



**PEDRO PÔNCIO EDIFÍCIO PAÇOS DA JUNTA GERAL, ANGRA DO
HEROÍSMO – VULNERABILIDADE SÍSMICA E
REFORÇO ESTRUTURAL**



**PEDRO PÔNCIO EDIFÍCIO PAÇOS DA JUNTA GERAL, ANGRA DO
HEROÍSMO – VULNERABILIDADE SÍSMICA E
REFORÇO ESTRUTURAL**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Professor Doutor Romeu da Silva Vicente, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Professor Doutor Hugo Rodrigues, Professor Adjunto do Instituto Politécnico de Leiria e do Doutor Tiago Miguel Ferreira, Investigador do Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

o júri

presidente

Prof.^a Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa
professora associada do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor João Manuel Carvalho Estevão
professor adjunto do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia da Universidade do Algarve

Prof. Doutor Romeu da Silva Vicente (orientador)
professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Um forte agradecimento ao meu orientador Prof. Romeu Vicente, pela oportunidade e por todo o apoio na elaboração da dissertação, assim como aos restantes coorientadores, Prof. Hugo Rodrigues e Doutor Tiago Ferreira.

Um muito obrigado ao Mestre Rui Maio pela paciência e ajuda nos principais temas deste trabalho.

À STADATA pela oportunidade de utilização do software 3Muri® [2016]. Ao seu colaborador Eng.º Davide Seni por estar sempre disponível e com resposta imediata às várias dúvidas.

Ao Eng.º José Carlos Oliveira pela disponibilidade e apoio na obtenção de vários elementos bibliográficos.

Ao Eng.º Marco Poim e Eng.º Haiane Madeira pelos vários esclarecimentos técnicos acerca do presente caso de estudo.

Ao Dr. Maduro Dias pela transmissão dos mais interessantes conhecimentos históricos acerca do edifício que aqui será estudado.

À Secretaria Regional da Educação e Cultura e Direção Regional das Obras Públicas da Região Autónoma dos Açores por se terem interessado por este trabalho, autorizando e disponibilizando tudo o que fosse necessário.

Por fim, um agradecimento muito especial aos meus pais, pela vida, pelos valores morais, educacionais e sociais que tenho e ao meu filho Guilherme, pela inspiração.

palavras-chave

Paredes de alvenaria de pedra, vulnerabilidade sísmica, 3Muri®, reforço sísmico, método N2, estados limites de dano.

resumo

A presente dissertação contribui para o estudo do comportamento sísmico de um edifício antigo, em construção tradicional, localizado na Ilha Terceira, Açores, de elevado interesse patrimonial.

Começou-se por fazer uma referência à sismicidade histórica no Arquipélago dos Açores, focando nas consequências dos eventos mais recentes e intensos, nomeadamente os sismos de 1980 (Terceira) e 1998 (Faial e Pico).

Realizou-se um trabalho preliminar de caracterização construtiva do edifício objeto de estudo, com identificação das principais dimensões geométricas, assim como das propriedades dos materiais utilizados.

A avaliação do seu desempenho sísmico teve em conta a regulamentação mais atual, no que respeita à definição da ação sísmica e tipo de análise estrutural. No presente trabalho adotou-se uma análise estática não linear, recorrendo à ferramenta computacional 3Muri® [2016], que modela os edifícios de alvenaria como uma malha de macroelementos, assumindo mecanismos de dano pré-definidos.

O edifício foi estudado no seu estado mais original e após ser reforçado, na sequência do sismo de 1980. Foram estudadas diferentes soluções de reforço: (i) recurso a um lintel de coroamento na cobertura; (ii) uso de tirantes; (iii) reforço através de alvenaria pré-esforçada. Em todos os casos foi realizada uma avaliação do dano e do deslocamento-alvo face à ação sísmica considerada.

O presente trabalho permitiu alargar o conhecimento acerca da vulnerabilidade sísmica de edifícios em construção tradicional, conhecer algumas das soluções de reforço utilizadas após os eventos sísmicos mais recentes no Arquipélago dos Açores e obter dados importantes ao planeamento de novas obras de reforço e reabilitação neste tipo de construções.

keywords

Stone masonry walls, seismic vulnerability, 3Muri®, seismic reinforcement, N2 method, damage limit state.

abstract

This dissertation contributes for the seismic behavior evaluation of an ancient stone masonry building, with high patrimonial value, located in Terceira Island, Azores.

It starts by making reference to the historical seismicity in the Archipelago, showing the main consequences of the most recent and intense events, namely the earthquakes of 1980 in Terceira Island and 1998 in Faial e Pico Islands.

In order to identify the geometric dimensions of the building and the applied materials, as well as its properties, a preliminary constructive characterization study was conducted.

The seismic structural analysis was performed according to the recent European Standards, where is defined the seismic action and the methods of analysis. It was adopted a nonlinear static analysis, using the 3Muri® [2016] software, which models masonry buildings as a mesh of macroelements with associated failure mechanisms.

The building was analyzed in its most original state and after being reinforced, due to the 1980 seismic event. The studied reinforcement solutions were: (i) concrete strapping beam; (ii) tie rods; (iii) prestressed masonry. In all cases was performed a damage and target displacement evaluation for the considered seismic action.

This work allowed to enhance knowledge about seismic vulnerability in this kind of masonry buildings, know more about the applied reinforcement solutions after the recent seismic events in the Azores Islands and giving important data for retrofitting design in the future.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	III
ÍNDICE DE QUADROS	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
LISTA DE ACRÓNIMOS	XI
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento e motivação.....	1
1.2 Objetivos e organização da dissertação	2
2 SISMICIDADE NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES.....	5
2.1 Sismicidade histórica.....	5
2.2 Sismo de 1980.....	9
2.3 Sismo de 1998.....	14
3 EDIFÍCIO – CASO DE ESTUDO.....	19
3.1 Enquadramento histórico do edifício.....	19
3.2 Caracterização construtiva – materiais tradicionais.....	21
3.3 Edifício original – soluções construtivas	24
3.4 Obras de reforço estrutural.....	29
3.5 Obras de ampliação.....	32
4 DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ACORDO COM A EN1998-1.....	35
4.1 Capacidade resistente	35
4.2 Caracterização da ação sísmica.....	36
4.2.1 Classes de importância do edificado	36
4.2.2 Tipo de terreno	37
4.2.3 Aceleração máxima de referência	38
4.2.4 Aceleração à superfície para um terreno do tipo A	39
4.2.5 Espectro de resposta elástica	40
4.2.6 Espectro de cálculo para a análise elástica.....	40
4.3 Análise estática não linear.....	43
4.3.1 Método N2.....	45
5 PAREDES DE ALVENARIA PRÉ-ESFORÇADA.....	51
5.1 Introdução.....	51
5.2 Aplicação da técnica no caso de estudo.....	54
5.3 Dimensionamento do pré-esforço em paredes de alvenaria	56

5.3.1	Estados Limites Últimos: secção fendilhada	56
5.3.2	Esbelteza em paredes.....	58
5.3.3	Fator de redução de capacidade.....	59
5.4	Perdas de pré-esforço	61
6	AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA.....	65
6.1	Desempenho sísmico de edifícios existentes	65
6.2	Programa 3Muri.....	70
6.3	Geometria do modelo	76
6.4	Propriedades mecânicas	78
6.5	Ações permanentes.....	80
6.6	Sobrecargas de utilização (RSAEEP).....	80
7	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	81
7.1	Edifício original não reforçado	83
7.2	Edifício original reforçado com lintel de coroamento	89
7.3	Edifício original reforçado com tirantes.....	94
7.4	Edifício original com reforço por pré-esforço das paredes de alvenaria	103
7.5	Comparação de estados limites de dano.....	110
8	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHO FUTURO.....	115
8.1	Síntese do trabalho realizado	115
8.2	Interpretação de resultados	116
8.3	Perspetivas de trabalho futuro.....	120
	BIBLIOGRAFIA.....	123
	ANEXO 1 CÁLCULO DA AÇÃO SÍSMICA.....	129
	ANEXO 2 CÁLCULO DE PRÉ-ESFORÇO EM PAREDES DE ALVENARIA.....	131
	ANEXO 3 CÁLCULO DO AUMENTO DA RESISTÊNCIA AO CORTE EM PAREDES DE ALVENARIA POR APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO.....	139
	ANEXO 4 RESULTADOS OBTIDOS A PARTIR DO PROGRAMA 3MURI.....	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Modelos geodinâmicos para os Açores	5
Figura 2.2 Carta de sismicidade para o período 1997-2005	8
Figura 2.3 Localização do epicentro do sismo de 1980	9
Figura 2.4 Carta de isossistas do sismo de 1980	9
Figura 2.5 Espectros de resposta relativos ao sismo de 1980	10
Figura 2.6 Casa do meu tio avô (Freguesia das Doze Ribeiras)	12
Figura 2.7 Danos nas construções ao longo da Rua da Rocha (Angra do Heroísmo)	12
Figura 2.8 Danos no Convento de Santo António dos Capuchos (Angra do Heroísmo)	13
Figura 2.9 Localização do epicentro e simulação de intensidades macrossísmicas do sismo de 1998	14
Figura 2.10 Acelerogramas do sismo de 1998	15
Figura 2.11 Igreja da Freguesia da Ribeirinha	16
Figura 2.12 Colapso da parede de empena do Jardim de Infância de Salão	17
Figura 2.13 Colapso da estrutura da cobertura de um edifício habitacional (localização desconhecida)	17
Figura 3.1 Localização do Edifício Paços da Junta Geral (retângulo vermelho)	19
Figura 3.2 Configuração atual do Edifício Paços da Junta Geral – fachada principal	20
Figura 3.3 Configuração atual do Edifício Paços da Junta Geral – fachada tardoz	20
Figura 3.4 Pedras de basalto	21
Figura 3.5 Argamassas	22
Figura 3.6 Tipos de telha utilizados	23
Figura 3.7 Alçado nascente (fachada principal) – edifício original	24
Figura 3.8 Planta do piso 0 – edifício original	24
Figura 3.9 Elementos construtivos – edifício original	26
Figura 3.10 Parede em arco – edifício original (ala norte)	26
Figura 3.11 Estrutura do pavimento – edifício original (ala norte)	27
Figura 3.12 Estrutura da cobertura – edifício original	28
Figura 3.13 Esquema do reforço estrutural	30
Figura 3.14 Lintel de coroamento – obras de reforço estrutural	30
Figura 3.15 Tirante (piso 1) – obras de reforço estrutural	31
Figura 3.16 Tirante (cobertura) – obras de reforço estrutural	31
Figura 3.17 Obras de ampliação – fachada da zona anterior	33
Figura 3.18 Obras de ampliação – zona posterior	33
Figura 4.1 Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores	38
Figura 4.2 Transformação para sistema 1GL equivalente, adaptado de	46
Figura 4.3 ADRS e espectros inelásticos	48
Figura 4.4 Desempenho sísmico da estrutura – procedimento gráfico	50
Figura 5.1 Técnica de pré-esforço em alvenaria – Edifício Sede dos Correios, Sydney	51
Figura 5.2 Métodos de aplicação do pré-esforço em alvenaria	53
Figura 5.3 Sistemas de ancoragem do pré-esforço em alvenaria	53
Figura 5.4 Método de aplicação do pré-esforço – caso de estudo	54
Figura 5.5 Sistema de ancoragem superior (pré-esforço) – caso de estudo	55
Figura 5.6 Passagem inferior (pré-esforço) – caso de estudo	55
Figura 5.7 Diagrama de resistência última: secção fendilhada, adaptado de	56
Figura 6.1 Níveis de desempenho, adaptado de	69
Figura 6.2 Exemplo de dano associado ao corte	70
Figura 6.3 Exemplo de dano associado à flexão	70
Figura 6.4 Modelo cinemático do macroelemento	71
Figura 6.5 Malha de macroelementos – Fachada Principal [3Muri®, 2016]	72
Figura 6.6 Critérios de rotura de paredes de alvenaria	73
Figura 6.7 Macroelemento bilinear (degradação do comportamento)	73
Figura 6.8 Dimensões geométricas (cm) do edifício caso de estudo	76
Figura 6.9 Esquema estrutural – Piso 0	77
Figura 6.10 Esquema estrutural – Piso 1	77
Figura 6.11 Edifício original após sismo de 1980	79

