	0,19	0,28	0,35	0,18	0,25	0,31	0,17	0,23	0,28	0,16	0,22	0,26
	1,3	0,12	0,19	0,24	0,12	0,18	0,22	0,11	0,17	0,2	0,11	0,16	0,19
	1,4	0,06	0,11	0,14	0,07	0,1	0,13	0,06	0,1	0,12	0,06	0,09	0,12
	1,5	0,02	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06
	1,6	0,01	0,02	0,02	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,03
Sismo próximo	2,1	0,14	0,22	0,26	0,12	0,16	0,19	0,1	0,13	0,15	0,08	0,1	0,12
	2,2	0,09	0,15	0,19	0,08	0,12	0,15	0,06	0,1	0,12	0,05	0,07	0,09
	2,3	0,05	0,09	0,12	0,05	0,08	0,1	0,04	0,07	0,08	0,04	0,05	0,07
	2,4	0,02	0,04	0,06	0,02	0,04	0,06	0,02	0,03	0,05	0,01	0,03	0,04
	2,5	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,04	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02

### 3.2.2. MÉTODOS III

Para qualquer tipo de estrutura, os efeitos da ação sísmica (os quais devem ser combinados com os efeitos das cargas permanentes e variáveis) poderão ser avaliados através de um dos seguintes métodos:

- Análise por forças laterais (linear);
- Análise modal por espectro de resposta (linear);
- Análise estática não linear (*pushover*);
- Análise dinâmica temporal não linear;
- Método do coeficiente de comportamento  $q$ .

Com a exceção do método do coeficiente de comportamento, a ação sísmica a ser utilizada deverá corresponder ao espectro de resposta elástico, ou à sua representação equivalente.

De seguida vão ser indicadas as condições de aplicabilidade de cada um dos diversos métodos de análise linear e não linear, e vai ser descrito em detalhe o procedimento de aplicação do método de análise *pushover*, uma vez que foi o método utilizado nesta dissertação para avaliar o comportamento sísmico dos casos de estudo (IPQ, 2010).

#### 3.2.2.1. Análise por forças laterais

De entre os diversos métodos de referência da NP EN 1998-3:2017 a análise por forças laterais (análise estática linear) é um dos métodos mais simples, e como tal, de acordo com esta norma, o método só poderá ser aplicado aos edifícios cuja resposta não seja afetada devido à contribuição de modos de vibração mais elevados que o modo fundamental para cada direção principal (Gowtham *et al.*, 2018; IPQ, 2017). Para que tal seja satisfeito é necessário que cumpra ambas as condições seguintes:

- O edifício satisfaz os critérios de regularidade em altura anteriormente indicados;
- A estrutura tem períodos de vibração fundamentais  $T_1$  nas duas direções principais inferiores aos seguintes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2.0 s \end{cases} \quad (3.15)$$

Este método encontra-se descrito em pormenor na NP EN 1998-1:2010 sendo necessário calcular a distribuição de força sísmicas horizontais, e verificar a força de corte na base e os efeitos de torção.

#### 3.2.2.2. Análise modal por espectro de resposta

A análise modal por espectro de resposta, analisa os diversos modos de vibração da estrutura e utiliza a semelhança existente entre a resposta da estrutura para cada modo de vibração e a de um oscilador de um grau de liberdade com frequência semelhante à do modo em análise, de forma a conseguir, através do espectro de resposta elástica, calcular os valores máximos da resposta de um oscilador com vários graus de liberdade.

Um espectro de resposta representa graficamente o valor máximo do deslocamento, velocidade ou aceleração de diversos osciladores de apenas um grau de liberdade com o mesmo coeficiente de amortecimento quando sujeitos a uma determinada ação sísmica. A representação gráfica destes valores máximos, em relação à frequência ou período de cada oscilador de um grau de liberdade, constitui o espectro de resposta linear daquela ação sísmica para a grandeza em análise.

De acordo com a NP EN 1998-1:2010, a análise modal por espectro de resposta (análise dinâmica linear), deve ser aplicado aos edifícios que não satisfaçam as condições necessárias para a aplicação do método de análise por forças laterais. Para que seja possível realizar este tipo de análise é necessário considerar as respostas de todos os modos de vibração com uma contribuição significativa para a resposta global do edifício, ou seja de 5% da massa total do mesmo, e é ainda necessário que o somatório destas contribuições das massas modais efetivas seja de pelo menos 90% da massa total da estrutura, para cada uma das direções principais, no caso de se tratar de um modelo tridimensional. Caso não seja possível cumprir estes valores de massa modal efetiva, deverá considerar-se numa análise espacial um número mínimo  $k$  de modos que satisfaçam as condições seguintes:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3.16)$$

e

$$T_k \leq 0.20s \quad (3.17)$$

Sendo que:

- $k$  é o número de modos considerados;
- $n$  é o número de pisos acima da fundação ou de uma cave rígida;
- $T_k$  é o período de vibração do modo  $k$ .

### 3.2.2.3. Análise dinâmica temporal não linear.

A análise dinâmica não linear é o método de análise estrutural mais preciso para se obter a resposta de um edifício, uma vez que, neste tipo de análises são tomadas em consideração os efeitos da inércia, as não linearidades geométricas e dos materiais. Este método faz a integração numérica direta das equações diferenciais do movimento, utilizando acelerogramas reais ou artificiais, para representar os movimentos do solo e através desta obter a resposta da estrutura em função do tempo. (Gowtham *et al.*, 2018; Koriga, Ihaddoudene e Saidani, 2019)

De acordo com o EC8-1 (IPQ, 2010), para se poder realizar este tipo de análise é necessário que:

- Seja utilizado para cada elemento uma relação força-deslocamento bilinear, que para edifícios de betão armado e de alvenaria deve corresponder à das secções fendilhadas. Para elementos dúcteis, a rigidez elástica deve ser a rigidez secante ao ponto de cedência;

- Deverá ser incluída na relação força-deslocamento dos elementos frágeis uma degradação da resistência, podendo ser considerada nula após a cedência dos mesmos;
- As propriedades dos elementos deverão ser baseadas em valores médios das propriedades dos materiais.

A resposta da estrutura perante as ações sísmicas pode ser obtida a partir da média de, pelo menos, sete análises temporais não lineares caso estejam de acordo com os critérios estabelecidos pelo eurocódigo 8 parte 1, caso contrário deverá ser utilizado o valor mais desfavorável de entre as respostas obtidas nas análises efetuadas.

#### 3.2.2.4. Análise *Pushover*

A análise *pushover* é uma análise estática não linear sujeita às cargas gravíticas constantes e a cargas laterais de crescimento monotónico, onde se deverão aplicar no mínimo duas distribuições verticais de cargas laterais, com uma distribuição uniforme, baseada em forças laterais proporcionais às massas independentemente da altura, e uma distribuição modal, normalmente proporcional à configuração do modo de vibração de maior participação na direção considerada, determinada através de uma análise elástica. Esta análise é efetuada até que o edifício atinja a rotura, para ambos os eixos horizontais, obtendo-se as curvas de capacidade, que indicam a relação entre força de corte na base e deslocamento do nó de controlo, as quais vão permitir determinar os diversos níveis de desempenho do edifício (Kalkbrenner, Pelà e Sandoval, 2019; Liu, Kuang e Huang, 2018; Vemuri *et al.*, 2019). De acordo com o EC8-1 (IPQ, 2010), este método de análise pode ser aplicado para verificar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados e de edifícios novos para os seguintes efeitos:

- Verificar ou rever valores do coeficiente de sobrerresistência;
- Estimar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- Avaliar a performance estrutural de edifícios existentes ou reabilitados, com o objetivo de aplicar a EN 1998-3;
- Servir de alternativa ao cálculo baseado numa análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento  $q$ .

Caso os edifícios cumpram os critérios de regularidade apresentados em 3.1.2. a análise poderá ser efetuada através de dois modelos planos, um para cada direção principal. É possível aplicar este tipo de análise aos edifícios que não cumprem os critérios de regularidade, sendo necessário realizar um modelo tridimensional, e para este modelo realizar duas análises independentes, uma para cada direção principal, com cargas a atuar apenas numa direção.

Edifícios de alvenaria de pequena altura, com 3 ou menos pisos, nos quais o comportamento estrutural das paredes é condicionado pelo esforço de corte, e com paredes estruturais que apresenta uma esbelteza média (altura/largura) inferior a 1, podem ser analisados cada piso separadamente.

Os passos principais da abordagem disposta no eurocódigo 8 são os seguintes:

### 1. Determinação do deslocamento alvo

O deslocamento alvo é obtido através do espectro de resposta elástica horizontal em termos de um sistema equivalente de um grau de liberdade anteriormente referido, e a curva de capacidade que representa a relação entre força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo, que normalmente é o nó ao nível da cobertura, é determinado por meio da análise *pushover* para um deslocamento de controlo entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento alvo.

Admite-se a seguinte relação entre  $\bar{F}_i$  e  $\phi_i$ :

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i \quad (3.18)$$

Sendo que:

$\bar{F}_i$  são as forças laterais normalizadas;

$m_i$  é a massa do piso  $i$ ;

$\phi_i$  são os deslocamentos normalizados.

Os deslocamentos são normalizados de tal forma que  $\phi_n = 1$ , em que  $n$  é o nó de controlo que normalmente representa o nível da cobertura. Consequentemente  $\bar{F}_n = m_n$ .

### 2. Transformação de um sistema equivalente de um só grau de liberdade

Para calcular a massa de um sistema equivalente com um só grau de liberdade,  $m^*$ , é utilizada a seguinte expressão:

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (3.19)$$

E o coeficiente de transformação é obtido por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (3.20)$$

Para um sistema de um só grau de liberdade a força  $F^*$  e o deslocamento  $d^*$  são calculados por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.21)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.22)$$

Sendo que:

$F_b$  é a força de corte na base;

$d_n$  é o deslocamento do nó de controlo do sistema de diversos graus de liberdade.

### 3. Determinação da relação idealizada entre força e deslocamento elasto-perfeitamente plástica

A força de cedência  $F_y^*$ , que também representa a resistência última do sistema idealizado, é igual à força de corte basal para formação do mecanismo plástico. A rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de maneira que a área acima e abaixo, da curva real e da idealizada de força e deformação, sejam iguais. Com base nessa hipótese, o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com apenas um grau de liberdade  $d_y^*$  é obtido através de:

$$d_y^* = 2 \cdot \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.23)$$

Sendo que:

$E_m^*$  é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

O ponto a vermelho na Figura 3.6 corresponde ao mecanismo plástico.

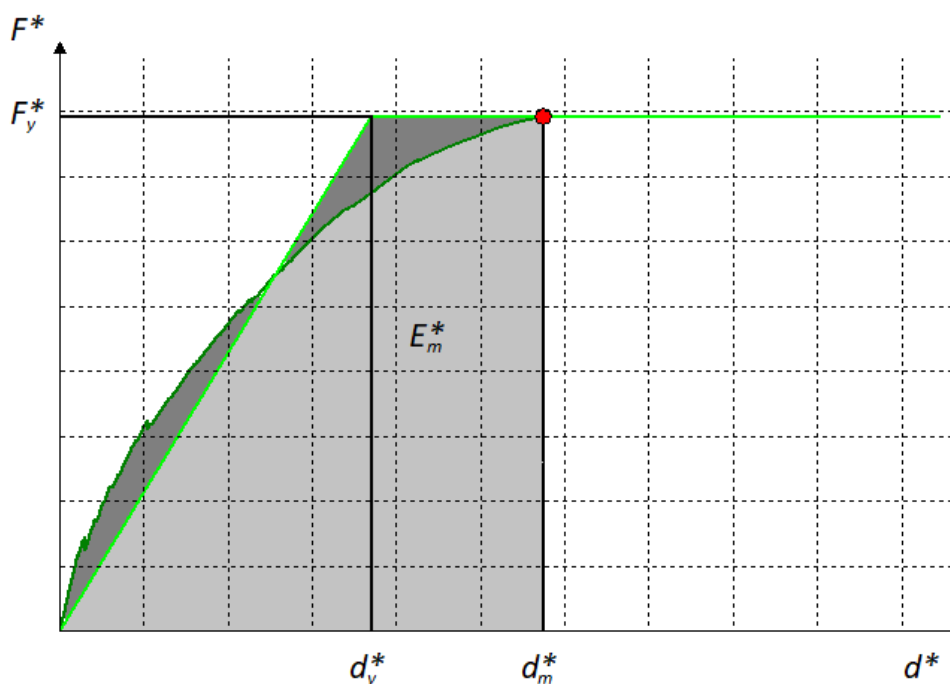


Figura 3.6: Determinação da relação idealizada entre força e deslocamento elasto-perfeitamente plástica.

- Determinação do período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade

O período  $T^*$  do sistema idealizado equivalente de um só grau de liberdade é determinado por:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.24)$$

- Determinação do deslocamento alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade

O deslocamento alvo da estrutura com um período idealizado equivalente de um só grau de liberdade e um comportamento elástico ilimitado é calculado através da seguinte expressão

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.25)$$

Sendo que:



$S_e(T^*)$  é o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período  $T^*$ .

Para calcular o deslocamento alvo,  $d_t^*$ , para as estruturas de baixo e médio ou longos períodos, deverão ser utilizadas diferentes expressões. O período de transição entre os domínios de períodos curtos e médios é  $T_C$ .

Para períodos curtos, ou seja, com  $T^* < T_C$ :

Se  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ , a resposta é elástica e, portanto:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.26)$$

Se  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ , a resposta é não linear e, portanto:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.27)$$

Sendo que:

$q_u$  é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado na estrutura com resistência limitada;

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (3.28)$$

Sendo que:

$S_e(T^*)$  corresponde à aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado;

$F_y^*/m^*$  corresponde à estrutura com resistência limitada.

Para períodos médios ou longos, ou seja, com  $T^* \geq T_C$ :

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.29)$$

A relação entre as diferentes grandezas pode ser visualizada na Figura 3.7:

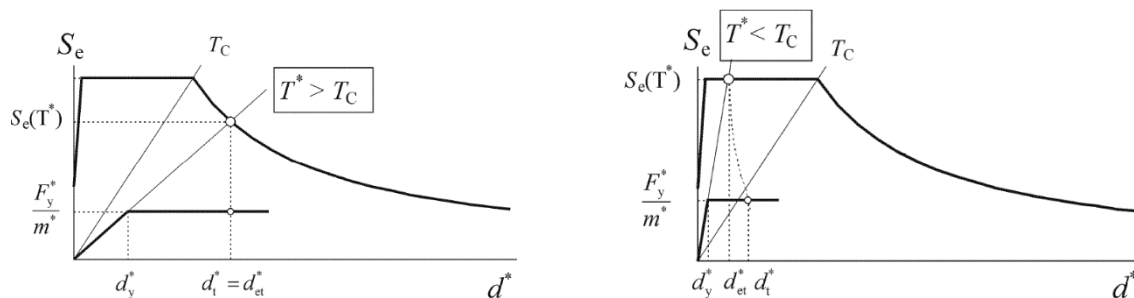


Figura 3.7: Determinação do deslocamento-alvo do sistema equivalente de um só grau de liberdade para períodos longos e curtos, respetivamente (IPQ, 2010).

Assim sendo, o deslocamento-alvo que corresponde ao nó de controlo, de um sistema com diversos graus de liberdade é obtido por:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (3.30)$$

### 3.3. METODOLOGIA E SOFTWARE UTILIZADO

Para o desenvolvimento e análise dos casos de estudo desta dissertação foram utilizados os programas informáticos EC8spec, Tremuri e seismostruct. Neste subcapítulo são explicadas a metodologia utilizada pelo software EC8spec e as abordagens utilizadas pelo tremuri e seismostruct.

#### 3.3.1. METODOLOGIA DO SOFTWARE EC8SPEC

O software EC8spec (Estêvão, 2014) é uma ferramenta informática, com uma interface gráfica fácil de utilizar, que possibilita a determinação do ponto de desempenho global de uma estrutura, analisando a curva de capacidade de um edifício existente, a qual é obtida, através de uma análise estática não linear “*pushover*”. Este programa permite determinar o ponto de desempenho de uma estrutura para qualquer percentagem da ação sísmica definida na NP EN 1998-1:2010 (IPQ, 2010), facilitando a resolução de problemas práticos de avaliação e reforço de estruturas. Este software calcula o desempenho da estrutura para os diversos estados limites de danos e indica a percentagem da ação necessária para os atingir, ou para todos os possíveis pontos de desempenho o qual foi designado por curva de desempenho (Estêvão, 2019).

O EC8spec é baseado no método apresentado no subcapítulo 3.2.2.4, o qual corresponde ao método N2 do Eurocódigo presente no anexo B. Este programa pode determinar interactivamente o ponto de desempenho da estrutura em análise de formas distintas:

- Calcula o valor de  $d_t$  para qualquer estado limite de dano, assim como o correspondente valor da percentagem da ação sísmica da NP EN 1998-1:2010;
- Calcula o valor da percentagem da ação sísmica do Eurocódigo 8 que é necessária para que o ponto de desempenho da estrutura coincida com um dos estados limites de danos.

Os resultados obtidos através deste software permitem determinar, com precisão e rapidez, o desempenho sísmico global da estrutura e minimizar as intervenções de reforço estruturais, sendo especialmente importante na região do Algarve face ao elevado valor da ação estipulado pela NP EN 1998-1:2010.

#### 3.3.2. ABORDAGEM DO SOFTWARE TREMURI

O desenvolvimento de modelos com o objetivo de prever o desempenho sísmico de estruturas de alvenaria existentes, que apresentem resultados precisos e de confiança, é visto atualmente como um dos problemas mais desafiantes. Para o estudo de estruturas de alvenaria estrutural, uma das dificuldades adicionais é a falta de dados relativos à geometria da estrutura, às propriedades mecânicas dos materiais utilizados e muitas outras limitações inerentes à modelação de edifícios de alvenaria atualmente disponíveis. (Maio *et al.*, 2019)

O software Tremuri é baseado em macro elementos (equivalente frame model, EFM), seguindo a suposição que a resposta no plano da parede, com aberturas, pode ser

discretizada por um conjunto de macro elementos unidimensionais, denominados os nembos (Piers) e lintéis (Spandrels). Os primeiros são elementos verticais que suportam o peso próprio da estrutura e as cargas a esta imposta, o segundo tipo de elementos são elementos horizontais entre duas aberturas alinhadas verticalmente. Ambos os elementos são modelados com pilares ou vigas não lineares (Lagomarsino *et al.*, 2013; Maio *et al.*, 2019) as quais incluem as seguintes características:

- Rigidez inicial calibrada de acordo com as propriedades elásticas da alvenaria;
- Comportamento inelástico bilinear com os valores máximos de resistência à flexão e ao corte de acordo com os estados limite último para o mecanismo de rotura no plano;
- Redistribuição das forças internas de acordo com o equilíbrio do elemento;
- A deteção dos estados limites de danos considera os parâmetros de danos globais e locais;
- A degradação da rigidez encontra-se na zona plástica;
- Controlo de ductilidade definindo um limite máximo de deslocamento;

Um terceiro tipo de elemento existente corresponde aos nós rígidos, representa a conexão entre os dois elementos anteriormente referidos e não sofre danos. É possível visualizar na Figura 3.8 todos os tipos de macro elementos.

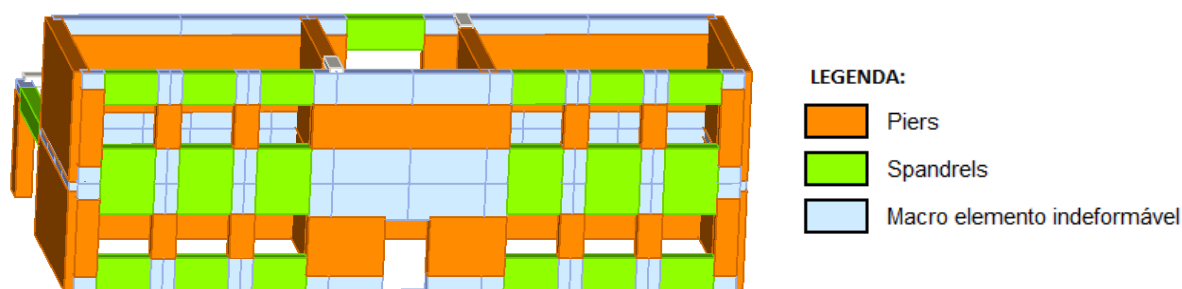


Figura 3.8: Modelo tridimensional do Tremuri.

O modelo completo em 3D é obtido através da montagem bidimensional das paredes, assumindo que a zona de conexão das paredes está completamente acoplada e condensando os graus de liberdade dos nós bidimensionais. Também é necessário introduzir elementos laminares, os quais representa os pavimentos elevados, os quais são elementos de membrana ortotrópicos.

A resposta ao corte é condicionada pelas falhas na diagonal, modelo inicialmente desenvolvido por Turnšek e Sheppard (Turnšek, 1980), adaptada pelas normas sísmicas italianas (NTC, 2018) para os edifícios existentes em alvenaria. A resposta à flexão é avaliada combinando a rotura por compressão e flexão, sem ter em consideração a resistência à tração do material e assumindo uma distribuição de tensão normal retangular na zona comprimida.

A precisão deste tipo de abordagem que utiliza macro elementos para realizar análises não lineares de paredes de alvenaria estrutural não reforçada, foi recentemente investigada por Siano (Siano *et al.*, 2018). As conclusões deste estudo realçam a necessidade de ser bastante cuidadoso ao utilizar macro elementos para a avaliação de edifícios existentes, em particular para edifícios históricos. De acordo com Quagliarini (Quagliarini, Maracchini e Clementi, 2017) e Marino (Marino *et al.*, 2019) algumas das falhas dos macro elementos estão normalmente associadas com:

- A inconsistência geométrica devido à idealização de paredes de alvenaria como elementos equivalentes;
- A suposição de que a estrutura vai ter um comportamento tipo caixa, negligenciando os mecanismos de rotura das paredes para fora do plano;
- As dificuldades para identificar elementos equivalentes quando existe uma distribuição irregular das aberturas nas paredes;
- As dificuldades associadas com a modelação da interação alvenaria-viga para estruturas confinadas ou preenchidas.

### 3.3.3. ABORDAGEM DO SOFTWARE SEISMOSTRUCT

O software SeismoStruct é uma ferramenta informática baseada em elementos finitos, dividindo os elementos estruturais em fibras, que é capaz de prever o comportamento não linear das estruturas para grandes deslocamentos, quando sujeitas a carregamentos estáticos ou dinâmicos, e tomando em consideração as não linearidades geométricas e a inelasticidade dos materiais. Estão pré-definidas neste software as características de diversos materiais, como por exemplo o betão, aço e FRP, juntamente com um conjunto de elementos 3D tais como vigas de aço, secções de betão armado ou de betão armado reforçado com FRP (SeismoStruct, 2018). A estrutura racional e intuitiva, assim como, a simplicidade deste software, que segue uma abordagem muito direta e metódica, apresenta 3 módulos principais, apresentados na figura 3.9:

- O pré-processamento, no qual é possível definir os dados do modelo estrutural;
- O processamento, no qual a análise é realizada, permitindo visualizar em tempo real as curvas de capacidade e a deformada da estrutura;
- O pós-processamento, que permite extrair com facilidade os resultados da análise.

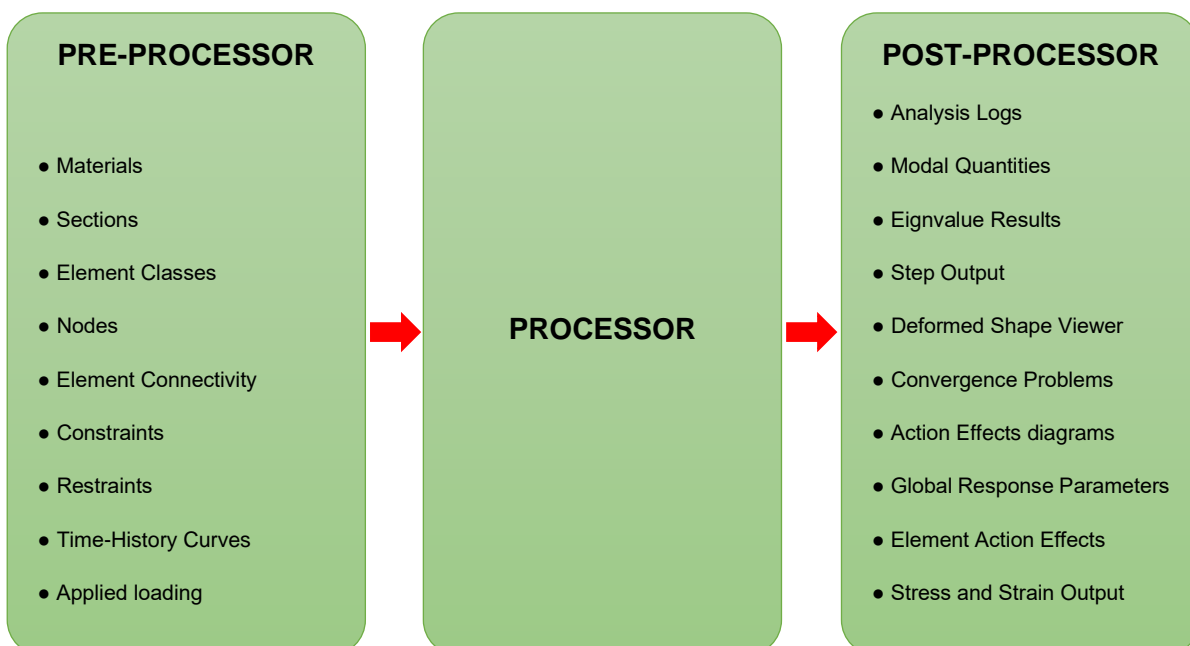


Figura 3.9: Módulos principais do software SeismoStruct (SeismoStruct, 2018).

Os principais fatores que levaram à utilização deste software para o desenvolvimento da dissertação foram a simplicidade de utilização, o facto de se tratar de um programa que se aproxima bastante do comportamento real das estruturas e por fim a possibilidade de estabelecer diversos critérios de performance da estrutura, os quais permitem identificar o momento exato, no qual a estrutura atinge os diversos estados limites de danos estipulados na NP EN1998-3:2017.



## **4. AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS SEGUNDO A NP EN 1998-3:2017**

### **4.1. CONDIÇÕES GERAIS**

A avaliação é um procedimento quantitativo que permite verificar se um edifício existente, com ou sem danos, irá satisfazer os limites exigidos correspondentes à ação sísmica regulamentar, decidindo assim a necessidade de reforço da estrutura. A NP EN 1998.3:2017 não se destina à avaliação da vulnerabilidade das populações nem a grupos de edifícios para determinar o risco sísmico, mas sim, à avaliação individual de edifícios.

A metodologia utilizada, sempre que possível, deverá incorporar informação sobre o comportamento sísmico do edifício ou de edifícios semelhantes sujeitos a sismos anteriores. Todas as disposições da EN 1998-1:2010 referentes à modelação estrutural e aos efeitos acidentais de torção devem ser utilizados sem modificações.

O comportamento sísmico dos edifícios é de elevada importância, uma vez que o mau funcionamento do mesmo para esta ação, pode pôr em risco a segurança dos seus utilizadores. Em muitas das estruturas antigas, a ação sísmica não foi tomada em conta para o seu dimensionamento, tendo sido esta uma das principais razões que levou à criação da parte 3 do Eurocódigo 8. A presente norma, traduzindo os requisitos fundamentais da NP EN 1998-1:2010, refere-se principalmente à avaliação e reabilitação sísmica de edifícios construídos com materiais correntes, sendo o seu foco principal garantir que as estruturas possuem capacidade resistente suficiente para suportar as exigências sísmicas a que poderão estar sujeitas.

### **4.2. CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE**

#### **4.2.1. ESTADOS LIMITE**

A parte 3 do Eurocódigo 8 apresenta três estados limite, que estão relacionados com o estado de dano da estrutura. Estes estados limites são definidos do seguinte modo:

- Estado limite de colapso iminente: NC “Near collapse” – A estrutura encontra-se gravemente danificada, com baixa rigidez e resistência laterais residuais, mesmo que os elementos verticais apresentem capacidade de suportar as cargas gravíticas a que está sujeita, tendo a maioria dos elementos não estruturais colapsado. Verifica-se ainda a nível estrutural grandes deslocamentos permanentes. A estrutura, devido a tais danos, muito provavelmente não irá resistir a outra replica do sismo, mesmo que esta seja de intensidade moderada.
- Estado limite de danos severos: SC “Significant damage” – A estrutura apresenta danos significativos, mas ainda possui alguma resistência e rigidez laterais residuais, e os elementos verticais conseguem suportar cargas gravíticas. No entanto, os componentes não estruturais apresentam danos ligeiros, não tendo sofrido rotura para fora do plano. O edifício apresenta deformações permanentes moderadas a nível estrutural, mantendo resistência e rigidez suficiente para suportar réplicas de

intensidade moderada. A reparação da estrutura poderá não ser economicamente viável.

- Estado limite de limitação de danos: DL “Damage Limitation” – A estrutura apresenta danos ligeiros sem deformações permanentes, e mantém as características de resistência e de rigidez. Os componentes não estruturais, como por exemplo paredes divisórias e elementos de enchimento, poderão ter alguma fendilhação, mas será de reparação fácil e económica. A estrutura não necessita de qualquer reparação, uma vez que a deformação instalada é desprezável.

É da competência das autoridades nacionais decidirem se se deve ou não verificar os três estados limites, dois ou apenas um deles, sendo que esta escolha deve constar no Anexo Nacional de cada país.

Relativamente aos níveis de proteção adequados, os quais devem ser definidos pelas Autoridades Nacionais, estes são obtidos através da seleção de um período de retorno da ação sísmica para cada um dos estados limites. Estes períodos de retorno encontram-se no Anexo Nacional de cada país, sendo que em Portugal devem considerar-se os seguintes:

- Estado limite de colapso iminente: NC “Near Collapse” – Período de retorno de 975 anos, o qual corresponde a uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos;
- Estado limite de danos severos: SC “Significant damage” – Período de retorno de 308 anos, o qual corresponde a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos;
- Estado limite de limitação de danos: DL “Damage Limitation” – Período de retorno de 73 anos, o qual corresponde a uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos.

Os valores da aceleração máxima de referência de  $a_{gR}$  a adotar para cada um dos três estados limites indicados são obtidos a partir dos valores indicados na Tabela 4.1 multiplicados pelos valores de  $a_{gR}$  indicados no subcapítulo 2.3.

Tabela 4.1: Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da NP EN 1998-3.

Estado Limite	Tipo 1	Tipo 2	
		Continente	Açores
DL	1,62	1,33	1,22
SD	0,75	0,84	0,89
NC	0,29	0,47	0,55

Na Figura 4.1 que se segue está representada uma curva de capacidade de um edifício constituído por paredes resistentes de alvenaria estrutural, com a localização idealizada dos estados limites de danos. O estado limite de danos DL é definido pela expressão (4.17), o NC por um decréscimo da 20% da resistência máxima da estrutura e o SD igual a  $\frac{3}{4}$  do deslocamento obtido pelo estado limite NC.



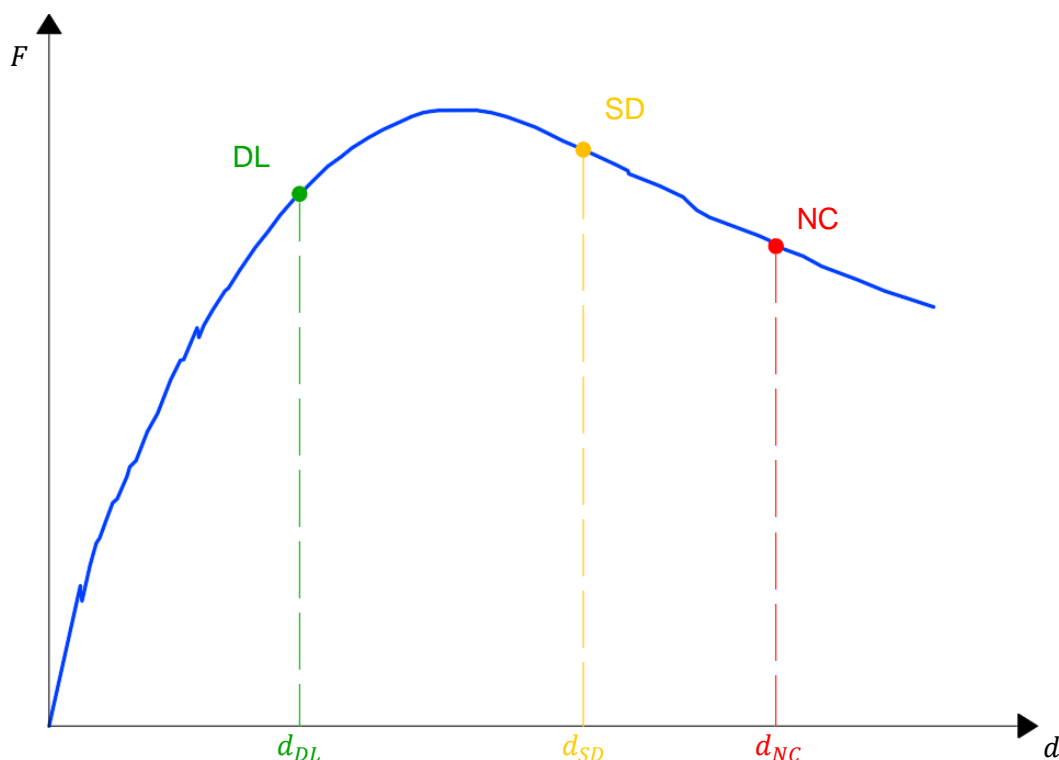


Figura 4.1: Localização idealizada dos 3 estados limites de danos na curva de capacidade de um edifício.

De acordo com o anexo nacional da NP EN 1998-3:2017, para o Algarve as estruturas da classe de importância III e IV devem verificar todos os três estados limites de danos, ao passo que as restantes estruturas apenas necessitam cumprir o estado limite de danos severos (SD).

#### 4.3. NÍVEIS DE CONHECIMENTO

Na avaliação da resistência sísmica de edifícios existentes, a informação estrutural de base necessária deve ser recolhida de várias fontes, tais como: códigos e normas utilizadas na época de construção do edifício, documentação disponível sobre o edifício em estudo, inspeções locais, e na maioria dos casos ensaios *in situ* e em laboratório. Os dados recolhidos da documentação e as análises *in situ* efetuadas ao edifício devem ser comparados, de modo a verificar a coerência e a minimizar a incerteza dos resultados.

Em geral, a informação para a avaliação estrutural deve abordar os seguintes aspetos:

- Identificação da estrutura e da sua concordância com os critérios de regularidade dispostos no artigo 4.2.3 da NP EN 1998-1:2010. A informação deverá ser recolhida a através de reconhecimentos no local ou se possível de desenhos originais do projeto, verificando se o mesmo não sofreu alterações estruturais desde a sua construção;
- Identificação do tipo das fundações da estrutura;
- Identificação do estado do terreno de fundação de acordo com a classificação presente no artigo 3.1 da NP EN 1998-1:2010;

- Informação relativa às secções transversais dos elementos estruturais, características mecânicas dos materiais e do estado de conservação;
- Informação sobre imperfeições dos materiais e técnicas construtivas inadequadas;
- Informação sobre os critérios de dimensionamento sísmico utilizados no projeto inicial e sobre o coeficiente de comportamento  $q$ , caso seja aplicável.
- Informação sobre a presente utilização ou futura do edifício, identificando a sua classe de importância de acordo com o descrito no artigo 4.2.5 da NP EN 1998-1:2010;
- Reavaliação das ações variáveis de acordo com a futura utilização do edifício;
- Informação sobre o tipo e extensão, anteriores ou presentes dos danos na estrutura, incluindo reparações anteriormente efetuadas.

De acordo com o nível de conhecimento da estrutura, a quantidade e qualidade da informação recolhida relativa à mesma, é necessário adotar um dos diferentes tipos de análise e diferentes valores dos coeficientes de confiança. Para tal foram definidos os diferentes níveis de conhecimento seguintes:

- KL1: Conhecimento Limitado
- KL2: Conhecimento Normal
- KL3: Conhecimento Integral

O nível de conhecimento sobre a estrutura é definido de acordo com toda a informação recolhida sobre a mesma, tendo em conta os seguintes fatores:

- Geometria: Propriedades geométricas tanto do sistema estrutural como de todos os elementos não estruturais que poderão ter influência na resposta da estrutura.
- Disposições construtivas: Pormenorizações de armaduras que incluam a quantidade e disposição das mesmas no betão armado, conexão entre elementos metálicos, ligações dos pavimentos à estrutura resistente às ações laterais, juntas de argamassa das alvenarias tal como quaisquer elementos de reforço da alvenaria.
- Materiais: Propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Tendo em conta estes três fatores, é possível definir de uma maneira mais aprofundada cada um dos níveis de conhecimento.

#### 4.3.1. KL1: CONHECIMENTO LIMITADO

O nível de conhecimento limitado, KL1, corresponde ao seguinte nível de informação:

- Geometria: A geometria de toda a estrutura e a dimensão dos elementos que a constituem são conhecidos, ou a partir de desenhos de dimensionamento geral utilizados ou através de inspeções *in situ*. Caso se verifique que a estrutura apresente diferenças significativas dos desenhos de dimensionamento geral, é necessária uma análise mais alargada ao edifício.
- Disposições construtivas: As pormenorizações das secções da estrutura não se encontram determinadas nos desenhos de dimensionamento, mas poderão ser

estimados com base numa simulação de dimensionamento de acordo com as normas e práticas construtivas da época da construção. Também deverão ser efetuadas inspeções *in situ* aos elementos mais críticos para garantir que as hipóteses de cálculo correspondem aproximadamente à situação real.

- Materiais: Não se encontra disponível qualquer informação relativa às propriedades mecânicas dos materiais utilizados, quer seja através das inspeções da altura do projeto ou através de relatórios de ensaio. Devem ser adotados materiais que eram utilizados de acordo com as normas da época da construção.

A informação recolhida relativa ao edifício deverá ser suficiente para definir um modelo de análise linear da estrutura. A análise deverá ser feita com base num estado de conhecimento limitado através de métodos de análise linear, estática ou dinâmica.

#### 4.3.2. KL2: CONHECIMENTO NORMAL

O nível de conhecimento normal, KL2, corresponde ao seguinte nível de informação:

- Geometria: A geometria de toda a estrutura e a dimensão dos elementos que a constituem são conhecidos, ou a partir de desenhos de dimensionamento geral utilizados ou através de inspeções *in situ* alargada. Caso se verifique que a estrutura apresente diferenças significativas dos desenhos de dimensionamento geral, é necessária uma análise mais alargada ao edifício.
- Disposições construtivas: As pormenorizações das secções da estrutura encontram-se incompletas nos desenhos de dimensionamento. Também deverão ser efetuadas inspeções *in situ* aos elementos mais críticos para garantir que as pormenorizações destes elementos correspondem à situação real.
- Materiais: Encontram-se disponíveis informações relativas às propriedades mecânicas dos materiais utilizados, quer seja através das inspeções da altura do projeto ou através de ensaios *in situ* limitados.