Figura 7.1 Localização dos nós de controlo [3Muri®, 2016]	81
Figura 7.2 Deslocamentos em planta – Análise 19 – edifício original não reforçado [3Muri®, 2016]	84
Figura 7.3 Tipos de dano (fachada norte) – Análise 19 – edifício original não reforçado [3Muri®, 2016]	85
Figura 7.4 Tipos de dano (fachada SW) – Análise 13 – edifício original não reforçado [3Muri®, 2016]	86
Figura 7.5 Coeficientes de comportamento da estrutura para a direção Y – edifício original não reforçado .	87
Figura 7.6 Curvas bilineares equivalentes segundo Y – edifício original não reforçado	88
Figura 7.7 Coeficientes de comportamento da estrutura para a direção Y – edifício original reforçado com lintel de coroamento	90
Figura 7.8 Curvas bilineares equivalentes – edifício original reforçado com lintel de coroamento	91
Figura 7.9 Edifício original não reforçado vs. c/ lintel – Análise 6 – “Performance points”	92
Figura 7.10 Edifício original não reforçado vs. c/ lintel – Análise 19 – “Performance points”	92
Figura 7.11 Deslocamentos em planta – Análise 18 – edifício original reforçado com tirantes [3Muri®, 2016]	95
Figura 7.12 Tipos de dano (parede sul núcleo central) – Análise 18 – edifício original reforçado com tirantes [3Muri®, 2016]	95
Figura 7.13 Tipos de dano (parede norte) – Análise 19 – edifício original reforçado com tirantes [3Muri®, 2016]	96
Figura 7.14 Tipos de dano (fachada SW) – Análise 13 – edifício original reforçado com tirantes [3Muri®, 2016]	97
Figura 7.15 Coeficientes de comportamento da estrutura para a direção Y – edifício original reforçado com tirantes	98
Figura 7.16 Curvas bilineares equivalentes – edifício original reforçado com tirantes	99
Figura 7.17 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 3 – “Performance points”	100
Figura 7.18 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 13 – “Performance points”	100
Figura 7.19 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 6 – “Performance points”	101
Figura 7.20 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 19 – “Performance points”	101
Figura 7.21 Tipos de dano (parede norte) – Análise 19 – edifício original reforçado com pré-esforço [3Muri®, 2016]	104
Figura 7.22 Tipos de dano (fachada SW) – Análise 13 – edifício original reforçado com pré-esforço [3Muri®, 2016]	105
Figura 7.23 Coeficientes de comportamento da estrutura para a direção Y – edifício original reforçado com pré-esforço	106
Figura 7.24 Curvas bilineares equivalentes – edifício original reforçado com pré-esforço	107
Figura 7.25 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 3 – “Performance point”	108
Figura 7.26 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 13 – “Performance point”	108
Figura 7.27 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 6 – “Performance point”	109
Figura 7.28 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 19 – “Performance point”	109
Figura 7.29 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 3 – Estados limites de dano	111
Figura 7.30 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 3 – Estados limites de dano	111
Figura 7.31 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 13 – Estados limites de dano	112
Figura 7.32 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 13 – Estados limites de dano	112
Figura 7.33 Edifício original reforçado com tirantes – Análise 6 – Estados limites de dano	113
Figura 7.34 Edifício original reforçado com tirantes – Análise 19 – Estados limites de dano	113
Figura AN1 1 Espetro de resposta elástico	130
Figura AN2 1 Cálculo do momento máximo [SAP2000®, 2016]	132

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Sismos no arquipélago	7
Quadro 4.1 Classes de importância	36
Quadro 4.2 Perfis Estratigráficos – Perfil 2	37
Quadro 4.3 Tipos de terreno	37
Quadro 4.4 Acelerações máximas de referência	39
Quadro 4.5 Coeficientes de importância	39
Quadro 4.6 Coeficientes de comportamento	41
Quadro 4.7 Parâmetros definidores do espectro de resposta	42
Quadro 5.1 Altura efetiva h_{ef}	58
Quadro 5.2 Fator de espessura K	59
Quadro 5.3 Fator de redução de capacidade β	60
Quadro 6.1 Relação entre KL , fatores que o determinam, tipo de análise e CF	67
Quadro 6.2 Espessura dos elementos resistentes.....	77
Quadro 6.3 Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria	79
Quadro 6.4 Ações permanentes.....	80
Quadro 6.5 Sobrecargas de utilização	80
Quadro 7.1 Cálculo das excentricidades acidentais	82
Quadro 7.2 Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria – edifício original reforçado com pré-esforço	103
Quadro AN1 1 Parâmetros definidores do espectro de resposta	130
Quadro AN2 1 Parâmetros definidores do espectro de resposta	131
Quadro AN2 2 Peso próprio - parede NW	134
Quadro AN4 1 Resultados edifício original não reforçado – Sistema múltiplos GL.....	141
Quadro AN4 2 Resultados edifício original não reforçado – Sistema 1GL	142
Quadro AN4 3 Resultados edifício original reforçado com lintel de coroamento – Sistema múltiplos GL ...	143
Quadro AN4 4 Resultados edifício reforçado com lintel de coroamento – Sistema 1GL	144
Quadro AN4 5 Resultados edifício original reforçado com tirantes – Sistema múltiplos GL	145
Quadro AN4 6 Resultados edifício reforçado com tirantes – Sistema 1GL	146
Quadro AN4 7 Resultados edifício original reforçado com pré-esforço – Sistema múltiplos GL.....	147
Quadro AN4 8 Resultados edifício original reforçado com pré-esforço – Sistema 1GL	148

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da secção da parede de alvenaria
a_g	Aceleração à superfície
a_{gR}	Aceleração máxima de referência
b	Coefficiente que depende do quociente entre a altura e largura da parede
C	Forças de compressão atendendo ao diagrama retangular de tensões em paredes de alvenaria
CF	Coefficiente de confiança
CF_{KL1}	Coefficiente de confiança para um nível de conhecimento limitado
CF_{KL2}	Coefficiente de confiança para um nível de conhecimento normal
CF_{KL3}	Coefficiente de confiança para um nível de conhecimento completo
d^*	Deslocamento de topo para um sistema equivalente de um grau de liberdade
DL	Estado de Limitação de Dano
dm	Deslocamento último para um sistema de N graus de liberdade
d_m^*	Deslocamento último para um sistema equivalente de um grau de liberdade
d_n	Deslocamento de topo/controlo
d_n, dt	Deslocamento-alvo para um sistema de N graus de liberdade
d_t^*	Deslocamento-alvo para um sistema equivalente de um grau de liberdade
d_y^*	Deslocamento de cedência do sistema idealizado
e_{ai}, e_{ax}, e_{ay}	Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal
E_m^*	Energia de deformação
E_m, E	Módulo de elasticidade da parede de alvenaria
E_s	Módulo de elasticidade dos cabos/cordões de pré-esforço
F^*	Força de corte na base para um sistema equivalente de um grau de liberdade
F_b	Força de corte na base
f_f	Resistência ao corte diagonal da alvenaria ou resistência à compressão por flexão composta
f_k	Resistência característica à compressão em paredes de alvenaria
f_m	Resistência à compressão média da alvenaria
F_{PT}	Força de pós-tensão
f_t	Tensão de tração principal no cálculo do incremento das propriedades mecânicas
f_{t0}	Tensão de tração principal sem pré-compressão no cálculo do incremento das propriedades mecânicas
F_y^*	Resistência do sistema idealizado
G	Módulo de distorção
h	Altura total do elemento resistente em alvenaria
h_{ef}	Altura efetiva do elemento resistente em alvenaria
h_m	Altura do elemento interno do macroelemento
K	Fator de espessura do elemento resistente em alvenaria
$KL1$	Nível de conhecimento limitado
$KL2$	Nível de conhecimento normal
$KL3$	Nível de conhecimento completo
l	Largura do painel macroelemento
L_i	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
LS	Estados limite de dano
m^*	massa de um sistema de um grau de liberdade equivalente
m_i	Massa do piso i relativamente à distribuição de forças proporcional ao modo condicionante
$M_{máx}$	Momento máximo no cálculo do pré-esforço
MRs	Momento resistente atendendo ao diagrama retangular de tensões em paredes de alvenaria
M_u	Momento último na análise ao derrube
N	Esforço axial na análise ao derrube de macroelementos
NC	Estado Limite de Colapso Eminente
$NC1$	Nó de controlo na cobertura
$NC2$	Nó de controlo na cobertura
\emptyset_i	Componente i do modo condicionante
ρ	Intensidade do carregamento relativamente à distribuição de forças proporcional ao modo condicionante
P_i	Força a aplicar no piso i relativamente à distribuição de forças proporcional ao modo condicionante

PP	Peso próprio
P_{ubc}	Tensão última para um diagrama retangular de tensões em paredes de alvenaria
q	Coefficiente de comportamento
q_u	Fator de redução devido à dissipação histerética
S	Coefficiente de solo
S_a	Valor espectral de aceleração
S_{ae}	Aceleração espectral
$S_{ae}(T^*)$	Valor espectral elástico da aceleração correspondente a T^*
SD	Estado de Limite de Danos Severos
S_d	Cargas aplicadas verticalmente sobre as <i>paredes</i>
$S_d(T)$	Espetro de cálculo
S_{de}	Deslocamento espectral
S_{dE}	Ação base o sismo
S_{dQ}	Ação base a sobrecarga
$S_e(T)$	Espetro de resposta elástica
S_{Ek}	Ação sísmica
S_{Gk}	Ações permanentes
$S_{máx}$	Parâmetro definidor do espectro de resposta para o coeficiente do solo em Portugal
SQ	Sobrecarga de utilização
S_{Qk}	Ações variáveis
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
t	espessura da parede ou do painel maroelemento
T^*	Período elástico equivalente
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
t_{ef}	Espessura efetiva do elemento resistente em alvenaria
u, w, φ	Graus de liberdade em nós de macroelementos
V_u	Corte/deslizamento último
W	Peso volúmico
Ws	Dimensão do diagrama de resistência última em paredes de alvenaria
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
β	Fator de redução da resistência de um elemento resistente em alvenaria
Γ	Fator de transformação de uma estrutura com N graus de liberdade para um sistema de um grau de liberdade (1GL) equivalente
γ_l	Coefficiente de importância
γ_m	Coefficiente de segurança parcial para paredes de alvenaria
Δ_m	Deslocamento interno do macroelemento
δu_m^{DL}	Controlo de ductilidade através do software 3Muri®
η	Coefficiente de correção do amortecimento
λ	Coefficiente de esbelteza
μ_a	Coefficiente de atrito
μ, μ^*	Ductilidade
ξ	Amortecimento viscoso da estrutura
σ_0	Tensão de compressão na análise ao derrube de macroelementos
σ_c	Resistência à compressão da parede de alvenaria no cálculo do pré-esforço
σ_f	Resistência à tração da parede de alvenaria no cálculo do pré-esforço
σ_{FPT}	Tensão por pré-esforço
σ_{sdE}	Tensão considerando a ação base sismo
σ_{sdQ}	Tensão considerando a ação base sobrecarga
σ_v	Pré-compressão perpendicular às camadas de assentamento no cálculo do incremento das propriedades mecânicas
T_0	Resistência ao corte na análise ao deslizamento de macroelementos ou resistência ao corte média da alvenaria
τ	Resistência ao corte média sem pré-compressão
τ_u	Resistência ao corte média com pré-compressão

LISTA DE ACRÓNIMOS

1GL	Um grau de liberdade
ADRS	<i>“Acceleration Displacement Response Spectrum”</i>
ASTM	<i>“American Society for Testing and Materials”</i>
BS	Normativas Inglesas <i>“British Standards”</i>
EN	Normativas Europeias <i>“European Standard”</i>
E-W	Este-Oeste
NA	Referência ao anexo nacional da EN1998-1
N-S	Norte-Sul
NTC	Normativas Italianas <i>“Norme Tecniche per le Costruzioni”</i>
SW	Sudoeste

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e motivação

O impacto dos sismos é multifacetado, originando vários efeitos sobre a população (mortos, feridos, desalojados, traumatismos psicológicos), mas também ao nível do parque habitacional, infraestruturas e património histórico. Existem outros tipos, relacionados com fatores socioeconómicos, dificuldade em retomar a vida quotidiana e os efeitos imateriais associados às atitudes pessoais das pessoas, formas de pensar, que influenciam diretamente a cultura, religião, filosofia e política. Exemplifica-se, este último, com o sucedido nos Açores [1], após o sismo entre as Ilhas de São Jorge e Pico (1973), que levou parte da população a emigrar para os Estados Unidos da América.

Até à atualidade, por motivos de incentivo imobiliário e por razões políticas, o tema *reabilitação* ficou esquecido, tendo-se dado mais importância à construção nova e à ampliação urbanística para fora dos centros das cidades. Alguns acidentes, como por exemplo: a queda de dois edifícios na baixa de Coimbra, em dezembro de 2006, alertou para a necessidade de conhecer as condições estruturais dos nossos edifícios mais antigos, muito presentes na nossa malha urbana. Apesar do atraso da nossa economia e da condição financeira do país, tem-se notado alguma consciencialização para esta questão.

A atividade sísmica no Arquipélago dos Açores é elevada [2], tendo já ocorrido alguns eventos de elevada magnitude. Para além dos elevados prejuízos materiais, perderam-se vidas humanas, situação causada maioritariamente pelo colapso das construções existentes.

O parque edificado do arquipélago caracteriza-se, maioritariamente, pelo tipo de construção tradicional (paredes de pedra), sendo importante o estudo da resistência estrutural dos edifícios à ação sísmica, na tentativa de salvaguardar a segurança da população e de preservar a cultura construtiva local.

Atualmente a ciência, tecnologia e engenharia, em conjunto, são capazes de estimar as consequências de um determinado sismo e os procedimentos para reduzir o impacto do mesmo.

1.2 Objetivos e organização da dissertação

Interessa fundamentalmente, criar conhecimento no que respeita à vulnerabilidade sísmica de edifícios, em construção tradicional, como se tentará expor. Este trabalho pretende contribuir para alargar essa experiência, disponibilizando ferramentas de análise estrutural de edifícios em construção tradicional, assim como, fornecer dados importantes a possíveis trabalhos de reformulação funcional, que o edifício, caso de estudo, venha a sofrer.

O caso de estudo que se apresenta para este trabalho trata-se de um edifício público de serviços, com origens no século XVI [3] e elevado interesse cultural, localizado na Rua Carreira dos Cavalos, em Angra do Heroísmo, Ilha Terceira.

Os principais objetivos deste trabalho resumem-se nos seguintes pontos:

- i. Análise da sismicidade associada ao Arquipélago dos Açores, com base nos eventos sísmicos mais recentes;
- ii. Identificação dos elementos construtivos, que caracterizam a construção tradicional e o presente caso de estudo;
- iii. Modelação numérica do edifício caso de estudo com recurso a um programa de cálculo, baseado no comportamento não linear de uma malha de macroelementos;
- iv. Avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício caso de estudo, da estrutura original, não reforçada, e após a aplicação de reforços.

A dissertação apresenta-se organizada em 8 capítulos e 4 anexos. No presente faz-se um enquadramento dos vários temas que serão abordados.

No Capítulo 2 do presente trabalho começa-se por fazer uma introdução à atividade sísmica no Arquipélago dos Açores, com uma pequena descrição das principais características dos eventos mais recentes de elevada magnitude. Pretende-se com o mesmo criar uma relação com os capítulos posteriores, no que respeita à definição da ação sísmica e caracterização dos danos verificados nas construções.

Posteriormente, no Capítulo 3, serão caracterizadas as tipologias de construção existentes no edifício, caso de estudo, nomeadamente, no que respeita aos materiais, tecnologias e disposições construtivas utilizadas.

No Capítulo 4 será abordada a metodologia a utilizar na definição da ação sísmica e no tipo de análise de desempenho estrutural sísmico a ser usado. O mesmo terá como base a normativa EN1998-1 [4], vulgarmente conhecida como Eurocódigo 8.

Seguidamente, no Capítulo 5 será abordada, com mais detalhe, uma das soluções de reforço que o edifício caso de estudo apresenta, e que consiste numa técnica de alvenaria pré-esforçada (“*prestressed masonry*”) cuja forma de cálculo será descrita neste capítulo.

No Capítulo 6, apresenta-se o programa de cálculo (3Muri®), a utilizar na análise ao comportamento sísmico do edifício, caso de estudo, com base na teoria “*Capacity Design*”, assim como, os elementos a utilizar no mesmo, tais como: propriedades mecânicas, disposições geométricas e ações. No mesmo capítulo será feita ainda uma descrição da análise ao desempenho sísmico de edifícios, segundo o Eurocódigo 8, parte 3 [5].

Por fim, nos Capítulos 7 e 8 far-se-á uma análise aos resultados obtidos e serão referidas as principais conclusões e propostas de trabalho futuro. As conclusões recairão, essencialmente, sobre a vulnerabilidade sísmica do edifício caso de estudo, na sua forma original e após a aplicação das soluções de reforço aplicadas pós-sismo de 1980.

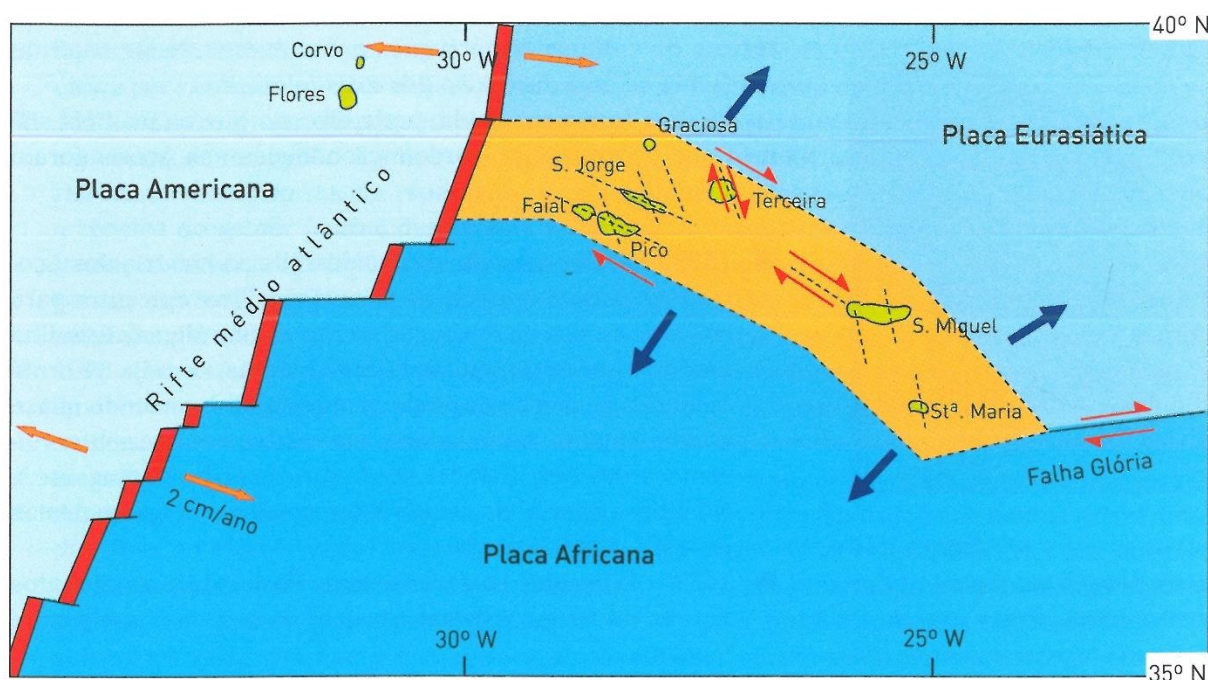
2 SISMICIDADE NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES

2.1 Sismicidade histórica

Os sismos, de uma forma geral, ocorrem no interior da Terra através de falhas que cedem por acumulação de tensões à sua volta. A acumulação de tensão resulta da dinâmica interna da crosta terrestre que, quando supera a resistência no plano da falha, origina este tipo de eventos.

O arquipélago dos Açores localiza-se (Figura 2.1) na junção das placas Euroasiática, Africana e Norte Americana, traduzindo-se na existência de diversos sistemas de fratura, relacionados, principalmente, com as seguintes estruturas geológicas/tectónicas:

Figura 2.1 Modelos geodinâmicos para os Açores [1]



- Crista Médio Atlântica: cordilheira submarina que se estende no leito dos oceanos Atlântico e Ártico, localizada entre o grupo central e ocidental, e cuja formação se deve a um limite divergente entre placas tectónicas;
- Zona de Fratura Este dos Açores: desenvolve-se para oeste da ilha de Santa Maria, estando atualmente inativa, devido à migração para norte da fronteira de placas Euroasiática-África.
- Rifte da Terceira: apresenta um comprimento total de cerca de 500 km, composto por uma série de bacias tectónicas, separadas por cristas ou maciços vulcânicos.

As diversas linhas de falha possuem uma orientação predominante NW-SE no grupo central, convergindo na ilha de São Miguel.

A atividade sísmica verificada no arquipélago, através das linhas antes descritas, resulta da compatibilização entre os movimentos das placas principais ou da formação vulcânica de nova crosta terrestre.

Estas condições “geoestruturais” [5] particulares sujeitaram o Arquipélago a uma intensa atividade sísmica ao longo da história.

No Quadro 2.1 apresentam-se algumas ocorrências. Como se pode verificar, só a partir de 1973 começaram a existir registos acelerográficos

Os sismos de 1980 e 1998 serão descritos com mais detalhe nas Secções 2.2 e 2.3, respetivamente.

Quadro 2.1 Sismos no arquipélago [4 e 5]

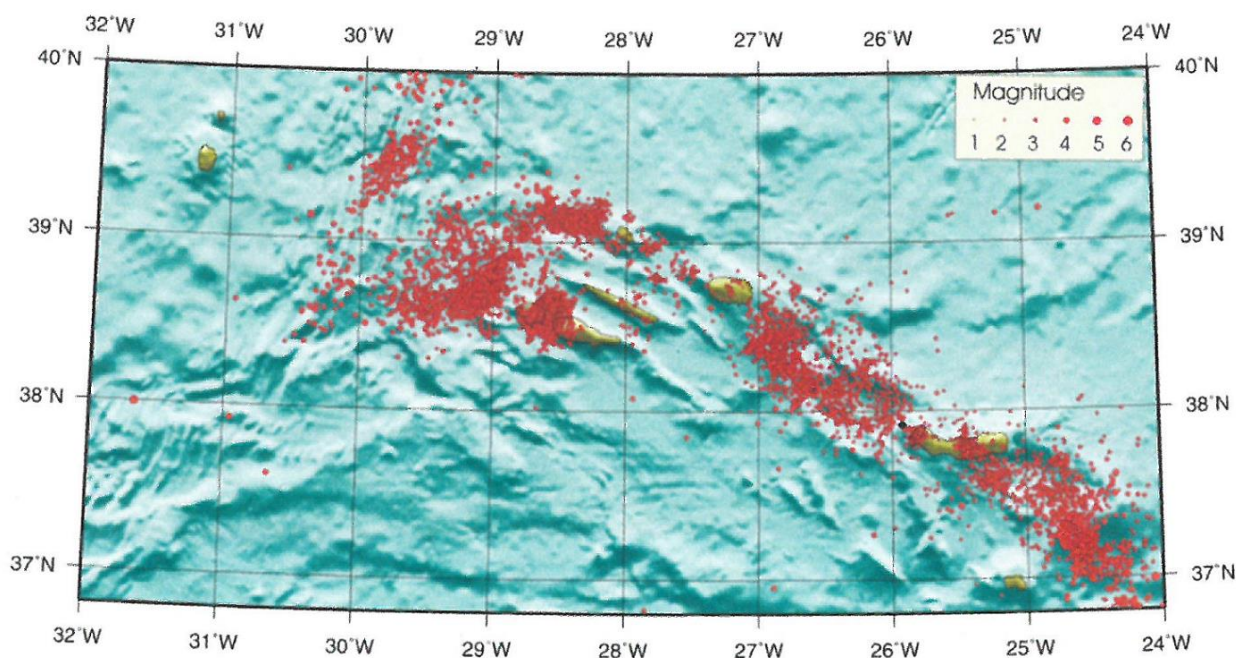
Ilha	Ano	Evento
São Miguel	1522	Sismo com uma intensidade X na escala de Mercalli, com epicentro localizado na zona de Vila Franca do Campo.
Terceira	1617 e 1841	Sismo com uma intensidade de IX na escala de Mercalli, com epicentro localizado na zona da Praia-Lajes-Vila Nova, relacionado com uma estrutura geológica em “graben”.
	1961	Sismo com uma intensidade VI na escala de Mercalli, com epicentro localizado novamente na zona das Lajes.
	1963	Sismo com uma intensidade III na escala de Mercalli, com epicentro localizado na zona de Angra do Heroísmo.
Terceira, São Jorge e Graciosa	1980	Sismo registado em acelerógrafo, localizado a 80 km do epicentro, com acelerações máximas de 60 cm/s ² .
São Jorge	1757	Sismo com uma intensidade de XI na escala de Mercalli, com epicentro localizado com epicentro na Fajã dos Vimes.
Pico e Faial	1973	Sismo registado em acelerógrafo tendo-se obtido a cerca de 15 a 25 Km dos epicentros, acelerações máximas de 273 cm/s ² e 101 cm/s ² , para componentes horizontais e verticais de 194 cm/s ² e 221 cm/s ² , respetivamente.
	1998	Sismo com epicentro a cerca de 15 km da Horta, com uma intensidade de VIII na escala de Mercalli.

De um estudo sobre o risco sísmico nos Açores publicado em 1977 [7], pode-se afirmar que os valores máximos de aceleração no grupo central são de cerca de 100 a 120 cm/s^2 para períodos de retorno de 100 anos e de 180 a 240 cm/s^2 para períodos de 1000 anos.

A sismicidade no arquipélago caracteriza-se por eventos de baixa magnitude, mas com elevada frequência. Segundo Costa-Nunes [8], desde o povoamento (1450) das ilhas até à atualidade, apenas ocorreram cerca de 31 episódios sísmicos de grandes intensidades e fortemente destrutivos.

A distribuição da sismicidade (Figura 2.2) é esparsa devendo-se às características da plataforma dos Açores, que consiste na libertação de energia sísmica através de crises prolongadas no tempo, sem que se destaquem como eventos principais [9, 10 e 11].

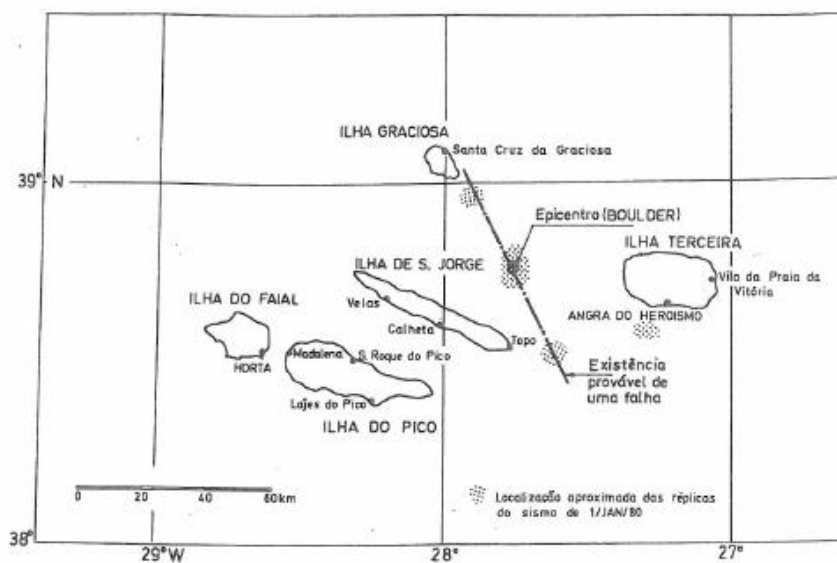
Figura 2.2 Carta de sismicidade para o período 1997-2005 [2]



2.2 Sismo de 1980

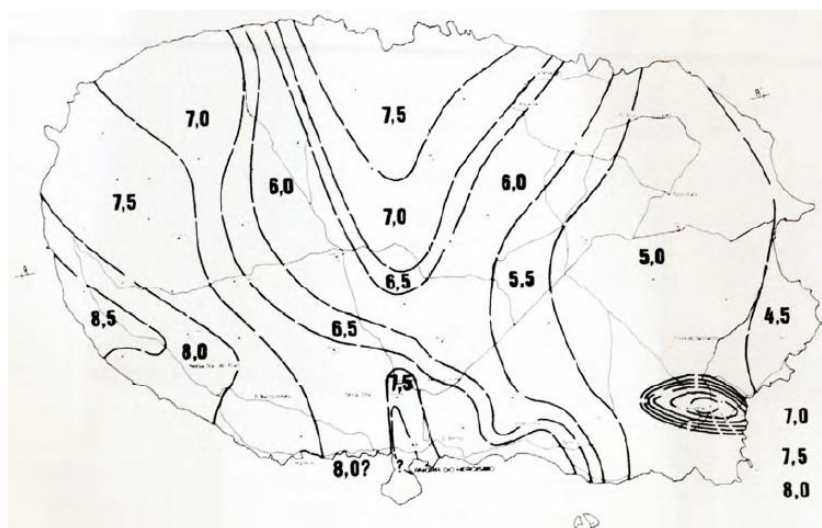
No dia 01/01/1980, pelas 15:40, foi sentido um sismo intenso (intensidade 7 na escala de Richter) com epicentro a $37,78^{\circ}\text{N}$ e $27,73^{\circ}\text{W}$ (Figura 2.3), a uma profundidade de 10 km.