A informação recolhida acerca do edifício deverá ser suficiente para definir um modelo de análise linear ou não linear da estrutura. A análise deverá ser feita com base num estado de conhecimento normal através de métodos de análise linear ou não linear, estáticos ou dinâmicos.

#### 4.3.3. KL3: CONHECIMENTO INTEGRAL

O nível de conhecimento integral, KL3, corresponde ao seguinte nível de informação:

- Geometria: A geometria de toda a estrutura e a dimensão dos elementos que a constituem são conhecidos, ou a partir de um conjunto de desenhos de dimensionamento geral utilizados e eventuais alterações do mesmo ou através de inspeções *in situ* completa. Caso se verifique que a estrutura apresente diferenças dos desenhos de dimensionamento geral, é necessária uma análise ainda mais intensiva do edifício.

- Disposições construtivas: As pormenorizações das secções da estrutura encontram-se completas no conjunto de desenhos de dimensionamento. Também deverão ser efetuadas inspeções *in situ* aos elementos mais críticos para garantir que as pormenorizações destes elementos correspondem à situação real.
- Materiais: Encontram-se disponíveis informações relativas às propriedades mecânicas dos materiais utilizados, quer seja através de ensaios *in situ* completos ou através das inspeções da altura do projeto as quais devem ser confirmadas com ensaios *in situ*.

A informação recolhida acerca do edifício deverá ser suficiente para definir um modelo de análise linear ou não linear da estrutura. A análise deverá ser feita com base num estado de conhecimento normal através de métodos de análise linear ou não linear, estáticos ou dinâmicos (Tabela 4.2).

Tabela 4.2: Valores dos coeficientes de confiança associados aos diferentes níveis de conhecimento.

Nível de conhecimento	Geometria	Disposições construtivas	Materiais	Métodos de Análise	Coefficiente de confiança
KL1		Simulações de projeto de acordo com as normas da altura e inspeções <i>in situ</i> limitadas	Valores retirados de normal da época e ensaios <i>in situ</i> limitados	Análise linear, estática ou dinâmica	1.35
KL2	Desenhos originais de projeto inspeção visual parcial ou completa	Desenhos de pormenor originais incompletos e uma inspeção <i>in situ</i> limitada ou uma inspeção <i>in situ</i> extensa	Valores do projeto de origem associados de ensaios <i>in situ</i> limitados ou ensaios <i>in situ</i> alargados	Análise linear ou não linear, estática ou dinâmica	1.2
KL3		Desenhos de pormenor originais e uma inspeção <i>in situ</i> limitada ou uma inspeção <i>in situ</i> completa	Ensaio da altura do projeto e ensaios <i>in situ</i> limitados ou ensaios <i>in situ</i> completos	Análise linear ou não linear, estática ou dinâmica	1

A definição dos níveis de inspeção e ensaio dependem do número de amostras de materiais por cada piso, assim como da percentagem de elementos da estrutura em que as disposições construtivas são verificadas (Tabela 4.3).

Tabela 4.3: Requisitos necessários para cada nível de conhecimento.

Nível de inspeção e de ensaio	Inspeção	Ensaio
	% de elementos que verificam as disposições construtivas	Amostras por piso
Limitado	20	1
Alargado	50	2
Completo	80	3

Devem ser realizadas as inspeções e ensaios para cada tipo de elemento primário que é o caso de viga, pilar e parede estrutural. O fluxograma da Figura 4.2 representa no geral, as ações que devem ser feitas para avaliar e realizar a intervenção do reforço estrutural de um edifício.

As ações realizadas para a avaliação estrutural do edifício devem ser documentadas num relatório, no qual todas as considerações e justificações para as opções e decisões tomadas devem estar apresentadas.

#### 4.4. AÇÃO SÍSMICA E COMBINAÇÃO SÍSMICA DE AÇÕES

Os modelos básicos para a definição da ação sísmica e da combinação de ações estão definidos na NP EN 1998-1:2010. A ação sísmica, que deve ser calculada de acordo com a localização da estrutura e o tipo de solo, deverá ser combinada com as ações permanentes e variáveis adequadas, de acordo com o disposto no artigo 3.2.4 da NP EN 1998-1:2010. Os espectros de resposta associados ao edifício em análise devem cumprir os diferentes Estados Limites associados ao tipo de construção. Aplicam-se ainda as representações alternativas em termos de acelerogramas reais ou artificiais.

#### 4.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

##### 4.5.1 ANÁLISE LINEAR

Para determinar as exigências através dos métodos de análise linear estática ou de análise linear dinâmica, deve ser feita uma verificação da segurança dos elementos estruturais com o objetivo de distinguir os elementos dúcteis dos frágeis. Os elementos estruturais dúcteis são submetidos a mecanismos de flexão simples e/ou composta, ao passo que, os elementos estruturais frágeis são sujeitos a mecanismos de esforço transversal.

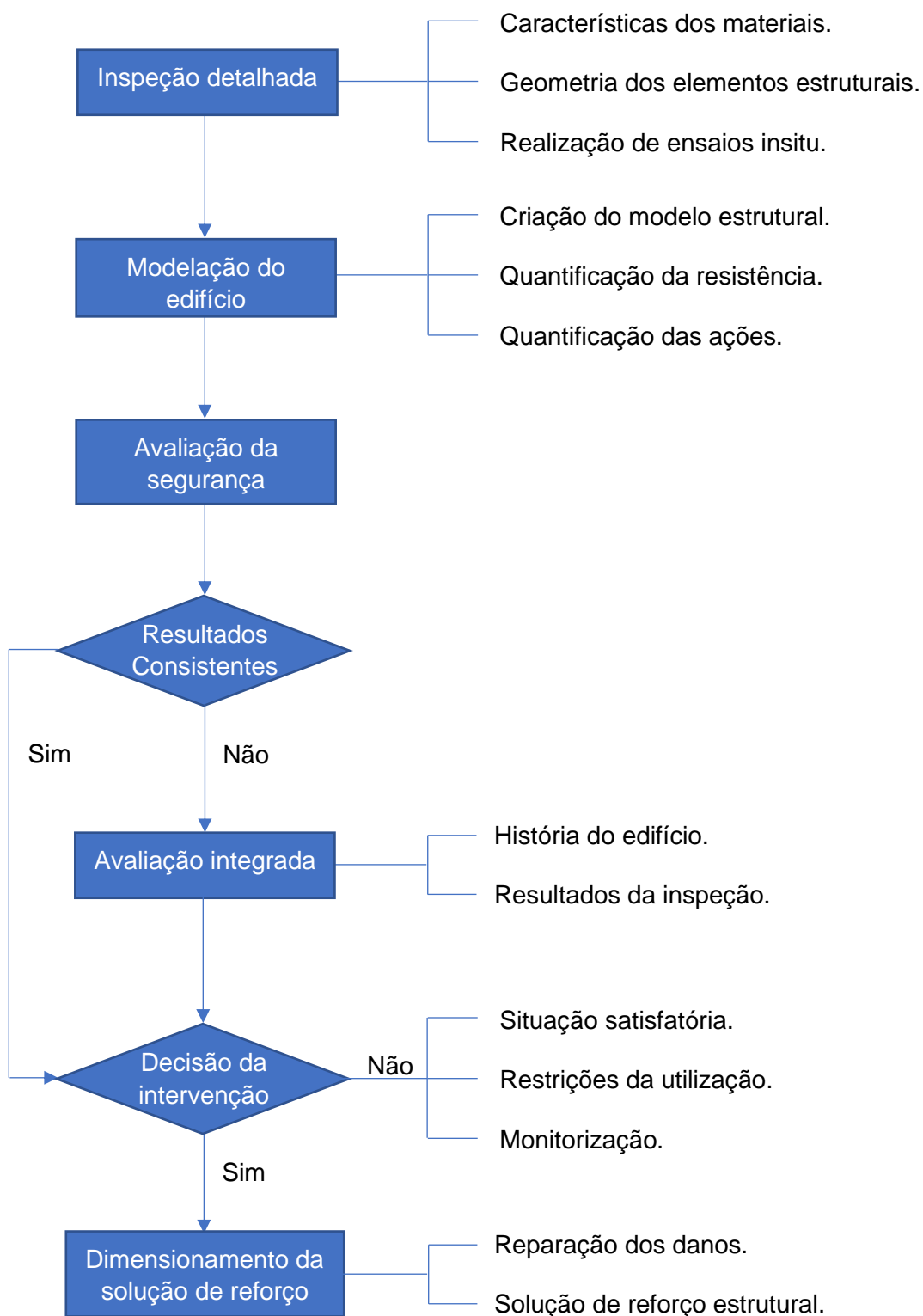


Figura 4.2: Fluxograma das ações a tomar para avaliar e realizar a intervenção de reforço estrutural.

Os elementos ou mecanismos frágeis devem ser verificados com base nos efeitos das ações aplicadas pelos elementos dúcteis ao elemento frágil, tendo em consideração as exigências calculadas a partir das condições de equilíbrio. Para o cálculo desta verificação de segurança, o efeito de uma ação devido a um elemento dúctil aplicado a um elemento ou mecanismo frágil deve ser igual:

- ao valor D das exigências obtido através da análise, caso os elementos dúcteis com capacidade C, a qual é estimada com base nos valores médios das propriedades dos materiais, respeitem a condição  $D/C \leq 1$ ;
- à capacidade do elemento dúctil, a qual é obtida multiplicando os valores médios das propriedades dos materiais pelo fator de confiança, o qual varia de acordo com o nível de conhecimento adquirido, se  $D/C > 1$ , sendo D e C as exigências submetidas e a capacidade do elemento dúctil.

#### 4.5.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR

Para o caso de se utilizarem métodos de análise não-linear, estática ou dinâmica, os elementos estruturais, dúcteis ou frágeis, deverão ter, por base os valores das exigências obtidos da análise, tendo em consideração o valor médio das propriedades dos materiais, as quais constam nos anexos relativos aos diferentes materiais.

De seguida, apresenta-se na Tabela 4.4 um resumo relativamente aos critérios considerados para a análise e verificação da segurança, onde consta:

- os valores das propriedades dos materiais a serem adotados para a avaliação, tanto das exigências como das capacidades, dos elementos para todos os tipos de análise;
- os critérios a serem seguidos para a verificação da segurança dos elementos dúcteis e frágeis, para todos os tipos de análise.

Tabela 4.4: Valores das propriedades dos materiais e critérios para a análise e as verificações de segurança.

	Modelo linear		Modelo não linear		Coeficientes de comportamento	
	Exigências	Capacidade	Exigências	Capacidade	Exigências	Capacidade
TIPO DE ELEMENTO OU MECANISMO DÚCTIL	Aceitabilidade do modelo linear (aquando da verificação de $\rho_i = D_i/C_i$ ):					
	Da análise. Com valores médios.	Em termos de resistência. Com valores médios das propriedades		Em termos de deformação. Utilizar os valores médios das propriedades, divididos pelos coeficientes de confiança	Através da análise	
	Verificações se aceite o modelo linear:	Da deformação utilizando valores médios das propriedades divididas pelo Coeficiente de Confiança, CF	A partir da análise e utilizando os valores médios das propriedades no modelo.			
TIPO DE ELEMENTO OU MECANISMO FRÁGIL	Verificações caso aceite o modelo linear:					
	Se $\rho_i \leq 1$ : a partir da análise.			Em termos de resistência. Utilizar os valores médios das propriedades, divididos pelos coeficientes de confiança CF e pelo coeficiente parcial.	De acordo com a secção aplicável da NP EN 1998-1:2010.	
	Se $\rho_i > 1$ : a partir do equilíbrio introduzindo a resistência dos elementos dúcteis, utilizando os valores médios das propriedades multiplicados pelo CF	Em termos de resistência. Utilizando os valores médios das propriedades divididos pelo CF e pelo coeficiente parcial.				Em termos de resistência, e utilizando os valores médios das propriedades divididos pelos coeficientes de confiança CF e pelo coeficiente parcial.



#### 4.5.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DOS ESTADOS LIMITE DE EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO.

Neste subcapítulo são apresentadas as diversas verificações de segurança que devem ser cumpridas. Estas verificações são efetuadas elemento a elemento, sendo que, as relativas à flexão têm por base a rotação da corda do elemento, e as verificações relativas ao esforço transversal têm em conta a resistência cíclica do elemento.

##### 4.5.3.1. Estado limite de limitação de danos severos para elementos sujeitos à flexão e ao esforço axial.

A capacidade para este estado limite corresponde ao momento fletor de cedência do elemento sob o valor de cálculo do esforço axial, e caso seja efetuada a verificação através das deformações, a capacidade correspondente é obtida pela rotação da corda na cedência,  $\theta_y$  calculado através de:

Para as vigas e os pilares:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_{VZ}}{3} + 0.0014 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d-d'} \frac{d_b L f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (4.1)$$

Para as paredes de secção retangular, em T ou com abas e pilares de extremidade:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_{VZ}}{3} + 0.0013 + \frac{\varepsilon_y}{d-d'} \frac{d_b L f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (4.2)$$

Ou a partir das expressões alternativas equivalentes para as vigas e pilares:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_{VZ}}{3} + 0.0014 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \phi_y \frac{d_b L f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (4.3)$$

e para as paredes de secção retangular, em T ou com abas:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_{VZ}}{3} + 0.0013 + \phi_y \frac{d_b L f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (4.4)$$

Sendo que:

$\phi_y$  Curvatura na cedência da secção de extremidade;

$a_{VZ}$  Translação do diagrama dos momentos fletores, de acordo com 9.2.1.3(2) da EN 1992-1-1:2004

$f_y$ e $f_c$	Tensão de cedência do aço e tensão de rotura do betão, respetivamente;
$\varepsilon_y$	É igual a $f_y/E_s$ ;
$d$ e $d'$	Alturas úteis das armaduras sujeitas à tração e à compressão, respetivamente;
$d_{bL}$	Diâmetro médio das armaduras sujeitas à tração.
$L_V = M/V$	Quociente entre o momento e o esforço transverso na secção de extremidade;

O primeiro termo das duas primeiras expressões tem em consideração a contribuição da flexão, o segundo o esforço transverso e o terceiro o escorregamento da amarração dos varões. Os dois pares de expressões acima indicados são praticamente equivalentes, sendo as duas primeiras mais racionais e as duas últimas mais práticas e convenientes.

#### 4.5.3.2. Estado limite de colapso iminente para elementos sujeitos à flexão e ao esforço axial.

É possível calcular o valor da capacidade total de rotação da corda no estado limite último,  $\theta_{um}$ , dos elementos estruturais de betão armado solicitados por um carregamento cíclico através da seguinte expressão:

$$\theta_{um} = \left[ \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016(0,3^v) \left( \frac{\max(0,01;w')}{\max(0,01;w)} f_c \right)^{0,225} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} 1,25^{100 \rho_d} \right] \quad (4.5)$$

Sendo que:

$\gamma_{el}$	é igual a 1,5 para os elementos sísmicos primários e 1,0 para os secundários;
$h$	altura da secção transversal;
$v = N/bhf_c$	( $b$ é a largura da zona comprimida e $N$ o esforço axial de compressão);
$w, w'$	taxa mecânica das armaduras longitudinais tracionadas e comprimidas, respetivamente;
$f_{yw}$ e $f_c$	tensão de cedência dos estribos e tensão de rotura do betão à compressão, respetivamente
$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$	percentagem de armaduras transversais paralelas à direção $x$ de carregamento;
$\rho_d$	Percentagem de armaduras diagonais, em cada direção diagonal;
$\alpha$	Coefficiente de eficácia do confinamento, que poderá ser considerado igual a:

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad (4.6)$$

Sendo que:

$b_0$  e  $h_0$  dimensão do núcleo de confinamento medido a partir do eixo das cintas;

$b_i$  espaçamento entre eixos dos varões longitudinais travados lateralmente pelo canto de um estribo e por um gancho ao longo do perímetro da secção transversal;

Caso se trate de paredes, o valor da capacidade total de rotação da corda no estado limite último é multiplicado por 0,58, e para todos os casos, se for utilizado aço frágil endurecido a frio, deve-se dividir por 1,6.

O valor da parcela plástica da capacidade de torção da corda dos elementos de betão solicitados por um carregamento cíclico poderá ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$\theta_{um}^{pl} = \left[ \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 (0,25^v) \left( \frac{\max(0,01; w')}{\max(0,01; w)} \right)^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \left( \min \left( 9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} 1,275^{100 \rho d} \right] \quad (4.7)$$

Sendo que:

$\gamma_{el}$  é igual a 1,8 para elementos sísmicos primários e 1,0 para os secundários;

Caso tenha sido utilizado aço frágil endurecido a frio, deve-se dividir por 2 o valor da parte plástica da capacidade de rotação da corda dos elementos de betão, e se os elementos não apresentarem soluções construtivas relativas à resistência sísmica deverá dividir-se os valores de  $\theta_{um}^{pl}$  e de  $\theta_{um}$  por 1,2.

Para avaliar a capacidade última de rotação da corda poderá ser utilizada a seguinte expressão:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_V} \right) \right] \quad (4.8)$$

Sendo que:

$\phi_y$  é a curvatura na cedência da secção de extremidade;

$\phi_u$  é a curvatura última da secção de extremidade;

$\theta_y$  é a rotação da corda na cedência;

$L_{pl}$  é o comprimento da rótula plástica.

O valor do comprimento da rótula plástica depende da forma como é tido em conta o aumento da resistência e da deformabilidade do betão, devido ao confinamento, no cálculo da curvatura última da secção de extremidade,  $\phi_u$ .

Caso  $\phi_u$ , em resultado de um carregamento cíclico, seja calculada tendo em conta a extensão última da armadura longitudinal,  $\varepsilon_{su}$ , considerada igual aos valores mínimos do quadro C1 da EN1992-1-1:2004 para as classes de aço A ou B e 6% para a classe C, e o modelo de cintagem definido em 3.1.9 da EN 1992-1-1:2004, com o valor de  $\sigma_2 = \alpha \rho_{sx} f_{yw}$ , temos então, para uma secção com disposições construtivas relativas à resistência sísmica e sem sobreposição de varões longitudinais na zona sujeita a plastificação  $L_{pl}$ , a seguinte expressão:

$$L_{pl} = 0,1 L_V + 0,17 h + 0,24 \frac{d_{bf} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.9)$$

sendo que:

$h$  Altura do elemento;

$d_{bl}$  Diâmetro médio das armaduras tracionadas.

Caso  $\phi_u$ , decorrente de um carregamento cíclico, seja calculada tendo em conta a extensão última das armaduras longitudinais,  $\varepsilon_y$ , considerada igual a  $\varepsilon_{cc}$  e usando um modelo de cintagem com uma representação melhor que a do modelo 3.1.9 indicado anteriormente, nomeadamente no qual:

A resistência do betão confinado é calculada a partir de:

$$f_{cc} = f_c \left[ 1 + 3,7 \left( \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad (4.10)$$

A extensão à qual se verifica a resistência  $f_{cc}$  é considerada como aumentando para além do valor  $\varepsilon_{c2}$  do betão não confinado segundo a expressão:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (4.11)$$

A extensão última da fibra extrema da zona comprimida é considerada igual a:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \quad (4.12)$$

Para os elementos sem a sobreposição de varões longitudinais na proximidade da secção plastificada,  $L_{pl}$ , e com disposições construtivas para melhorar a resistência aos sismos, poderá ser calculado o  $L_{pl}$  através da seguinte expressão:

$$L_{pl} = \frac{L_V}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.13)$$

#### 4.5.3.3. Estado limite de colapso iminente para elementos estruturais sujeitos ao esforço transversal

De acordo com o disposto na norma NP EN 1998-3:2017, para o estado limite de colapso iminente, a resistência ao esforço transversal cíclico,  $V_R$ , é reduzido devido à parte plástica da exigência de ductilidade, expressa em termos da rotação da corda na extremidade do elemento,  $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$  ou pelo coeficiente de ductilidade do deslocamento transversal. Para tal, o  $\mu_{\Delta}^{pl}$  poderá ser calculado com a relação da parte plástica da rotação da corda,  $\theta$ , e a rotação da corda na cedência,  $\theta_y$ , calculada de acordo com as fórmulas relativas ao estado limite de limitação de danos.

Para calcular o valor da resistência ao esforço transversal quando controlada pelos estribos e tendo em conta a redução acima referida, poderá ser utilizada a seguinte expressão:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (4.14)$$

Sendo que:

- $\gamma_{el}$  é igual a 1,15 para os elementos sísmicos primários e a 1,0 para elementos sísmicos secundários;
- $h$  altura da secção transversal;
- $x$  altura da zona comprimida;
- $N$  esforço axial de compressão;
- $\rho_{tot}$  taxa total das armaduras longitudinais;
- $L_V$  quociente entre o momento e o esforço transversal na secção de extremidade;
- $f_c$  tensão de rotura do betão à compressão;
- $A_c$  área da secção transversal, considerada igual a  $b_w d$  para uma secção transversal com uma alma retangular de largura  $b_w$  e altura útil  $d$ ;
- $V_w$  é a contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal, considerada igual a,  $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$ , para secções transversais de alma retangular e largura  $b_w$ .
- $\rho_w$  percentagem de armaduras transversais;
- $z$  braço do binário das forças interiores;
- $f_{yw}$  tensão de cedência das armaduras transversais.

Para o cálculo da resistência ao esforço transversal de uma parede de betão,  $V_R$ , tem de ser inferior à rotura por esmagamento da alma,  $V_{R,max}$ , sujeita a um carregamento cíclico, poderá ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$V_{R,max} = \left[ \frac{0,85(1-0,06 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \cdot \left[ (1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot})) \left(1 - 0,2 \min\left(2; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} b_w z \right] \right] \quad (4.15)$$

Onde  $\gamma_{el} = 1,15$  para elementos sísmicos primários e 1,0 para secundários, e com as unidades em MPa e metros, sendo assim as unidades de  $V_{R,max}$  em MN. Utilizando para  $\mu_{\Delta}^{pl} = 0$ , é possível calcular o valor da resistência ao esforço transversal sob um carregamento cíclico, controlada pelo esmagamento da alma antes da cedência por flexão.

Para o cálculo da rotura por esmagamento da alma ao longo da diagonal do pilar após a cedência por flexão,  $V_{R,max}$ , sujeito a um carregamento cíclico, poderá ser calculado através da seguinte expressão:

$$V_{R,max} = \left[ \frac{4(1-0,02\min(5,\mu_{\Delta}^{pl}))}{7\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \frac{N}{A_c f_c}\right) \cdot \right. \\ \left. \cdot (1 + 0,45100\rho_{tot}) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin(2\delta) \right] \quad (4.16)$$

Sendo que:

$\delta$  é o angulo entre a diagonal e o eixo do pilar:  $\tan(\delta) = h/2L_V$

Num pilar de betão, se o quociente de  $L_V/h$  for inferior ou igual a 2, calculado na secção de extremidade com o valor máximo dos dois momentos de extremidade, a sua resistência ao esforço transverso,  $V_R$ , não deverá ser superior a  $V_{R,max}$ .

#### 4.5.4. EDIFÍCIOS COM PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL.

##### 4.5.4.1. Estado limite de danos severos, devido à flexão e ao esforço axial.

A capacidade de uma parede de alvenaria estrutural não armada controlada pela flexão poderá ser expressa através de deslocamentos relativos, sendo para paredes sísmicas primárias igual a  $0,008 H_0/D$  e para as secundárias  $0,012 H_0/D$ . A capacidade relativamente ao esforço transverso de uma parede de alvenaria não armada controlada pela flexão sob um esforço axial  $N$ , poderá ser considerada igual a:

$$V_f = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15v_d) \quad (4.17)$$

Sendo que:

$D$  é a dimensão horizontal no plano da parede;

$H_0$  Distancia entre a secção em que é atingida a capacidade de flexão e o ponto de inflexão;

$$v_d = \frac{N}{Dt f_d} \quad (4.18)$$

$$f_d = \frac{f_m}{CF_m} \quad (4.19)$$

$t$  é a espessura da parede;

$f_m$  é a resistência média à compressão;

$CF_m$  é o coeficiente de confiança para a alvenaria de acordo com o nível de conhecimento apropriado.

Para o estado limite de colapso iminente a capacidade de deformação de uma parede de alvenaria controlada pela flexão é igual a  $4/3$  de  $0,008 H_0/D$  para paredes sísmicas primárias, e  $4/3$  de  $0,012 H_0/D$  para as secundárias. A capacidade de uma parede de alvenaria controlada pela flexão poderá ser considerada igual à capacidade em relação ao esforço

transverso  $V_f$  tanto para o estado limite de colapso iminente como para o estado limite de limitação de danos.

#### 4.5.4.2. Estado limite de danos severos, devido ao esforço transverso.

A capacidade de uma parede de alvenaria estrutural não armada controlada pelo esforço transverso poderá ser expressa através de deslocamentos relativos, sendo para paredes sísmicas primárias igual a 0,004 metros e para as secundárias 0,006 metros. A capacidade relativamente ao esforço transverso de uma parede de alvenaria não armada controlada pelo esforço transverso sob um esforço axial  $N$ , poderá ser considerada igual a:

$$V_f = f_{vd} D' t \quad (4.20)$$

Sendo que:

$D'$  é o comprimento da zona comprimida da parede;

$t$  é a espessura da parede;

$f_{vd}$  é a resistência ao esforço transverso da alvenaria que tem em conta a presença da tensão vertical:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \frac{N}{D' t} \leq 0,065 f_m \quad (4.21)$$

Onde:

$f_{vm0}$  é a resistência média ao corte na ausência de uma carga vertical;

$f_m$  é a resistência média à compressão, obtida através de ensaios *in situ* e de fontes de informação adicionais, divididas pelo coeficiente de confiança tendo em conta o nível de conhecimento obtido. Para as paredes sísmicas primárias a sua resistência deve ser ainda dividida pelo coeficiente parcial para a alvenaria, de acordo com 9.6 da NP EN 1998-1:2010.





## 5. CASO DE ESTUDO I

### 5.1. RESUMO

Esta dissertação foi realizada em simultâneo com o projeto de investigação PERSISTAH, cujo objetivo é avaliar a segurança sísmica das escolas primárias nas regiões do Algarve, em Portugal, e Huelva, em Espanha, e propor soluções de reforço para os edifícios que apresentam uma elevada vulnerabilidade em relação às ações sísmicas. Nesta dissertação é realizado o estudo de dois edifícios escolares, com diferentes sistemas estruturais, face à ação sísmica estabelecida pela atual regulamentação. Os exemplos que foram escolhidos para analisar correspondem a dois edifícios escolares, um de alvenaria estrutural, que foi selecionado para reforço estrutural e está localizado em Brancanes, Olhão, e o outro constituído por um sistema porticado de betão armado, que foi localizado em Faro para efeitos do presente estudo.

A escola constituída pelo sistema estrutural porticado de betão armado, foi projetada a 1981 de acordo com o RSEP e o REBA, os quais já tomam em consideração os esforços provocados pelas ações sísmicas. Em primeiro lugar, foi efetuada uma análise estática linear para identificar os modos de vibração da estrutura e a massa modal associada a estes. Com os resultados obtidos da análise estática linear, foi possível realizar as análises estáticas e dinâmicas não lineares, sendo possível concluir que o edifício existente não consegue cumprir os níveis da ação estabelecida pela NP EN1998-3:2017. Este problema deve-se especialmente ao facto do REBA, tal como o REBAP, permitirem um afastamento entre cintas de 12 vezes o diâmetro dos varões longitudinais. A disposição anterior faz com que as estruturas que apresentem pilares robustos com muita armadura longitudinal, criem mecanismos de rotura frágeis, ou seja, falhem devido ao corte nos pilares. Neste caso de estudo foram realizados os seguintes modelos estruturais, com as diversas soluções de reforço, apresentadas na NP EN1998-1:2010:

- Contraventamento com perfis metálicos;
- Encamisamento com betão armado;
- Parede de betão armado.
- Encamisamento com CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer);

Através dos resultados obtidos foi possível identificar o comportamento de cada solução de reforço perante esforços sísmicos e analisada a eficiência das diversas soluções de reforço através de contraventamentos metálicos, não tendo sido analisado o custo de execução de cada uma das diversas soluções.

## 5.2. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Neste subcapítulo apresenta-se, de forma sucinta, o sistema estrutural, os materiais e secções de acordo com o projeto que foi disponibilizado e o procedimento utilizado para definir o modelo estrutural através do software Seismostruct (release 2, build 50, de 2018).

Devido ao facto de a estrutura em análise ser regular e simétrica para ambos os eixos, é possível fazer uma análise bidimensional da estrutura, ou seja, de um pórtico da estrutura (são todos iguais), para não introduzir o problema da torção. Foi escolhido um dos pórticos centrais uma vez que são os que sofrem mais esforço axial. Apesar de ser aconselhável incluir no modelo estrutural as paredes de enchimento, a resistência e rigidez proporcionados pelas mesmas não foi considerada, devido ao facto de não haver informação no projeto da sua localização e constituição.

O modelo estrutural foi estabelecido tendo em conta a informação presente no projeto, pois permite que os efeitos das ações para a combinação sísmica, possam ser determinados em todos os elementos estruturais.

### 5.2.1. SISTEMA ESTRUTURAL E MATERIAIS

Uma das tipologias de escolas muito utilizadas na região do Algarve são constituídas por edifícios pavilhonares (Parque Escolar, 2017), a qual foi adotada nas antigas escolas preparatórias, sendo hoje parte das escolas do Primeiro Ciclo do Ensino Básico.

O edifício em estudo trata-se de um edifício pavilhonar cujo projeto-tipo foi realizado em 1981, de planta quadrangular com simetria em ambos os eixos ortogonais (Figura 5.1), constituído por um piso térreo, um piso elevado e cobertura, com uma área de implantação de 481.80 m<sup>2</sup>. O edifício é considerado regular tanto em planta como em altura, de acordo com os parâmetros de regularidade referidos na NP EN1998-1:2010 e indicados nesta dissertação no subcapítulo 3.1.2.

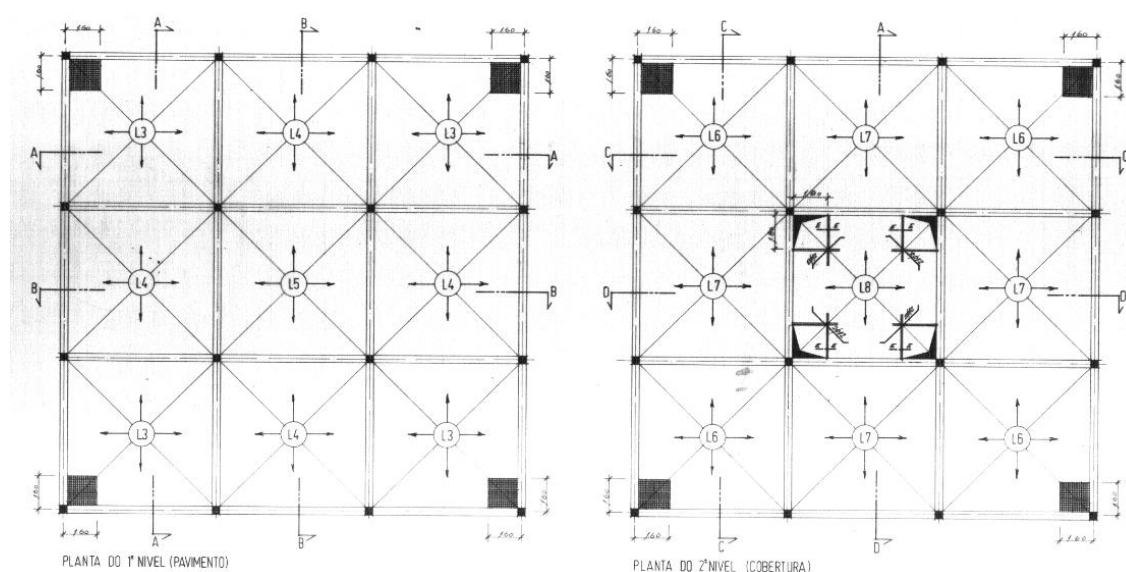


Figura 5.1: Laje do piso 1 e da cobertura, respetivamente.

Foi possível obter o projeto de estruturas original deste edifício, o que possibilitou a criação do modelo estrutural o mais aproximado possível da realidade. Relativamente ao sistema estrutural, é constituído por uma estrutura porticada, com pilares quadrangulares de 35 centímetros de lado e vigas de 35 centímetros de base por 60 centímetros de altura, nas quais assenta uma laje de betão armado maciça de 18 cm de espessura no piso elevado e 16 cm de espessura na cobertura, fundadas sobre fundações diretas, constituídas por sapatas e vigas de fundação.

Apesar de ter sido considerado, para este caso de estudo, um nível de conhecimento do edifício KL3, não foram realizados quaisquer ensaios in-situ, tendo sido utilizados apenas os dados indicados no projeto, designadamente por desconhecimento da localização de um edifício em particular deste projeto-tipo. Os elementos estruturais de betão armado são constituídos pelo betão B225 (REBA, 1967), que apresenta um valor característico da tensão de rotura de 22.5 MPa, armado com o aço A40T, com as características indicadas na Figura 5.2.

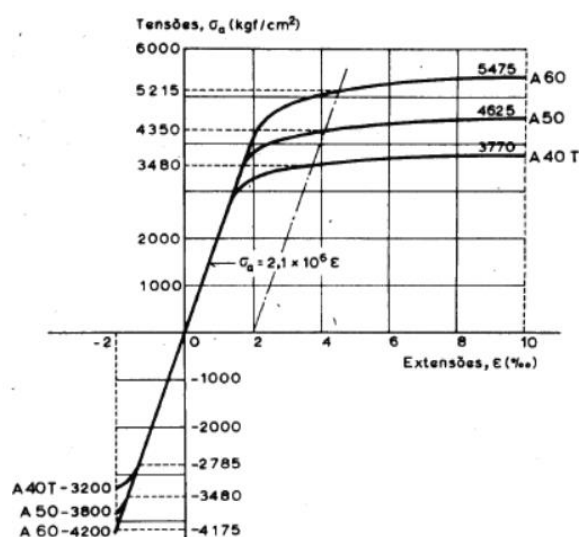


Figura 5.2: Diagramas Extensão/Tensão dos varões de aço A40T, A50 e A60, quando sujeitos a tração e compressão.

Tanto o betão como o aço anteriormente apresentados, foram definidos no software com o objetivo de criar as secções dos pilares e vigas.

### 5.2.2. DEFINIÇÃO DAS SECÇÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.

Utilizando o software Seismostruct, foi possível criar as diversas secções de pilares e vigas que constituem os pórticos da estrutura. Algumas destas secções não apresentam simetria relativamente à disposição de varões longitudinais, tendo sido tomado em consideração a sua disposição na secção. Não foram feitas interrupções da armadura longitudinal superior e inferior das vigas, uma vez que o seu efeito não é um fator de grande peso para este tipo de análises. Relativamente à armadura transversal dos pilares, as cintas (que foram calculadas de acordo com a regulamentação da altura) correspondem a  $\phi 6//0.24$  m, o que é hoje claramente insuficiente atendendo ao nível de ação sísmica estipulada para o Algarve no EC8.

Estão representadas nas Figuras 5.3 e 5.4 as secções dos pilares e das vigas que constituem a estrutura.

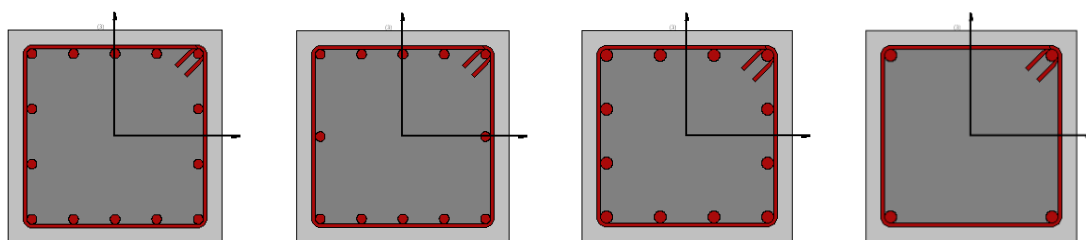


Figura 5.3: Secções transversais dos pilares P11, P12, P21 e P22, respetivamente

As Secções P11 e P12 são compostas, respetivamente, por 14 e 12 varões longitudinais com um diâmetro de 16mm, dispostos de acordo com a Figura 5.3. A cintagem destes pilares corresponde a  $\phi 6//0.192m$ . Estes pilares localizam-se nas extremidades do pórtico, como é possível observar na Figura 5.5. As Secções P21 e P22 são compostas, respetivamente, por 12 e 4 varões longitudinais com um diâmetro de 20mm. A cintagem destes pilares corresponde a  $\phi 6//0.24m$ . Estes pilares localizam-se na zona central do pórtico, como é possível observar na Figura 5.5. Todas as secções têm um recobrimento de 2.5 centímetros e são constituídas por aço A40T e Betão B225.

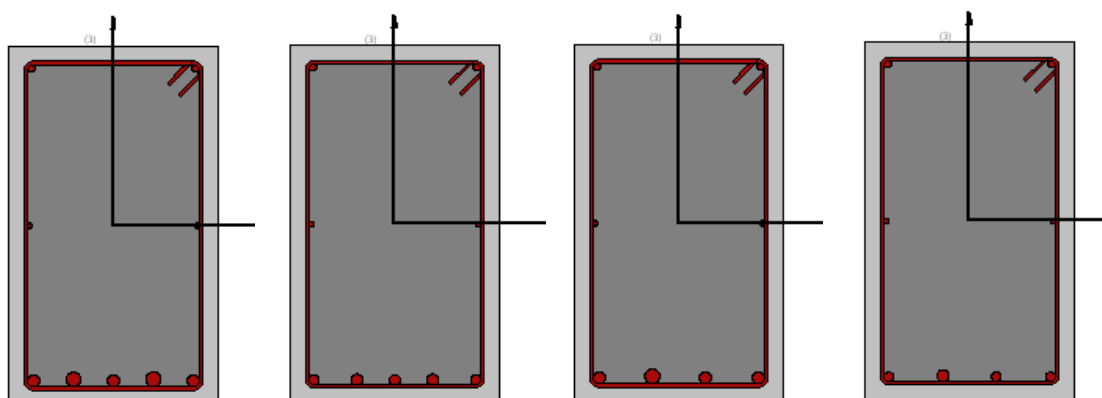


Figura 5.4: Secções transversais a meio vão das vigas V11, V12, V21 e V22, respetivamente.

As vigas V11 e V12 localizam-se nas extremidades do pórtico, sendo que as vigas V21 e V22 apenas existem na zona central de cada pórtico. A distribuição de armadura longitudinal das vigas, é apresentada na Tabela 5.1. Todas as vigas têm 2.5 centímetros de recobrimento e são constituídas por aço A40T e betão B225, com estribos  $\phi 6//0.20m$ .