Figura 2.3 Localização do epicentro do sismo de 1980 [12]



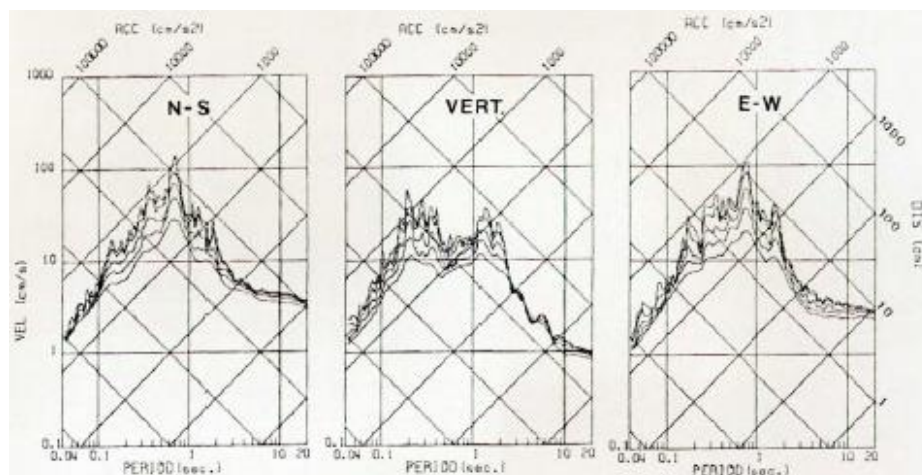
Foi sentido principalmente nas Ilhas Terceira, São Jorge e Graciosa, com uma intensidade máxima de 8.5, na escala de Mercalli Modificada, sentida na freguesia das Doze Ribeiras, Ilha Terceira (Figura 2.4).

Figura 2.4 Carta de isossistas do sismo de 1980 [13]



As vibrações foram registadas em um acelerógrafo Kinematics-SMA-1, localizado a 80 km do epicentro. As acelerações máximas registadas foram de 60 cm/s^2 [6].

Figura 2.5 Espectros de resposta relativos ao sismo de 1980 [6]



Como se pode observar na Figura 2.5, a componente vertical é ligeiramente inferior ao valor máximo atingido para as componentes horizontais, com frequências entre os 6 e 7 Hz.

Com base na forma de atenuação das ondas sísmicas com a distância, pode-se determinar que a aceleração máxima nas zonas mais próximas do epicentro, ao nível do “bedrock”, foi de 100 a 150 cm/s^2 , com maior predominância das componentes horizontais e durações até 15 segundos. Pode referir-se ainda [12] que as acelerações sentidas terão em média um período de repetição com cerca de 100 anos.

Este fenómeno provocou sérios danos no património construído em Angra do Heroísmo, assim como no funcionamento da sua estrutura urbana. Quase todos os edifícios foram afetados, tendo o parque habitacional sido fortemente atingido ou arruinado, deixando, também, os edifícios de serviços públicos inoperacionais. Como resultado, 5000 casas arruinadas, 21296 desalojados e 61 mortos [6].

O tipo de construção caracterizava-se maioritariamente pelo tipo tradicional (Figura 2.6) constituída por pedra aparelhada de pequenas dimensões assentes em argamassas ligantes de fraca resistência. Uma das razões que terá contribuído para a grande extensão e multiplicidade dos danos ocorridos relacionou-se com a falta de conservação e manutenção ao longo do tempo, cuja fragilidade de alguns elementos estruturais se veio a manifestar durante este evento. Pode-se dizer, inclusive, que muita desta degradação foi ocasionada e acelerada pela ocorrência frequente de sismos de baixa intensidade (fenómeno recorrente no Arquipélago) [6].

Através de observações *in situ* após o sismo [6], verificou-se que a gravidade dos danos neste tipo de construções aumentava de baixo para cima, em altura, com maior incidência nas paredes das construções de maior porte (Figuras 2.7 e 2.8). Observou-se igualmente que a maioria dos derrubamentos se verificaram em casas de pequeno porte, enquanto que nas construções maiores existiu maior incidência de desabamentos [6].

Nos edifícios em betão os danos foram inferiores e de pouca expressão, muito provavelmente devido à aplicação das regras de construção sismo-resistente preconizadas na regulamentação em vigor na altura [14].

Figura 2.6 Casa do meu tio avô (Freguesia das Doze Ribeiras)



Figura 2.7 Danos nas construções ao longo da Rua da Rocha (Angra do Heroísmo) [6]



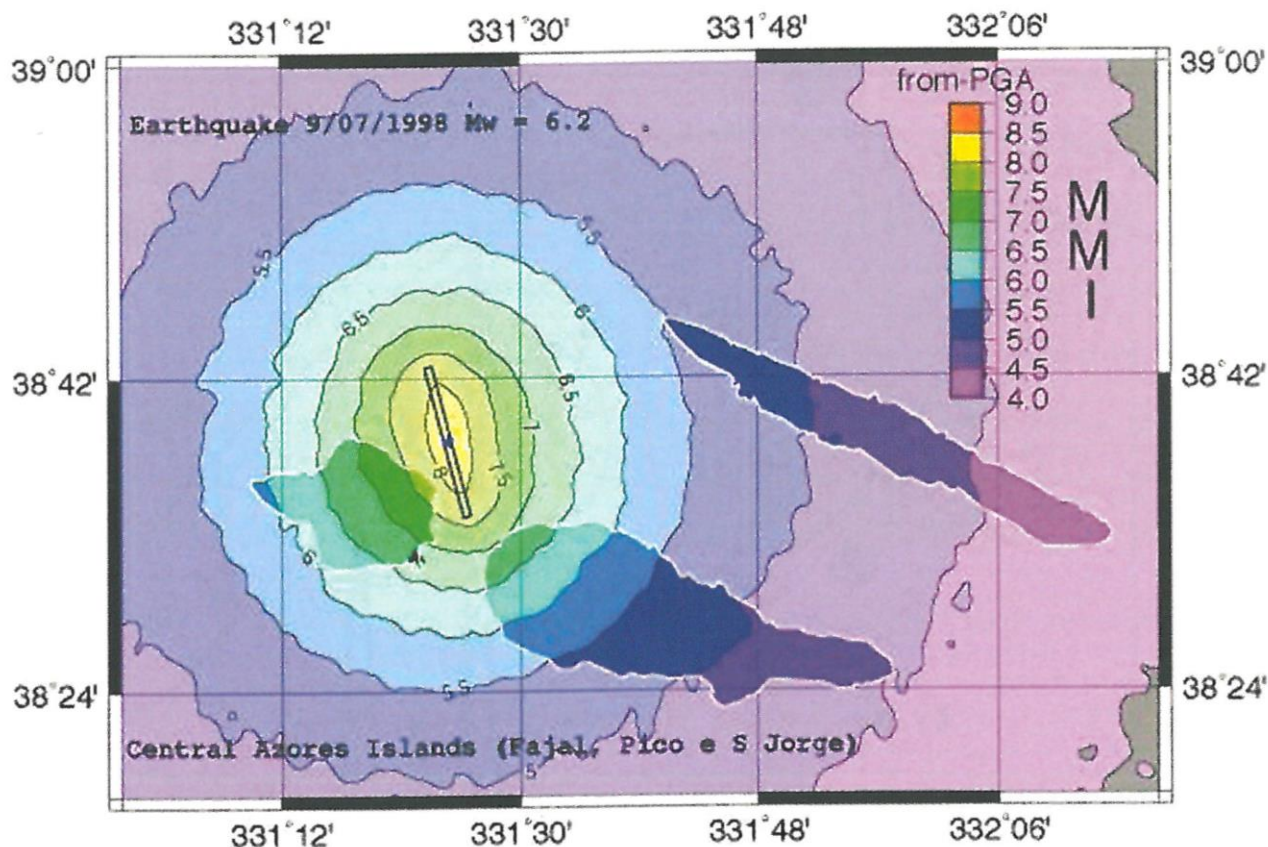
Figura 2.8 Danos no Convento de Santo António dos Capuchos (Angra do Heroísmo) [6]



2.3 Sismo de 1998

No dia 09/07/1998, pelas 05:19, foi sentido um sismo, com epicentro a cerca de 15 km da Horta (Ilha do Faial). Na mesma ilha atingiu intensidades de grau VIII (Mercalli Modificada) no extremo NE, como se pode observar na Figura 2.9.

Figura 2.9 Localização do epicentro e simulação de intensidades macrossísmicas do sismo de 1998 [15]

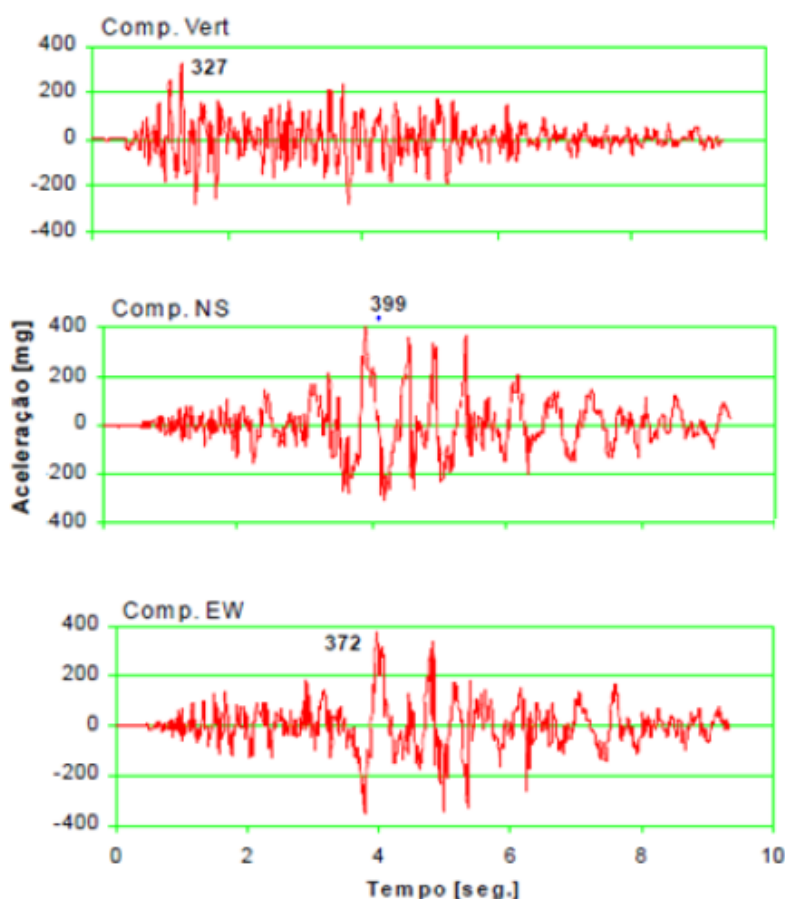


À exceção das Ilhas das Flores, Corvo e Santa Maria, o sismo foi sentido por todo o Arquipélago, tendo as Ilhas do Faial e Pico sido as mais afetadas, com uma intensidade máxima sentida na freguesia da Ribeirinha (Faial). Provocou 8 mortos, 150 feridos e cerca de 1500 desalojados, para além de elevados danos materiais [2].

A sismicidade antes do evento esteve dentro dos padrões normais, embora após o mesmo se tenha verificado uma crise sísmica que durou 4 anos, com cerca de 7600 eventos no primeiro mês, 325 dos quais sentidos [8].

As vibrações foram medidas pela rede acelerográfica implantada no Arquipélago: estação antiga analógica SMA-1 da Kinemetrics, instalada no Observatório Príncipe de Mónaco (Horta) e cinco estações digitais GSR-12 e GSR-16 (ilhas Terceira e São Miguel). O sismo teve uma duração de 24 segundos, tendo-se verificado uma aceleração absoluta máxima de 391 cm/s², na direção N-S.

Figura 2.10 Acelerogramas do sismo de 1998 [2]



Na observação dos acelerogramas da Figura 2.10, tal como para o sismo de 1980, constata-se que as acelerações verticais se aproximaram das restantes componentes.

Relativamente às frequências observaram-se amplitudes com intervalos de 1 a 3 Hz para as componentes horizontais e 6 a 7 Hz para a vertical [2].

Tal como anteriormente referido, a freguesia da Ribeirinha, Horta, Ilha do Faial, foi a localidade onde foi sentida a maior intensidade, tendo 78% do parque habitacional ficado destruído ou parcialmente danificado (Figura 2.11). Verificaram-se igualmente movimentos de massa e recuos de arribas [2].

Figura 2.11 Igreja da Freguesia da Ribeirinha [2]



A maioria dos edifícios afetados caracterizavam-se pelo tipo de construção antiga de pedra, revestidas com cal (Figuras 2.12 e 2.13), evidenciando poucas, disposição de reforços sísmicos. As estruturas em betão armado mais danificadas apresentavam fundações deficientes, embora na generalidade, para este tipo de construções, os danos tenham sido ligeiros [2].