### 5.2.3. DEFINIÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES E SOBRECARGAS APLICADAS.

Para além do peso próprio dos elementos estruturais que definem o modelo, que são os pilares e vigas elevadas e de fundação, é necessário considerar as cargas correspondentes ao peso próprio das lajes e as restantes cargas permanentes dos pavimentos, bem como as respetivas sobrecargas de utilização.

Tabela 5.1: Distribuição da armadura longitudinal e transversal das vigas.

VIGA	ZONA	FACE	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
V11	Apoio	Superior	2Φ12+2Φ25	Φ6//0,20
		Inferior	3Φ20	
	Meio Vão	Superior	2Φ12	
		Inferior	3Φ20+2Φ25	
V12	Apoio	Superior	2Φ12+2Φ20	Φ6//0,20
		Inferior	3Φ16	
	Meio Vão	Superior	2Φ12	
		Inferior	3Φ16+2Φ20	
V21	Apoio	Superior	2Φ12+1Φ 20+1Φ 25	Φ6//0,20
		Inferior	2 Φ 20	
	Meio Vão	Superior	2 Φ 12	
		Inferior	3Φ20+1Φ25	
V22	Apoio	Superior	2Φ12+1Φ16+1Φ20	Φ6//0,20
		Inferior	2Φ16	
	Meio Vão	Superior	2Φ12	
		Inferior	3Φ16+1Φ20	

É apresentado um resumo dos valores das cargas calculadas e utilizadas para a modelação estrutural na Tabela 5.2:

Tabela 5.2: Cargas e sobrecargas nas lajes.

Laje	Peso próprio	Restantes cargas permanentes	Sobrecarga
1º piso	4,50	1,62	3,00
cobertura	4,00	1,06	0,40

Para o pórtico em análise as cargas distribuídas sobre as lajes foram convertidas em carregamentos uniformemente distribuídos aplicados sobre as vigas. A área de influência de cada viga do pórtico foi calculada de acordo com a Figura 5.6.

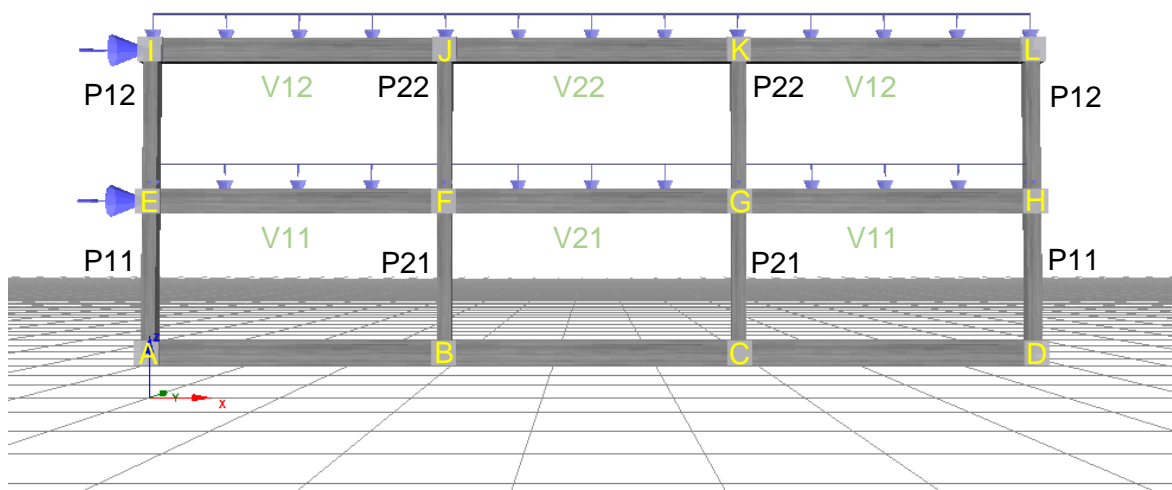


Figura 5.5: Modelo estrutural criado através do software Seismostruct.

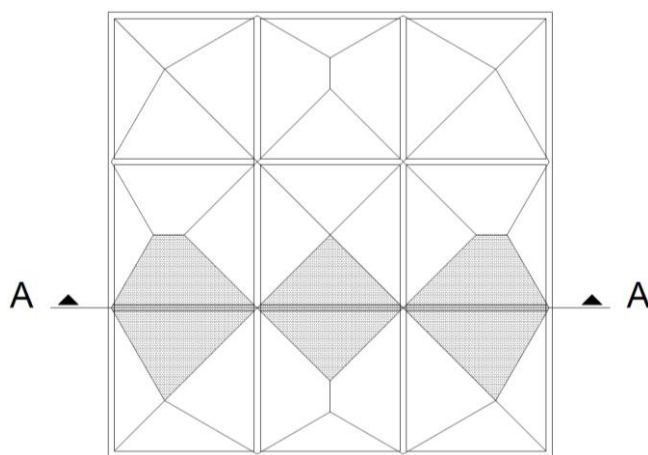


Figura 5.6: Área de influência das vigas do pórtico analisado.

Multiplicando a área de influência de cada viga pelas cargas e sobrecargas da laje, foi possível calcular a carga uniformemente distribuída a aplicar em cada viga (Tabela 5.3).

Tabela 5.3: Cargas (kN) uniformemente distribuídas nas vigas.

V11	V12	V21	V22
40,70	32,83	24,39	19,66

### 5.3. ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste subcapítulo é explicado o método utilizado para a realização das diversas análises.

No contexto deste caso de estudo, foram realizadas análises estáticas não lineares mais conhecidas como “Análises *Pushover*” e análises dinâmicas não lineares da estrutura original. Tendo como objetivo a avaliação do nível de segurança do edifício no contexto do EC8-3,

foram utilizados os programas Seismostruct e EC8spec (Estêvão, 2014), e consideradas as ações sísmicas, tipo 1 e 2, para Faro conjuntamente com um terreno tipo C.

Na Figura 5.5 está representado o modelo estrutural adotado na análise não-linear, e estão indicados a amarelo os nós da estrutura, de A a L, a verde as vigas, e a preto, os pilares, de acordo com a nomenclatura dada às secções.

### 5.3.1. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR *PUSHOVER*.

Para possibilitar a realização das análises não lineares em primeiro lugar foi necessário realizar uma análise modal, denominada no software Seismostruct por "*eigenvalue analysis*", o que permitiu obter a configuração modal para o primeiro modo de vibração da estrutura. Uma vez obtida a configuração modal da estrutura, foi possível calcular as distribuições de forças estáticas associadas às configurações "modal" (proporcional à configuração do primeiro modo de vibração) e "uniforme" (proporcional às massas de cada piso independentemente da altura), tal como indicado na NP EN 1998-3:2017, que são necessárias aplicar à estrutura para realizar as análises *pushover* (Tabela 5.4). Foram ainda definidos os parâmetros para determinar os diversos estados limites de danos. Para o estado limite de limitação de danos, foi definida a equação A10b do EC8-3 e para o estado limite de colapso iminente, foi definida a equação A1 e A12 do EC8-3, as quais estão presentes no capítulo 4 desta dissertação, nas equações 4.3, 4.5 e 4.14 respetivamente.

Tabela 5.4: Forças aplicadas nos nós para as distribuições "modal" e "uniforme".

Configuração	Nó	Força	Massa	Configuração
Modal	E	0.494	99.8264	6.1604
	I	0.506	63.8023	9.8679
Uniforme	E	0.610	99.8264	1
	I	0.390	63.8023	1

#### 5.3.1.1. Resultados da análise *Pushover*

A Figura 5.7 representa a deformada da estrutura que levou ao colapso assim que foi atingido um dos estados limites de colapso iminente em qualquer elemento, e está representado, a azul, o pilar CG, que sofreu corte quando sujeito ao carregamento modal. No caso do carregamento uniforme, a deformada da estrutura é muito semelhante, mas o que levou ao estado limite NC foi o corte do pilar BF.

Através das análises *pushover*, foi possível obter as curvas de capacidade, que representam a relação força/deslocamento da estrutura no nó de controlo "I", tanto para a distribuição de forças "modal" como para a "uniforme", sendo possível observar esta relação na Figura 5.8.

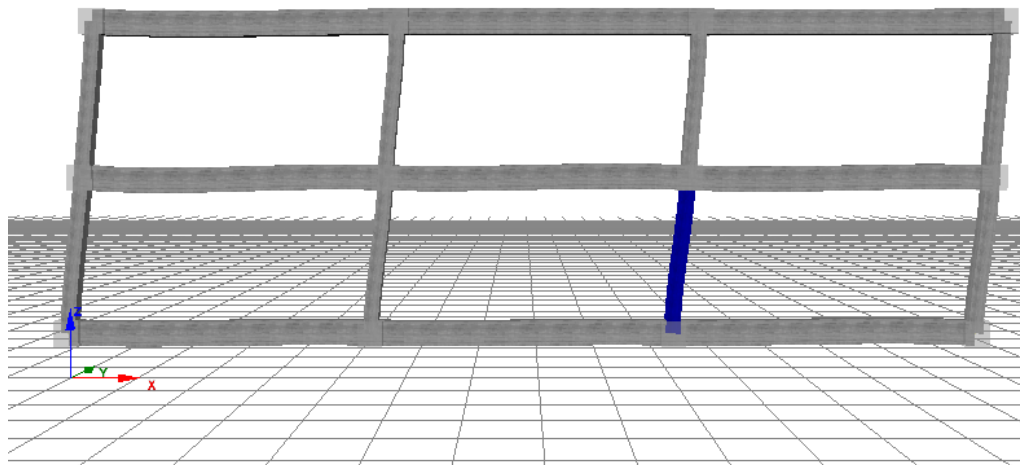


Figura 5.7: Deformada da estrutura sujeita à distribuição “modal” de forças.

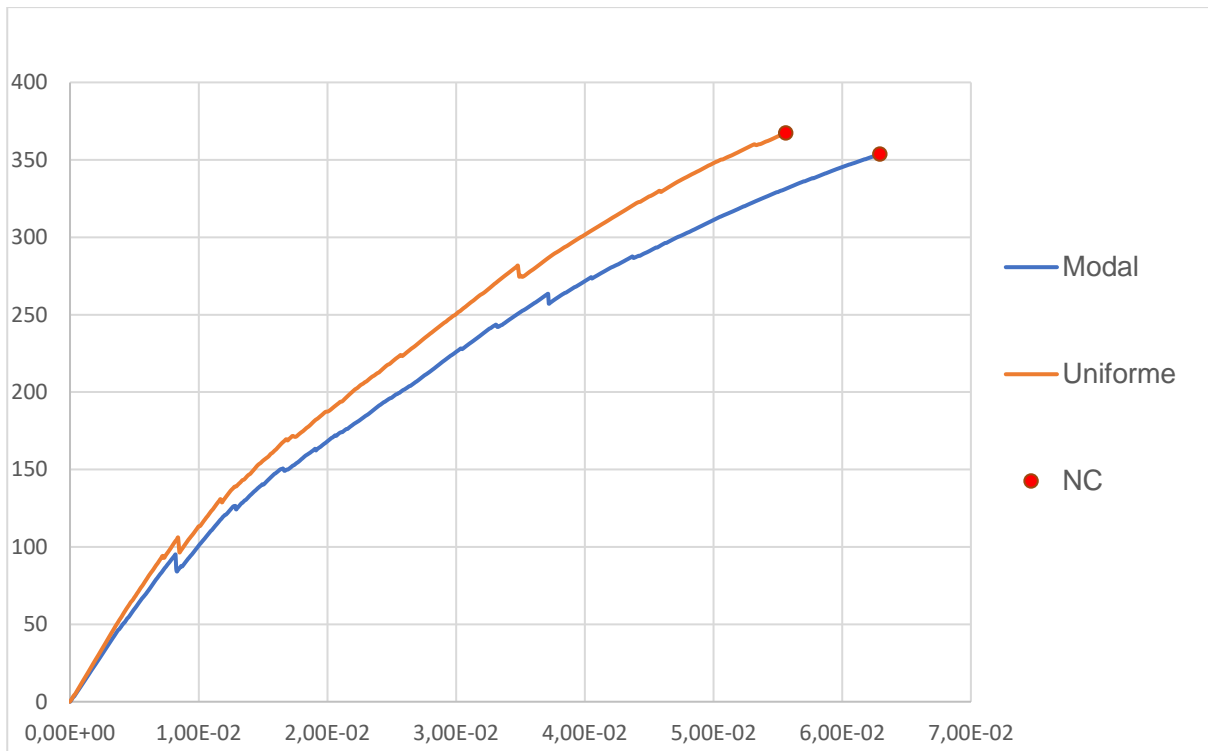


Figura 5.8: Curvas de capacidade obtidas para a distribuição de forças “modal” e “uniforme”.

O deslocamento último da estrutura para análise *pushover* com a distribuição “modal” de forças, corresponde a 6.25 centímetros, com uma força de corte na base de 354.07 kN. Para o caso do carregamento uniforme, foi obtido um deslocamento de 5.56 centímetros, associado a uma força de corte na base de 367.36 kN.

O estado limite de colapso iminente obtido, resultou da limitação da capacidade resistente ao esforço transversal, e correspondeu a um deslocamento de controlo inferior ao que se obtém através dos limites que são atingidos devido à rotação da corda, tanto para a cedência (estado limite de limitação de danos) como para a rotura (estado limite de colapso iminente), ou para  $\frac{3}{4}$  desse valor último (estado limite de danos severos). (Tomás, Barreto e Estêvão, 2019)



O software EC8spec foi utilizado para a determinação da percentagem da ação sísmica associada aos deslocamentos a que correspondem cada estado limite, possibilitando assim a comparação dos resultados da análise da estrutura com os valores estipulados no EC8-3. Os resultados estão apresentados na Figura 5.9 e Tabela 5.5 onde estão desenhadas as curvas de desempenho estrutural (Estêvão, 2019) e os pontos de desempenho.

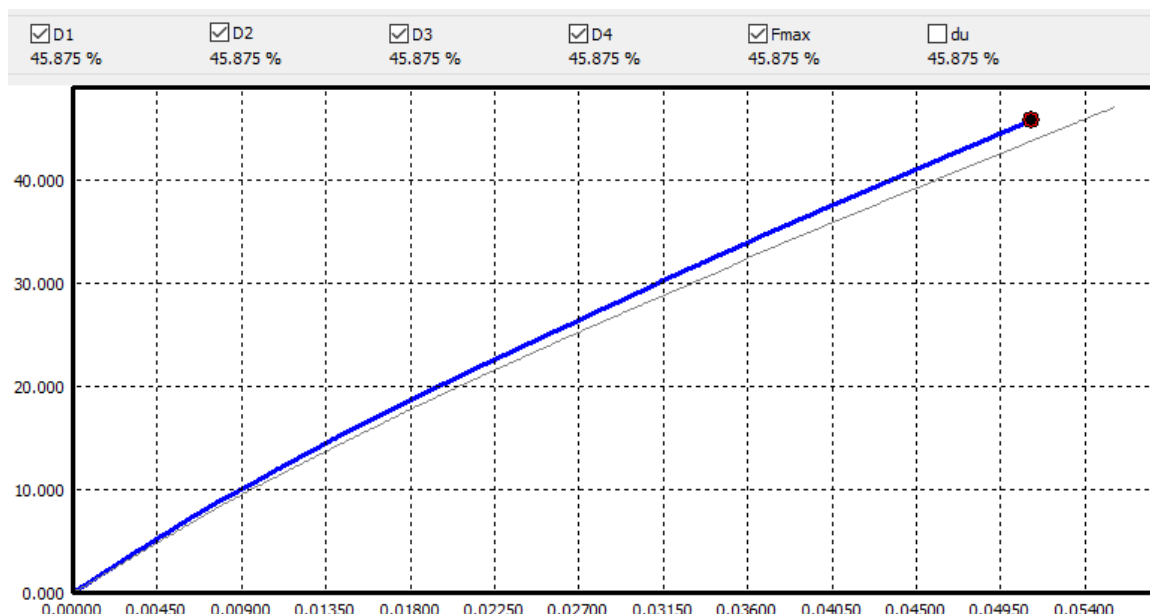


Figura 5.9: Curvas de desempenho da estrutura inicial.

Tabela 5.5: Pontos de desempenho da curva de capacidade modal.

Estado limite	Ação tipo 1	Ação tipo 2	EC8
DL	45.885%	133,34%	29%
SD	45.885%	133,34%	75%
NC	45.885%	133,34%	162%

A curva de capacidade a que corresponde a situação mais gravosa para a estrutura, foi para a ação tipo 1 e sujeita à distribuição "modal" de forças. É também possível verificar que os pontos de desempenho apresentam todos a mesma percentagem da ação sísmica. Isto deve-se ao facto de o estado limite de colapso iminente, que foi condicionado pelo corte de um dos pilares, ter surgido antes do estado limite de limitação de danos, e muito antes do estado limite de danos severos, associado à rotação da corda.

Com base nos resultados da análise *pushover*, a estrutura necessita do reforço dos elementos estruturais resistentes a esforços laterais, isto é, do aumento da resistência dos pilares ou através da adição de sistemas de contraventamento. O reforço estrutural deverá, sempre que possível, promover o aumento da ductilidade, mas muitas das soluções de reforço melhoram principalmente, a rigidez e a resistência global da estrutura.

### 5.3.2. ANÁLISE DINÂMICA TEMPORAL NÃO LINEAR.

Para realizar a análise dinâmica temporal não linear foi necessário gerar 7 acelerogramas artificiais para cada tipo de sismo através das novas funcionalidades do software EC8spec, uma vez que, de acordo com o Eurocódigo 8 parte 1, é o número mínimo exigido de modo a ser possível usar a média dos resultados obtidos com este tipo de análise. Para simular a ação sísmica, foi aplicada a nível das fundações a aceleração definida em cada acelerograma ao longo do tempo. As Figuras 5.10 e 5.11, representam os espectros de resposta dos acelerogramas gerados, sendo que a azul está representada a média dos diversos espectros de resposta, e a vermelho, o espectro de resposta elástica.

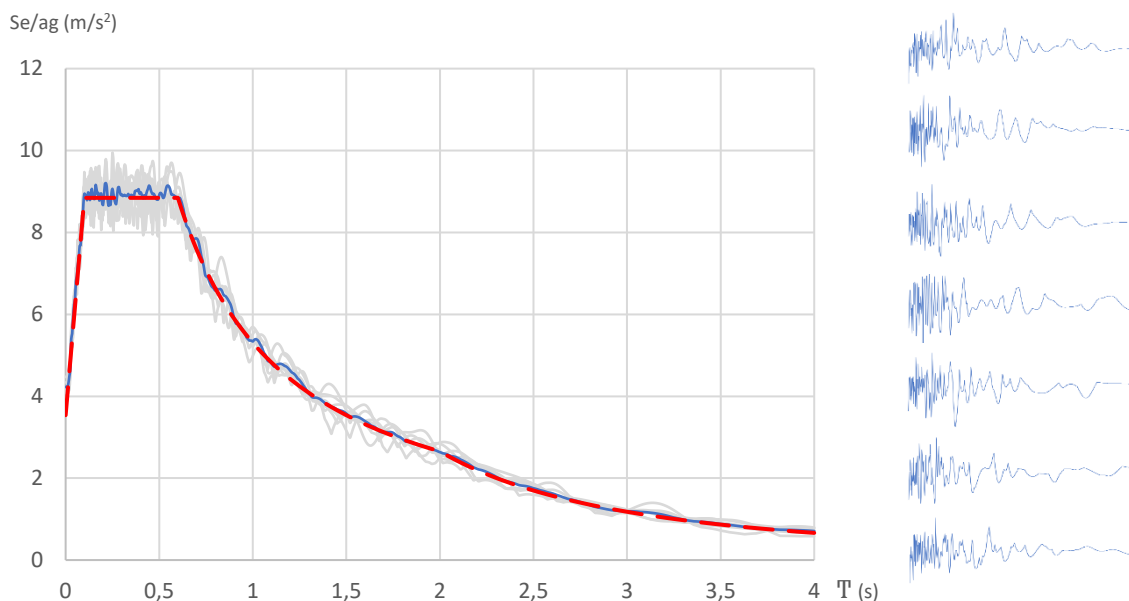


Figura 5.10: Resultados da análise dinâmica não linear do sismo tipo 1 para 29% da ação.

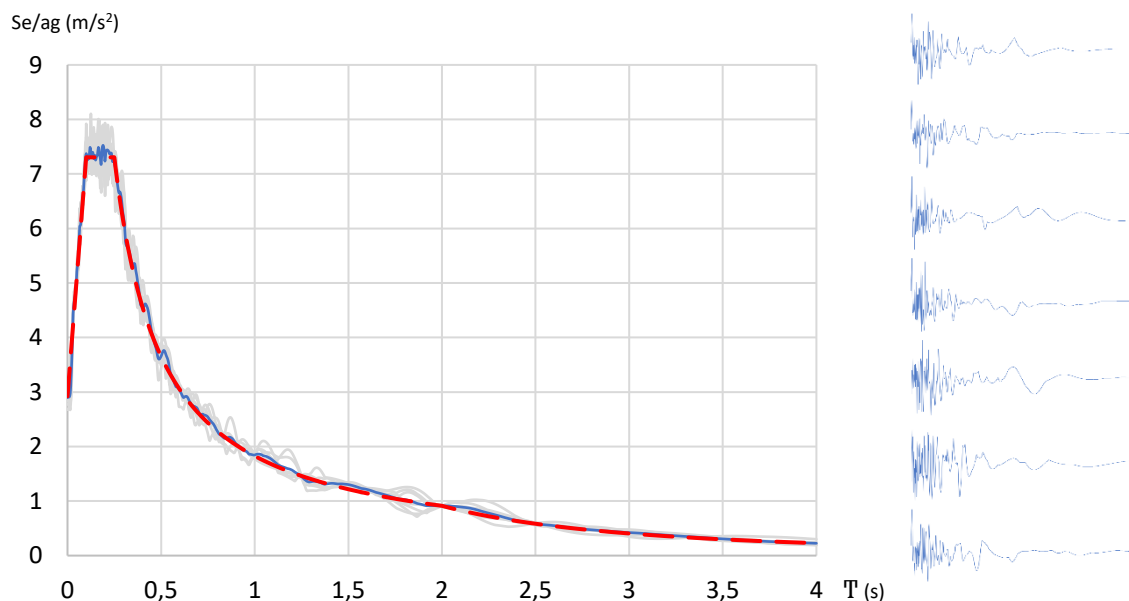


Figura 5.11: Resultados da análise dinâmica não linear do sismo tipo 2 para 29% da ação.

Para cada um dos acelerogramas, foi definido um fator de escala correspondente às percentagens das ações que são definidas em cada estado limite de danos. Assim que o estado limite em questão é atingido, a análise é interrompida retirando assim o deslocamento último para o nó de controlo "I". Este procedimento possibilitou a realização da comparação da média do valor absoluto dos resultados desta análise dinâmica temporal não linear com os resultados da análise estática não linear, de modo a aferir o grau de aproximação de resultados. As Figuras 5.12 e 5.13 correspondem a duas das 42 análises dinâmicas efetuadas, representando o deslocamento sofrido pelo nó de controlo ao longo do tempo.

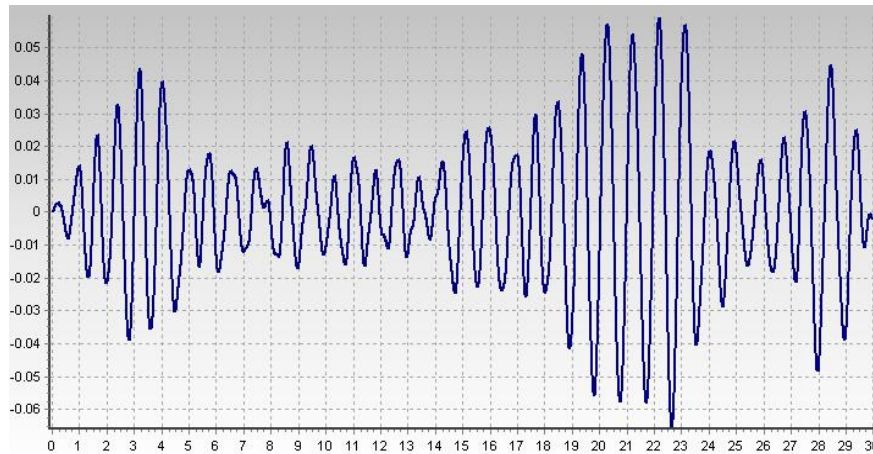


Figura 5.12: Resultados da análise dinâmica não linear do sismo tipo 1 para 29% da ação.

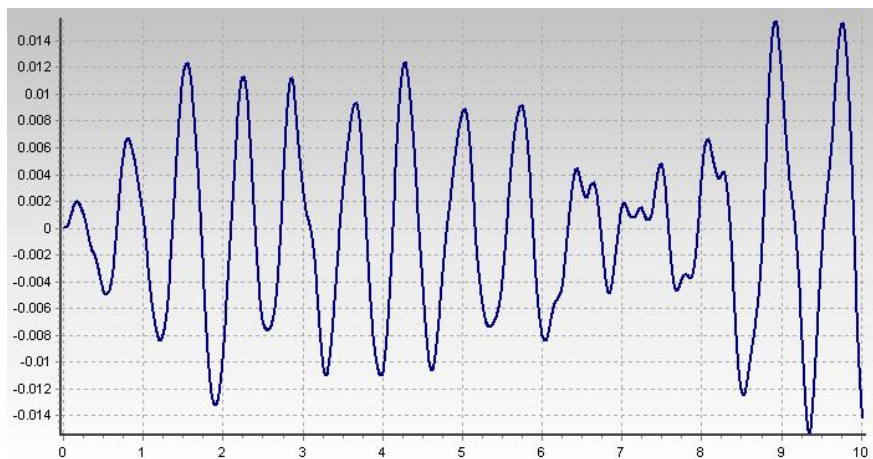


Figura 5.13: Resultados da análise dinâmica não linear do sismo tipo 2 para 29% da ação.

O valor do deslocamento associado ao estado limite de danos NC apresentado nas Tabelas 5.6 e 5.7, corresponde ao desfaseamento entre a base e o topo do pilar onde se deu a rotura devido ao corte. Nem sempre o valor do deslocamento máximo da estrutura no nó de controlo correspondeu ao mesmo instante em que ocorreu o corte de um dos elementos verticais.

Com este tipo de análise mais rigorosa foi possível atingir o estado limite DL devido à flexão, antes de surgir o corte associado ao estado limite NC, algo que não aconteceu em nenhuma das análises *pushover*. Comparando os resultados da análise dinâmica temporal não linear com os da análise estática não linear, é possível verificar que são muito semelhantes para o estado limite NC, apesar de existir um elevado aumento do esforço computacional e da complexidade da análise. Por esta mesma razão, as análises realizadas para encontrar as soluções de reforço para esta estrutura são análises *pushover*. Os resultados obtidos de todas as 42 análises estão apresentados nas Tabelas 5.6 e 5.7:

Tabela 5.6: Deslocamentos resultantes das análises dinâmicas não lineares para o sismo tipo 1.

SISMO 1	0,29			0,75			1,62		
	MAX	DL	NC	MAX	DL	NC	MAX	DL	NC
1	-0,0652	-0,0518	-	0,0638	0,0508	-0,0380	0,0617	-0,0538	0,0396
2	0,0542	0,0506	-	0,0656	0,0458	0,0396	-0,0576	-0,0502	-0,0383
3	0,0431	-	-	-0,0601	0,0499	-0,0392	-0,0785	0,0531	-0,0413
4	-0,0658	-0,0551	-	0,0726	0,0531	0,0422	0,0501	0,0501	0,0293
5	0,0480	-	-	-0,0641	-0,0612	0,0349	0,0608	0,0515	-0,0362
6	-0,0683	0,0496	-	0,0602	0,0446	0,0385	-0,0708	0,0514	-0,0412
7	-0,0572	0,0527	-	0,0630	-0,0468	0,0303	0,0678	0,0569	0,0404
MEDIA	0,0574	0,0520		0,0642	0,0503	0,0375	0,0639	0,0524	0,0395

Tabela 5.7: Deslocamentos resultantes das análises dinâmicas não lineares para o sismo tipo 2.

SISMO 2	0,29			0,75			1,62		
	MAX	DL	NC	MAX	DL	NC	MAX	DL	NC
1	0,0155	-	-	-0,0371	-	-0,0249	-0,0589	0,0480	0,0367
2	-0,0211	-	-	-0,0402	-	-	0,0478	-	0,0294
3	-0,0203	-	-	-0,0398	-	-	-0,0687	-0,0565	-0,0337
4	0,0281	-	-	-0,0383	-	-	-0,0620	-	-0,0390
5	0,0153	-	-	0,0389	-	-	0,0347	-	0,0239
6	0,0215	-	-	-0,0428	-	-	0,0689	-0,0434	0,0409
7	0,0169	-	-	0,0415	-	0,0267	0,0611	0,0471	0,0395
MEDIA	0,0198	-	-	0,0398	-	0,0258	0,0557	0,0487	0,0379

#### 5.4. SOLUÇÕES DE REFORÇO.

Neste subcapítulo são apresentadas diversas soluções de reforço que são contempladas no Eurocódigo 8 parte 1, com o objetivo de estudar a melhor forma de verificar a segurança em relação aos estados limites estipulados pela norma, e fazer uma comparação do seu desempenho perante as ações sísmicas.

Foram testados 6 tipos diferentes de soluções de reforço estrutural:

- Três soluções diferentes de contraventamentos metálicos;
- Utilização de uma parede estrutural de betão armado;
- Encamisamento dos pilares com betão armado;
- Encamisamento dos pilares com CFRP.

Todas as soluções de reforço foram sujeitas a múltiplas análises estruturais, através de um processo iterativo, com o objetivo de otimizar cada uma das diversas soluções de reforço estudadas. Na Figura 5.14 está representado o procedimento utilizado, de modo a que a estrutura reforçada atingisse os níveis de desempenho necessários para atingir os níveis de segurança estipulados na NP EN 1998-3:2017.

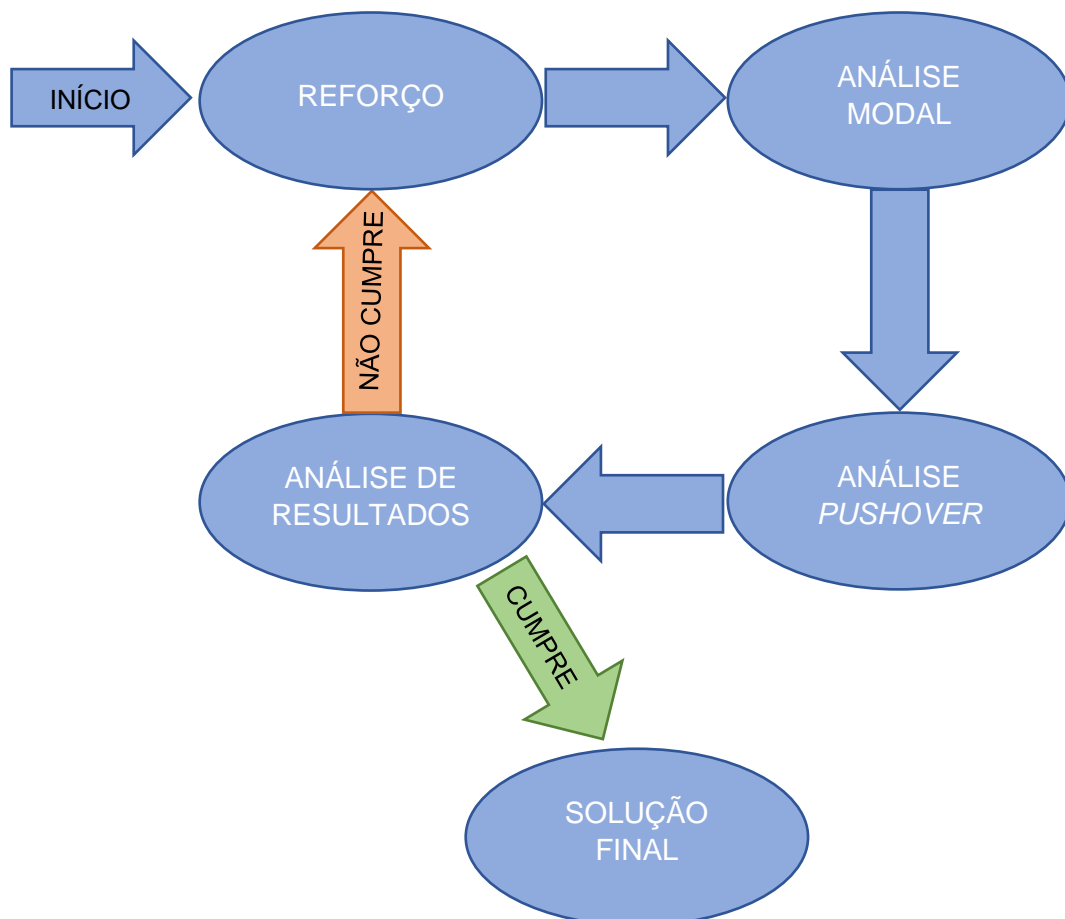


Figura 5.14: Fluxograma do procedimento utilizado para otimizar as soluções de reforço estudadas.

#### 5.4.1. CONTRAVENTAMENTOS METÁLICOS.

Neste subcapítulo, estão apresentados os resultados de três soluções de reforço utilizando contraventamentos metálicos centrados, que foram estudadas por serem uma das soluções que mais são usadas em escolas do Japão.

Em primeiro lugar, foi realizado um conjunto de análises que permitiram entender quais as proporções de aço a colocar em cada um dos contraventamentos de cada piso, com o objetivo de otimizar cada uma das soluções, e de modo a satisfazer os níveis de segurança estabelecidos no EC8-3 com a menor quantidade de material possível para cada uma das soluções.

Foi adotado um aço da classe de resistência S235, todos os perfis considerados nas soluções de contraventamento são perfis HEA, e todos têm secções transversais da classe 1. Foram ainda considerados os efeitos das imperfeições geométricas dos contraventamentos, de acordo com as tolerâncias de execução estabelecidas na NP EN 1090-2:2018 (CEN, 2018). As imperfeições geométricas foram aplicadas para fora do plano do pórtico, com uma amplitude de 1/750 do comprimento total das barras (Tomás, Barreto e Estêvão, 2019). Na Tabela 5.8 estão indicadas as dimensões dos perfis utilizados para o reforço estrutural.

Tabela 5.8: Dimensões dos perfis HEA utilizados para o reforço estrutural.

Designação	Dimensões (mm)		Espessura (mm)		Peso (kg/m)
	Altura	Largura	Alma	Banzo	
HEA 100	96	100	5	8	16,7
HEA 120	114	120	5	8	19,9
HEA 140	133	140	5,5	8,5	24,7
HEA 160	152	160	6	9	30,4
HEA 180	171	180	6	9,5	35,5
HEA 200	190	200	6,5	10	42,3
HEA 220	210	220	7	11	50,5
HEA 240	230	240	7,5	12	60,3

As geometrias utilizadas para reforçar a estrutura foram retiradas do EC8-1, nomeadamente da alínea B e C da Figura 6.3 do EC8-1, as quais correspondem a contraventamentos em V centrados, e por fim um contraventamento diagonal centrado.

#### 5.4.1.1. Contraventamento metálico R1.

Na Figura 5.15 está representada a estrutura com a primeira solução de reforço com contraventamentos metálicos, denominada R1. Esta solução foi a primeira a ser otimizada nesta dissertação pelo facto de ser vulgarmente utilizada nas escolas do Japão.

Após realizar diversas análises com o objetivo de aproximar os resultados das análises *pushover* sujeitas aos carregamentos modal e uniforme, chegou-se a uma proporção final. A proporção utilizada para esta solução foi de perfis metálicos HEA 180 no primeiro piso para um HEA 100 no segundo piso.

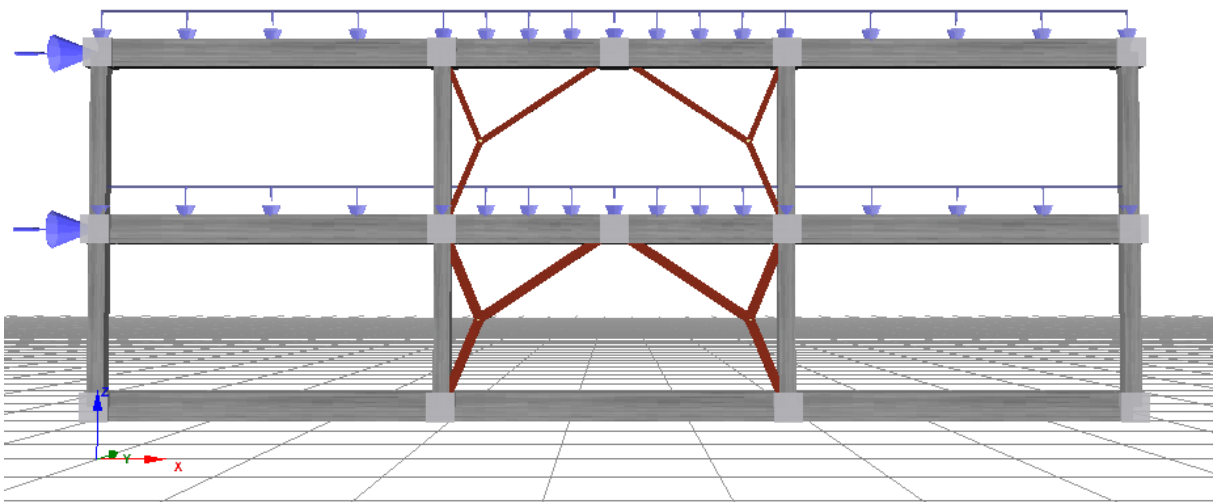


Figura 5.15: Estrutura reforçada R1.

A Figura 5.16 representa a deformada da estrutura sujeita ao carregamento modal que levou ao colapso assim que foi atingido um dos estados limites de colapso iminente para qualquer elemento.

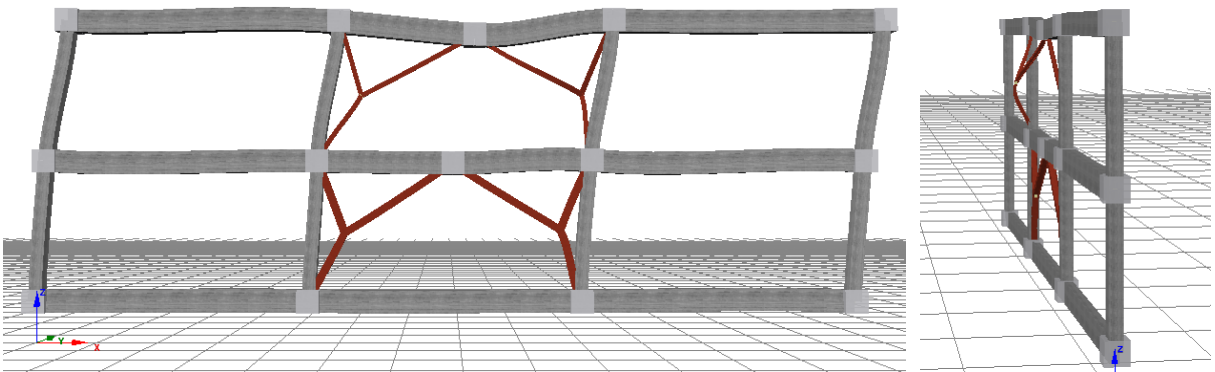


Figura 5.16: Deformada da estrutura reforçada R1.