Figura 2.12 Colapso da parede de empena do Jardim de Infância de Salão [2]



Figura 2.13 Colapso da estrutura da cobertura de um edifício habitacional (localização desconhecida) [2]



3 EDIFÍCIO – CASO DE ESTUDO

3.1 Enquadramento histórico do edifício

"Por carta regia d'El-Rei D. João III, datada de Évora de 3 de novembro de 1544, foi doado à Sé d'Angra, para habitação dos prelados, um edifício situado próximo d'esta igreja e formando esquina para a antiga Rua da Roza e a do Infante D. Luiz, contendo casas, cosinha, quintal e pombal." [3]

Figura 3.1 Localização do Edifício Paços da Junta Geral (retângulo vermelho) [16]



O atual Paços da Junta Geral (Figura 3.1), em Angra do Heroísmo, foi outrora o Paço Episcopal, tendo evoluído dum conjunto de casas localizadas junto à Sé, doadas por D. João III à Diocese de Angra para residência do bispo.

A residência episcopal foi evoluindo gradualmente até ganhar a dimensão de palácio, constituindo-se no seu andar nobre, por várias salas de visitas e sala de dossel, ficando os serviços da câmara eclesiástica no rés-do-chão.

Ao longo dos tempos o edifício sofreu alguns acidentes, nomeadamente um incêndio que deflagrou na ala norte em julho de 1885 e outro em setembro 1919. Devido ao primeiro, o edifício ficou em ruínas e ao abandono durante cerca de 17 anos [17].

Atualmente está ocupado pela Direção Regional da Educação e ainda pelo Gabinete da Secretaria Regional da Educação e Cultura, resultando a traça atual de um projeto da autoria do Arquiteto Fernando Sousa, inaugurado em 1954 [17].

Figura 3.2 Configuração atual do Edifício Paços da Junta Geral – fachada principal



Figura 3.3 Configuração atual do Edifício Paços da Junta Geral – fachada tardoz



Durante a década de 80 foi ainda alvo de uma ampliação, fruto das necessidades funcionais dos serviços que o ocupavam.

3.2 Caracterização construtiva – materiais tradicionais

O edifício, caso de estudo, divide-se em duas partes: edifício original e obras de ampliação.

No caso do edifício original, exemplo de construção tradicional, as paredes exteriores constituem-se por paredes de fachada principal, de tardo e paredes cegas de empena, com espessuras constantes ao longo da sua altura total. A fachada principal é constituída por aberturas largas para janelas e portas, com as respetivas vergas e ombreiras, confinadas por cunhais. As paredes de separação com as construções contíguas são meeiras.

Dada a ausência de informação específica sobre a construção do edifício e interesse em realizar ensaios mais incisivos e em maior quantidade sobre esta matéria, julga-se, com base em bibliografia existente e observações *in situ*, que os materiais empregues foram os seguintes:

- **Pedra**

Na execução das paredes de alvenaria, escadas, varandas e arcos foi utilizado o basalto (Figura 3.4). Caracteriza-se como um material rijo, denso e resistente à meteorização. Devido a estas características torna-se difícil de trabalhar, apresentando uma textura compacta. Já na execução de cantarias foram utilizados andesitos e traquitos facilmente trabalháveis. Possuem uma cor cinzenta, sendo mais suscetíveis à meteorização e necessitando de uma manutenção periódica de proteção.

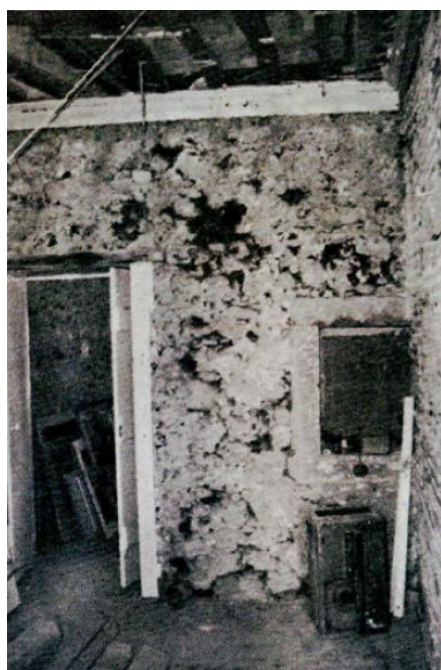
Figura 3.4 Pedras de basalto [18]



- **Argamassas**

As argamassas foram utilizadas no assentamento da alvenaria, camadas de regularização e rebocos (Figura 3.5). Obtinham-se através das misturas de “barro” (ligante proveniente de jazidas existentes nas zonas rurais ou do pó de detrito), areia-da-terra e água, amassadas com os pés ou por juntas de bois. Ainda que não confirmado para o presente caso, em revestimentos eram por vezes adicionados pelos de vaca, de beijo de vaca, de crinas, e mesmo de cabelo.

Figura 3.5 Argamassas [6]



a) Parede de pedra argamassada



b) Revestimentos tradicionais

- **Madeiras**

Com a aproximação de futuras obras de remodelação no edifício, caso de estudo, e de forma a planear o projeto das mesmas, a entidade gestora decidiu remover somente os tetos falsos da ala norte do edifício original (Figura 3.11). Deste modo foi possível identificar alguns tipos de madeira empregues, quer ao nível do piso (único), quer ao nível da cobertura (visitável). Identificaram-se algumas madeiras locais, a acácia e cedro-do-mato, tendo-se identificado nos troncos do piso (ala norte), um tipo de madeira utilizado na construção naval, cuja designação se desconhece, que possui adição de alcatrão. Este tipo de material foi ainda utilizado em janelas e portas.

- **Telha**

Originalmente foi utilizada a telha regional (Figura 3.6 a), em canudo, constituída por “barro” e materiais pomíticos, muito porosos, tornando-se muito frágil quando encharcada. A sua geometria e material tornavam o telhado mais adaptável ao empeno da madeira da estrutura da cobertura, conferindo-lhe ainda características de maior conforto térmico. Atualmente, após obras de reparação com data desconhecida, foi aplicada telha lusa (Figura 3.6 b).

Figura 3.6 Tipos de telha utilizados



a) Telha regional



b) Telha lusa

- **Revestimento de pintura**

Originalmente o acabamento foi conseguido através de caiação, utilizando-se, normalmente, para o efeito, a junção de pigmentos com cal, sebo de vaca derretido ou óleo de baleia.

As obras de ampliação possuem um modelo mais recente. Ao nível estrutural é constituído por sapatas, pilares, vigas, lajes e muros. Os materiais utilizados para este caso foram o betão e o aço.

As paredes exteriores e interiores estão compostas por blocos de betão, com rebocos e argamassas para regularização e assentamento, respetivamente.

O telhado está composto por telha de canudo.

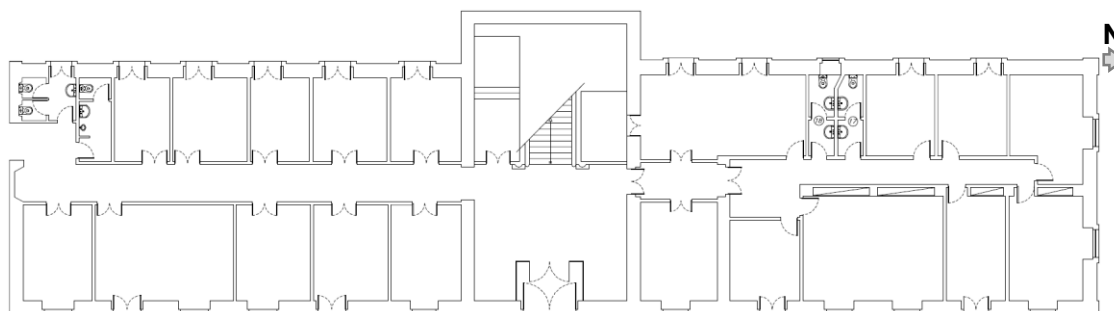
3.3 Edifício original – soluções construtivas

Em termos de configuração em planta este edifício de dois pisos possui uma geometria retangular, com seu maior lado sobre a direção N-S (Figura 3.8), estando as fachadas principal (Figura 3.7) e tardoz, a nascente e poente, respetivamente.

Figura 3.7 Alçado nascente (fachada principal) – edifício original



Figura 3.8 Planta do piso 0 – edifício original



A caracterização que se fará em seguida terá como base inspeções *in situ*, consulta de bibliografia específica acerca deste tipo de construção e consulta de especialistas na história da construção tradicional na Ilha.

Durante a fase inicial deste trabalho realizaram-se os maiores esforços para tentar conhecer os aspetos construtivos do edifício, nomeadamente no que respeita à forma de apoio dos elementos horizontais e deteção dos respetivos elementos resistentes às ações horizontais.

Tal como já referido anteriormente, a Direção Regional das Obras Públicas e Comunicações, entidade gestora deste edifício atualmente, de forma a planear futuras obras de remodelação no mesmo, apenas decidiu realizar alguns trabalhos de inspeção (remoção de rebocos e tetos falsos) na ala norte. Por este motivo, este é o local mais conhecido do ponto de vista construtivo, assim como a cobertura por ser um local visitável. Neste sentido, é plausível que o edifício apresente as seguintes características:

- **Fundações**

Os cunhais dispõem de sapatas com secções de 1 m² a profundidades que podem chegar aos 2 m. As mesmas estão constituídas por pedras de melhor qualidade e dimensão, relativamente às utilizadas nas paredes, dispostas alternadamente nas duas direções periféricas. O centro foi, possivelmente, preenchido com pedra, cascalho e “barro”. Na zona dos panos de parede, terão sido colocadas fundações constituídas por alvenaria semelhante à da parede, com uma largura um pouco maior e a uma profundidade de 30 a 40 cm.

- **Paredes de alvenaria resistentes**

As paredes exteriores são constituídas por alvenaria de boa qualidade (Figura 3.9 b), construída com pedra aparelhada regular, possivelmente com alternância de corredores ou ajudas, colocadas paralelamente à parede, e de travessões perpendiculares à mesma. Em algumas zonas mais próximas ao apoio da cobertura detetam-se zonas de pedra e de aparelhamento mais pobre. Conforme se observou nas Figuras 3.2 e 3.3, as paredes de fachada apresentam uma grande percentagem de aberturas, asseguradas por vergas. No átrio principal do edifício para acesso ao piso superior, existem escadas cujas características construtivas não foram confirmadas, julgando-se, no entanto, serem constituídas de pedra.

Figura 3.9 Elementos construtivos – edifício original



a) Cunhais



b) Aparelhamento regular



c) Vãos

O átrio de entrada deste edifício está limitado por paredes resistentes, com uma espessura de 60 cm, provavelmente com uma qualidade semelhante às paredes de fachada. Na ala norte do edifício constata-se a presença de arcos (Figura 3.10) dispostos de forma a vencer o vão do Salão Nobre (piso 1).

Figura 3.10 Parede em arco – edifício original (ala norte)



- **Cunhais**

Na ligação entre paredes foram utilizadas pedras aparelhadas de maior densidade. As mesmas possuem uma forma paralelepípedica ou, alternativamente, uma forma “rebadilhada” na extremidade em contacto com a restante parede. No presente caso de estudo os cunhais possuem igualmente uma função decorativa (Figura 3.9 a).

- **Paredes divisórias**

As paredes da ala sul e algumas da ala norte, piso 0, são constituídas por pedra (basalto), com uma espessura de 0,20 m, assentes em argamassa de “barro”, possuindo igualmente funções estruturais, como se abordará mais à frente neste trabalho. Na ala sul do piso 1, as paredes divisórias são constituídas por blocos de betão (observável a partir da zona visitável da cobertura), enquanto que as poucas paredes divisórias da ala norte, no mesmo piso, são constituídas por tabique ou tábuas em capa e camisa (frontais), aligeiradas.

- **Pavimentos**

A estrutura dos pavimentos (Figura 3.11) foi executada com troncos, espaçados de 2 m, encastrando nas paredes aproximadamente 25 cm. Sobre estes apoiam barrotes, que, por sua vez, suportam o sobrado.

Figura 3.11 Estrutura do pavimento – edifício original (ala norte)



- **Vãos**

Visando uma melhor distribuição de esforços nas aberturas das paredes, foram dispostos alguns elementos estruturais, tais como, as vergas, ombreiras e peitoris (Figura 3.6 c). De acordo com a construção tradicional existiam vários tipos de vergas: retas, curvas, simples ou duplas. Apenas se confirmou a sua forma, sendo na generalidade retas, com algumas curvas nos arcos das entradas principais.

- **Coberturas**

As asnas que as compõem (Figura 3.12) são do tipo simples, constituídas por duas pernas, uma linha (troncos), um pendural e duas escoras, com dimensões de 25x12, 20x20, 25x12 e 12x8 cm, respetivamente, fixadas por elementos metálicos. Dispõem-se espaçadas de 2,5 m, estando as suas extremidades embebidas na cimalha. Sobre estes elementos apoiam-se o sobrado, sob barrotes de 10x7 cm, espaçados de 30 cm, e a telha. A cimalha sofreu algumas alterações em relação à sua versão original, com as obras que se descreverão na secção seguinte, através da introdução de um lintel de coroamento em betão pré-fabricado e pré-esforçado, elementos para pré-esforço em alvenaria e tirantes em aço. Estes últimos, que serão abordados na Secção 3.4 com mais detalhe, apresentam-se dispostos horizontalmente, apoiando as suas extremidades no bordo superior (cimalha) das paredes periféricas opostas, seguindo o mesmo alinhamento das linhas das asnas (Figura 3.16).

Figura 3.12 Estrutura da cobertura – edifício original



3.4 Obras de reforço estrutural

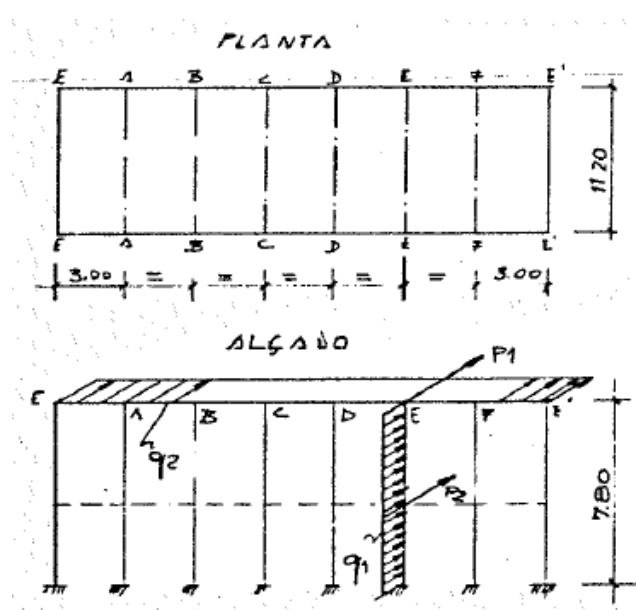
Na sequência do sismo de 1980, já descrito na Secção 2.2, e como ação preventiva, o Governo Regional dos Açores, nomeadamente, a Direção de Obras Públicas e Equipamento, subcontratou um “projeto de consolidação” estrutural do edifício. O mesmo é datado de janeiro de 1984, tendo a intervenção ocorrido durante o mesmo ano.

Na justificação da solução adotada em projeto, pode ler-se que “a estrutura existente não oferece rigidez necessária, de modo a permitir a transmissão dos impulsos sísmicos às paredes transversais” e que “as paredes longitudinais não são suficientemente contraventadas pelas estruturas de cobertura e pavimento do 1º andar”.

Com base nesta premissa e considerando que a estrutura do edifício é formada por dois corpos implantados simetricamente em relação a um núcleo central, idealizou-se um reforço estrutural complementar, que consiste nos seguintes pontos:

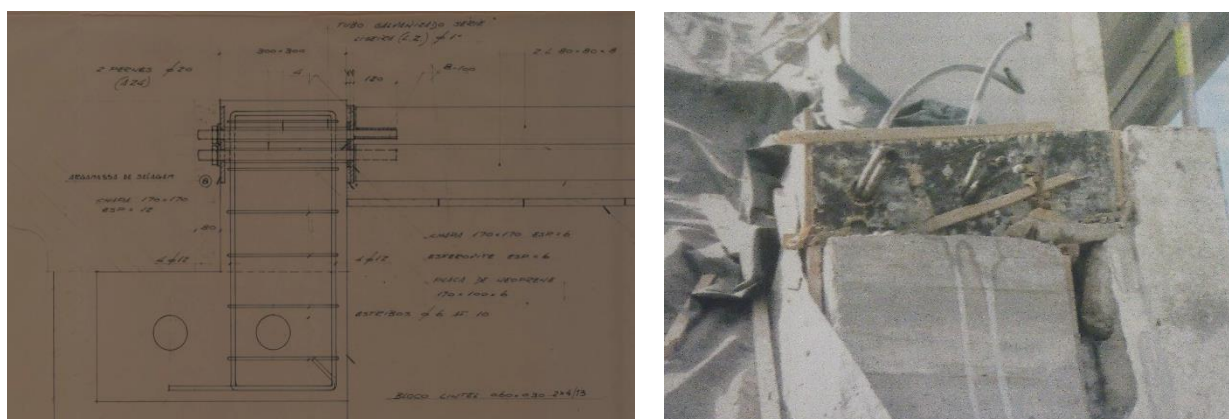
- *“Cada corpo é estruturalmente decomposto em dois sistemas planos no sentido longitudinal, constituídos cada um pelos encontros das paredes transversais, 6 nembos e um lintel de coroamento”* (Figura 3.13).
- *“Para a ação sísmica transversal os sistemas são estruturas do espaço e nesta conformidade idealiza-se a sua decomposição em 7 estruturas do plano – 6 nembos (pilares) e um lintel (viga) apoiado nas paredes transversais”* (Figura 3.13).
- *“Considera-se ainda que os pórticos transversais de um corpo delimitado pelas paredes transversais acima referidas, ligados entre si por tirantes (escoras funcionam em conjunto)”* (Figura 3.13).

Figura 3.13 Esquema do reforço estrutural



O reforço estrutural é constituído pelos seguintes elementos:

- Lintel pré-fabricado, de betão pré-esforçado (Figura 3.14), de coroamento, ao longo de todas as paredes resistentes exteriores e núcleo central, com uma secção de $0,60 \times 0,25 \text{ m}^2$ e um pré-esforço de 80 tf (784,53 KN) distribuído uniformemente;

Figura 3.14 Lintel de coroamento – obras de reforço estrutural¹ [2]

¹ Imagem do lintel pré-fabricado consiste no reforço estrutural pós-sismo de 1998 na Igreja de Castelo Branco, Ilha do Faial [2].

- Alvenaria pré-esforçada verticalmente, com 120 tf (1176,80 KN), nas prumadas de cada nembo (Figura 5.4), albergando uma área de influência de 1,50x0,70 m², com transmissão uniforme do pré-esforço a partir, superiormente, do lintel e inferiormente por blocos de ancoragem (será realizada uma descrição mais pormenorizada desta solução na Secção 5.2);
- Tirantes constituídos por um perfil composto de 2 cantoneiras 80x80x8 (Figuras 3.11, 3.15 e 3.16), em ambos os pisos (excetuando-se o núcleo central). Importa notar que, a partir de observações *in situ*, verificou-se que a secção existente na cobertura não corresponde à solução prevista em projeto, tal como se pode constatar na Figura 3.16.

Figura 3.15 Tirante (piso 1) – obras de reforço estrutural

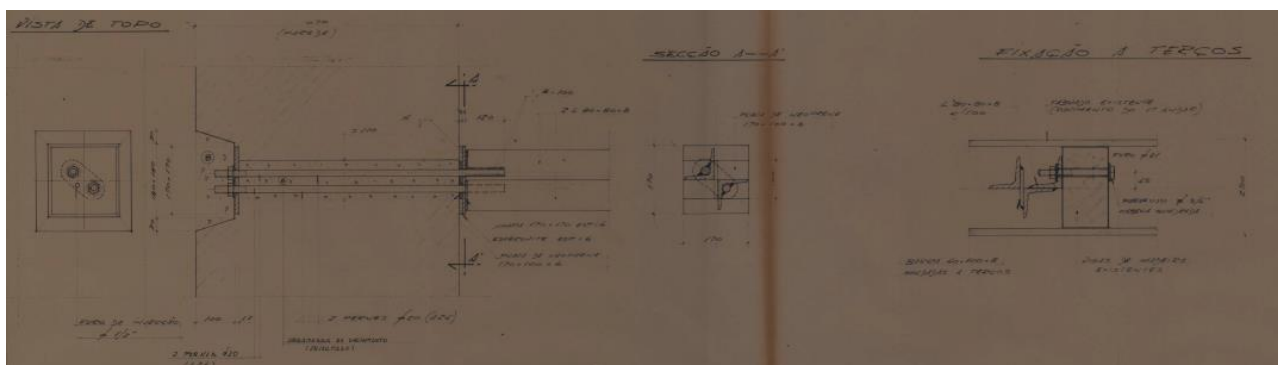


Figura 3.16 Tirante (cobertura) – obras de reforço estrutural



Relativamente à ação sísmica, a mesma foi contabilizada com base no Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [14], tendo-se definido um coeficiente sísmico de 0,20 g (art.º 65).

Ainda relativamente a este projeto de reforço importa referir que se detetaram algumas incongruências entre as peças escritas e desenhadas, nomeadamente, no que respeita a dimensões. Este assunto será novamente abordado no Secção 6.3.

3.5 Obras de ampliação

Com recurso ao arquivo da Direção Regional da Cultura obtiveram-se os projetos de arquitetura e estabilidade para o edifício anexo ao que anteriormente se descreveu. A projeção horizontal desenvolve-se perpendicularmente ao edifício original, ou seja, na direção E-W, sendo constituído por um piso em altura e outro enterrado (Figuras 3.14 e 3.15). Do ponto de vista estético mantiveram-se as linhas do edifício original.

Estruturalmente aproveitou-se a parede de fachada e meeira (ambas em alvenaria) do edifício então existente, e a parede contígua ao edifício original (zona anterior), desenvolvendo-se a restante estrutura num sistema porticado (zona posterior) em betão armado, com as seguintes características principais:

Figura 3.17 Obras de ampliação – fachada da zona anterior



Figura 3.18 Obras de ampliação – zona posterior



- **Zona anterior**

Lajes do primeiro piso com 0,18 m de espessura, maciças, apoiam-se nas paredes exteriores, paredes do núcleo de escadas e vigas, com uma secção variável de 0,20x0,60 a 0,20x0,50 m². As lajes de teto do primeiro piso e cobertura são constituídas por lajes maciças com 0,15 m de espessura.

- **Zona posterior**

O piso enterrado, parcialmente em cave, possui um pavimento térreo constituído por uma camada de 0,10 m de *tout-venant*², outra com 0,10 m de betão B15 (equivalente ao C12/15) e uma rede eletrosoldada do tipo CQ30. Tal como na “zona anterior” a laje do primeiro piso é do tipo fungiforme, maciça, com 0,18 m de espessura. A mesma apoia-se sobre pilares com secções compreendidas entre 0,25x0,25 e 0,25x1,00 m² ou paredes em betão armado com 0,20 m de espessura. Estas últimas desenvolvem-se no contorno enterrado do edifício. As lajes de teto do primeiro piso e cobertura possuem espessuras de 0,15 m e 0,10 m, respetivamente. A laje de teto possui uma armadura a atirantamento, estando ambas apoiadas em vigas de perímetro com uma secção 0,25x0,75 m².

Segundo a memória descritiva do projeto de estabilidade, os cálculos efetuados cumpriram o disposto no Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [14] e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [19]. Tiveram ainda em conta o projeto de reforço estrutural do edifício original (Secção 3.3). Segundo o mesmo documento, o dimensionamento dos pilares realizou-se à flexão composta: esforço axial calculado com o somatório do peso próprio e das reações das vigas; no cálculo do momento fletor apenas se teve em conta o momento transmitido pelas vigas, desprezando-se a ação sísmica.

Ao nível das fundações foram adotadas sapatas isoladas, calculadas para uma tensão admissível de 3 kg/cm².

² Provavelmente foram utilizadas bagacinas.

4 DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ACORDO COM A EN1998-1

4.1 Capacidade resistente

A forma como as estruturas são dimensionadas alterou-se com a introdução do conceito de capacidade resistente, também conhecido como “*capacity design*” [20], cuja teoria passa por descobrir a resposta da estrutura a uma ação sísmica ou desempenho sísmico, em vez de aumentar a sua resistência. Segundo Priestley [21], o aumento da resistência não significa um aumento da segurança.

A capacidade da estrutura para formar rótulas plásticas, mantendo-se em equilíbrio, traduz o seu melhor ou pior comportamento sísmico, ou seja, a sua capacidade, ou não, de dissipar energia.

É desta forma que o comportamento não linear das estruturas passa a entrar de forma implícita no dimensionamento e projeto de estruturas. Para determinar a capacidade de uma estrutura resistir às ações sísmicas, em regime não linear, é necessário forçar na estrutura o comportamento não linear desejado, escolhendo para o efeito as zonas localizadas onde esse comportamento ocorre. Essas zonas serão dispostas de rótulas plásticas capazes de dissipar energia, mantendo a ductilidade do conjunto e as restantes partes em regime elástico.

Os benefícios na aplicação desta metodologia são:

- Conhecimento *à priori* dos locais onde vão ocorrer danos;
- Controlo do tipo de danos que possam vir a ocorrer;
- Maior rigor nas previsões dos tipos de reparação a realizar pós-sismo;
- Melhor rigor nas exigências de ductilidade a impor às estruturas.

4.2 Caracterização da ação sísmica

De acordo com o regulamento especificado, o movimento sísmico num dado ponto da superfície será representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. Para o efeito, ter-se-á em conta o que se especifica nas subsecções seguintes.

4.2.1 Classes de importância do edificado

Segundo o regulamento normativo em questão, os edifícios aparecem classificados em quatro classes de importância, em função das consequências em caso de colapso, nomeadamente:

- Perda de vidas humanas;
- Importância para a segurança pública e proteção civil, imediatamente após o sismo;
- Consequências sociais e económicas com o colapso.

No Quadro 4.1, apresentam-se as classes e respetivas definições.

Quadro 4.1 Classes de importância

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

O edifício, caso de estudo, insere-se na categoria III.

4.2.2 Tipo de terreno

Atendendo à localização do edifício, caso de estudo neste trabalho, as características geológicas e geotécnicas diferem consideravelmente em relação às características gerais mencionadas nesta normativa.

Para o Arquipélago dos Açores são definidos 5 perfis de terreno com os respetivos materiais das camadas.

Dada a sua proximidade em relação ao Monte Brasil, para o estudo que se levará a cabo adotou-se o Perfil 2, cuja composição se indica no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 Perfis Estratigráficos – Perfil 2

Espessura das camadas (m)	Materiais das camadas
0,4-0,6	Solo vegetal
1,0-5,0	Tufos surteseianos do Monte Brasil com elevada compacidade
10,0-15,0	Sequência pliniana (depósitos pomíticos de queda e ignimbritos soldados e não soldados)
5,0-10,0	Basalto

Para efeitos de configuração do espectro de resposta, a norma associa estes perfis estratigráficos em três grupos (Quadro 4.3), que se distinguem pelas características próprias de rigidez.