É possível observar na Figura 5.16 que o contraventamento metálico do piso 2 instabilizou para fora do plano do pórtico, apesar dos perfis metálicos estarem com o eixo de maior inercia perpendiculares ao plano do pórtico para tentar evitar este fenómeno. No caso da distribuição de forças “uniforme”, a deformada da estrutura é muito semelhante.

Através das análises *pushover*, foi possível obter as curvas de capacidade, que representam a relação força/deslocamento da estrutura no nó de controlo “1”, tanto para a distribuição de forças “modal” como para a “uniforme”, sendo possível observar na Figura 5.17 todas as análises que foram realizadas até que se atingiu o nível de desempenho desejado.

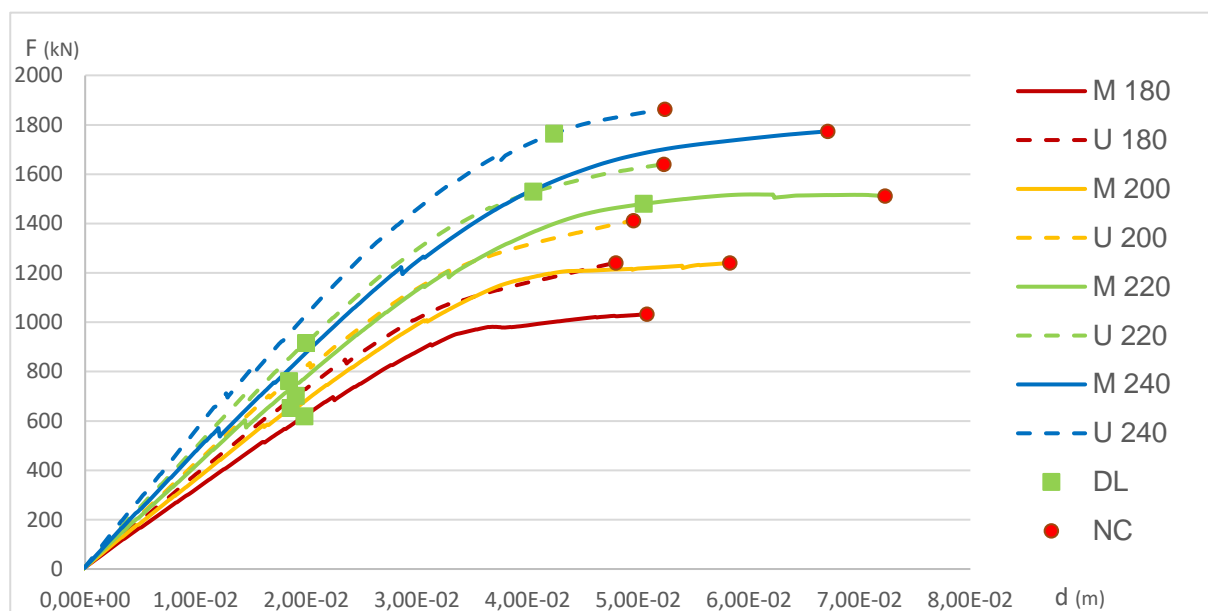


Figura 5.17: Curvas de capacidade obtidas das diversas interações da estrutura reforçada R1.

Na Figura 5.17, e na Tabela 5.9, os índices M e U indicam que os resultados correspondem a análises estáticas não lineares realizadas com distribuições “modal” e “uniforme” de forças, respetivamente. O valor seguido do índice M ou U indica o perfil adotado para o primeiro piso, seguindo a proporção indicada no início deste subcapítulo.

Tabela 5.9: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R1.

Solução de Reforço	DL		NC	
	Deslocamento	Força	Deslocamento	Força
M 180	0,0198	619,30	0,0507	1032,73
U 180	0,0190	702,30	0,0479	1240,92
M 200	0,0186	653,18	0,0583	1239,99
U 200	0,0184	761,77	0,0496	1411,86
M 220	0,0505	1479,88	0,0723	1511,40
U 220	0,0199	916,31	0,0523	1640,31
M 240	0,0405	1530,03	0,0671	1773,52
U 240	0,0424	1764,69	0,0524	1862,98

O software EC8spec foi utilizado para obter a percentagem da ação sísmica associada aos deslocamentos a que correspondem cada estado limite, possibilitando assim a comparação dos resultados da análise da estrutura com os valores estipulados no EC8-3. Os resultados



estão apresentados nas Figuras 5.18 e 5.19, e na Tabela 5.10, onde estão desenhadas as curvas de desempenho estrutural e os pontos de desempenho.

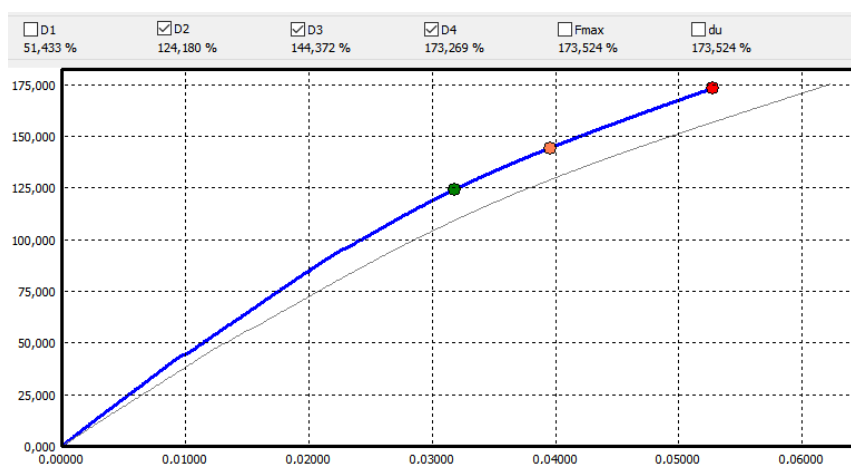


Figura 5.18: Pontos de desempenho da solução de reforço final R1 para o sismo 1.

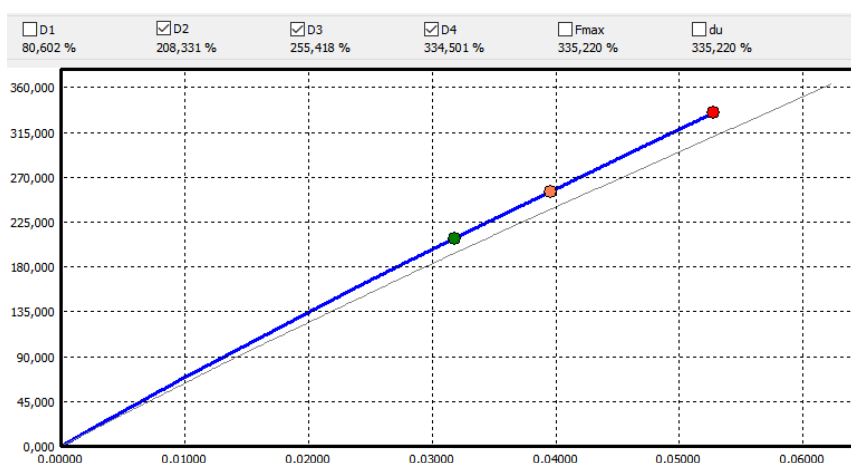


Figura 5.19: Pontos de desempenho da solução de reforço final R1 para o sismo 2.

Tabela 5.10: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R1 (HEA 240 e HEA 160).

Estado limite	Ação tipo 1	Ação tipo 2	EC8
DL	124.180%	208.331%	29%
SD	144.372%	255.418%	75%
NC	173.269%	334.501%	162%

O carregamento mais gravoso para a estrutura foi o correspondente à distribuição “modal”, resultando em pontos de desempenho menores do que os obtidos para a distribuição “uniforme”. É possível verificar que não foi difícil verificar a segurança em relação aos estados limites DL e SD, ao contrário do estado limite NC, para a ação sísmica tipo 1.

#### 5.4.1.2. Contraventamento metálico R2.

Na Figura 5.20, está representada a estrutura com a segunda solução de reforço utilizando um sistema de contraventamentos metálicos centrado em V.

Após a realização de diversas análises, com o objetivo de aproximar os resultados das análises *pushover* sujeitas às distribuições “modal” e “uniforme” de forças, chegou-se a uma proporção final. A proporção utilizada para esta solução foi de perfis metálicos HEA 180 no primeiro piso e HEA 120 no segundo piso. A Figura 5.21 representa a deformada da estrutura sujeita à distribuição “modal” de forças que originou o colapso assim que foi atingido um dos estados limites de colapso iminente em qualquer elemento.

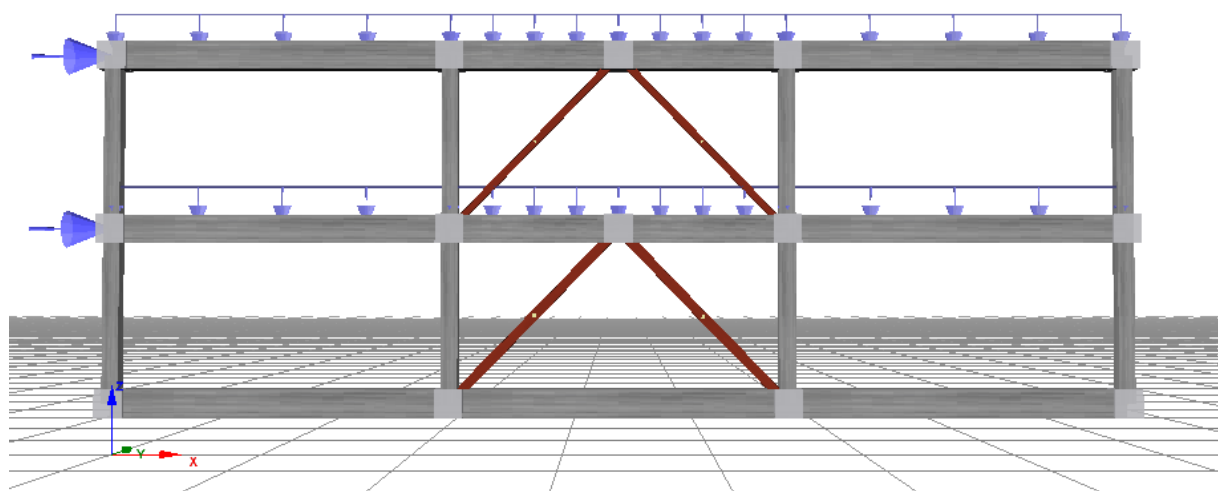


Figura 5.20: Estrutura reforçada R2.

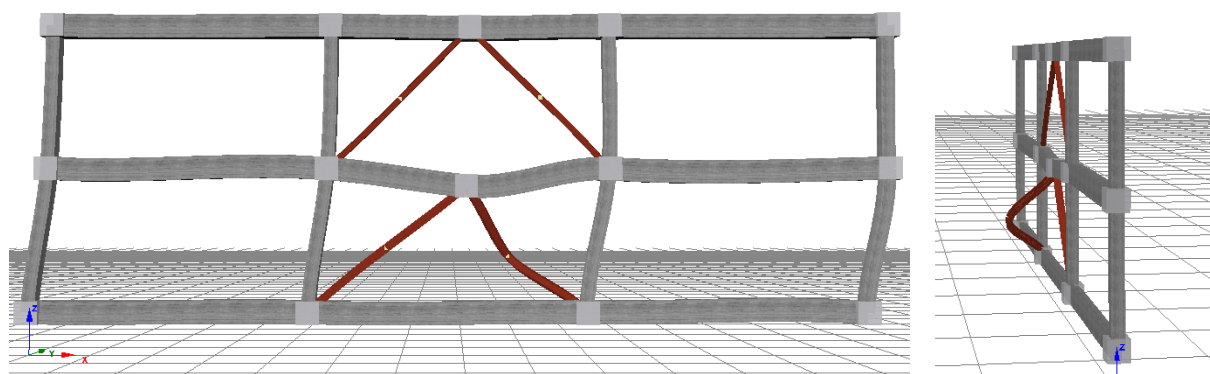


Figura 5.21: Deformada da estrutura reforçada R2.

É possível observar que o contraventamento metálico no piso 1 instabilizou para fora do plano do pórtico. Esta solução de reforço foi a única a ter os perfis com o eixo de maior inércia paralelos ao plano do pórtico, devido ao facto de instabilizarem muito rapidamente no próprio plano, caso estivessem posicionados perpendicularmente ao plano do pórtico. No caso da distribuição “uniforme” de forças, a deformada da estrutura é muito semelhante.

Através das análises *pushover*, foi possível obter as curvas de capacidade, que representam a relação força/deslocamento da estrutura no nó de controlo “I”, tanto para a distribuição

“modal” como para distribuição “uniforme” de forças (Tabela 5.11), sendo possível observar na Figura 5.22 todas as análises que foram realizadas até que se atingiu o nível de desempenho desejado.

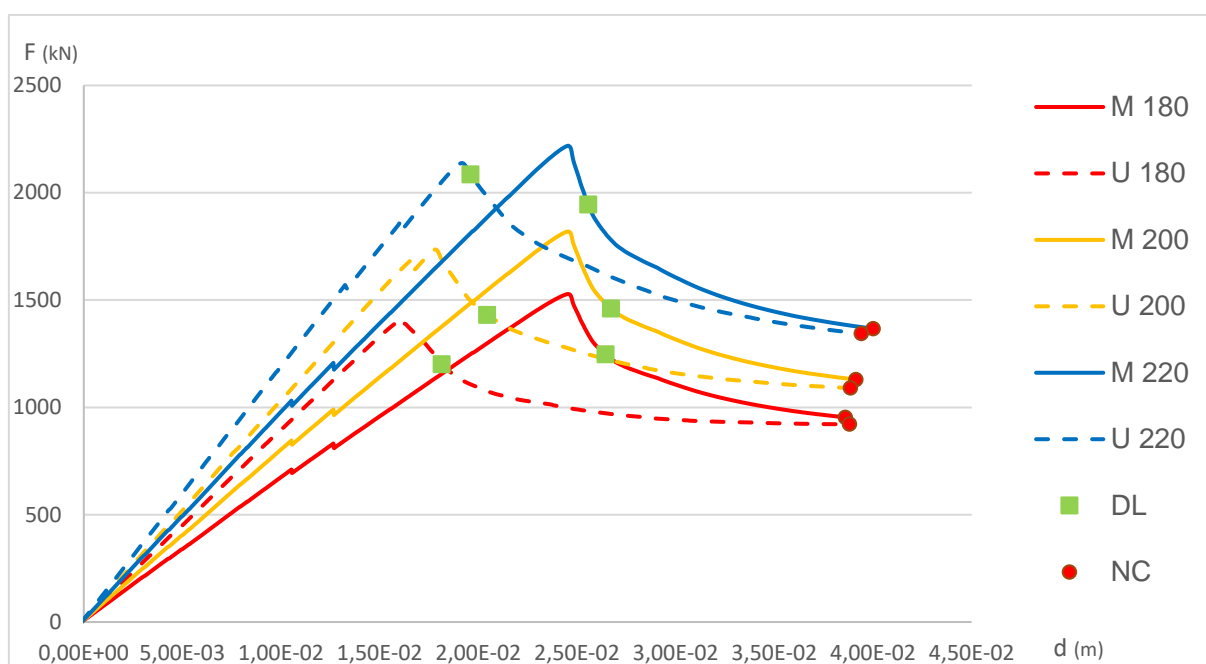


Figura 5.22: Curvas de capacidade obtidas das diversas interações da estrutura reforçada R2.

Tabela 5.11: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R2.

Solução de Reforço	DL		NC	
	Deslocamento	Força	Deslocamento	Força
M 180	0,0264	1246,37	0,0386	953,55
U 180	0,0181	1201,31	0,0388	921,13
M 200	0,0267	1459,91	0,0391	1129,42
U 200	0,0204	1430,74	0,0389	1089,95
M 220	0,0256	1944,54	0,0400	1366,37
U 220	0,0196	2085,02	0,0394	1343,36

Nas curvas de capacidade da Figura 5.22, após o valor máximo de força deu-se o início da instabilização do contraventamento do piso 1.

O software EC8spec foi utilizado para obter a percentagem da ação sísmica associada aos deslocamentos a que correspondem cada estado limite, possibilitando assim a comparação dos resultados da análise da estrutura com os valores limite estipulados no EC8-3. Os resultados estão apresentados nas Figuras 5.23 e 5.24, onde estão desenhadas as curvas de desempenho estrutural e os pontos de desempenho, e na Tabela 5.12.

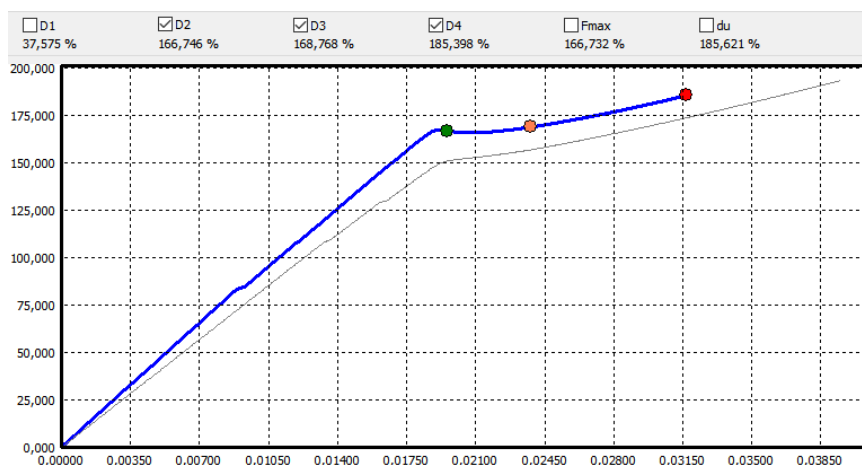


Figura 5.23: Pontos de desempenho da solução de reforço final R2 para o sismo 1.

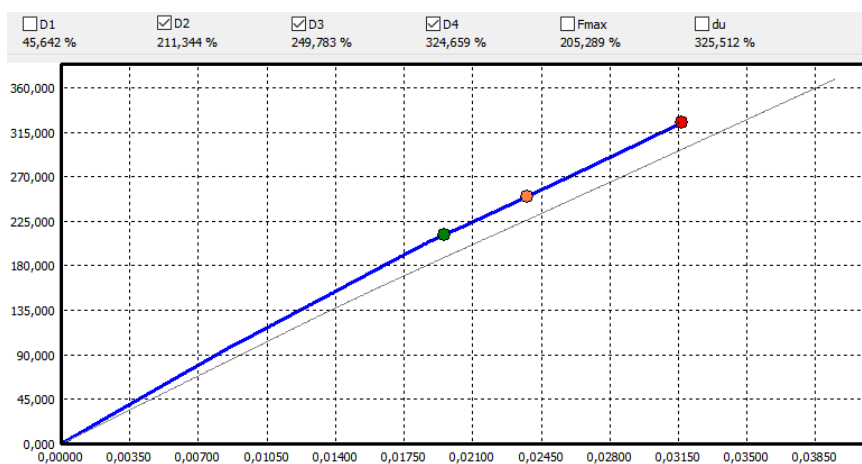


Figura 5.24: Pontos de desempenho da solução de reforço final R2 para o sismo 2.

Tabela 5.12: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos de controlo obtidas para a solução de reforço R2 (HEA 220 e HEA 160).

Estado limite	Ação tipo 1	Ação tipo 2	EC8
DL	166.746%	211.344%	29%
SD	168.768%	249.783%	75%
NC	185.398%	324.659%	162%

O carregamento mais gravoso para a estrutura foi o que correspondeu à distribuição “modal” de forças, resultando em piores pontos de desempenho do que para a distribuição “uniforme” de forças. É possível verificar que foi possível cumprir sem dificuldades os requisitos de segurança em relação aos estados limites DL e SD, à semelhança da solução de reforço anterior, sendo que o principal obstáculo foi cumprir o estado limite NC.

## 5.4.1.3. Contraventamento metálico R3.

Na Figura 5.25 está representada a estrutura com a terceira solução de reforço utilizando um sistema de contraventamentos metálicos centrado na diagonal.

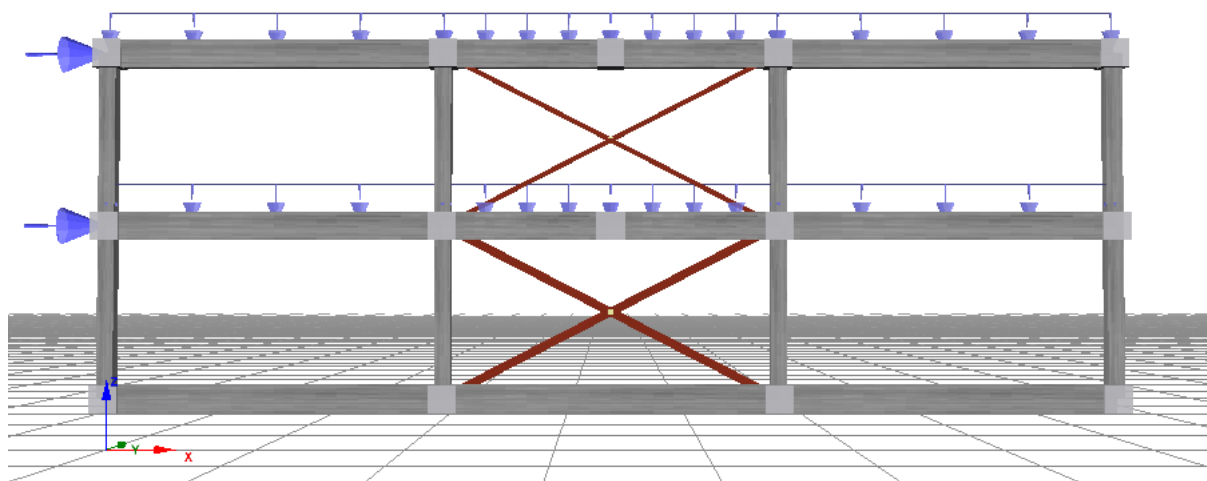


Figura 5.25: Estrutura reforçada R3.

Após realizar diversas análises com o objetivo de aproximar os resultados das análises *pushover* sujeitas distribuições “modal” e “uniforme” de forças, chegou-se a uma proporção final. A proporção utilizada para esta solução foi de perfis metálicos HEA 180 no primeiro piso para um HEA 100 no segundo piso. A Figura 5.26 representa a deformada da estrutura sujeita a uma distribuição “modal” de forças que levou à conclusão da análise assim que foi atingido um dos estados limites de colapso iminente para qualquer elemento.

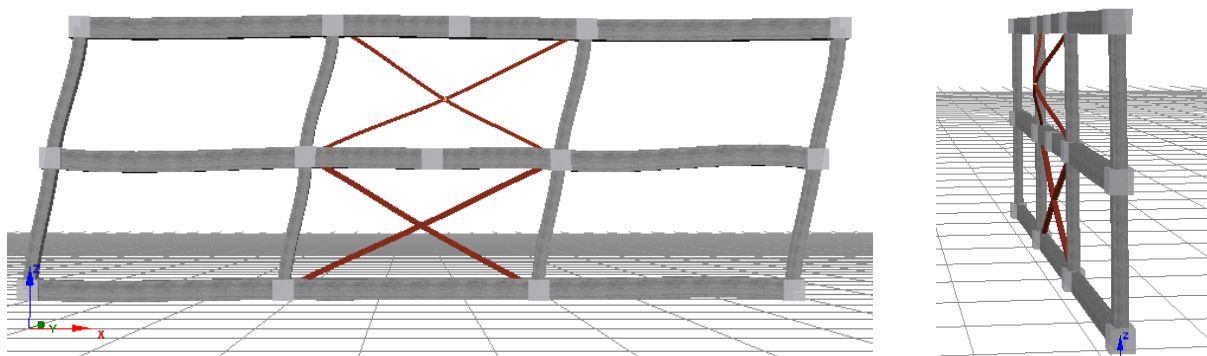


Figura 5.26: Deformada da estrutura reforçada R3.

É possível observar que o contraventamento metálico no piso 2 instabilizou para fora do plano do pórtico, apesar dos perfis metálicos estarem com o eixo de maior inercia perpendiculares ao plano do pórtico para tentar evitar este fenómeno. Para o caso da distribuição “uniforme” de forças, a deformada da estrutura é semelhante, sendo que a grande diferença foi a instabilização do perfil metálico do piso 1.

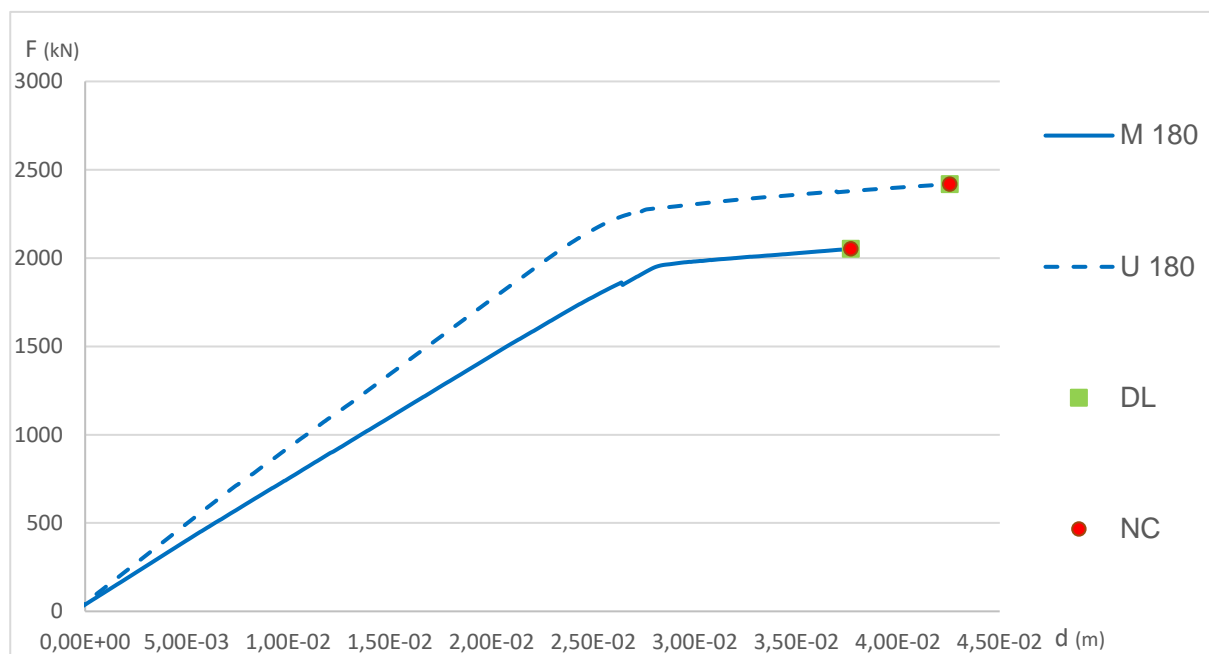


Figura 5.27: Curvas de capacidade obtidas com as distribuições “modal” e “uniforme” de forças, para a estrutura reforçada R3.

Através das análises *pushover*, foi possível obter as curvas de capacidade, que representam a relação força/deslocamento da estrutura no nó de controlo “I”, tanto para distribuição “modal” de forças como para a distribuição “uniforme”, e os pontos de desempenho (Tabela 5.13), sendo possível observar na Figura 5.27 a análise inicialmente realizada que atingiu imediatamente o nível de desempenho desejado.

Tabela 5.13: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R3.

Solução de Reforço	DL		NC	
	Deslocamento	F	Deslocamento	F
M 180	0,0377	2051,26	0,0377	2051,26
U 180	0,0425	2418,21	0,0425	2418,21

O software EC8spec foi utilizado para obter a percentagem da ação sísmica associada aos deslocamentos a que correspondem cada estado limite, possibilitando assim a comparação dos resultados da análise da estrutura com os valores estipulados no EC8-3. Os resultados estão apresentados nas Figuras 5.28 e 5.29, onde estão desenhadas as curvas de desempenho estrutural e os pontos de desempenho, e na Tabela 5.14.

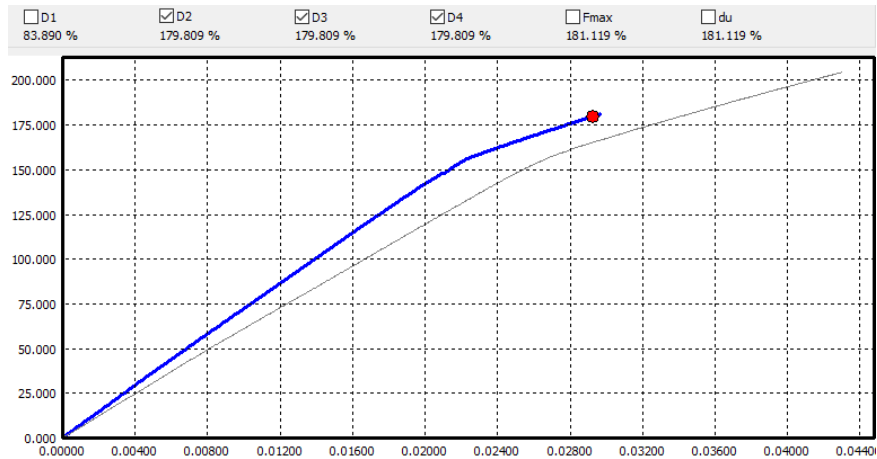


Figura 5.28: Pontos de desempenho da solução de reforço final R3 para o sismo 1.

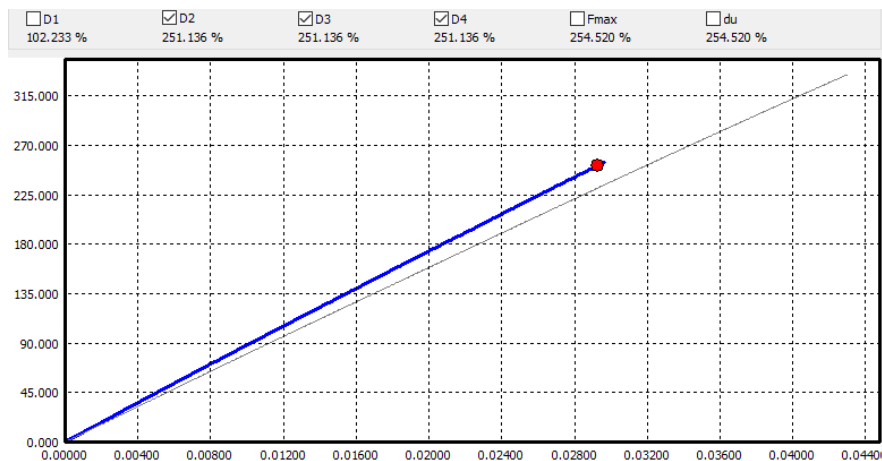


Figura 5.29: Pontos de desempenho da solução de reforço final R3 para o sismo 2.

Tabela 5.14: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R3 (HEA 180 e HEA 100).

Estado limite	Ação tipo 1	Ação tipo 2	EC8
DL	179.809%	251.136%	29%
SD	179.809%	251.136%	75%
NC	179.809%	251.136%	162%

O carregamento mais gravoso para a estrutura foi o carregamento associado à configuração modal, resultando em pontos de desempenho menores do que os obtidos com a distribuição “uniforme” de forças. É possível verificar que foi possível cumprir sem dificuldades os requisitos de segurança em relação aos estados limites DL e SD, à semelhança da solução de reforço anterior, sendo que o principal obstáculo foi cumprir o estado limite NC.

#### 5.4.2. PAREDE ESTRUTURAL DE BETÃO ARMADO.

Neste subcapítulo foi estudada a viabilidade da utilização de uma parede resistente de betão armado centrada, como solução de reforço sísmico, como apresentado na Figura 5.30.

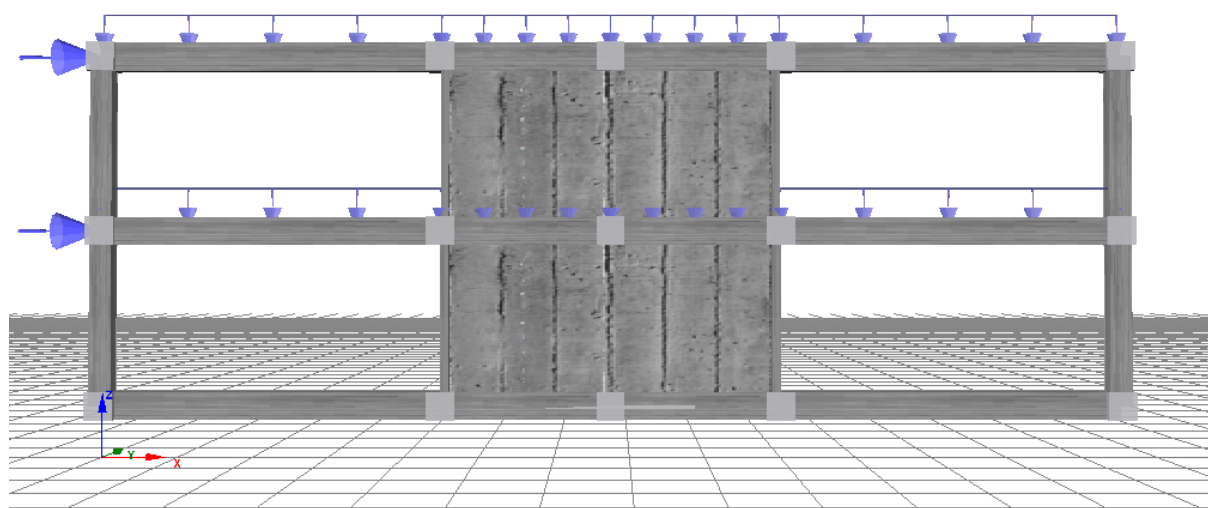


Figura 5.30: Estrutura reforçada com a adição de uma parede resistente de betão armado.

Para este tipo de solução de reforço foi utilizada uma parede de 15cm de espessura, com a armadura mínima permitida pela NP EN 1992-1-1:2010 (IPQ, 2010), tanto transversal ( $\Phi 8//0.35m$ ) como longitudinal ( $\Phi 10//0.35m$ ). Os materiais utilizados para criar a parede resistente de betão armado foram o betão C35/45 e o aço A400NR. Na Figura 5.31 está representada a estrutura com a parede resistente de betão armado centrada, denominada R4.

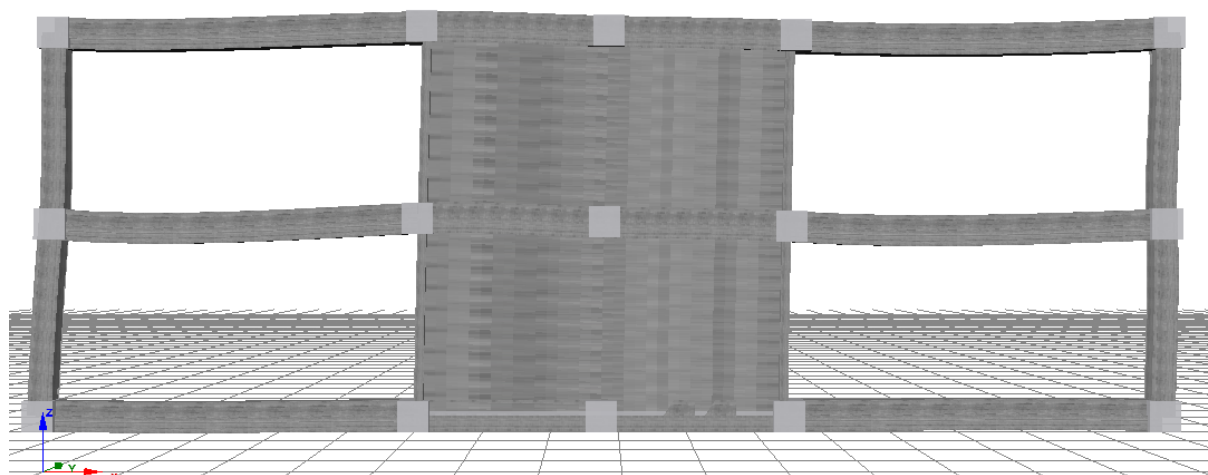


Figura 5.31: Deformada da estrutura reforçada com a parede resistente de betão armado.

Através da análise modal realizada para identificar o primeiro modo de vibração da estrutura, não foi possível obter o mesmo devido ao facto da frequência de vibração da estrutura ser demasiado alta. Este fenómeno deve-se à elevada rigidez proporcionada pela parede resistente de betão armado. A Figura 5.31 representa a deformada da estrutura sujeita à distribuição “uniforme” de forças que levou à conclusão da análise assim que foi atingido um dos estados limites de colapso iminente, num qualquer elemento.



É possível observar que apesar da estrutura ter atingido o estado limite NC, esta não sofreu grandes deformações. Isto deve-se principalmente ao facto desta solução de reforço promover a resistência e não a ductilidade.

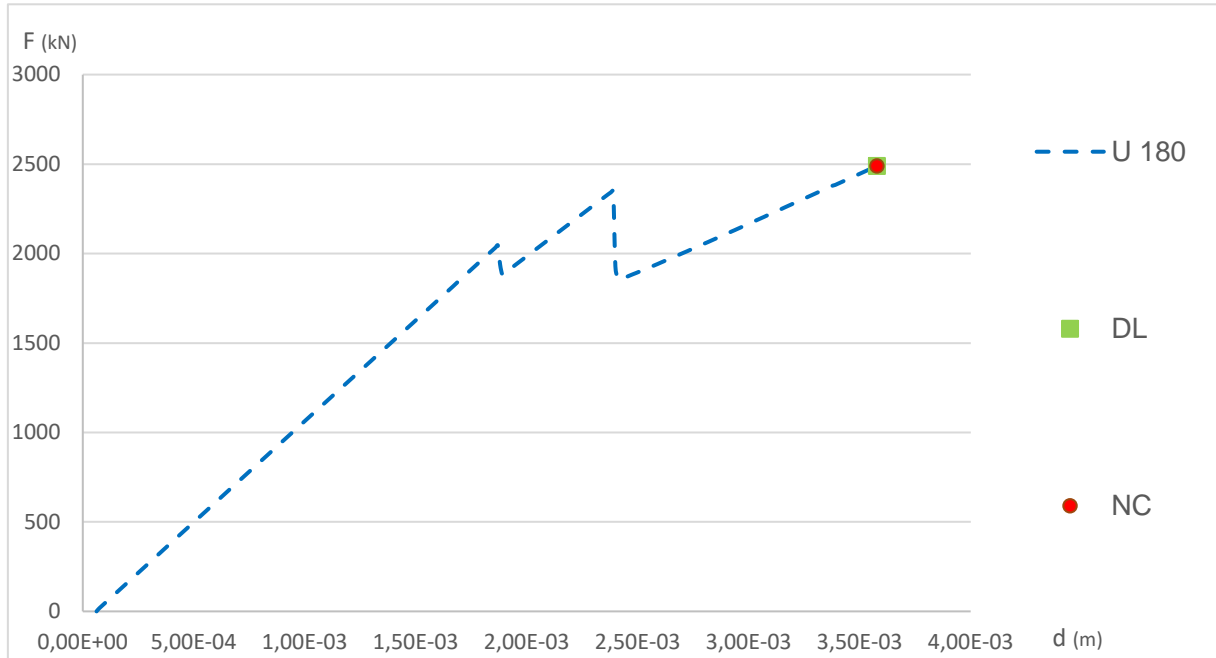


Figura 5.32: Curva de capacidade da estrutura reforçada com a adição de uma parede resistente de betão armado, para a distribuição “uniforme” de forças.