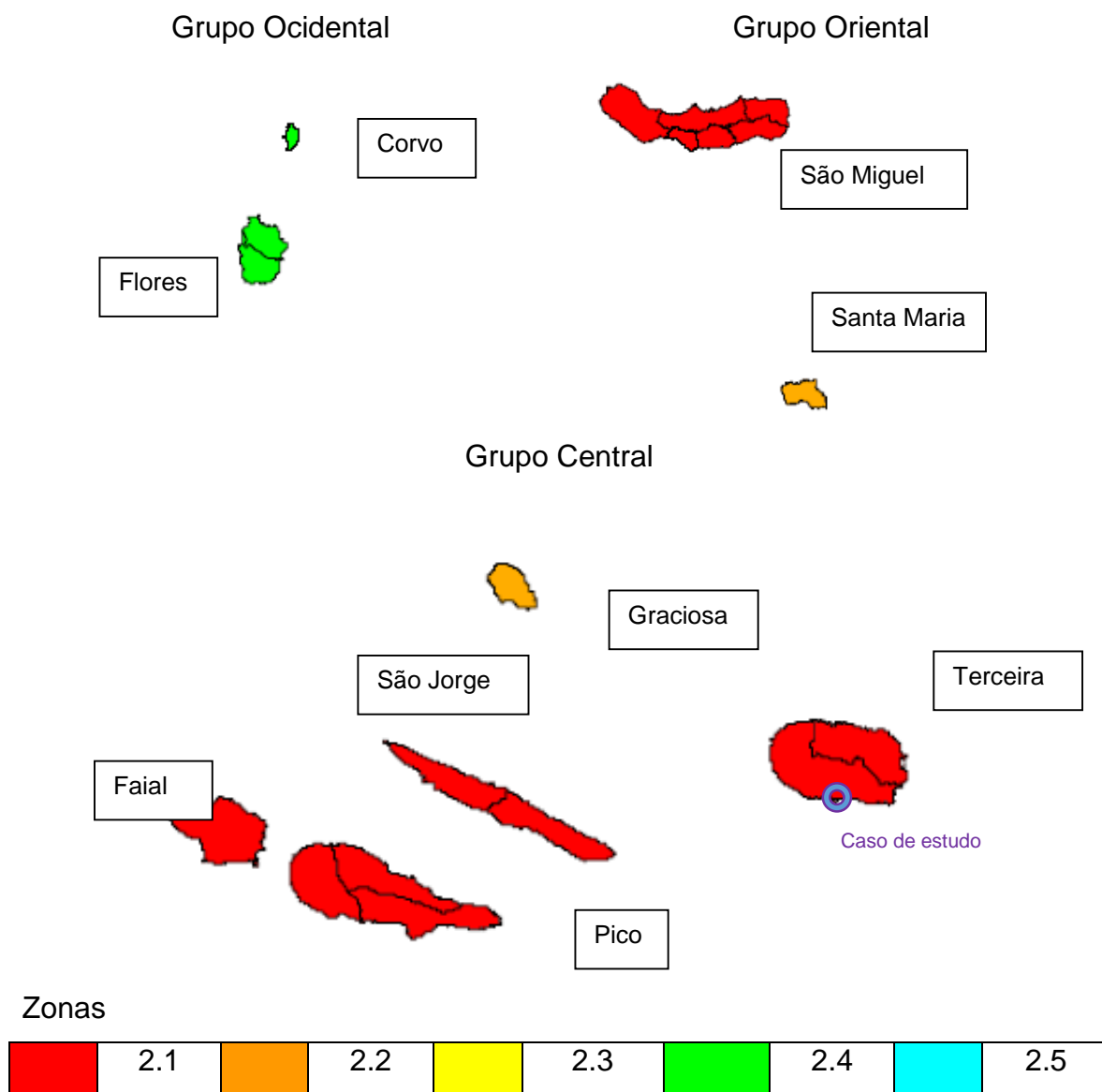
Quadro 4.3 Tipos de terreno

Perfis	Tipo de terreno
Perfil 1	A
Perfil 2	B
Perfil 3	B
Perfil 4	B
Perfil 5	C

4.2.3 Aceleração máxima de referência

As acelerações máximas são distribuídas por dois tipos de sismos cujas intensidades diferem consoante a zona do país (Figura 4.1). Segundo a norma, para o Arquipélago dos Açores apenas será de considerar a Ação Sísmica Tipo 2 (equivalência às ações sísmicas do tipo intraplacas).

Figura 4.1 Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores [4]



Os valores das acelerações máximas de referência para uma Ação Sísmica Tipo 2, apresentam-se no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 Acelerações máximas de referência

Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
2.1	2,5
2.2	2,0
2.3	1,7
2.4	1,1
2.5	0,8

Tendo em conta a localização do edifício, caso se estudo, adotar-se-á um $a_{gR}=2,5$ m/s² (Angra do Heroísmo).

4.2.4 Aceleração à superfície para um terreno do tipo A

A aceleração à superfície a_g é obtida pela seguinte fórmula:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (4.1)$$

Onde coeficiente de importância (γ_I) a adotar no presente estudo será de acordo com o Quadro NA.II da EN1998-1 [4], que abaixo se transcreve.

Quadro 4.5 Coeficientes de importância

Classe de importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica 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

4.2.5 Espectro de resposta elástica

Segundo a EN1998-1 [4], o espectro de resposta elástica, $S_e(T)$, é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (4.5)$$

Sendo:

- 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 inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_D : valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- S : coeficiente de solo;
- η : coeficiente de correção do amortecimento definido pela Equação (4.6).

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (4.6)$$

Sendo:

- ξ : amortecimento viscoso da estrutura que para o presente caso de estudo será de 5%.

4.2.6 Espectro de cálculo para a análise elástica

O espectro de cálculo tem em conta o comportamento dúctil da estrutura e a sua capacidade de dissipação da estrutura. Para o efeito é feita uma redução através de um coeficiente de comportamento (q).

O espectro de cálculo $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.10)$$

Sendo:

β : coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (valor recomendado é de 2).

No que respeita a edifícios de alvenaria, a normativa define os valores descritos no Quadro 4.6 para os coeficientes de comportamento (q).

Quadro 4.6 Coeficientes de comportamento

Tipo de construção	Coefficiente de comportamento
Alvenaria simples, conforme unicamente à EN1996 (unicamente recomendada para casos de baixa sismicidade)	1,5
Alvenaria simples, conforme a presente Norma	1,5-2,5
Alvenaria confinada	2,0-3,0
Alvenaria armada	2,5-3,0

Os parâmetros definidores do espectro de resposta, para uma Ação Sísmica do Tipo 2, apresentam-se no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 Parâmetros definidores do espectro de resposta

Tipo de terreno	$S_{máx}$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Em Portugal, para definição dos espectros de resposta elásticos, adotam-se as seguintes expressões para o cálculo de S (coeficiente de solo):

$$a_g \leq 1\text{m/s}^2$$

$$S = S_{max} \quad (4.11)$$

$$1\text{m/s}^2 < a_g < 4\text{m/s}^2$$

$$S = S_{máx} - \frac{S_{máx} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (4.12)$$

$$a_g \geq 4\text{m/s}^2$$

$$S = 1,0 \quad (4.13)$$

4.3 Análise estática não linear

A principal preocupação no dimensionamento de novas estruturas face a eventos sísmicos, tem consistido na salvaguarda da vida humana. Para esse efeito os projetos de estruturas tiveram como base o colapso, admitindo danos severos nas estruturas.

Atualmente o controle de danos tem vindo a ganhar importância, relacionando o desempenho sísmico das estruturas com custos de reparação e custos de inoperacionalidade, originados por um determinado evento sísmico. Para este ponto de vista económico definiram-se indicadores estruturais, normalmente relacionados, no caso dos edifícios, com deslocamentos entre pisos e acelerações horizontais nos mesmos.

Os deslocamentos passam, deste modo, a ser as variáveis base de projeto de estruturas, com o estabelecimento e controle de limites para determinados níveis da ação sísmica, permitindo uma verificação dos danos admissíveis no processo de cálculo. Um destes métodos consiste numa análise estática não-linear, vulgarmente designado por “*pushover*”.

A análise “*pushover*” é um dos métodos contemplados na EN1998-1 [4], permitindo a verificação do desempenho estrutural sísmico de edifícios através dos seguintes pontos:

- Confirmação dos valores do coeficiente de sobrerresistência α_u/α_1 , devendo utilizar-se, para este tipo de análise em particular, o menor valor obtido para as duas distribuições de carga lateral;
- Avaliação dos mecanismos plásticos e respetiva distribuição de danos;
- Avaliação do desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados, segundo a EN 1998-3 [5];
- Utilização, tal como anteriormente referido, como base de cálculo, do **deslocamento-alvo** relativamente a um sistema de equivalente de um grau de liberdade.

A mesma consiste numa análise não linear sob forças gravíticas constantes e cargas de crescimento monotónico. Segundo a EN1998-1 [4] a mesma deve contemplar duas distribuições verticais de cargas laterais, que são as seguintes:

1. **Modal**, com base em forças laterais proporcionais à distribuição de forças laterais determinada, para uma direção, numa análise elástica.
2. **Uniforme**, com base em forças laterais proporcionais à massa e independente da altura (aceleração de resposta uniforme).

Segundo o método N2, que será abordado mais à frente neste trabalho, a distribuição de forças é definida pela Equação 4.14.

$$P_i = p \cdot m_i \cdot \phi_i \quad (4.14)$$

Sendo:

- P_i : força a aplicar no piso i ;
 p : intensidade do carregamento;
 m_i : massa do piso i ;
 ϕ_i : componente i do modo condicionante.

As cargas laterais anteriormente mencionadas devem ser aplicadas nos locais de modelação das massas, devendo ainda considerar-se uma excentricidade acidental, de modo a ter em conta a incerteza na localização das mesmas e na variação espacial do movimento sísmico. O centro de massa de cada piso i deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade acidental, de acordo com a Equação 4.15.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.15)$$

Sendo:

e_{ai} : excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

L_i : dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Com base no exposto é possível traçar uma curva de capacidade, relacionando a força de corte na base (esforço transverso, F_b) e o deslocamento de controlo, que poderá ser considerado no centro de gravidade da cobertura do edifício (deslocamento de topo, d_n). Os valores do deslocamento de controlo deverão variar entre 0 e 150% do **deslocamento-alvo**, que em seguida se explicará.

Através da curva de capacidade deverá ser possível determinar o mecanismo plástico para as duas distribuições antes mencionadas, devendo ainda ser conformes com os mecanismos nos quais se baseia o coeficiente de comportamento do edifício em causa.

4.3.1 Método N2

O cálculo do **deslocamento-alvo**, relativamente a um sistema equivalente de um grau de liberdade será realizado através do método N2 [22 e 23] proposto na EN1998-1 [4]. Descrevem-se a seguir os principais passos na utilização do mesmo.

PASSO 1

A transformação de uma estrutura, com N graus de liberdade, para um sistema de um grau de liberdade (1GL) equivalente realiza-se a partir do fator de transformação Γ , que pode ser calculado através da Equação 4.16.

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \cdot \phi_i}{\sum_i m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \cdot \phi_i^2} \quad (4.16)$$

Sendo:

m^* : massa de um sistema de 1GL equivalente.

A transformação da força de corte na base e o deslocamento de topo num sistema de 1GL realiza-se a partir das Equações 4.17 e 4.18.

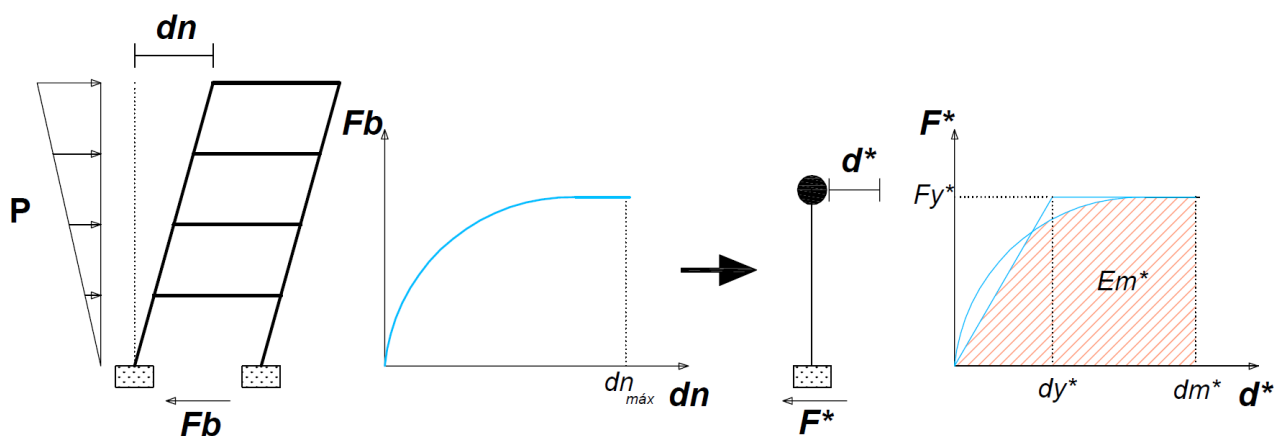
$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.17)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.18)$$

PASSO 2

Através das transformações antes descritas é possível construir a curva de capacidade para o sistema de 1GL equivalente, que será constituída por dois troços retos, ou seja, bilinear. Na Figura 4.2 representa-se esta transformação esquematicamente.

Figura 4.2 Transformação para sistema 1GL equivalente, adaptado de [1]



A curva equivalente define-se admitindo uma rigidez pós-cedência nula e uma energia de deformação (E_m^*) correspondente igual à energia da curva de capacidade calculada (Figura 4.2). Definida a curva, é possível obter a resistência do sistema de 1 GL equivalente (F_y^*) e o deslocamento de cedência do sistema idealizado (d_y^*), assim como o valor do período elástico equivalente (T^*), utilizando a Equação 4.19.

$$T^* = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.19)$$

PASSO 3

A resposta sísmica da estrutura idealizada determina-se através de um procedimento gráfico, utilizando-se, para o efeito, um espectro de resposta no formato aceleração espectral, S_{ae} , vs. deslocamento espectral, S_{de} , (ADRS – “*Acceleration Displacement Response Spectrum*”) e a curva de capacidade resistente equivalente para 1GL.