Através das análises *pushover*, foi possível obter as curvas de capacidade, que representam a relação força/deslocamento da estrutura no nó de controlo “I”, apenas para a distribuição “uniforme” de forças, o que não está em conformidade com o EC8, por não ter sido possível realizar a análise modal desta solução de reforço. É possível observar na Figura 5.32, que a análise realizada com a armadura mínima garantiu imediatamente o nível de desempenho desejado (Tabela 5.15).

Tabela 5.15: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R4.

Solução de Reforço	DL		NC	
	Deslocamento	Força	Deslocamento	Força
U Parede	0,0036	2490,25	0,0036	2490,25

O software EC8spec foi utilizado para obter a percentagem da ação sísmica associada aos deslocamentos a que correspondem cada estado limite, possibilitando assim a comparação dos resultados da análise da estrutura com os valores estipulados no EC8-3. Os resultados estão apresentados nas Figuras 5.33 e 5.34, onde estão desenhadas as curvas de desempenho estrutural e os pontos de desempenho, e na Tabela 5.16.

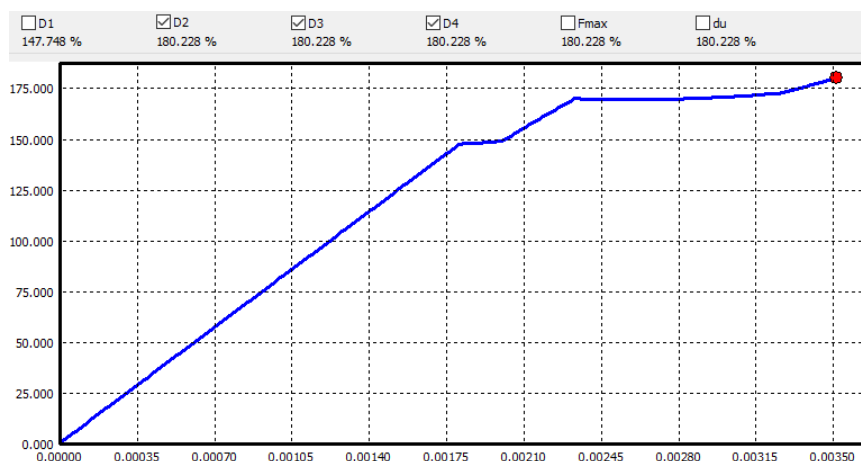


Figura 5.33: Pontos de desempenho da solução de reforço final R4 para o sismo 1.

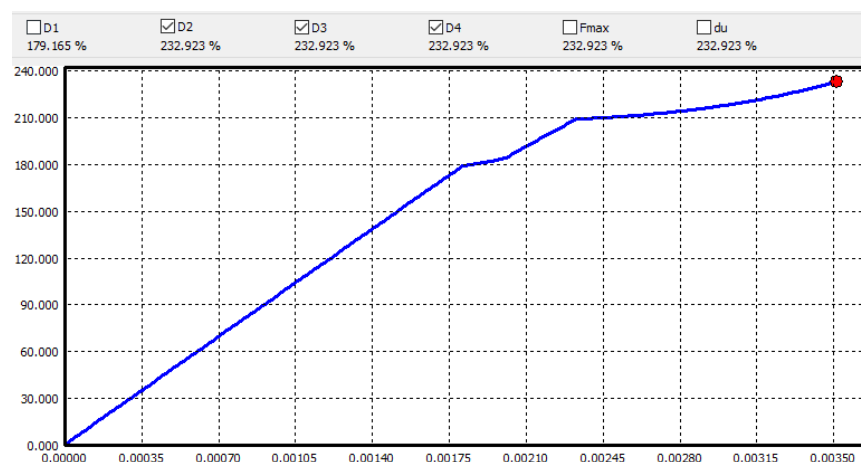


Figura 5.34: Pontos de desempenho da solução de reforço final R4 para o sismo 2.

Tabela 5.16: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R4.

Estado limite	Ação tipo 1	Ação tipo 2	EC8
DL	180.228%	232.923%	29%
SD	180.228%	232.923%	75%
NC	180.228%	232.923%	162%

É possível verificar que os pontos de desempenho associados aos estados limites DL e SD, ocorrem após o deslocamento associado ao estado limite NC (corte), indicando de que se trata de um mecanismo de rotura frágil, uma vez que a estrutura não sofreu danos até que foi atingido o estado limite de colapso iminente.

### 5.4.3. ENCAMISAMENTO EM BETÃO ARMADO.

Neste subcapítulo foi estudada a viabilidade da utilização de encamisamento de pilares com betão armado.

O material utilizado para efetuar o encamisamento em betão armado, à semelhança da parede de betão armado, foram o betão C35/45 e o aço A400NR. Para este tipo de solução de reforço, denominada R5, foi utilizada a armadura de reforço indicada nas secções transversais de todos os pilares (Figura 5.35) onde foi atingido o estado limite NC nas diversas análises *pushover* realizadas com distribuições “modais” e “uniformes” de forças.

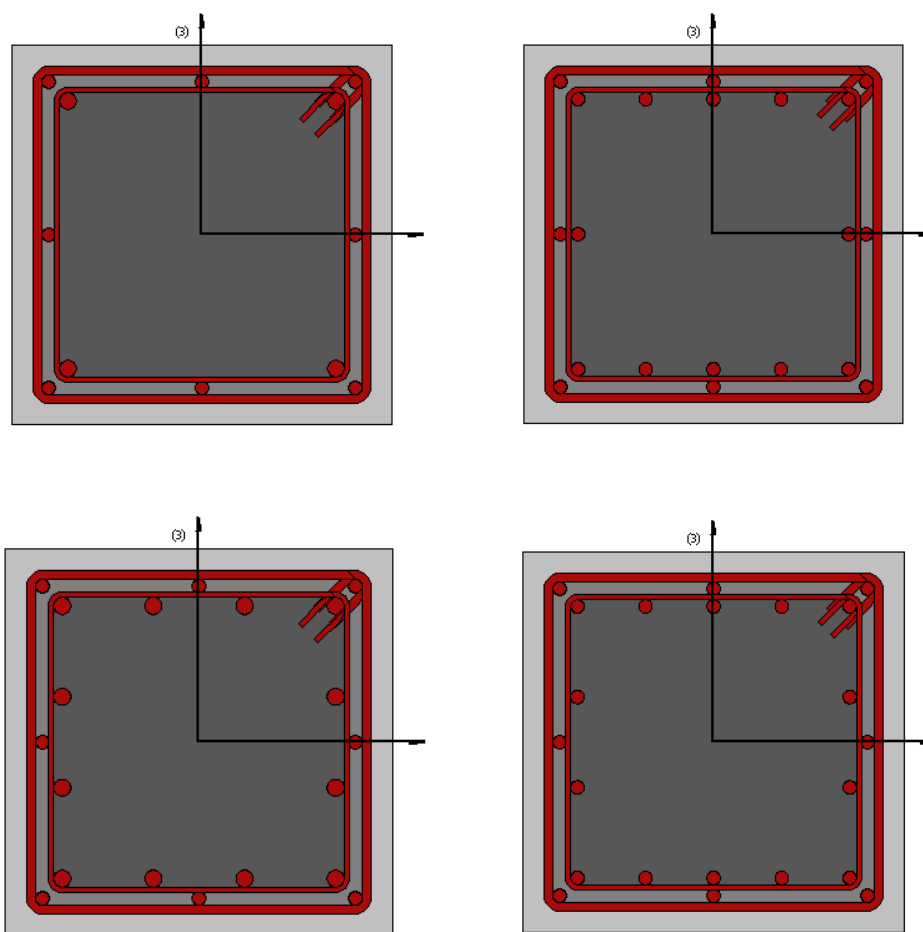


Figura 5.35: Secções transversais dos pilares com o encamisamento em betão armado.

O reforço consiste num encamisamento em betão de 5 centímetros de espessura, com um recobrimento de 2.5 centímetros, armado longitudinalmente com 8 varões de 16 milímetros de diâmetro simetricamente distribuídos pela secção, como dispostos na Figura 5.35, e com cintas de 10 milímetros de diâmetro com um afastamento entre cintas de 10 centímetros. O objetivo principal de utilizar este tipo de reforço é melhorar a ductilidade da estrutura.

Na Figura 5.36 está representada a estrutura reforçada com encamisamento de 5 cm de espessura em todos os pilares, denominada R5.

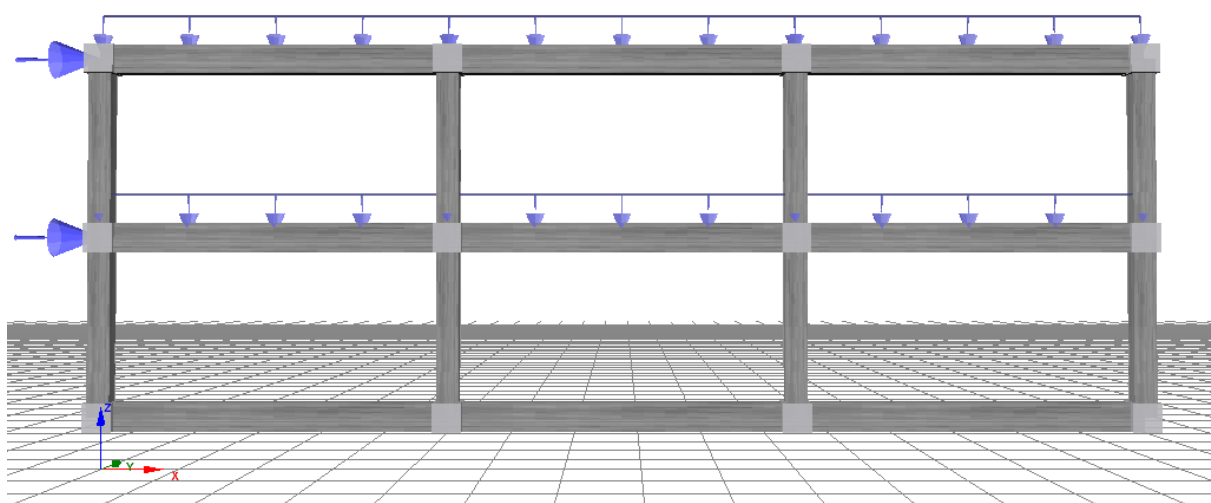


Figura 5.36: Estrutura reforçada R5.

Para esta solução, a estratégia utilizada foi de reforçar simetricamente a estrutura de acordo com os pilares que atingiam o estado limite NC, até que a estrutura verifique a segurança em relação aos estados limites de danos estipulados pelo EC8. A Figura 5.37 representa a deformada da estrutura sujeita ao carregamento modal que levou ao colapso assim que foi atingido um dos estados limites de colapso iminente para qualquer elemento.

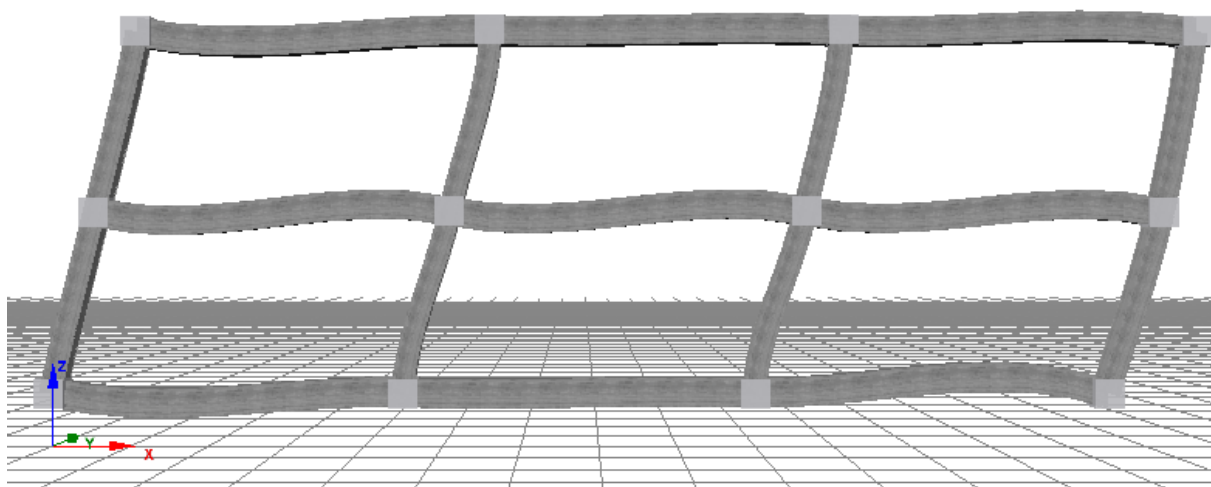


Figura 5.37: Deformada da estrutura reforçada R5.

Para esta solução de reforço foi possível atingir gradualmente os deslocamentos associados aos diversos estados limites de danos, uma vez de que esta solução de reforço proporcionou à estrutura uma melhoria significativa da ductilidade e resistência.

Através das análises *pushover*, foi possível obter as curvas de capacidade, que representam a relação força/deslocamento da estrutura no nó de controlo “1”, para as distribuições “modal” e “uniforme” de forças, sendo possível observar na Figura 5.38 e na Tabela 5.17 os resultados das diversas análises realizadas, de todas as interações, até que foi atingida a solução de reforço final R5.

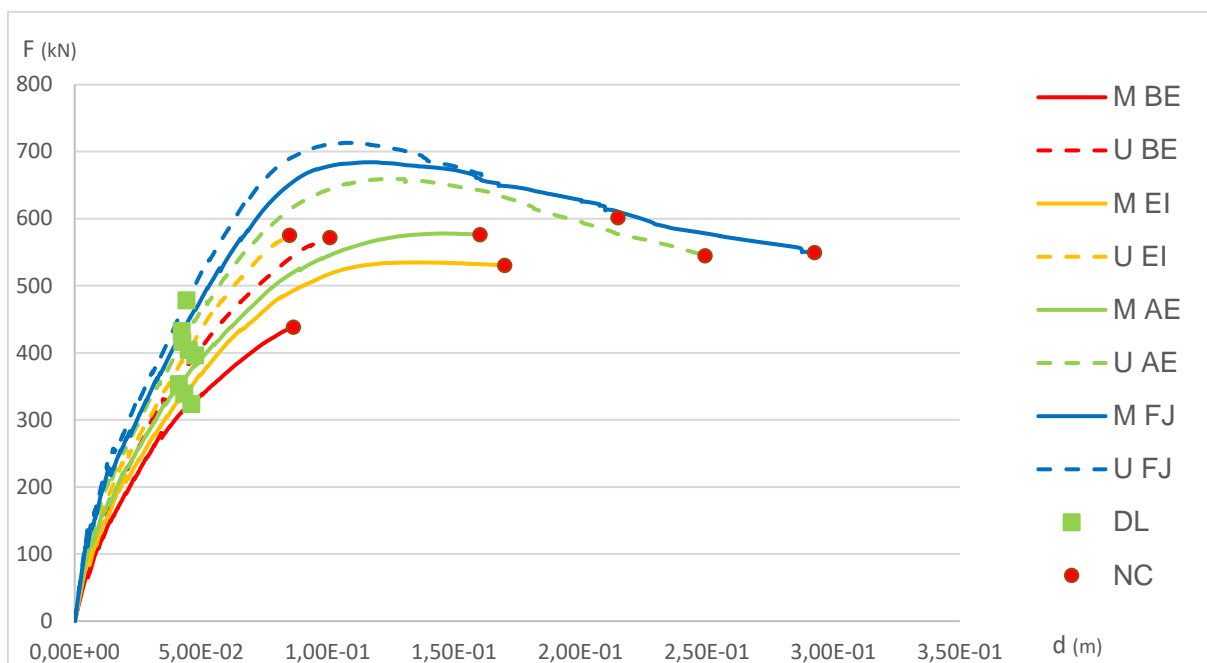


Figura 5.38: Curvas de capacidade obtidas das diversas interações da estrutura reforçada R5.

Tabela 5.17: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R5.

Solução de Reforço	DL		NC	
	Deslocamento	Força	Deslocamento	Força
M BE	0,0462	323,28	0,0865	438,13
U BE	0,0477	395,85	0,1010	571,73
M EI	0,0433	339,47	0,1701	530,22
U EI	0,0451	404,00	0,0849	575,08
M AE	0,0412	352,91	0,1603	576,17
U AE	0,0425	416,07	0,2493	544,41
M FJ	0,0424	432,38	0,2926	549,21
U FJ	0,0442	478,00	0,2149	601,14

Na legenda da Figura 5.38 são indicados apenas os pilares do lado esquerdo da estrutura, apesar de o reforço ter sido feito simetricamente. As análises foram realizadas pela ordem indicada na Figura 5.38, acrescentando sucessivamente o reforço nos pilares indicados.

O software EC8spec foi utilizado para obter a percentagem da ação sísmica associada aos deslocamentos a que correspondem cada estado limite, possibilitando assim a comparação dos resultados da análise da estrutura com os valores estipulados no EC8-3. Os resultados estão apresentados nas Figuras 5.39 e 5.40, onde estão desenhadas as curvas de desempenho estrutural e os pontos de desempenho, e na Tabela 5.18.

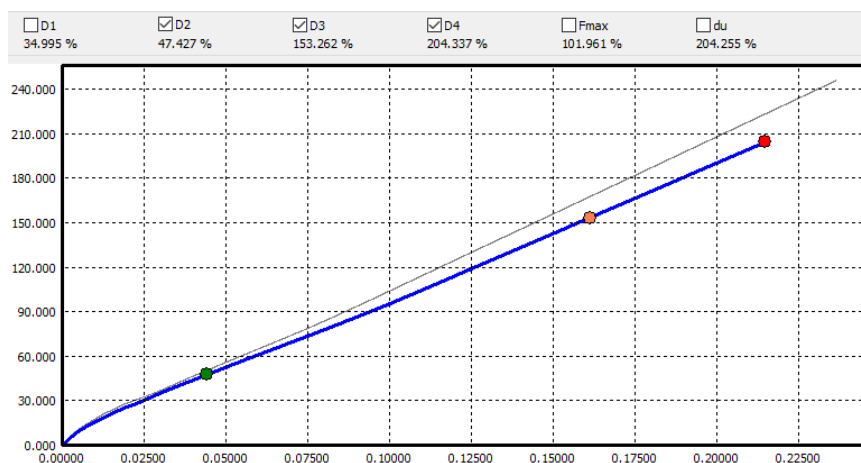


Figura 5.39: Pontos de desempenho da solução de reforço final R5 para o sismo 1.

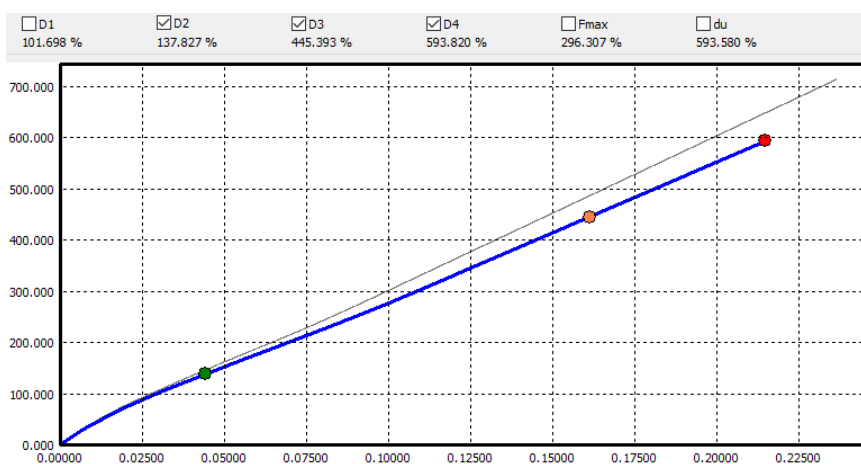


Figura 5.40: Pontos de desempenho da solução de reforço final R5 para o sismo 2.

Tabela 5.18: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R5.

Estado limite	Ação tipo 1	Ação tipo 2	EC8
DL	47.427%	137.827%	29%
SD	153.262%	445.393%	75%
NC	204.337%	593.820%	162%

É possível verificar que o nível de segurança associado ao estado limite DL esteve próximo do limite estipulado pelo EC8, devido ao facto desta solução não melhorar significativamente a resistência ao esforço lateral, mas sim a ductilidade dos elementos verticais. Mais uma vez a ação sísmica tipo 1 é a mais gravosa levando a pontos de desempenho com deslocamentos inferiores aos da ação sísmica tipo 2.

#### 5.4.4. ENCAMISAMENTO EM CFRP.

Neste subcapítulo foi estudada a viabilidade da utilização de encamisamento de pilares com CFRP (polímeros reforçados com fibras de carbono), como é ilustrado na Figura 5.41.

O material utilizado para fazer o encamisamento dos pilares com CFRP foi o SikaWrap-170C Mesh, com uma resistência à tração de 4800 MPa, o módulo de elasticidade igual a 240 GPa. Para este tipo de solução de reforço, denominada R6, foi utilizada apenas uma camada de CFRP para todos os pilares que atingiram o estado limite NC nas diversas análises *pushover* realizadas com distribuições “modais” e “uniformes” de forças.

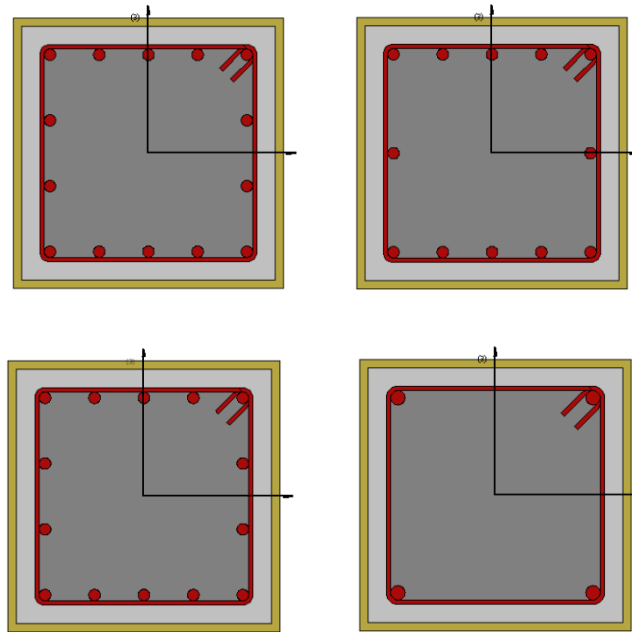


Figura 5.41: Secções transversais dos pilares com encamisamento em CFRP.

Na Figura 5.42 está representada a estrutura reforçada com o encamisamento em CFRP nos pilares do piso 1.

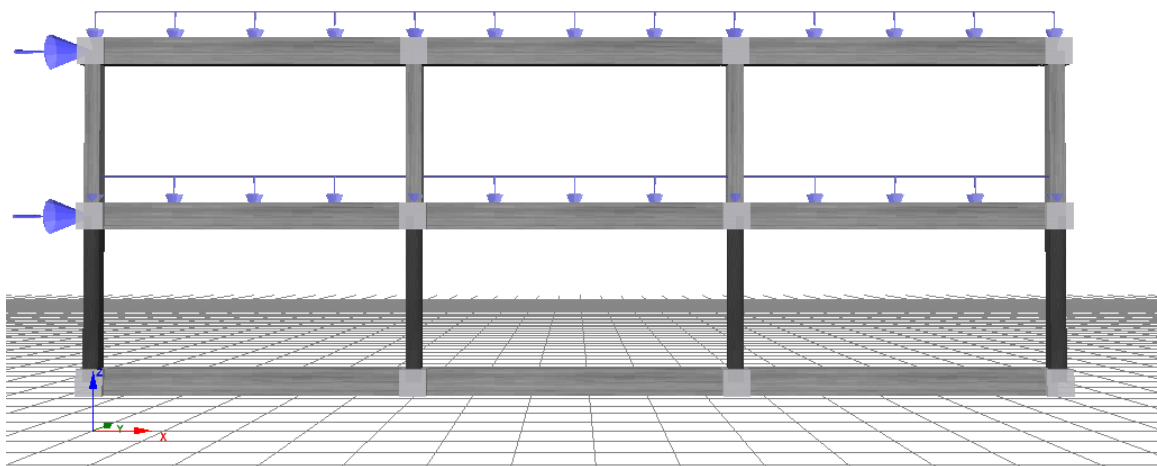


Figura 5.42: Estrutura reforçada R6

Para esta solução, a estratégia utilizada, à semelhança da solução de reforço R5, foi de reforçar simetricamente a estrutura de acordo com os pilares que atingiam o estado limite NC. A Figura 5.43 representa a deformada da estrutura sujeita à distribuição “modal” de forças que levou à conclusão da análise assim que foi atingido um dos estados limites de colapso iminente para qualquer elemento.

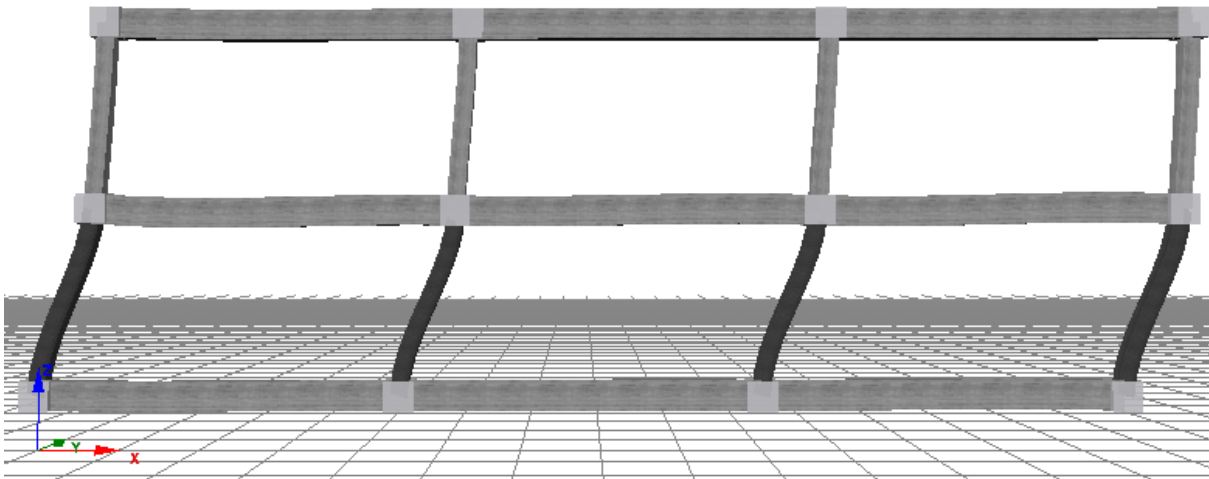


Figura 5.43: Deformada da estrutura reforçada R6.

Para esta solução de reforço, foi possível atingir gradualmente os diversos estados limites de danos, uma vez de que foi possível obter uma melhoria significativa da ductilidade e resistência.

Através das análises *pushover*, foi possível obter as curvas de capacidade, que representam a relação força/deslocamento da estrutura no nó de controlo “I”, para o carregamento modal e uniforme, sendo possível observar na Figura 5.44 as diversas análises realizadas, de todas as interações, até que foi atingida a solução de reforço final R5.

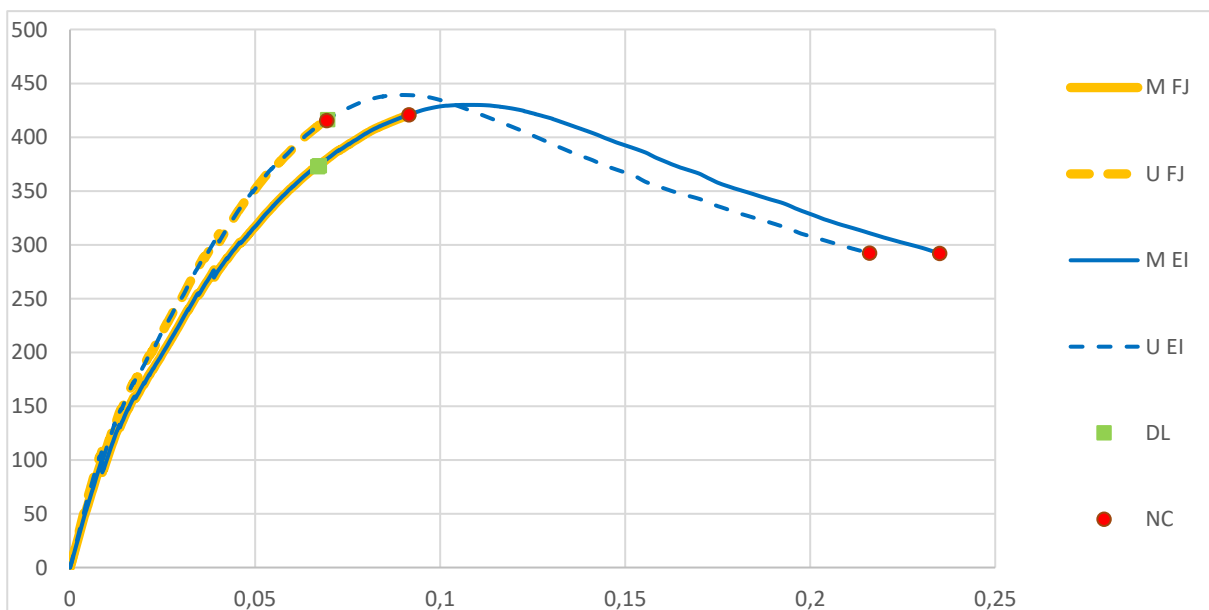


Figura 5.44: Curva de capacidade obtidas das interações da estrutura reforçada R6.



Tabela 5.19: Pontos de desempenho associados aos estados limites DL e NC, para a estrutura reforçada R6.

Solução de Reforço	DL		NC	
	Deslocamento	Força	Deslocamento	Força
M FJ	0,0669	372.56	0,0915	420,63
U FJ			0,0694	415,40
MEI	0,0673	373.51	0,2350	291,80
UEI	0,0696	416.38	0,2160	292,29

Na legenda da Figura 5.44 e da Tabela 5.19 são indicados apenas os pilares do lado esquerdo da estrutura, apesar de o reforço ter sido feito simetricamente. As análises foram realizadas pela ordem indicada na Figura 5.44, acrescentando sucessivamente o reforço nos pilares indicados.

O software EC8spec foi utilizado para obter a percentagem da ação sísmica associada aos deslocamentos a que correspondem cada estado limite, possibilitando assim a comparação dos resultados da análise da estrutura com os valores estipulados no EC8-3. Os resultados estão apresentados nas Figuras 5.45 e 5.46, onde estão desenhadas as curvas de desempenho estrutural e os pontos de desempenho, e na Tabela 5.20.

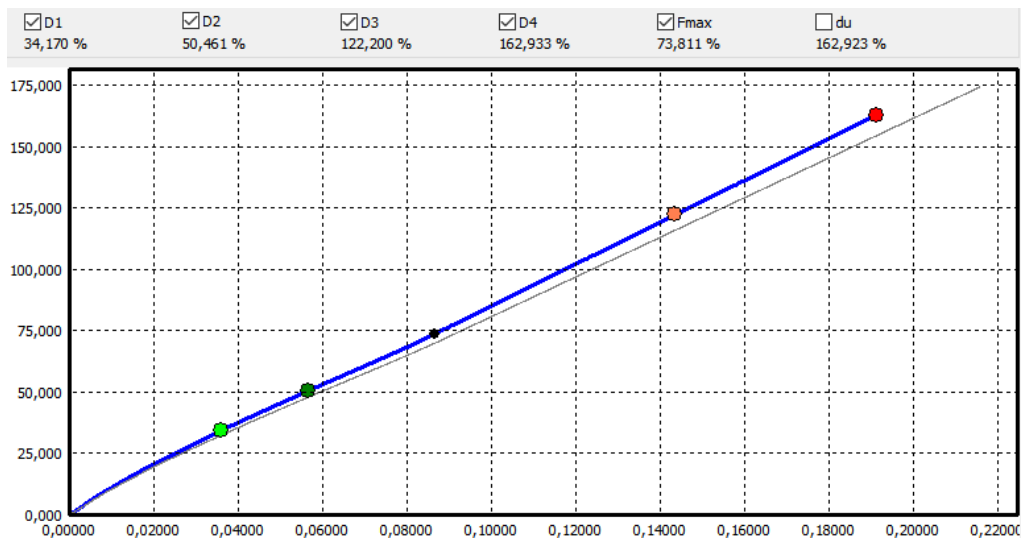


Figura 5.45: Curva de desempenho da solução de reforço final R6 para o sismo 1.

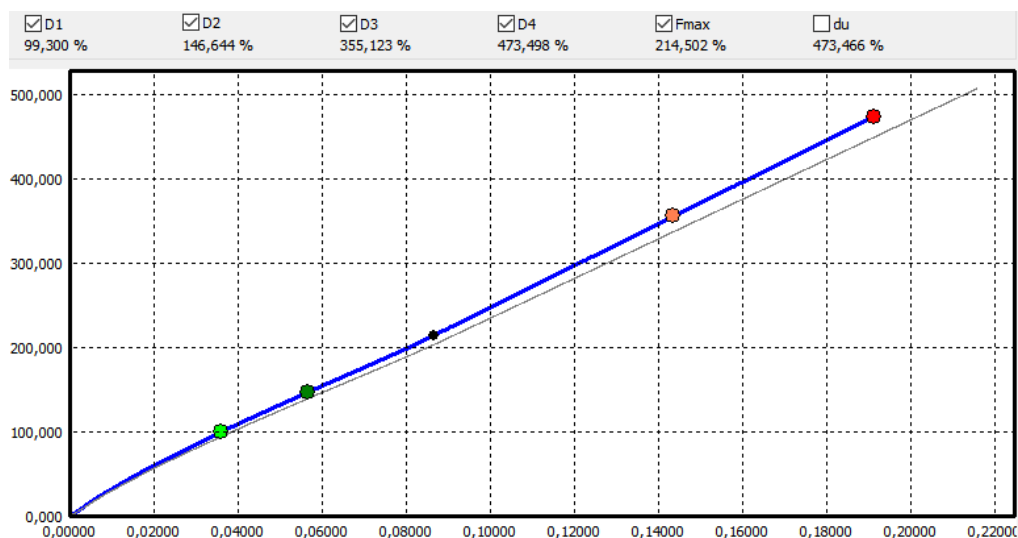


Figura 5.46: Curva de desempenho da solução de reforço final R6 para o sismo 2.

Tabela 5.20: Percentagens da ação sísmica associadas aos deslocamentos do nó de controlo obtidas para a solução de reforço R4.

Estado limite	Ação tipo 1	Ação tipo 2	EC8
DL	50.461%	146.644%	29%
SD	122.200%	355.123%	75%
NC	162.933%	473.498%	162%

É possível verificar que, tal como a solução de reforço por encamisamento com betão armado, o nível de segurança associado ao estado limite DL esteve próximo do valor limite estipulado pelo EC8, devido ao facto desta solução não melhorar significativamente a resistência ao esforço lateral, mas sim a ductilidade dos elementos verticais. Mais uma vez a ação sísmica tipo 1 é a mais gravosa levando a pontos de desempenho menores do que os obtidos com a ação sísmica tipo 2.

## 5.5. DISCUSSÃO DE RESULTADOS.

Neste estudo, é de salientar que somente foi estudado o efeito global da adição de diversas soluções de reforço possíveis de realizar. Para os sistemas de contraventamento metálicos não foi realizada qualquer verificação complementar ao nível das forças induzidas nas ligações, cujos efeitos são muito dependentes do tipo de ligação adotada.

A utilização de sistemas de contraventamento com estrutura metálica e a adição de paredes de betão armado, como medida de reforço sísmico, têm a versatilidade de poderem ser utilizadas, por exemplo, após a remoção de uma das paredes de alvenaria de enchimento (não estrutural), existentes na compartimentação dos edifícios. Para o caso da solução de

reforço R1, poderá ser utilizada mesmo em paredes com aberturas a meio vão, caso existam. O acabamento, no caso dos contraventamentos metálicos, poderá ser depois realizado com painéis de gesso cartonado, e na parede de betão armado simplesmente realizar um reboco e acabamento final. A utilização de encamisamento em betão armado poderá ser pouco apelativa, devido ao facto de aumentar bastante a área das secções dos pilares, o que pode ser um pouco antiestético nos edifícios, ao passo que o encamisamento com CFRP não aumenta a área da secção, podendo facilmente passar despercebido.

O facto de o projeto-tipo da escola em estudo apresentar uma relação muito desproporcional entre a quantidade de armaduras transversais e longitudinais existentes nos pilares, leva a que a resistência ao corte associada ao estado limite NC seja o fator mais condicionante para a falta de segurança sísmica da estrutura. Neste contexto, a adição de uma estrutura metálica e paredes de betão armado, têm como principal função a absorção de grande parte das forças sísmicas ao corte dos pilares, ao passo que as soluções de encamisamento melhoram principalmente a ductilidade dos elementos verticais. Contudo, as análises revelam que a estrutura metálica deve ter capacidade de deformação plástica, de modo a aumentar a ductilidade global da estrutura, mas limitando o comportamento geometricamente não linear da estrutura metálica, mais especificamente para fora do plano do pórtico (Tomás, Barreto e Estêvão, 2019). A parede de betão armado aumentou significativamente a resistência da estrutura, mas reduziu bastante a sua capacidade de deformação, ao passo que o encamisamento com CFRP pouco melhorou a resistência, mas aumentou significativamente a ductilidade.

Os resultados obtidos com as diversas interações de escolha de perfis de aço mostraram que se a estrutura de um determinado piso for demasiado resistente, pode originar pior desempenho do que outra um pouco menos resistente nesse piso. Por esse motivo, não é desejável ter a mesma dimensão de secção de perfil na estrutura de contraventamento em ambos os pisos, devendo existir uma redução gradual da capacidade resistente, que é obviamente muito dependente das características dinâmicas da estrutura e da resistência dos elementos de betão armado de cada piso.

A solução de reforço utilizando contraventamentos metálicos com menos quantidade de material, verificando a segurança é a R2 (Tabela 5.21). No entanto, as curvas de capacidade evidenciam um comportamento muito mais frágil, que resulta de uma brusca transferência de forças da diagonal de aço do piso térreo para os pilares de betão armado, devido à encurvadura da barra, dado que os pilares não têm uma suficiente capacidade de resistência ao corte.

Tabela 5.21: Peso total de aço associado às diversas soluções de reforço por adição de contraventamento metálico.

Solução de reforço	Peso de Aço total (kg)
R1	1342
R2	835
R3	845

Apesar de não ter sido realizado qualquer género de orçamentação para cada solução, é de salientar que a solução de CFRP permitiu intervencionar a estrutura somente em todos os pilares do primeiro piso, ao passo que através de encamisamento com betão armado foi necessário reforçar todos os pilares da estrutura.

Atendendo à grande desproporcionalidade entre armadura longitudinal e transversal, é recomendável que o reforço aplicado nesta estrutura corrija o problema da falta de cintagem, como tal, a solução mais apropriada que deve ser aplicada neste caso de estudo seria um dos dois tipos de encamisamento.

A razão principal que levou a que todas as soluções de reforço utilizadas tomassem as dimensões que tomaram, foi o facto de o edifício em questão ser da classe de importância III, o que majora a ação sísmica em 1.45 e 1.25, respetivamente para os sismo tipo 1 e 2 (no Continente), quando comparada com a ação sísmica aplicada a um edifício corrente. Para além disso, requer que todos os estados limites de danos sejam cumpridos, sendo o principal problema a verificação da segurança em relação ao estado limite de colapso iminente (NC).

É de salientar que apesar da solução R1 utilizar uma maior quantidade de aço para conseguir atingir o estado limite NC, dentro das soluções de reforço por adição de contraventamentos metálicos foi a que apresentou melhor ductilidade. Para além disso, foi a solução que se manteve mais estável contra as não linearidades geométricas do problema (Figuras 5.47 e 5.48).

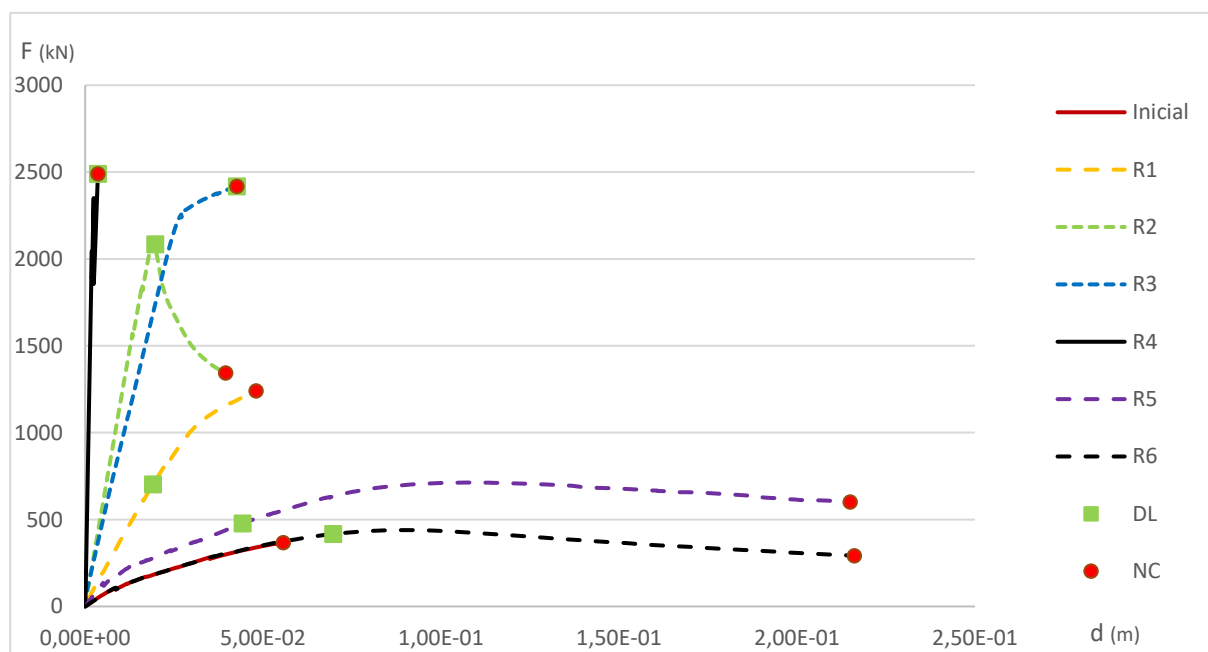


Figura 5.47: Comparação das curvas de capacidade entre a estrutura inicial e todas as soluções de reforço R1 a R6, obtidas com a distribuição "uniforme" de forças.

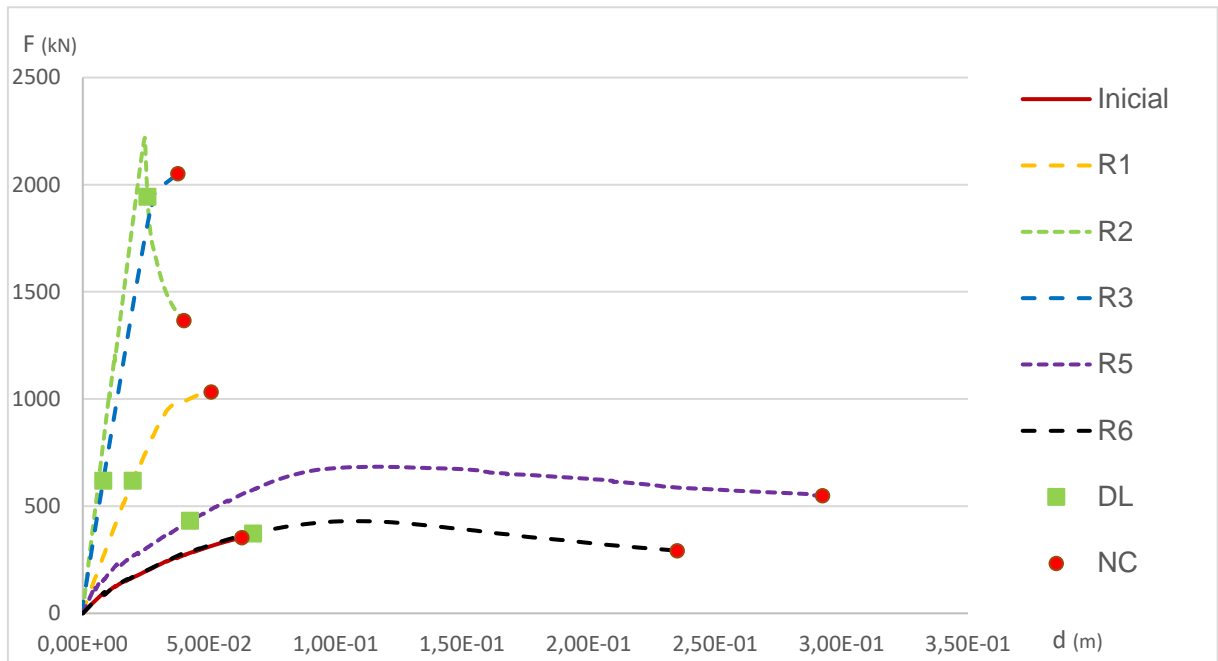


Figura 5.48: Comparação das curvas de capacidade entre a estrutura inicial e todas as soluções de reforço R1 a R6, obtidas com a distribuição "modal" de forças.



## 6. CASO DE ESTUDO II

### 6.1. RESUMO

Como já foi referido anteriormente, um dos objetivos do projeto PERSISTAH é a avaliação sísmica das escolas do 1º Ciclo do ensino Básico existentes nas regiões vizinhas do Algarve, em Portugal, e Huelva, em Espanha, e propor soluções de reforço para os edifícios que apresentam uma elevada vulnerabilidade sísmica. No Algarve, as escolas que apresentam um maior risco sísmico são, provavelmente, as escolas compostas por alvenaria estrutural que, para além do material utilizado não apresentar boas características para resistir às ações sísmicas, estas foram construídas antes da existência das atuais regulamentações que tomam em conta a ação dos sismos.

Existem muitos exemplos de escolas de alvenaria estrutural que colapsaram após a ocorrência de grandes sismos. Um bom exemplo deste tipo é o colapso da escola localizada em San Giuliano di Puglia, Itália, após o sismo de 2002 em Molise que atingiu uma magnitude de 5.9 a uma profundidade de apenas 10 Km. Este edifício de alvenaria foi sujeito a diversas intervenções ao longo do tempo, nunca tendo sido adotadas quaisquer medidas de reforço sísmico (Augenti *et al.*, 2004; Estêvão *et al.*, 2019-B).

No Algarve, foi possível identificar diversas tipologias de escolas em que a sua estrutura é constituída por paredes de alvenaria estrutural (Tomás e Estêvão, 2019), sendo estas denominadas as escolas do “Plano dos Centenários”, as quais representam uma elevada percentagem de edifícios ainda em uso. Outras escolas que ainda se encontram com uma grande utilização pertencem ao grupo de escolas do “Plano das Construções”, que são por vezes consideradas a terceira fase do “Plano dos Centenários”. Deste último grupo, de autoria do arquiteto Fernando Peres, existe uma sub-tipologia que é composta por pequenas escolas rurais (Ribeiro, 2016).

A escola primária que foi selecionada para reforço no contexto do projeto PERSISTAH, pertence a esta sub-tipologia, estando localizada em Brancanes, no município de Olhão (Figura 6.1). Em primeiro lugar, foi efetuada uma análise estática não linear (pushover) utilizando o método N2, tentando assim aplicar a um problema prático métodos avançados de análise sísmica. Efetuada a análise, foi possível concluir que o edifício existente não consegue cumprir com os níveis da ação sísmica estabelecida pela NP EN1998-3:2017. Por já existir a presença de uma cobertura rígida, composta por uma laje de betão armado, a solução de reforço que foi considerada a mais vantajosa seria reforçar a estrutura vertical, aplicando uma das soluções apresentadas no EC8-3. No final, foi feita uma comparação entre o comportamento da escola correspondente a este caso de estudo, e outras escolas de alvenaria com outras tipologias.



Figura 6.1: Escola primária de Brancanes.

## 6.2. PATOLOGIAS EXISTENTES

Nas diversas visitas efetuadas, foi feito um levantamento do estado em que se encontrava a estrutura do edifício. Foi possível verificar que os elementos estruturais horizontais, isto é, a laje de betão armado, não encontrava qualquer patologia visível. No que diz respeito às patologias e danos existentes nos elementos estruturais verticais do edifício, existia apenas um assentamento diferencial na parede divisória central do mesmo, como é possível observar na Figura 6.2. Em geral a estrutura apresentava um bom estado de conservação estrutural, dado que esta construção data de 1962.



Figura 6.2: Fendas diagonais que indiciam a existência de um assentamento diferencial na parede divisória central.



### 6.3. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Neste subcapítulo apresenta-se, de forma sucinta, o sistema estrutural, os materiais que foram utilizados de acordo com o que foi observado em obra e de acordo com o projeto disponibilizado, e o carregamento aplicado nos elementos estruturais horizontais.

Para efeitos de análise, foram só consideradas as zonas constituídas por elementos verticais de alvenaria estrutural devido ao facto de não haver informação do tipo de ligação que foi feita entre os elementos estruturais mais recentes de betão armado e a estrutura de alvenaria estrutural. Assim sendo, este edifício de alvenaria estrutural é simétrico para ambos os eixos ortogonais.

#### 6.3.1. SISTEMA ESTRUTURAL E MATERIAIS.

O primeiro passo do procedimento adotado foi a caracterização do sistema estrutural e dos materiais utilizados durante a construção. O modelo estrutural foi criado de acordo com a informação disponível na Câmara Municipal de Olhão, que nos disponibilizou os desenhos da arquitetura da escola (Figura 6.3), e indicou ainda que a construção deste edifício escolar data de 1962.

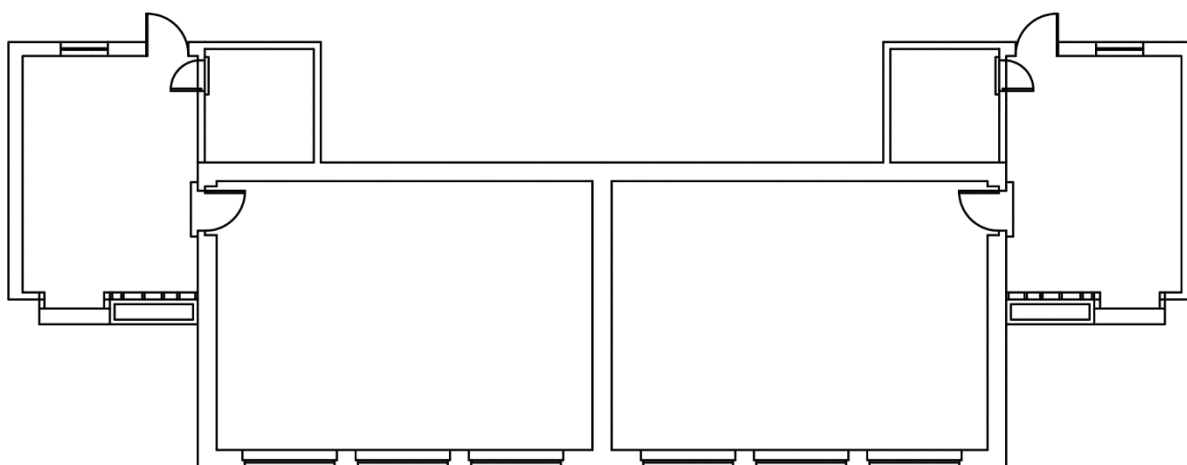


Figura 6.3: Planta da escola rural de Brancanes.

Foi possível identificar as especificações originais de projeto da tipologia deste edifício escolar nos arquivos da Secretaria-Geral da Educação e Ciência, em Lisboa. De acordo com o caderno de encargos da obra, as fundações foram executadas com alvenaria de pedra utilizando um ligante de cimento com um traço de 1 para 5 de cimento-areia, e nas paredes de alvenaria estrutural, usualmente constituídas por pedra calcária com um ligante composto por cal-hidráulica e areia com um traço de 1 para 4, respetivamente, ou cal aérea e areia com um traço de 1 para 3, respetivamente. As pedras eram limpas e aparelhadas de modo a garantir uma superfície de contacto regular entre as pedras. Uma vez preparadas as pedras, estas eram molhadas na altura da construção das paredes, e a espessura da argamassa de assentamento entre pedras, tanto horizontal como verticalmente, não poderia ser superior a 1 centímetro.

Não foram permitidos realizar quaisquer ensaios destrutivos ou semi-destrutivos in-situ, tendo sido apenas efetuados ensaios não destrutivos para este caso de estudo. Por esta razão, foi utilizado um pacómetro para identificar a possível existência de elementos estruturais de betão armado. Neste contexto, foi necessário utilizar outras fontes adicionais de informação, como sugerido no EC8-3, e para tal foi adotado o valor médio que é apresentado no código Italiano NTC2018 (NTC, 2018) para este tipo de alvenaria, o qual está compreendido entre 2.6 e 3.8 MPa para a resistência à compressão média  $f_m$  com um valor médio de 3.2MPa.

À exceção dos ensaios in-situ, o nível de conhecimento poderia ser classificado como KL2 (conhecimento normal), de acordo com o EC8-3, no entanto, o coeficiente de confiança adotado foi de 1.35 correspondendo a um nível de conhecimento KL1 (conhecimento limitado), tendo sido adotado o valor de  $f_d = 2.37MPa$  que é um valor semelhante aos valores obtidos através de ensaios in-situ para o mesmo tipo de alvenaria no Algarve (Cabral, P., Braga, A., Estêvão, 2014), sendo então considerado um valor de confiança. O mesmo procedimento foi adoptado para determinar as restantes características das paredes de alvenaria estrutural.

A nível da modelação estrutural foram considerados os parâmetros indicados na Tabela 6.1 e foi ainda considerado um peso específico médio de  $21 \text{ kN/m}^3$ .

Tabela 6.1: Características mecânicas ( $\text{kN/m}^2$ ) da alvenaria estrutural presente no edifício.

$f_m$	$\tau_0$	E	G
2370,37	48,15	1288889	429630

Sendo que:

- $f_m$  é a resistência média à compressão;
- $\tau_0$  é a resistência média ao corte, na ausência de tensões normais;
- E é o valor médio do modulo de elasticidade;
- G é o valor médio do modulo de elasticidade tangencial.

### 6.3.2. DEFINIÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES E SOBRECARGAS APLICADAS.

Foram calculadas ainda as cargas distribuídas relativas ao peso próprio e restantes cargas permanentes da laje de betão armado (Tabela 6.2), e ao peso próprio e sobrecargas do telhado. No que diz respeito à laje de betão armado, esta foi considerada como possuindo uma espessura igual a 16 centímetros, com 2 centímetros de reboco para acabamento na face inferior. Relativamente ao carregamento causado pelo telhado foi considerado um peso próprio dos caibros e as ripas com um peso próprio de  $0.17 \text{ kN/m}^2$ , e as telhas com um peso próprio de  $0.43 \text{ kN/m}^2$ , resultando num total de  $0.6 \text{ kN/m}^2$ . Foi considerada uma sobrecarga de  $0.4 \text{ kN/m}^2$ .

Tabela 6.2: Carregamento aplicado na estrutura (kN/m<sup>2</sup>).

Elemento	Peso próprio	Restantes cargas permanentes	Sobrecarga
Laje	4.00	0.40	-
Cobertura	0.60	-	0,40

Para efeitos da modelação estrutural (Figura 6.4), a laje foi considerada como um diafragma rígido, com o peso próprio e as restantes cargas permanentes sobre esta aplicadas.

#### 6.4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste Subcapítulo é explicado o método utilizado para a realização da análise estrutural.

No contexto deste caso de estudo, foram realizadas inicialmente uma análise modal para avaliar o comportamento dinâmico da estrutura e, posteriormente, uma análise estática não linear mais conhecida como “Análises *Pushover*”, através do software Tremuri (Lagomarsino *et al.*, 2013) (versão 11.5.0.8). Tal como no primeiro caso de estudo, foram consideradas as mesmas ações sísmicas tipo 1 e 2 iguais, uma vez que, o edifício pertence à classe de importância III, tem o mesmo tipo terreno de fundação tipo C, e está localizado em Olhão, que está sujeito à mesma ação sísmica que Faro.

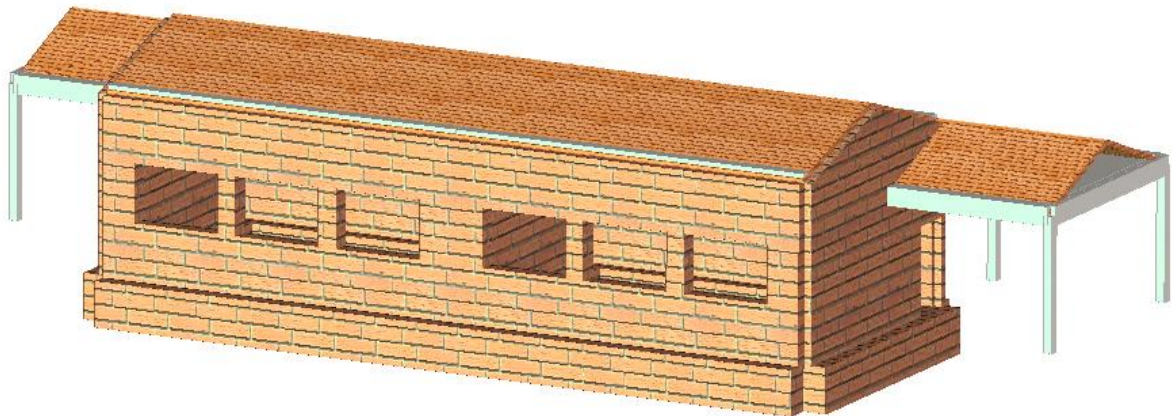


Figura 6.4: Modelo estrutural adotado através do software Tremuri para a escola de alvenaria estrutural (Estêvão *et al.*, 2019-B).

##### 6.4.1. ANÁLISE MODAL

Em primeiro lugar foi efetuada uma análise modal para avaliar o comportamento dinâmico global da estrutura, através dos modos de vibração principais, isto é, os modos de vibração que mobilizam mais massa modal.

É possível verificar através dos resultados apresentados na Tabela 6.3 que existem apenas 3 modos de vibração para esta estrutura, todos eles de translação, sendo que dois deles são de translação segundo o eixo X e apenas um segundo o eixo Y, mobilizando 99.68% da massa para o eixo dos X e 97.62% da massa para o eixo Y. Para a estrutura em questão, eram espectáveis estes resultados dada a simplicidade da mesma.

Tabela 6.3: Resultados da análise modal.

Modo	T (s)	f (Hz)	Mx (t)	Mx (%)	My (t)	My (%)
1	0,16164	6,18658	76,392	51,56	0,002	0,00
2	0,15543	6,43376	00,001	0,00	144,635	97,62
3	0,10870	9,19963	71,298	48,12	0,000	0,00

#### 6.4.2. ANÁLISE PUSHOVER

Para se poder utilizar os métodos de análise estrutural não lineares é necessário ter um nível de conhecimento KL2 ou KL3. No entanto, é quase impossível verificar os níveis de segurança impostos pela NP EN1998-3:2017 apenas utilizando métodos de análise lineares, tendo em mente os altos níveis de aceleração espectral que estão estabelecidos na NP EN1998-1:2010 para a região do Algarve. Por esta mesma razão, foi realizada uma análise estática não linear para a avaliação do comportamento sísmico do edifício escolar, combinando o que está especificado no EC8-3 e na NTC2018 para edifícios de alvenaria estrutural.

Foi utilizado o software Tremuri para obter as curvas de capacidade do edifício de alvenaria estrutural deste caso de estudo. Este software adota macro elementos para modelar o comportamento não linear das paredes de alvenaria estrutural e tem sido muito utilizado em estudos de vulnerabilidade sísmica, principalmente devido ao facto deste software ser orientado para uso profissional. Esta foi a principal razão que levou à escolha deste programa para o estudo presente, permitindo verificar a sua viabilidade na resolução de problemas práticos, para além do facto da empresa ceder uma licença temporária para efeitos da realização de trabalho de investigação, designadamente no contexto de teses.

Os pontos de desempenho do edifício, ou seja, os deslocamentos alvo definidos na parte 1 do Eurocódigo 8 foram obtidos através do método N2, utilizando a aproximação iterativa proposta no anexo B do EC8-1. Este método foi implementado no software EC8Spec (Estêvão, 2019; Koriga, Ihaddoudene e Saidani, 2019), que foi utilizado para calcular os deslocamentos alvo para cada curva de capacidade.

Os resultados obtidos foram então comparados com os estados limites estabelecidos para edifícios escolares (os quais pertencem à classe de importância III) construídos na região do Algarve, como está descrito na NP EN 1998-3:2017, os quais são os estados limites de colapso iminente (NC), de danos significativos (SD) e de limitação de danos (DL). Os valores dos estados limites de danos foram calculados de acordo com o disposto no EC8-3, para edifícios de alvenaria. O estado limite SD corresponde a um deslocamento  $d_{SD}$  igual a 3/4 do valor obtido para o estado limite NC. O valor do deslocamento associado ao estado limite DL corresponde ao deslocamento  $d_y$  da relação idealizada elástico-perfeitamente plástico

força/deslocamento do sistema equivalente de um só grau de liberdade, como indicado no anexo B do EC8-1.

Outro critério também adotado para a modelação do estado limite de colapso iminente, foi baseado numa regra estabelecida na NTC2018, que corresponde a um deslocamento tal que  $q_u \leq 4$ .

A resistência ao esforço transversal das paredes de alvenaria foi também modelada de acordo com a NTC2018 para paredes de alvenaria com pedras irregulares, utilizando a expressão Turnšek e Čačovič (Turnšek, V., Čačovič, 1971) na qual é baseada o software Tremuri, em detrimento de utilizar a proposta do EC8-3.

#### 6.4.2.1. Resultados da Análise Pushover

O software Tremuri calcula 24 curvas de capacidade para cada edifício, 12 para cada direção X e Y. As Figuras 6.5 e 6.6 representam a deformada da estrutura que levou ao colapso assim que foi atingido o estado limite NC para a direção X e Y para uma das análises realizadas.

É possível observar que as zonas com maior concentração de danos para a direção x localizam-se nas colunas e nos lintéis da parede da fachada principal devido aos esforços de flexão, sendo que para y é a parede divisória central a que sofre mais danos devido à flexão.

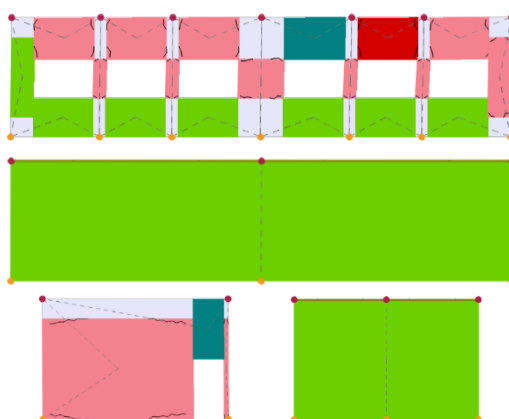


Figura 6.5: Distribuição de danos nos elementos estruturais verticais para o carregamento na direção X.



Figura 6.6: Distribuição de danos nos elementos estruturais verticais para o carregamento na direção X.

Os resultados das 12 análises *pushover* realizadas, para cada uma das direções ortogonais, estão representados nas Figuras 6.7 e 6.8. O Software EC8spec importa as curvas de capacidade obtidas através do tremuri, e automaticamente, calcula as percentagens da ação sísmica que correspondem a um deslocamento alvo associado aos estados limites de deformação. Este software também calcula automaticamente o espectro de resposta para o local e tipo de terreno do edifício

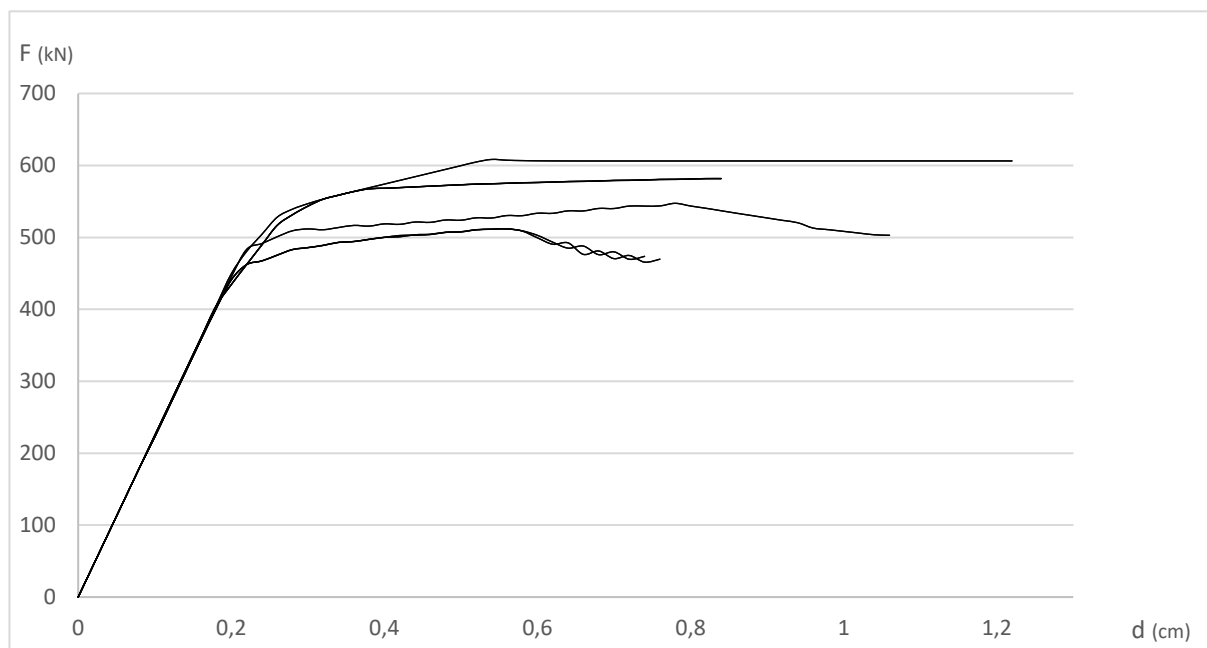


Figura 6.7: Curvas de capacidade da estrutura inicial resultantes do carregamento na direção Y.

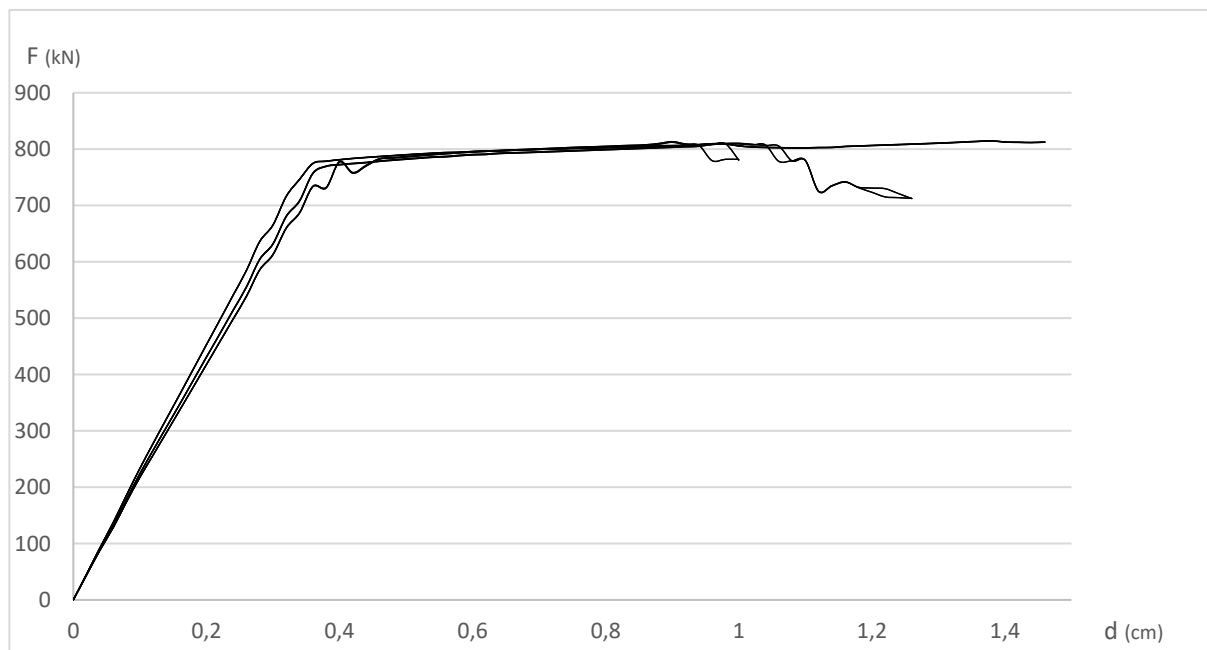


Figura 6.8: Curvas de capacidade da estrutura inicial resultantes do carregamento na direção X.

Os resultados obtidos através do EC8spec para a curva de capacidade mais desfavorável, estão apresentadas nas Figuras 6.9 e 6.10, sobre as curvas de desempenho (Estêvão, 2019) e na Tabela 6.4. É possível observar na Tabela 6.4 apenas o nível de segurança correspondente ao estado limite de limitação de danos DL é cumprido, uma vez que, é o único ponto de desempenho que superou os requisitos do EC8-3. Para os estados limites SD e NC, as percentagens obtidas são muito inferiores aos valores limite apresentados na NP EN1998-3:2017. A ação sísmica mais preocupante é a ação sísmica do tipo 1 apresentada na NP EN 1998-1:2010, a qual corresponde a um sismo de maior magnitude e maior distância à rotura, representando para o Algarve um cenário de sismo no oceano. Através dos resultados obtidos é possível afirmar que a escola de alvenaria estrutural necessita ser reforçada.

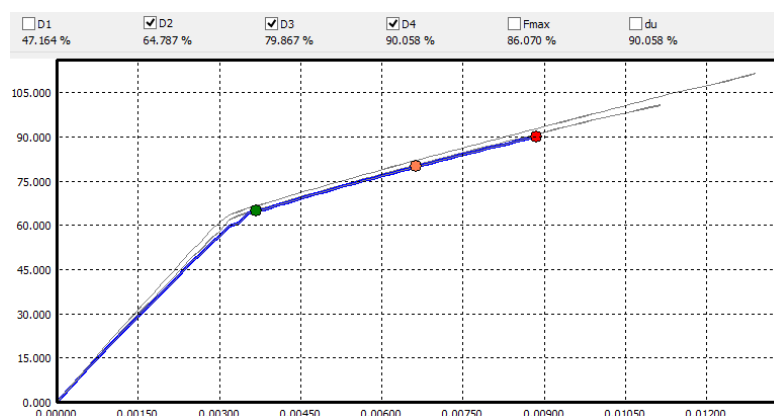


Figura 6.9: Curvas de desempenho da estrutura inicial correspondentes ao carregamento na direção X.

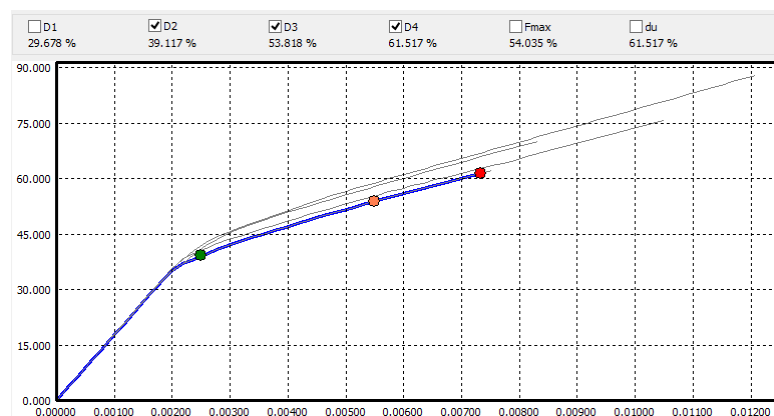


Figura 6.10: Curvas de desempenho da estrutura inicial correspondentes ao carregamento na direção Y.

Tabela 6.4: Resultados para a curva de capacidade mais desfavorável em cada sentido, para a ação sísmica 1.

Estado limite	Direção X	Direção Y	EC8
DL	64.787%	39.117%	29%
SD	79.867%	53.818%	75%
NC	90.058%	61.517%	162%

## 6.5. SOLUÇÃO DE REFORÇO ADOTADA

Neste caso de estudo, a solução de reforço adotada foi apenas a consolidação dos elementos estruturais verticais, devido ao facto de já existir um teto rígido composto por uma laje de betão armado a qual proporciona um travamento transversal dos elementos verticais, evitando roturas para fora do plano da parede. Assim sendo, foi selecionada uma solução apresentada no eurocódigo8 parte 3, a qual corresponde a um reforço das paredes por encamisamento utilizando uma rede de fibra de carbono embebida entre duas camadas de argamassa de fibrocimento. Esta solução foi aplicada em ambas as faces opostas da parede, ou seja, no interior e no exterior e foram conectadas através de varões de aço inoxidável que atravessam a alvenaria.

Foi também tomado um cuidado especial relativamente aos problemas de compatibilidade entre os materiais existentes e os que foram aplicados, ou seja, tendo em conta a compatibilidade mecânica, a compatibilidade química e a compatibilidade física dos materiais.

Contudo, a execução do reforço apresentou diversos erros, não tendo cumprido o estabelecido inicialmente no caderno de encargos, designadamente em relação ao faseamento da execução da argamassa e da rede de reforço, assim como de diversos pormenores de execução (Figura 6.11). Estes erros de execução não foram tidos em conta para efeitos de avaliação.



Figura 6.11: Solução de reforço, tal como foi executada.



Os efeitos das medidas de reforço aplicadas foram calculados de acordo com a NTC2018, uma vez que, o Eurocódigo 8 parte 3 não dá qualquer informação sobre como calcular a influência das soluções de reforço em edifícios de alvenaria. A versão do software Tremuri que foi utilizada já tem os fatores incrementais da NTC2018 implementados, tendo sido esta a solução adotada. As curvas de capacidade obtidas com a solução de reforço são apresentadas nas Figuras 6.12 e 6.13.

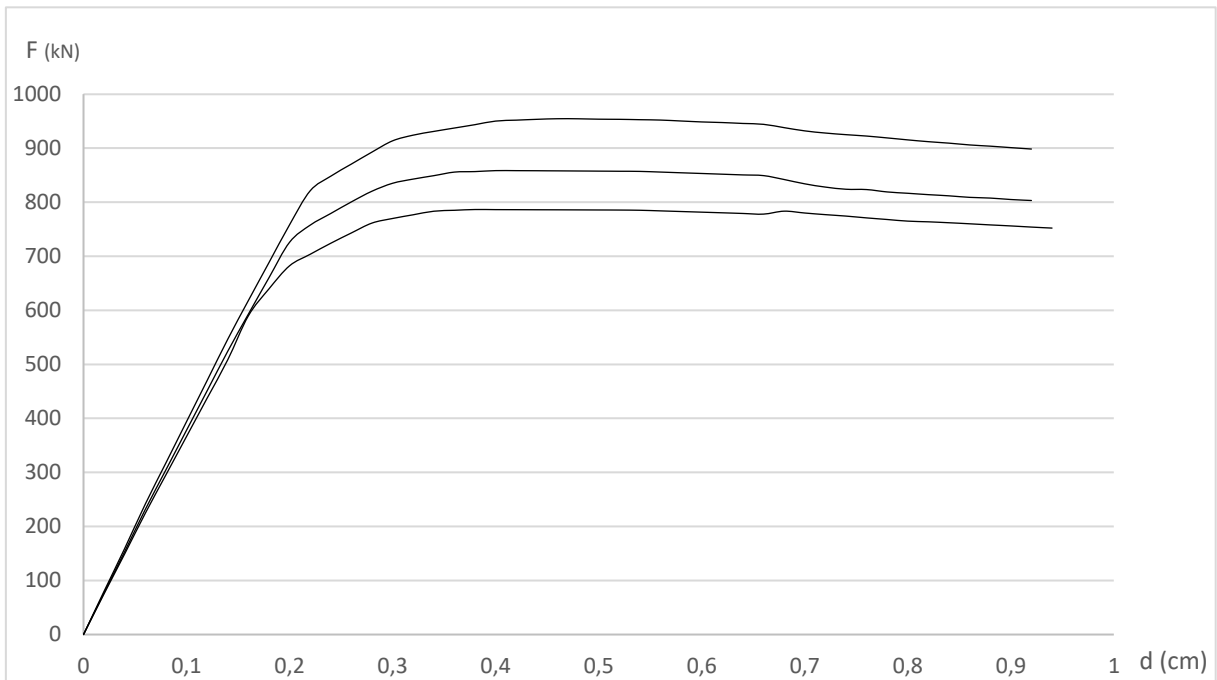


Figura 6.12: Curvas de capacidade da estrutura reforçada resultantes do carregamento X.

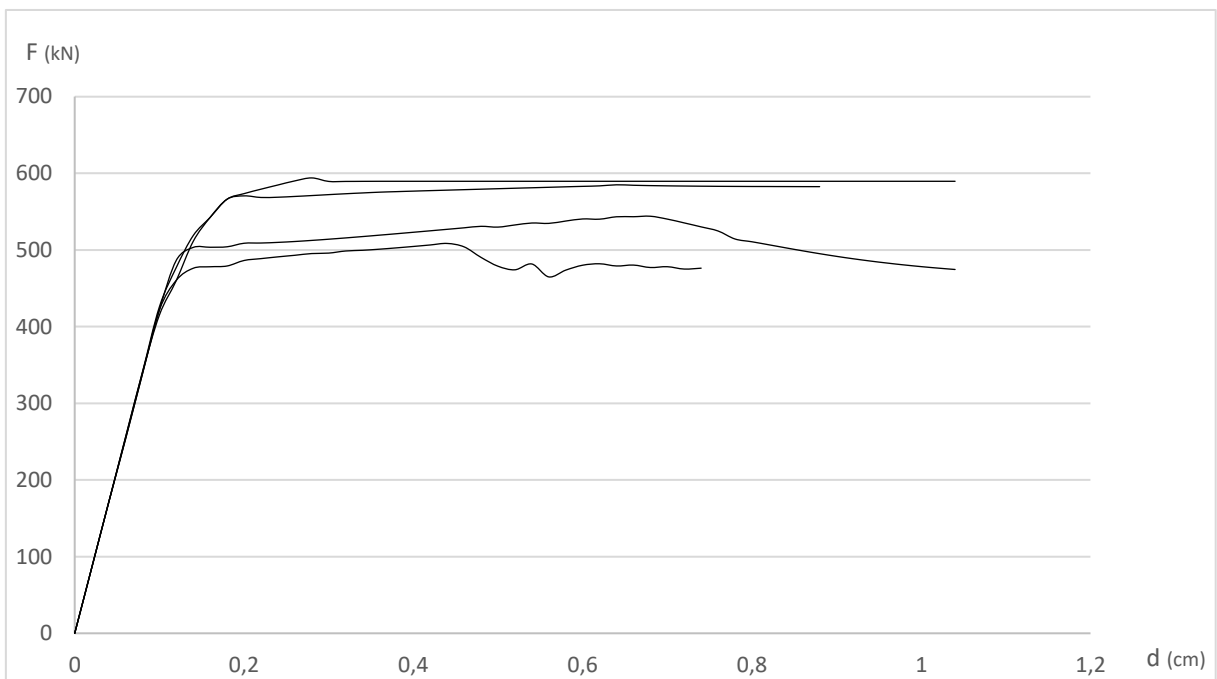


Figura 6.13: Curvas de capacidade da estrutura reforçada resultantes do carregamento em Y.

As novas percentagens da ação sísmica correspondentes aos três estados limites de danos, que foram calculados através do software EC8spec, são apresentadas nas Figuras 6.14 e 6.15, e na Tabela 6.5.

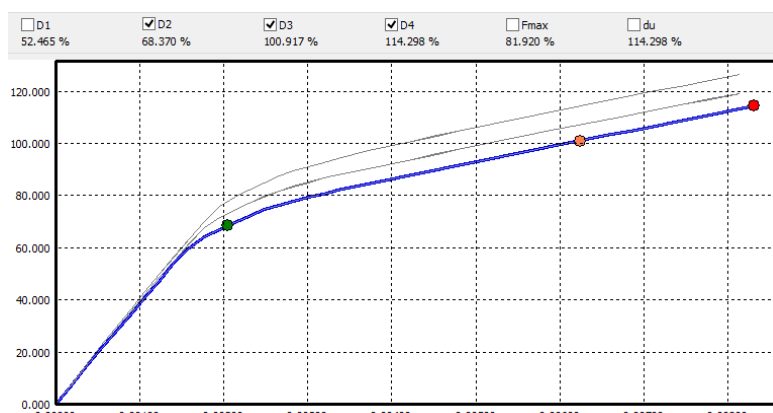


Figura 6.14: Curvas de desempenho da estrutura reforçada correspondentes ao carregamento na direção X.

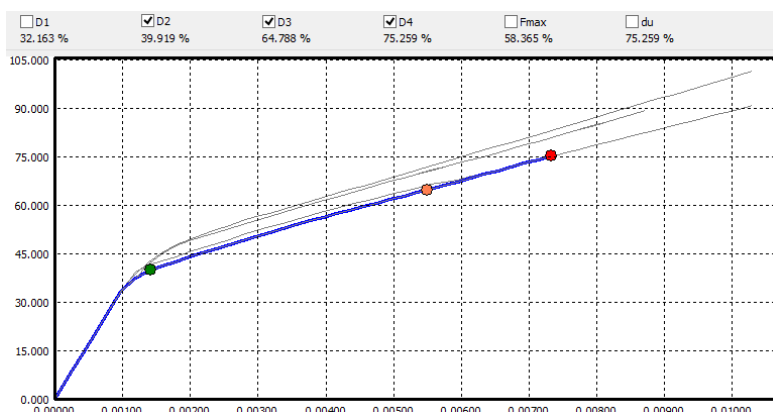


Figura 6.15: Curvas de desempenho da estrutura reforçada correspondentes ao carregamento na direção Y.

Tabela 6.5: Resultados da estrutura reforçada para a curva de capacidade mais desfavorável em cada sentido, para a ação sísmica 1.

Estado limite	Direção X	Direção Y	EC8
DL	68.370%	39.919%	29%
SD	100.917%	64.788%	75%
NC	114.298%	75.259%	162%

Baseado nos resultados obtidos, é possível observar que mesmo com as medidas de reforço aplicadas na estrutura de alvenaria, não foi possível alcançar os níveis de segurança propostos na NP EN 1998-3:2017 para edifícios escolares, quando considerando a ação sísmica que é estabelecida para a região do Algarve na NP EN 1998-1:2010.

## 6.6. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

É difícil de reproduzir o efeito real das medidas de reforço na resposta sísmica dos edifícios de alvenaria, devido ao facto da maioria dos softwares profissionais disponíveis serem muito limitados para este tipo de problemas.

Os resultados obtidos mostram que as soluções de reforço aumentam os níveis de segurança em ambas as direções. A direção Y é a mais problemática, e o mecanismo de colapso obtido é resultante da rotura por flexão da parede, o que é bastante estranho devido ao facto de as paredes nesta direção terem muito menos aberturas. Este problema deve estar relacionado com o facto do Tremuri não considerar um aumento da resistência à tração fornecido pelas redes de fibra que foram aplicadas.

O comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria estrutural é principalmente condicionado pela resistência e não pela ductilidade. Como esperado, foi muito mais difícil satisfazer o estado limite NC, o qual está associado a um elevado período de retorno, principalmente devido à falta de ductilidade. Além disso, os níveis de aceleração estabelecidos pela NP EN 1998-1:2010 para a região do Algarve são muito elevados, especialmente para os edifícios escolares, que correspondem uma classe de importância III, o que significa que a ação sísmica é majorada do coeficiente de importância.

## 6.7. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE NAS ESCOLAS DE ALVENARIA ESTRUTURAL DA REGIÃO DO ALGARVE

Tal como já foi anteriormente referido, esta dissertação foi feita no âmbito do projeto PERSISTAH, tendo sido analisadas diversas tipologias de escolas de alvenaria. Foram criados os modelos estruturais de cada tipologia das escolas do “Plano de Centenários”, seguindo a mesma metodologia apresentada neste capítulo e utilizando o mesmo material para a constituição das paredes de alvenaria estrutural. As escolas analisadas são apresentadas no anexo da presente dissertação, onde está representada a fachada principal do edifício e as curvas de capacidade para a direção X e Y do sismo tipo 1. Para estas escolas é utilizada uma nomenclatura de acordo com, o nome do autor que a criou, que são o caso do Raul Lino (RL), Alberto Sousa (AS), ou Fernando Peres (FP), o número de salas de aula (S), o número de pisos (P), e por fim o número de portas de entrada na fachada principal (E).

As diferenças mais significativas que afetam o desempenho estrutural das escolas, para além das dissemelhanças a nível arquitetónico, que diferem principalmente de acordo com a localização, época de construção e arquiteto que a projetou, são a nível da espessura das paredes de alvenaria resistente, do número de portas de entrada na fachada principal, o que aumenta o comprimento da estrutura e também o número de paredes na direção Y, e por fim o tipo de cobertura.

Nas Figuras 6.16 e 6.17, são apresentadas as curvas de desempenho mais gravosas para as direções X e Y, das diversas tipologias de escolas de alvenaria estudadas.

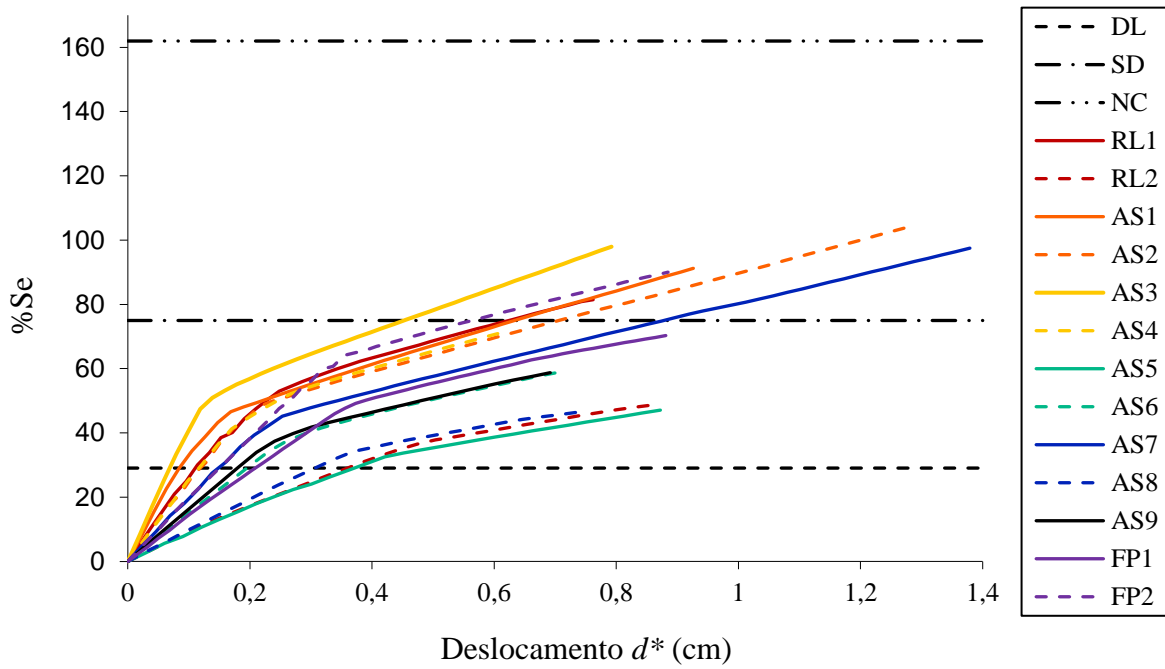


Figura 6.16: Curvas de desempenho das diversas tipologias para a direção X.

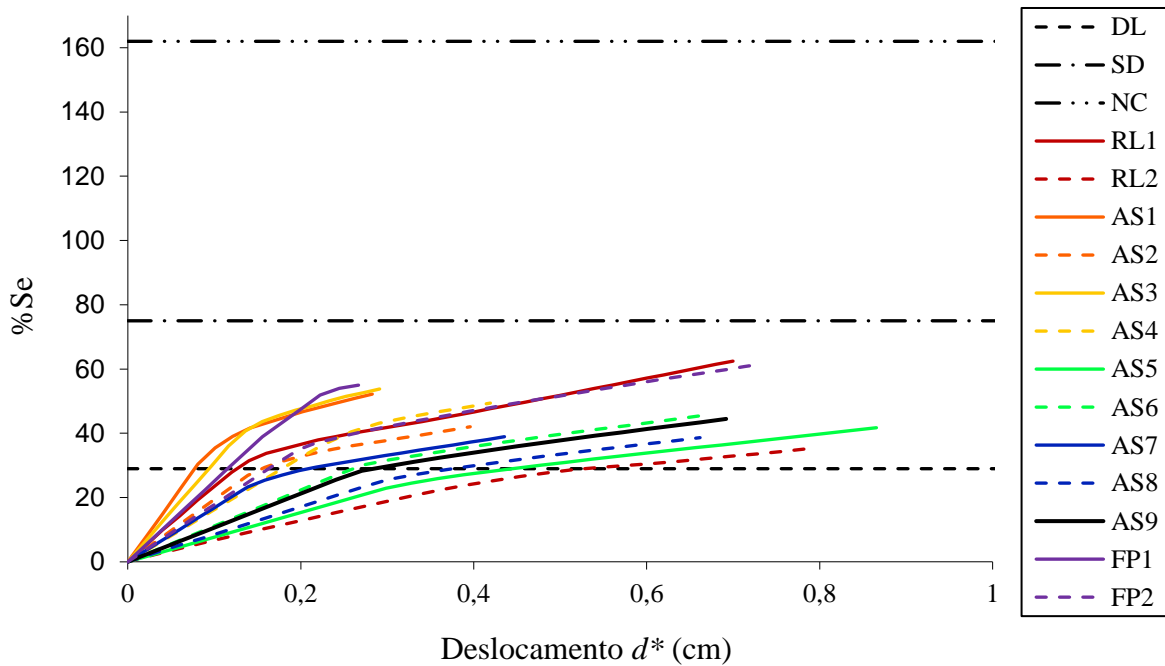


Figura 6.17: Curvas de desempenho das diversas tipologias para a direção Y.

Para a maioria das escolas, a direção Y foi a que apresentou pior nível de segurança, apresentando uma resistência e ductilidade menor, apesar das paredes existentes neste sentido terem poucas aberturas e a rotura destas paredes devem-se maioritariamente à flexão, o que parece ser bastante improvável dada a dimensão das mesmas. Neste estudo

realizado, os principais fatores que dificultam o cumprimento dos requisitos de segurança regulamentar, são: a ação sísmica estipulada para o Algarve para edifícios da classe de importância III; o facto do Tremuri, por comparação com outros programas de macro elementos, apresentar um comportamento muito mais frágil, subestimando a capacidade de deformação da estrutura (Maio *et al.*, 2019), e dificultando assim o cumprimento dos estados limites de danos SD e NC.



## 7. CONCLUSÃO

As principais conclusões que se podem retirar dos resultados das análises realizadas para o edifício constituído por estrutura porticada de betão armada são as seguintes:

- A segurança dos edifícios escolares de betão armado com pilares robustos, onde os diâmetros de armadura longitudinal são elevados e a armadura de cintagem corresponde ao valor mínimo das regulamentações antigas, poderão ser condicionados pela resistência ao corte.
- A adição dos contraventamentos metálicos e da parede resistente de betão armado permitem aumentar a resistência global, mas não tanto a ductilidade, o que torna difícil satisfazer a segurança para o estado limite NC. No entanto, mesmo conseguindo garantir o nível de segurança exigido, este tipo de comportamento estrutural não é o mais desejável. Entre as diversas soluções de reforço através da adição de contraventamentos metálicos, atendendo à evolução das curvas de capacidade, a solução R3 é a que deverá apresentar um melhor desempenho estrutural. A Solução que utiliza a menor quantidade de material para cumprir as exigências é a solução R2.
- As soluções de encamisamento em CFRP e em betão armado, melhoram significativamente a ductilidade da estrutura, e, por sua vez, o seu comportamento sísmico. Dentro destas duas soluções, a que aparenta ser mais económica é a solução de encamisamento em CFRP, uma vez que é apenas necessário intervencionar no primeiro piso, e para além disto, é uma solução que não aumenta significativamente a área da secção dos pilares.
- Qualquer das soluções de reforço sísmico deste tipo de edifícios de betão armado é viável para a região do Algarve, sendo de especial relevância para as mesmas as soluções que melhoram significativamente o comportamento dúctil da estrutura, ou seja, as soluções de encamisamento.

Relativamente à análise dos resultados obtidos para os edifícios escolares de alvenaria estrutural, estes indicam que estes edifícios não cumprem os níveis de segurança sísmica associados a todos os estados limites estabelecidos pela NP EN 1998-3:2017, quando considerando a ação sísmica que é estabelecida na NP EN 1998-1:2010 para a região do Algarve. A solução de reforço estrutural aplicada melhora o comportamento global da estrutura, não tendo sido possível assegurar numericamente os níveis de segurança necessários.

## **7.1. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Como linhas de investigação futuras associadas ao tema em questão consideram-se as seguintes:

- Estudar a eficiência da utilização de diversos tipos de soluções de reforço simultaneamente, de forma a combater as deficiências de ductilidade e/ou resistência ao esforço lateral de estruturas de betão armado.
- Estudar o fenómeno de corte de um pilar de betão armado com diferentes características tais como a taxa mecânica volumétrica de armadura transversal de confinamento, a esbelteza e o fator de carga.
- Efetuar mais estudos utilizando métodos de análise estrutural mais avançados, de forma a compreender melhor se os resultados obtidos em edifícios de alvenaria são devidos a características do software Tremuri, ou se são efetivamente devido a uma elevada vulnerabilidade sísmica destes edifícios escolares.
- Fazer uma comparação dos resultados da presente dissertação, os quais foram obtidos através das análises não lineares, com os resultados obtidos através de análises estáticas e dinâmicas lineares.



## 8. REFÊRENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AUGENTI, N; COSENZA, E; DOLCE, M; MANFREDI, G; MASI, A; SAMELA, L. - Performance of school buildings during the 2002 Molise, Italy, earthquake. **Earthquake Spectra**. (2004). 257–270. doi: 10.1193/1.1769374.
- CABRAL, P; BRAGA, A; ESTÊVÃO, J. M. C. - Caracterização mecânica da alvenaria tradicional de pedra do Algarve. Quintas Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas / Encontro Nacional Betão Estrutural 2014 / 9º **Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica**. LNEC, Lisboa. (2014). 1–13.
- CEN - NP EN 1090-2:2018 - Execution of steel structures and aluminium structures - Part2: Technical requirements for steel structures, **Comité Européen de Normalisation**. (2018).
- COSTA, Alfredo Campos; SOUSA, Romain Ribeiro; ANIBAL. - Guião de avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado. (2019).
- DL 95 - Decreto de Lei nº. 95/2019 de 18 de julho. (2019). 1–7.
- DN 21 - Gabinete do Secretário de Estado das infraestruturas. (2019) 1–3.
- ESTÊVÃO, João M. C. - Utilização do programa EC8spec na avaliação e reforço sísmico de edifícios do Algarve. **10º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica**. CD25. LREC, Ponta Delgada, Açores. (2014) 1–11.
- ESTÊVÃO, João M. C; AMARAL FERREIRA, Monica; BRAGA, Alfredo; CARREIRA, Ana; BARRETO, Victor; REQUENA-GARCIA-CRUZ, Maria-Victoria; SEGOVIA VERJEL, María Luisa; ROMERO-SÁNCHEZ, Emilio; DE MIGUEL, Jaime; MORALES-ESTEBAN, Antonio; SA, Luis Farmer; OLIVEIRA, CS. - Projetos De Escolas Resilientes Aos Sismos No Território Do Algarve E De Huelva (Persistah). **11º Congresso Nacional De Sismologia E Engenharia Sísmica**. May (2019). A
- ESTÊVÃO, João M. C. - An Integrated Computational Approach for Seismic Risk Assessment of Individual Buildings. **Applied Sciences**. (2019). 5088. doi: 10.3390/app9235088.
- ESTÊVÃO, João M. C. TOMÁS, Bruno A. C; LARANJA, Roberto; BRAGA, Alfredo. - Seismic retrofitting of an existing masonry school building: a case study in Algarve. **CIAC-2019: International Conference on Automation Innovation in Construction**. Leiria, Portugal. (2019). B
- ESTÊVÃO, João M C; FERREIRA, Mónica A; MORALES-ESTEBAN, Antonio; MARTÍNEZ-ÁLVAREZ, Francisco; FARMER-SÁ, Luis; REQUENA-GARCÍA-CRUZ, Victoria; Segovia-Verjel, M. Luisa; Oliveira, Carlos S. . - Earthquake Resilient Schools in Algarve (Portugal). **16th European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki 18-21**. (2018) 1–11.
- FALCÃO SILVA, M.J; CANDEIAS P; COELHO, E.. - Estudo comparativo sobre o dimensionamento de edifícios de betão armado: uma análise sobre a regulamentação portuguesa em vigor e os novos eurocódigos. **Jornadas do LNEC**, 2012. 1–2.

GOWTHAM, S. PRAKASH, M; PARTHASARATHI, N; SATYANARAYANAN, K. S; THAMILARASU, V. - 2D-Linear static and non-linear dynamic progressive collapse analysis of reinforced concrete building. **Materials Today: Proceedings**. (2018). 8775–8783. doi: 10.1016/j.matpr.2017.12.305.

IPQ - NP EN 1998-1. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal. (2010).

IPQ - NP EN 1992-1-1. Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português de Qualidade, Caparica, Portugal. (2010).

IPQ - NP EN 1998-3. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal. (2017).

KALKBRENNER, Philip; PELLÀ, Luca; SANDOVAL, Cristián - Multi directional pushover analysis of irregular masonry buildings without box behavior. **Engineering Structures**. (2019). 109534. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109534.

KORIGA, S.; IHADDOUDENE, A. N. T.; SAIDANI, M. - Numerical model for the non-linear dynamic analysis of multi-storey structures with semi-rigid joints with specific reference to the Algerian code. **Structures**. (2019). 184–192. doi: 10.1016/j.istruc.2019.01.008.

LAGOMARSINO, Sergio; PENNA, Andrea; GALASCO, Alessandro; CATTARI, Serena. - TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. **Engineering Structures**. (2013). 1787–1799. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.08.002.

LIU, Yang; KUANG, J. S.; HUANG, Qunxian - Extended spectrum-based pushover analysis for predicting earthquake-induced forces in tall buildings. **Engineering Structures**. (2018). 351–362. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.045.

MAIO, Rui; FERREIRA, Tiago M; ESTÊVÃO, João M.C; PANTÒ, Bartolomeo; CALIÒ, Ivo; VICENTE, Romeu. - Seismic performance-based assessment of urban cultural heritage assets through different macroelement approaches. **Journal of Building Engineering**. (2019). 101083. doi:10.1016/J.JOBE.2019.101083.

MARINO, Salvatore; CATTARI, Serena; LAGOMARSINO, Sergio; DIZHUR, Dmytro; INGHAM, Jason M. - Post-earthquake Damage Simulation of Two Colonial Unreinforced Clay Brick Masonry Buildings Using the Equivalent Frame Approach. **Structures**. (2019). 212–226. doi: 10.1016/j.istruc.2019.01.010.

MILOSEVIC, Jelena; LOPES, Mário; GAGO, António Sousa; BENTO, Rita. - Testing and modeling the diagonal tension strength of rubble stone masonry panels. **Engineering Structures**. (2013). 581–591. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.03.019.

NTC - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”». **Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana**. (2018). 1–337.

ORTEGA, Javier; VASCONCELOS, Graça; RODRIGUES, Hugo; CORREIA, Mariana; LOURENÇO, Paulo B. - Traditional earthquake resistant techniques for vernacular architecture and local seismic cultures: A literature review. **Journal of Cultural Heritage**. (2017). 181–196. doi: 10.1016/j.culher.2017.02.015.

- PARQUE ESCOLAR - Especificações Técnicas de Arquitetura para Projeto do Edifício Escolar. Versão 2.2. Lisboa. (2017).
- QUAGLIARINI, E.; MARACCHINI, G.; CLEMENTI, F. - Uses and limits of the Equivalent Frame Model on existing unreinforced masonry buildings for assessing their seismic risk: A review. **Journal of Building Engineering**. (2017). 166–182. doi: 10.1016/j.jobe.2017.03.004.
- RBA - Regulamento do Betão Armado. (1935).
- REBA - Regulamento de Estruturas de Betão Armado. (1967).
- REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. (1983).
- RIBEIRO, Vitor - Apontamentos para a História das Culturas de escrita: Da idade do ferro à era digital. Faro, Portugal. (2016). 289–311.
- RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. (1983).
- RSCCS - Regulamento de Segurança das Construções Contra Sismos. (1958).
- RSEP - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes. (1961).
- SEISMOSTRUCT - SeismoStruct User Manual. (2018). 1–325.
- SEISMOSTRUCT - Nonlinear analysis and assessment of structures. (2018) 1–40.
- SIANO, Rossella; ROCA, Pere; CAMATA, Guido; PELÀ, Luca; SEPE, Vincenzo; SPACONE, Enrico; PETRACCA, Massimo. - Numerical investigation of non-linear equivalent-frame models for regular masonry walls. **Engineering Structures**. (2018). 512–529. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.07.006.
- SIMÕES, Ana; BENTO, Rita; CATTARI, Serena; LAGOMARSINO, Sergio. - Seismic performance-based assessment of «Gaioleiro» buildings. **Engineering Structures**. (2014). 486–500. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.025.
- TASSIOS, T. P. C. Kostikas. - Harmonization Team of Code of Interventions To Eurocodes Final Harmonized Text. April (2013). 1–337.
- TOMÁS, Bruno A. C.; BARRETO, Vítor; ESTÊVÃO, João M. C. - Avaliação da viabilidade da utilização de elementos de contraventamento em aço como medida de reforço sísmico de escolas existentes no Algarve. **XII Congresso de Construção Metálica e Mista**. Coimbra. (2019). 547–553.
- TOMÁS, Bruno A. C.; ESTÊVÃO, João M. C. - Segurança sísmica de escolas do plano dos centenários existentes no Algarve: caso de estudo. Em **XII Encontro Nacional de Riscos. Risco Sísmico. Aprender com o passado**. Faro : RISCOS - Associação Portuguesa de Riscos, Prevenção e Segurança, (2019).
- TURNŠEK, V., ČAČOVIČ, F. - Some experimental results on the strength of brick masonry walls. **2nd International Brick Masonry Conference**. Stoke-on-Trent, United Kingdom. (1971) 149–156.
- TURNŠEK, V; SHEPPARD, P. - The shear and flexural resistance of masonry walls. Skopje, Japan : **International Research Conference on Earthquake Engineering**, (1980)
- VASCONCELOS, Graça; Poletti, Elisa; Salavessa, Eunice; Jesus, Abílio M.P; Lourenço, Paulo B; Pilaon, Preecha. - In-plane shear behaviour of traditional timber walls. **Engineering Structures**. (2013). 1028–1048. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.05.017.

VEMURI, Jayaprakash; EHTESHAMUDDIN, Syed; RAVULA, Meharbabu; KOLLURU, Subramaniam - Pushover analysis of soft brick unreinforced masonry walls using analytical and numerical approaches. **Materials Today: Proceedings.** (2019). doi: 10.1016/j.matpr.2019.10.025.

## **ANEXO A**

**CURVAS DE CAPACIDADE DAS DIVERSAS TIPOLOGIAS DE ESCOLAS EM ALVENARIA QUE FORAM ESTUDADAS.**



Figura A1: Tipologia de escola (2S\_1P\_1E) projetada pelo arquiteto Raul Lino (RL1)

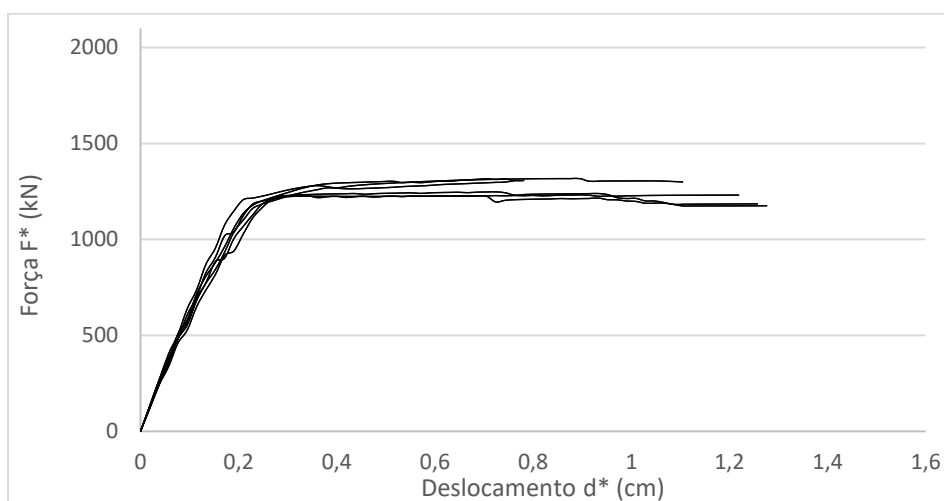


Figura A2: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 2S\_1P\_1E de Raul Lino.

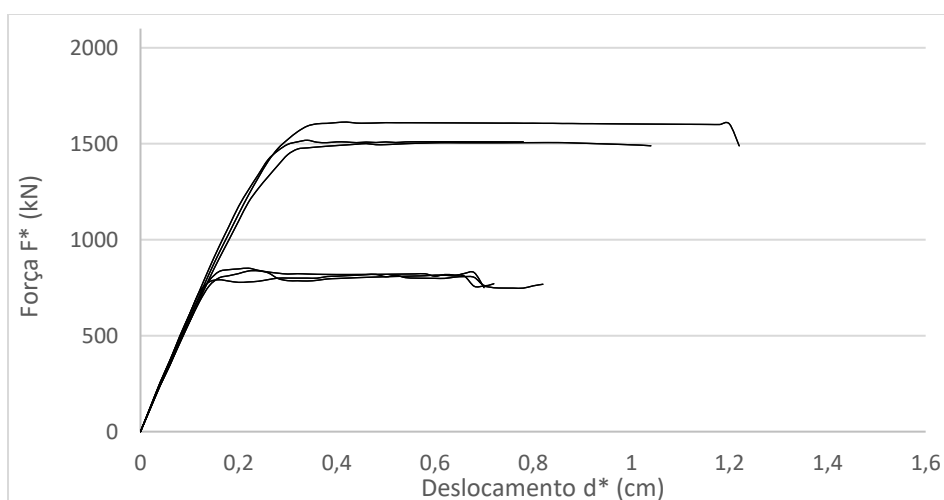


Figura A3: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 2S\_1P\_1E de Raul Lino.



Figura A4: Tipologia de escola (4S\_2P\_1E) projetada pelo arquiteto Raul Lino (RL2)

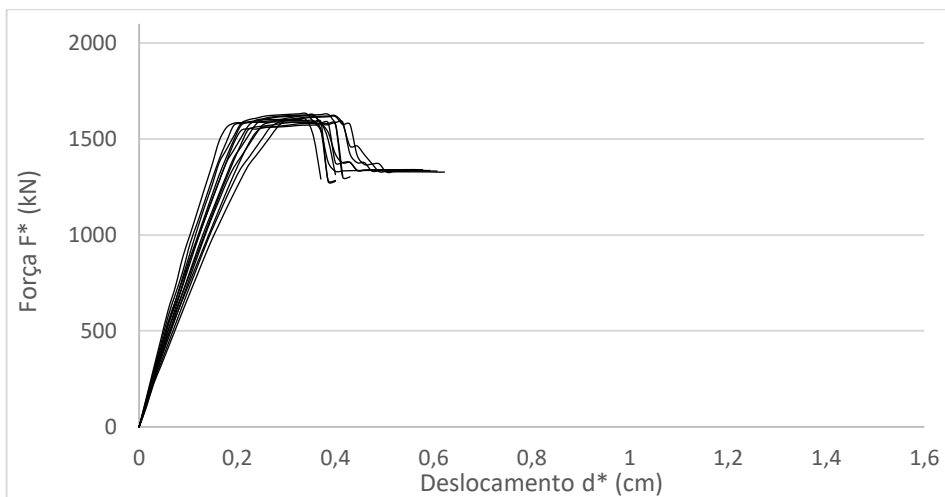


Figura A5: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 4S\_2P\_1E de Raul Lino.

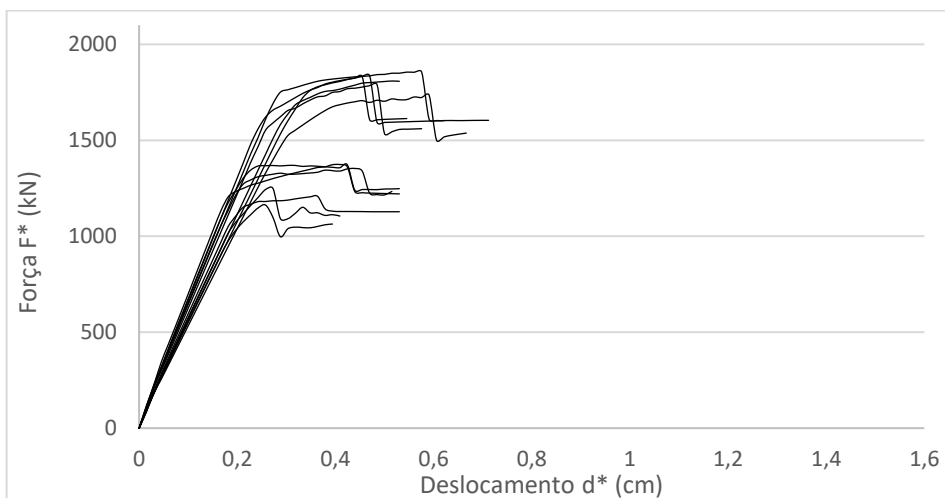


Figura A6: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 4S\_2P\_1E de Raul Lino.

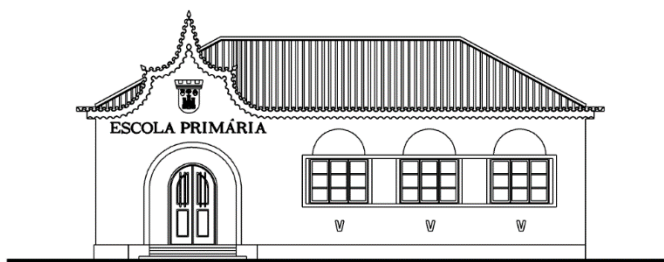


Figura A7: Tipologia de escola (1S\_1P\_1E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS1).

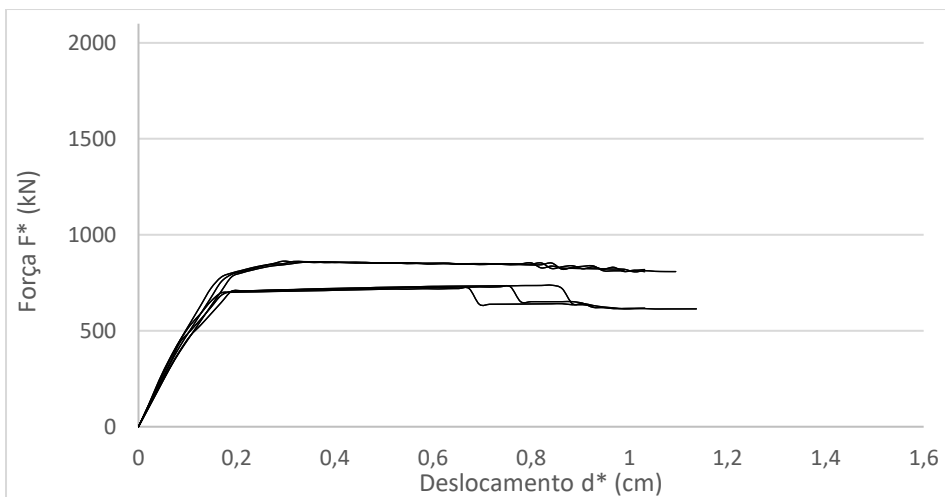


Figura A8: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 1S\_1P\_1E de Alberto Sousa.

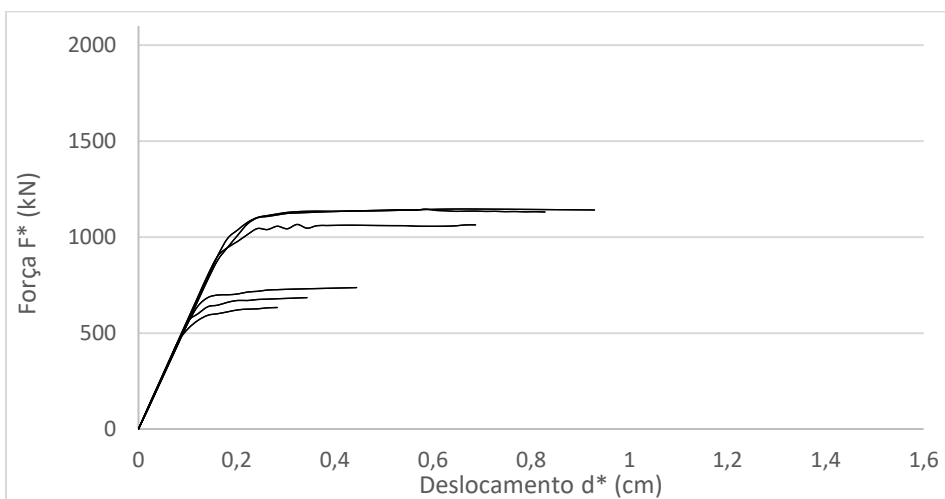


Figura A9: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 1S\_1P\_1E de Alberto Sousa.





Figura A10: Tipologia de escola (2S\_1P\_1E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS2).

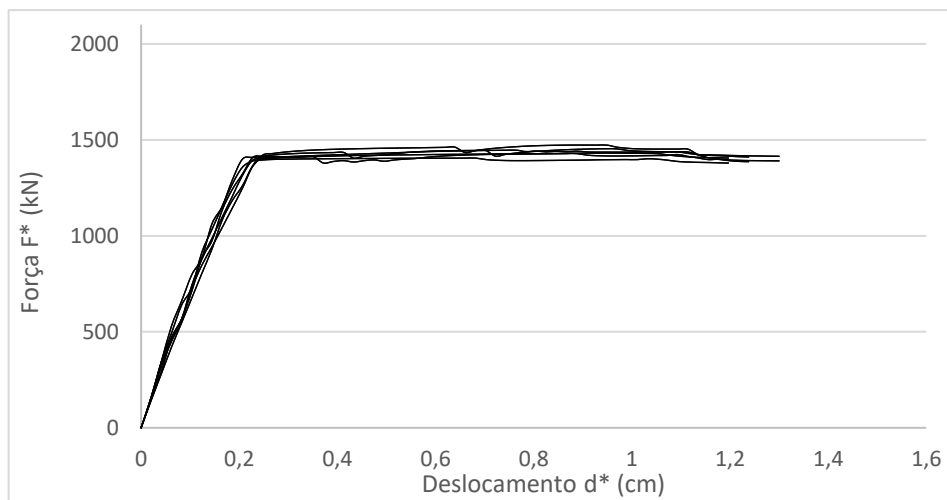


Figura A11: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 2S\_1P\_1E de Alberto Sousa.

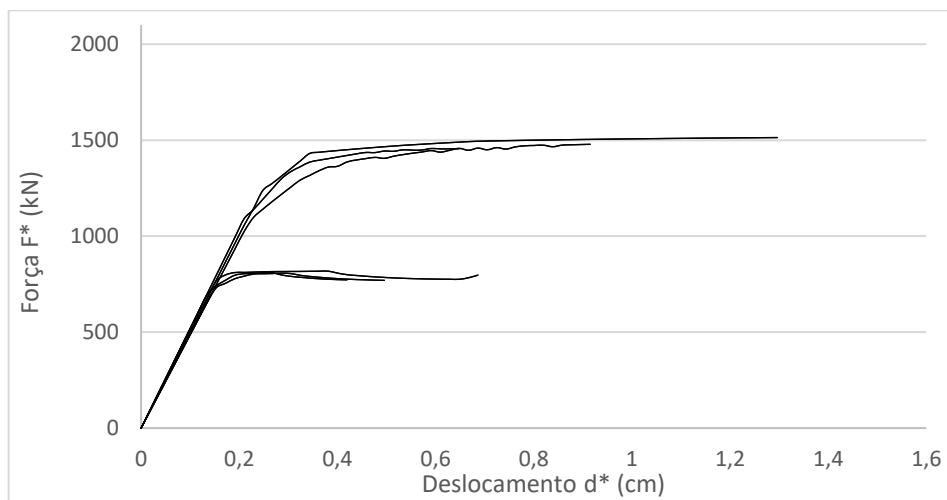


Figura A12: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 2S\_1P\_1E de Alberto Sousa.

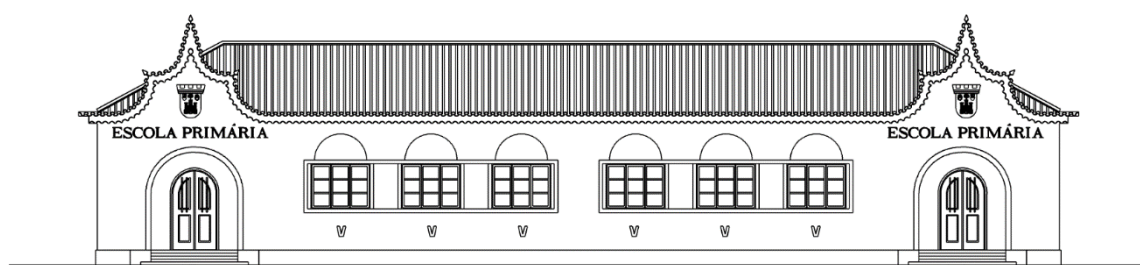


Figura A13: Tipologia de escola (2S\_1P\_2E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS3).

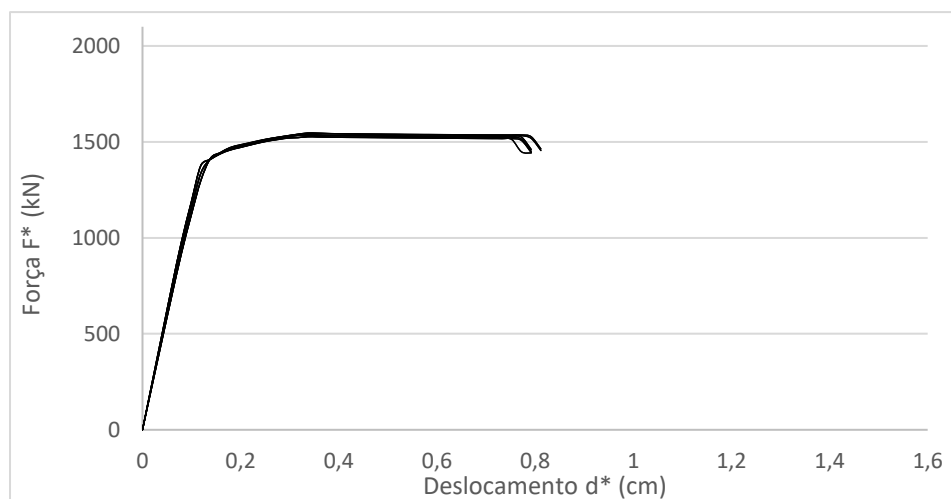


Figura A14: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 2S\_1P\_2E de Alberto Sousa.

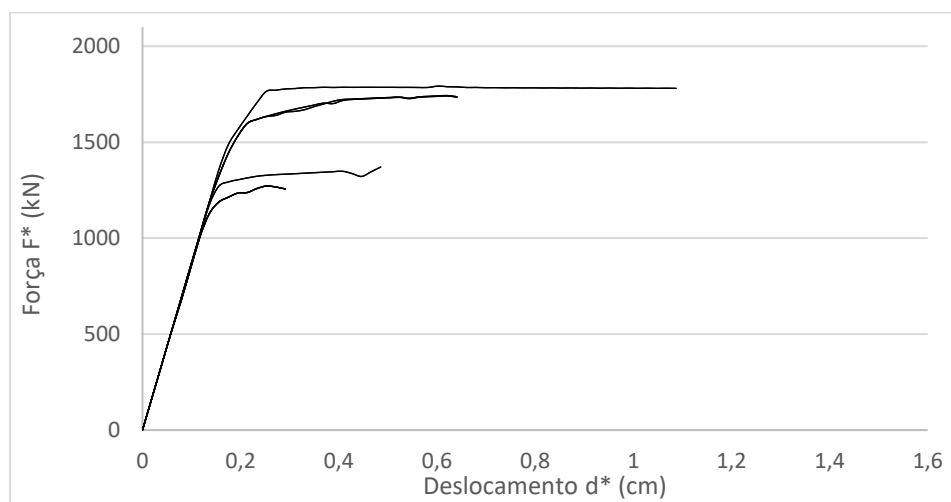


Figura A15: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 2S\_1P\_2E de Alberto Sousa.

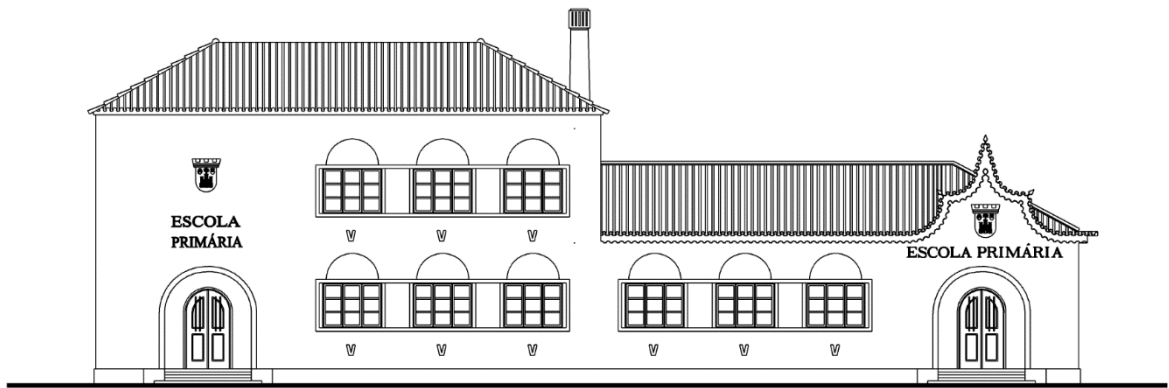


Figura A16: Tipologia de escola (3S\_2P\_2E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS4).

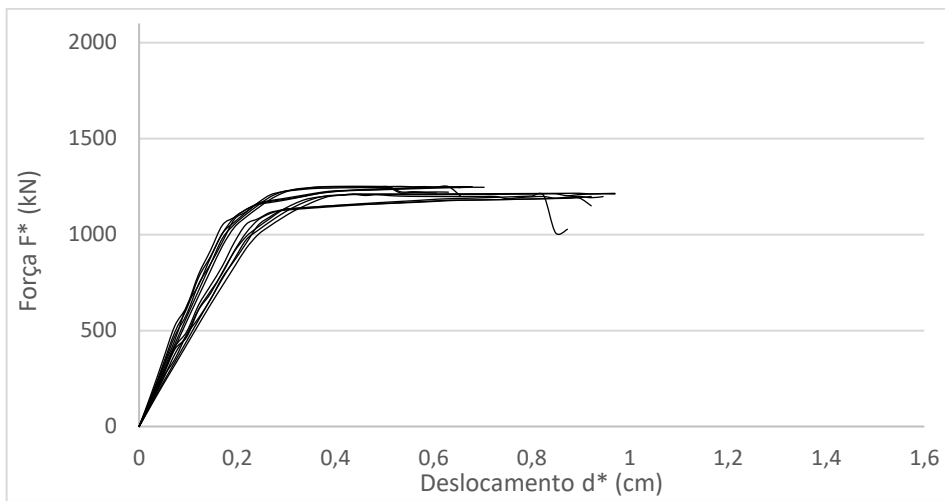


Figura A17: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 3S\_2P\_2E de Alberto Sousa.

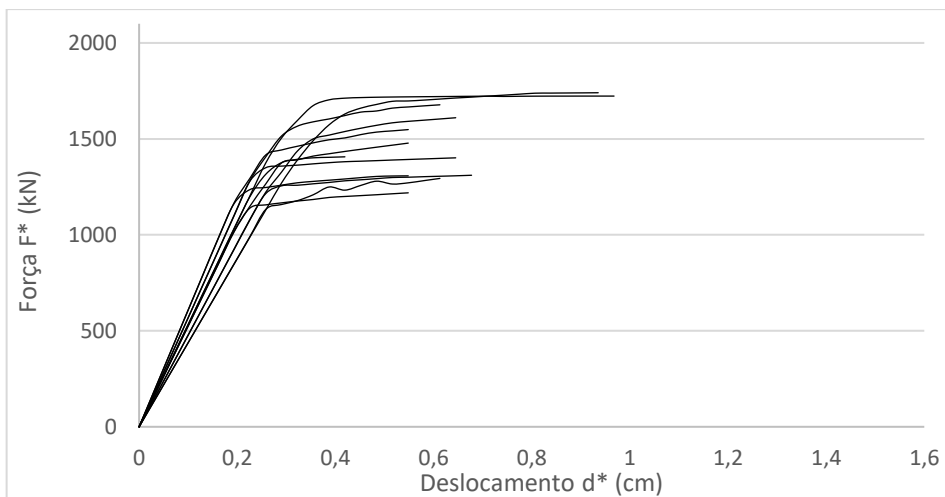


Figura A18: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 3S\_2P\_2E de Alberto Sousa.

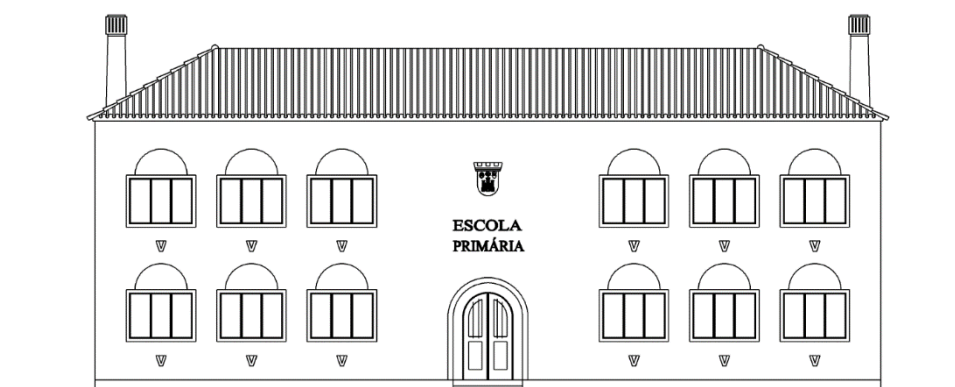


Figura A19: Tipologia de escola (4S\_2P\_1E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS5).

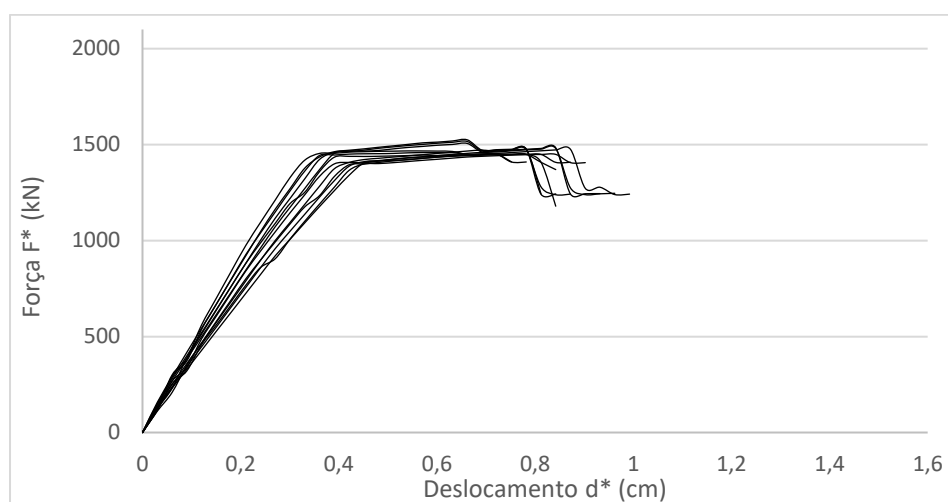


Figura A20: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 4S\_2P\_1E de Alberto Sousa.

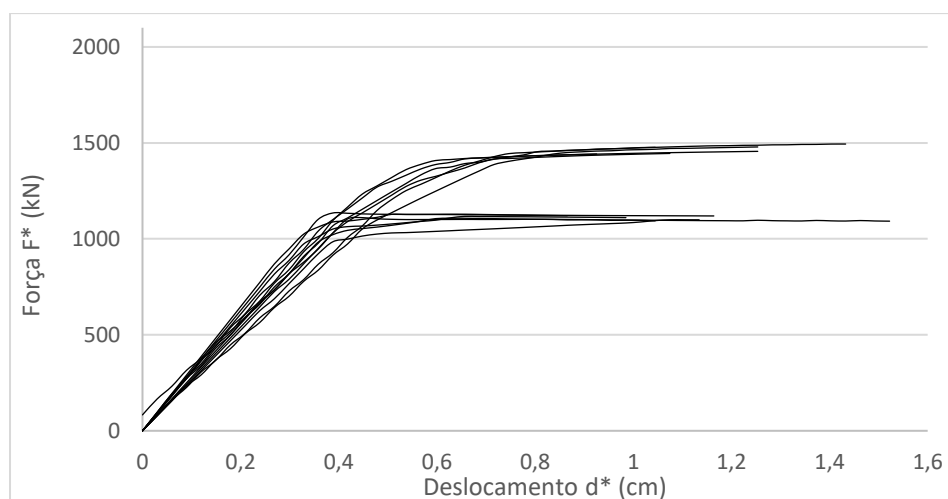


Figura A21: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 4S\_2P\_1E de Alberto Sousa.

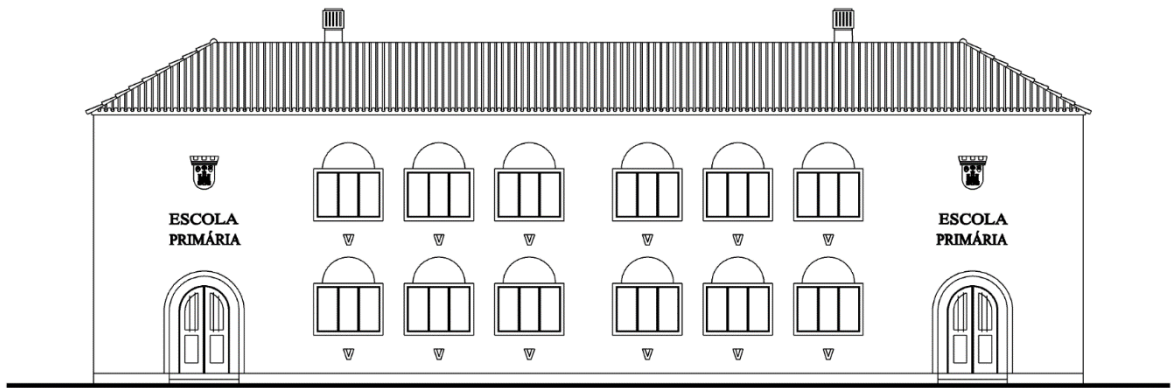


Figura A22: Tipologia de escola (4S\_2P\_2E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS6).

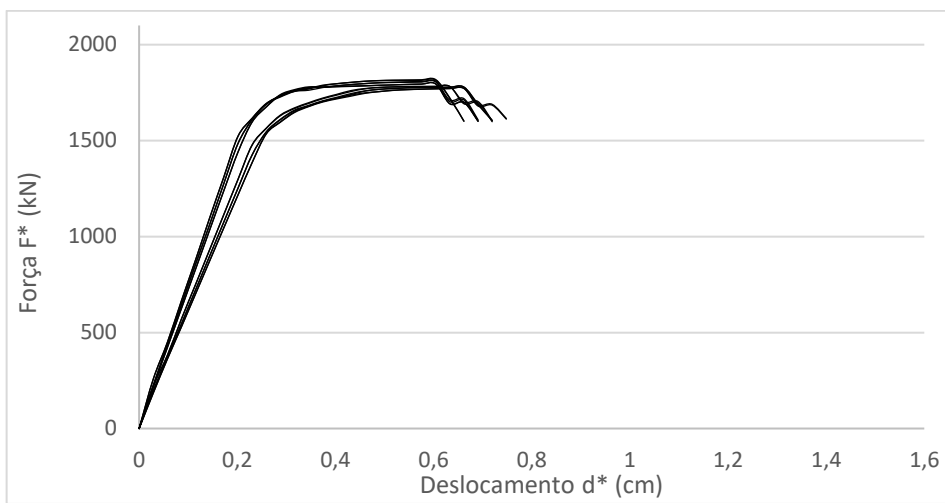


Figura A23: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 4S\_2P\_2E de Alberto Sousa.

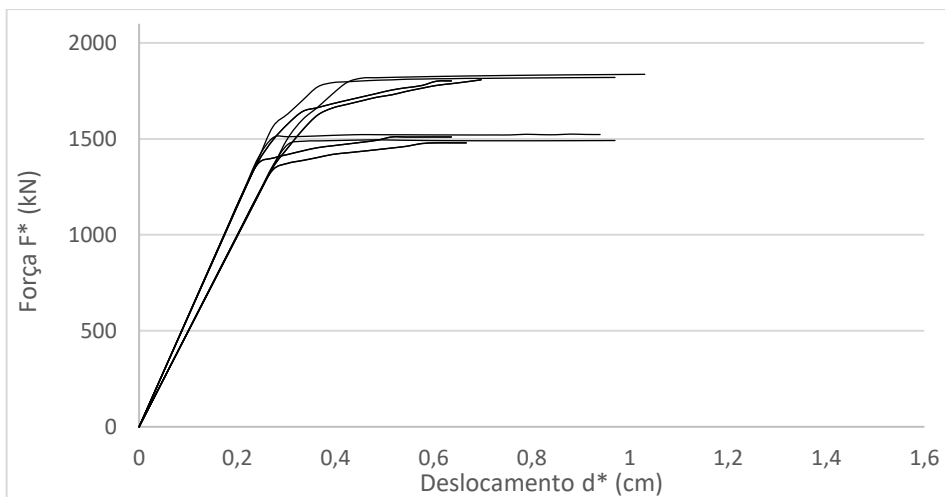


Figura A24: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 4S\_2P\_2E de Alberto Sousa.



Figura A25: Tipologia de escola (2S\_1P\_1E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS7).

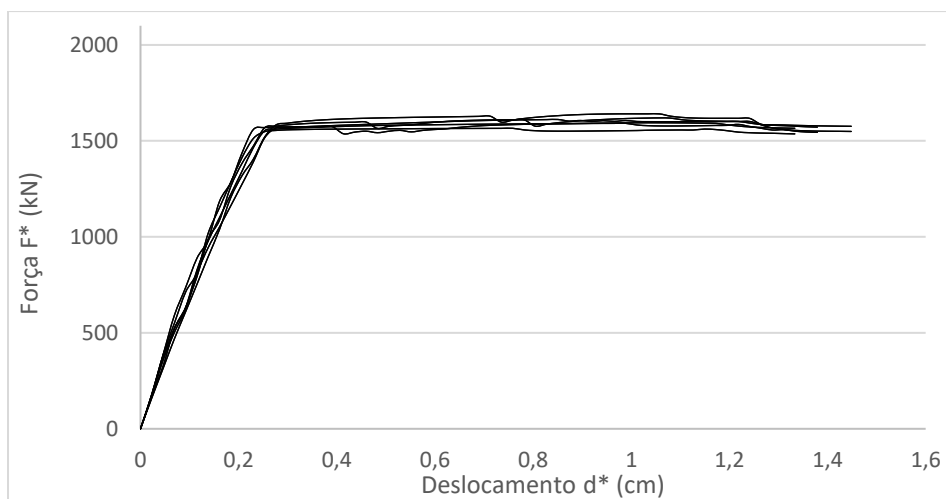


Figura A26: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 2S\_1P\_1E de Alberto Sousa.

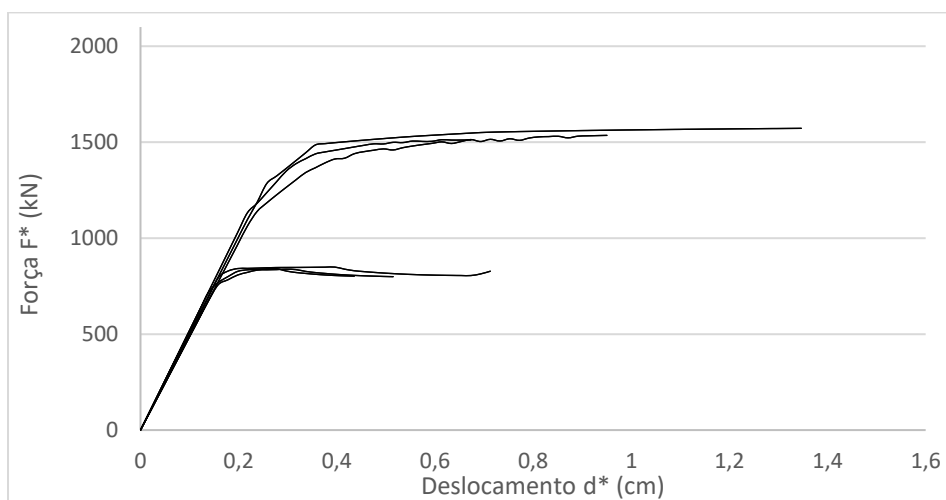


Figura A27: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 2S\_1P\_1E de Alberto Sousa.

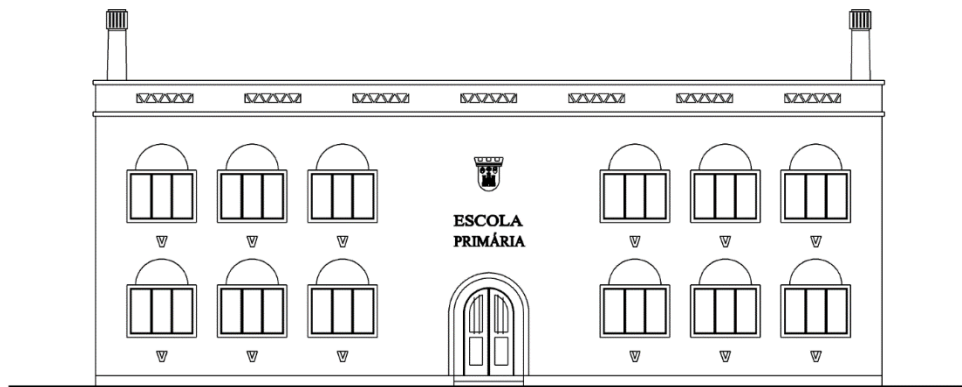


Figura A28: Tipologia de escola (4S\_2P\_1E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS8).

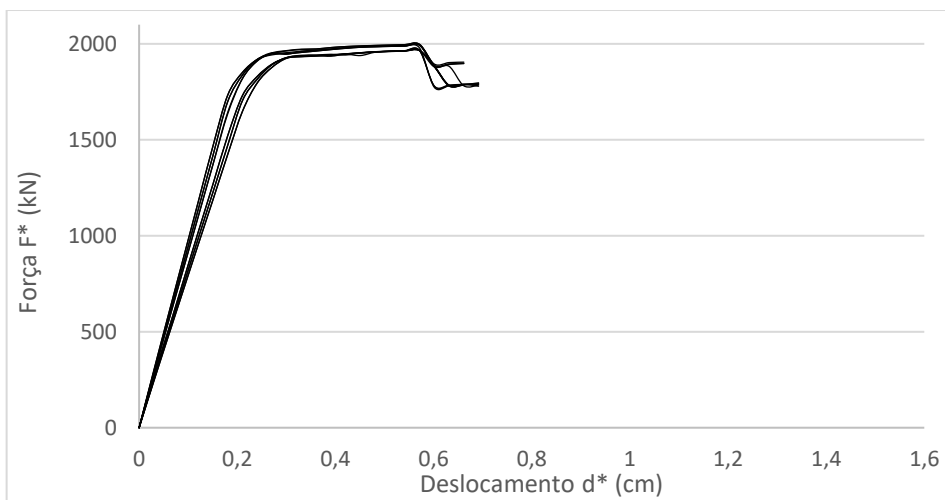


Figura A29: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 4S\_2P\_1E de Alberto Sousa.

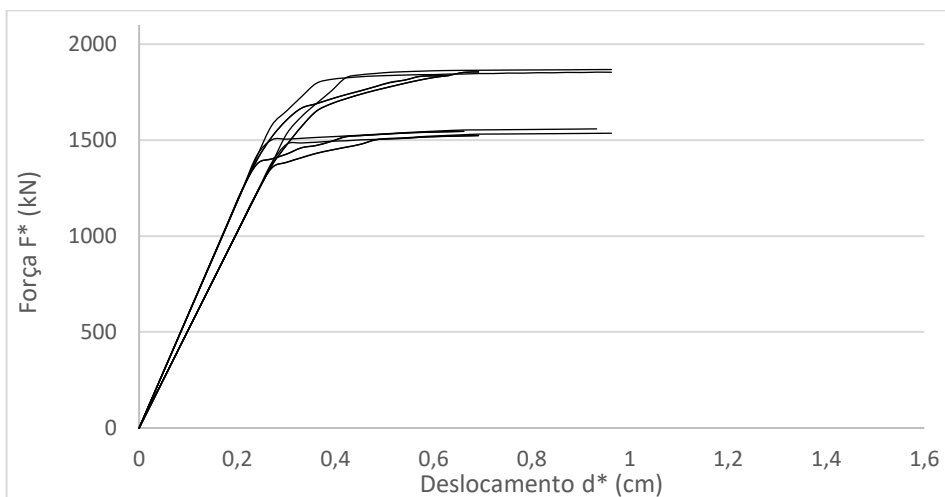


Figura A30: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 4S\_2P\_1E de Alberto Sousa.

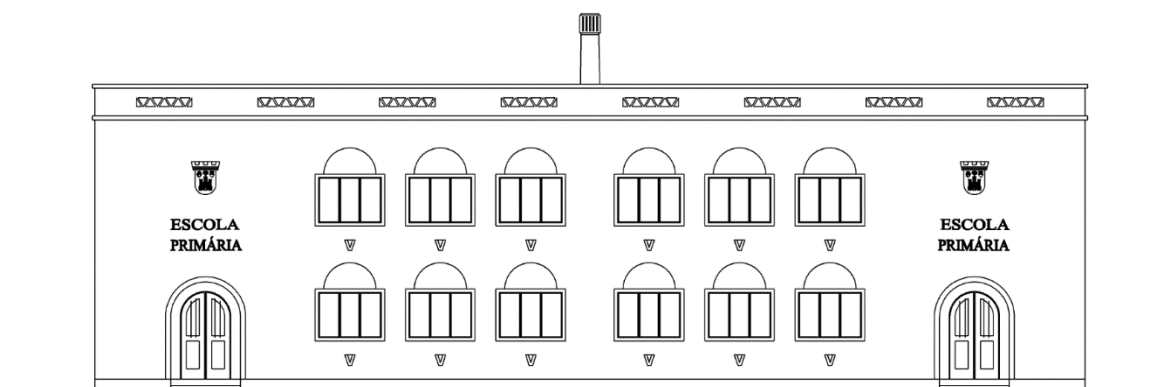


Figura A31: Tipologia de escola (4S\_2P\_2E) projetada pelo arquiteto Alberto Sousa (AS9).

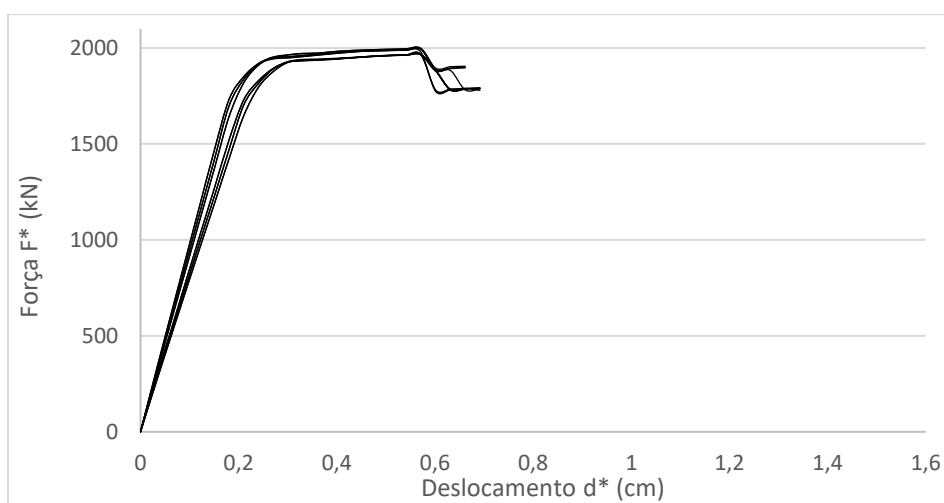


Figura A32: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 4S\_2P\_2E de Alberto Sousa.

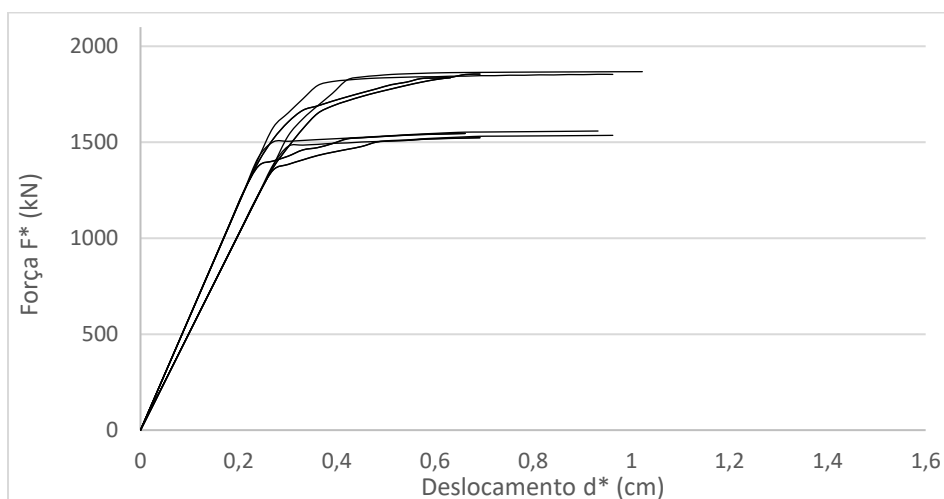


Figura A33: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 4S\_2P\_2E de Alberto Sousa.



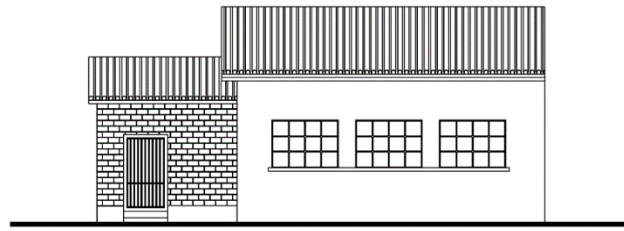


Figura A34: Tipologia de escola (1S\_1P\_1E) projetada pelo arquiteto Fernando Peres (FP1).

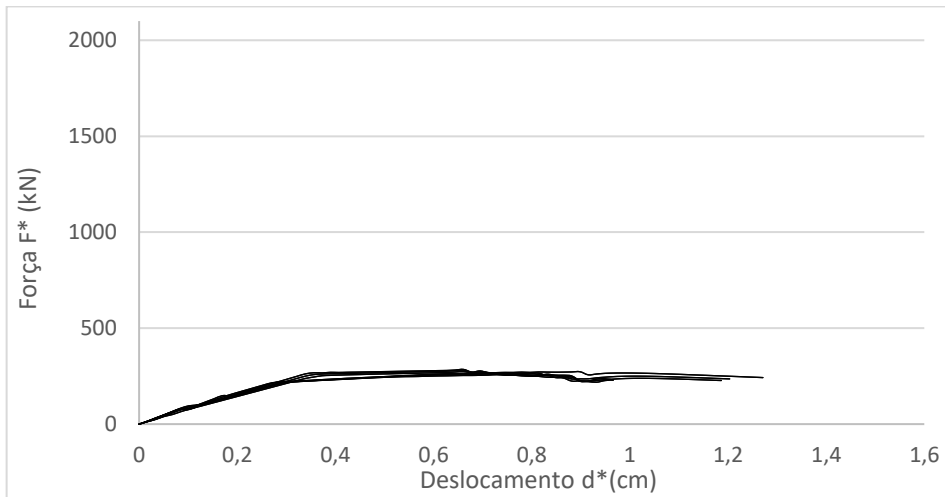


Figura A35: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 1S\_1P\_1E de Fernando Peres.

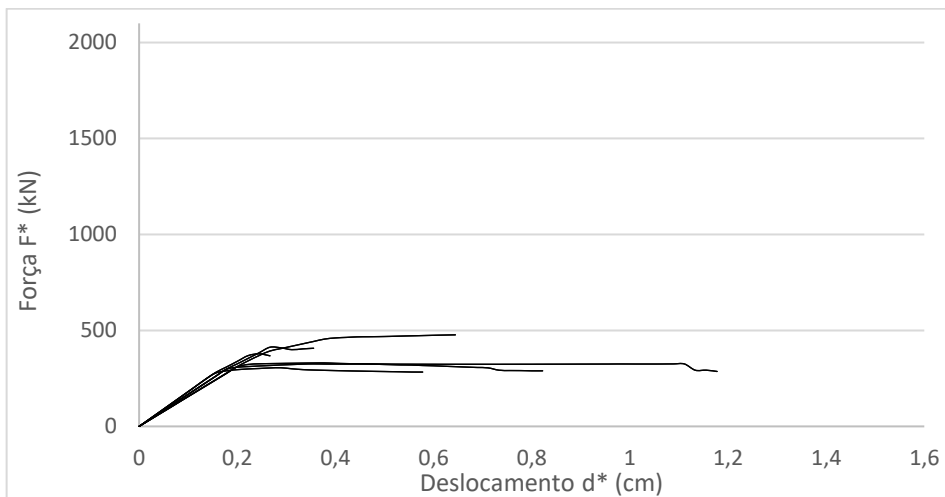


Figura A36: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 1S\_1P\_1E de Fernando Peres.

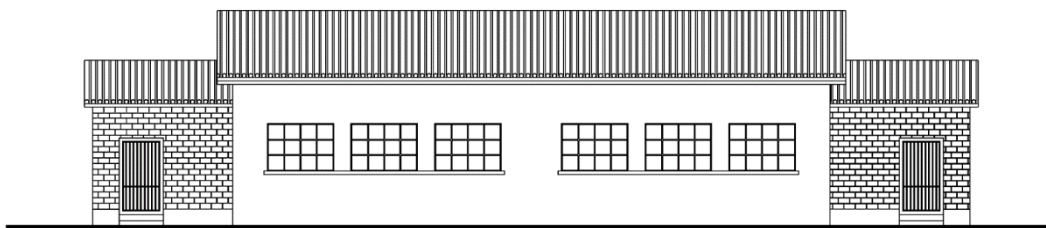


Figura A37: Tipologia de escola (2S\_1P\_2E) projetada pelo arquiteto Fernando Peres (FP2).

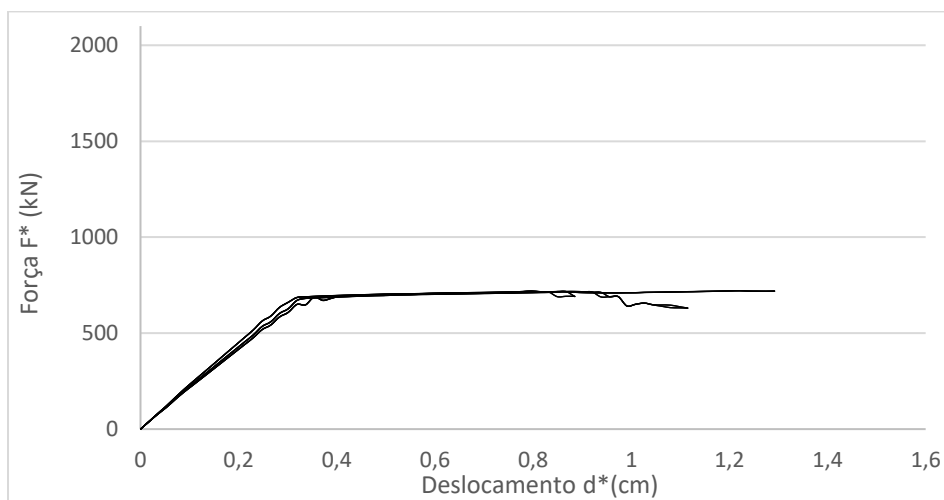


Figura A38: Curvas de capacidade para a direção X da tipologia 2S\_1P\_2E de Fernando Peres.

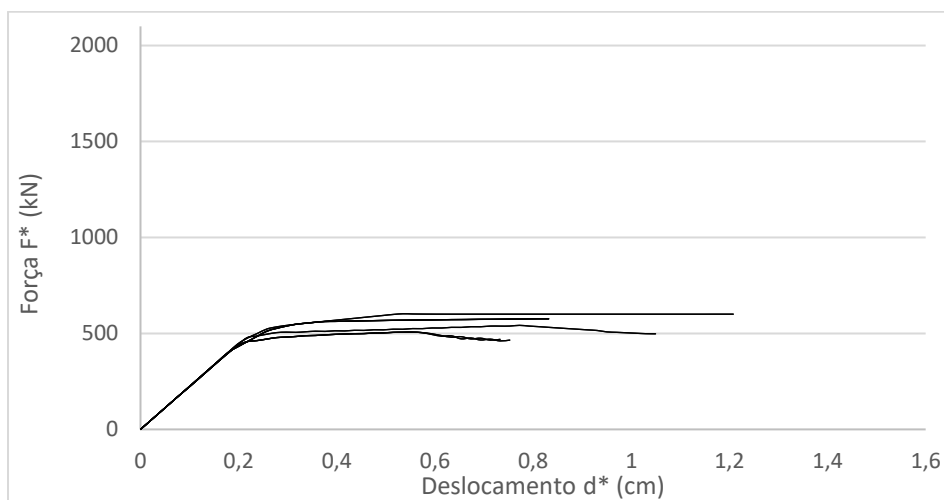


Figura A39: Curvas de capacidade para a direção Y da tipologia 2S\_1P\_2E de Fernando Peres.