Este espectro, considerando um sistema de 1GL de período T , com comportamento elástico, define-se a partir da Equação 4.20.

$$S_{ae} = \frac{4 \cdot \pi^2}{T^2} S_{de} \quad (4.20)$$

A não linearidade da ação é conseguida através de um fator de redução devido à dissipação histerética (q_u), presente nas estruturas dúcteis, calculável a partir da Equação 4.21.

$$q_u = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases} \quad (4.21)$$

Sendo:

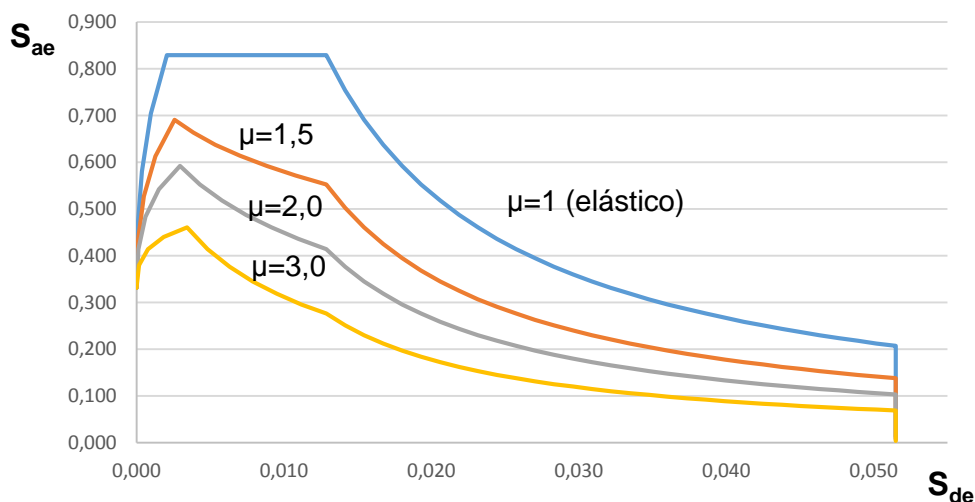
T_c : período característico do movimento do solo.

Na sequência da redução antes mencionada, o espectro de resposta inelástico (Figura 4.3), nomeadamente valores de S_a e S_d podem ser calculados a partir das Equações 4.22 e 4.23, para valores constantes de ductilidade (μ).

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad (4.22)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de} \quad (4.23)$$

Figura 4.3 ADRS e espectros inelásticos



PASSO 4

Voltando novamente à curva de capacidade para um sistema de 1GL equivalente, o valor espectral de aceleração S_a determina-se a partir da Equação 4.24.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (4.24)$$

No que respeita ao **deslocamento-alvo**, a determinação do seu valor depende das características dinâmicas do sistema. Deste modo, tomam-se as seguintes considerações:

- Para períodos baixos ($T^* < T_C$) e caso a estrutura apresente comportamento elástico ($\frac{F_y^*}{m^*} > S_{ae}(T)$), o deslocamento pode-se calcular a partir da Equação 4.25.

$$d_t^* = d_{et}^* = S_{ae}(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (4.25)$$

Sendo:

$S_{ae}(T^*)$: valor espectral elástico da aceleração correspondente a T^* .

- Para períodos baixos ($T^* < T_C$) e caso a estrutura apresente comportamento inelástico ($\frac{F_y^*}{m^*} < S_{ae}(T)$), o deslocamento pode-se calcular a partir da Equação 4.26.

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{et}^* \quad (4.26)$$

O fator de redução q_u pode ainda determinar-se relacionando as Equações 4.22 e 4.24, conforme se mostra a seguir:

$$q_u = \frac{S_{ae}}{S_a} = \frac{S_{ae}}{F_y^*/m^*} = \frac{S_{ae} \cdot m^*}{F_y^*} \quad (4.27)$$

- Para períodos altos ($T^* > T_C$) o deslocamento pode-se calcular a partir da Equação 4.25.

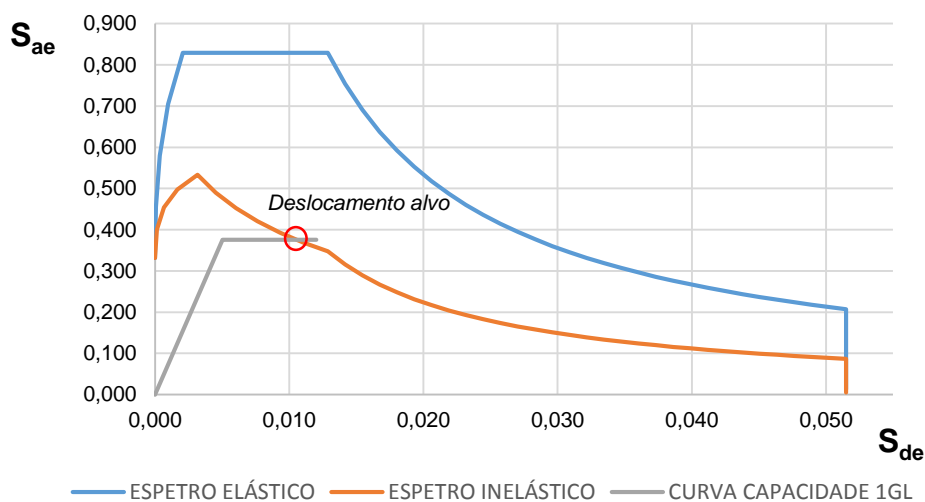
PASSO 5

Determinado o **deslocamento-alvo** para um sistema de 1GL equivalente, utilizando o fator de transformação antes mencionado (Γ), pode-se calcular o **deslocamento-alvo** para um sistema de N graus de liberdade (deslocamento de topo, d_n), utilizando para o efeito a Equação 4.28.

$$d_n = \Gamma \cdot d_t^* \quad (4.28)$$

O formato do procedimento gráfico, antes mencionado, designado por desempenho sísmico da estrutura (“*performance point*” ou “*target displacement*”) é representado na Figura 4.4.

Figura 4.4 Desempenho sísmico da estrutura – procedimento gráfico



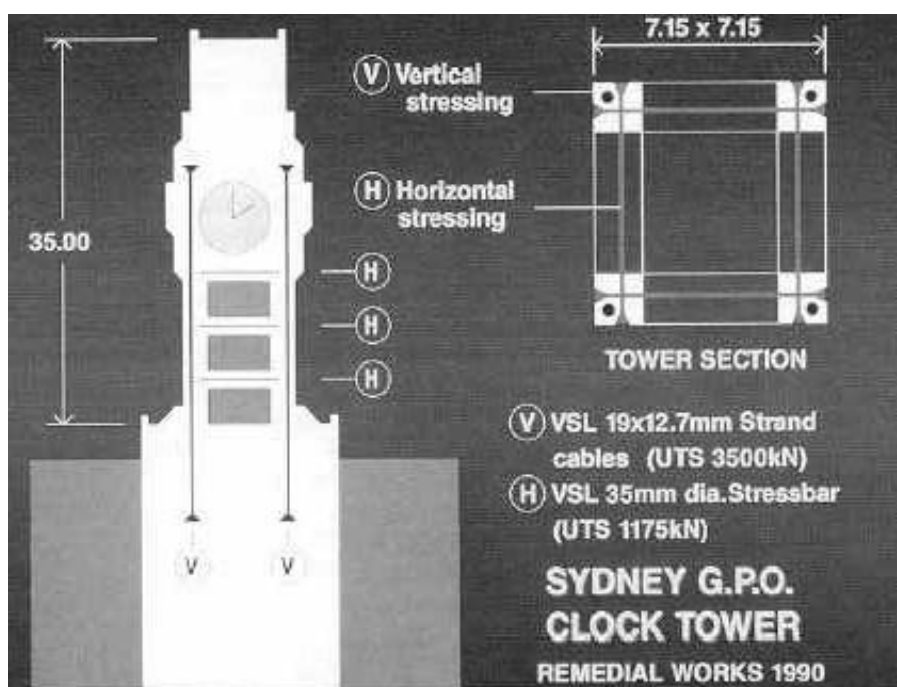
5 PAREDES DE ALVENARIA PRÉ-ESFORÇADA

5.1 Introdução

Os elementos resistentes em alvenaria possuem, por um lado, uma elevada resistência à compressão, e por outro lado, uma baixa resistência à tração. Os mesmos começaram por ser utilizados na construção de edifícios, essencialmente, para resistir a ações gravíticas descurando, de certo modo, a capacidade de resistir a ações laterais (cargas no plano e fora do plano das paredes), nas quais se insere a ação sísmica. É para este efeito que aparece a técnica de pré-esforço aplicada em paredes de alvenaria.

Uma das primeiras utilizações deste tipo de reforço remonta ao ano 1825, com a execução de um túnel sob o Rio Tamisa (Reino Unido) [24], na qual se recorreu a um método de pós-tensionamento. No entanto, só posteriormente, no mesmo país, se desenvolveu a técnica, por volta dos anos 50, do século XX, sendo também muito utilizado noutros países tais como, Austrália (Figura 5.1), Nova Zelândia e Estados Unidos da América.

Figura 5.1 Técnica de pré-esforço em alvenaria – Edifício Sede dos Correios, Sydney [24]



Constitui também uma das técnicas de reforço estrutural do edifício caso de estudo, conforme descrito nas Secções 3.4 e 5.2.

O reforço de paredes de alvenaria tem como objetivo melhorar a sua capacidade resistente a ações verticais e horizontais, assim como alterar o comportamento deste “conjunto” de materiais, passando-o de frágil para dúctil. Deste modo, a técnica de pré-esforço consegue realizar um aumento da capacidade de flexão da parede, assim como aumentar a sua resistência à tração. A técnica compreende a capacidade resistente à compressão da alvenaria e a resistência à tração do sistema de pré-esforço.

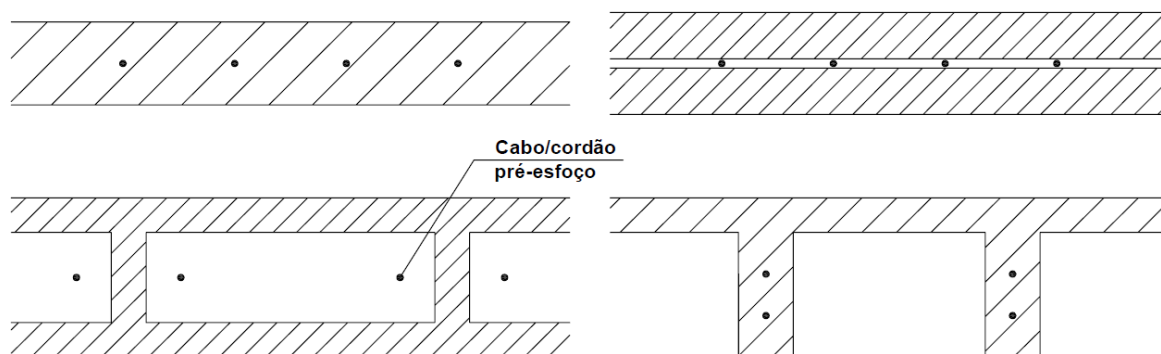
As vantagens de aplicação desta técnica podem-se resumir no seguinte [25]:

- Aumento da resistência à flexão;
- Aumento da capacidade de suporte a ações verticais;
- Aumento da resistência ao corte;
- Aumento da resistência à tração no plano em caso de assentamentos diferenciais;
- Aumento da resistência à torção;
- Aumento considerável de ductilidade e rigidez.

Atualmente a técnica aparece contemplada em alguns regulamentos Europeus, tais como o Eurocódigo 6 [26] e BS5628-2:2005 [27], embora sem aplicação direta nos tipos de paredes de alvenaria existentes em Portugal, usualmente de pedra, assente em argamassas constituídas por materiais locais.

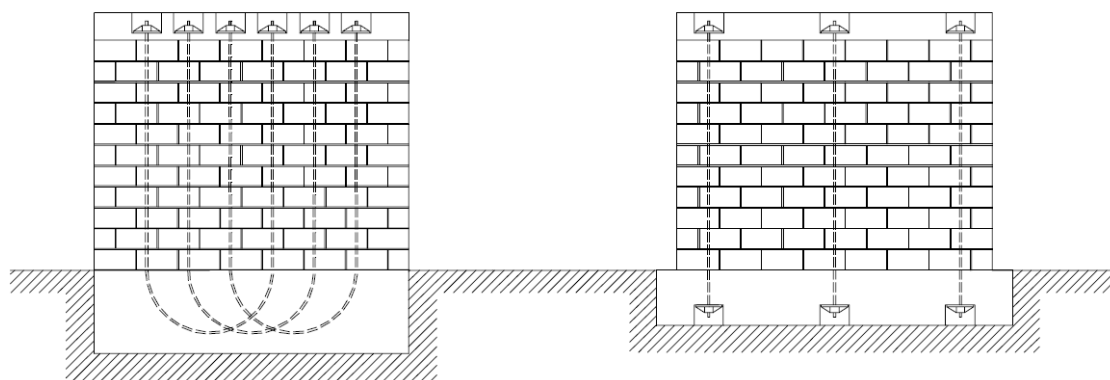
Nos mesmos, este tipo de reforço é normalmente definido em paredes de alvenaria constituídos por blocos maciços, ou vazados, de betão ou argila e por argamassas de assentamento estandardizadas. Os métodos de aplicação desta técnica são usualmente os representados na Figura 5.2.

Figura 5.2 Métodos de aplicação do pré-esforço em alvenaria [28]



Ao nível de ancoragens, as mais usuais aparecem representadas na Figura 5.3.

Figura 5.3 Sistemas de ancoragem do pré-esforço em alvenaria [29]



Ancoragem superior com passagem dos cabos ao nível da base

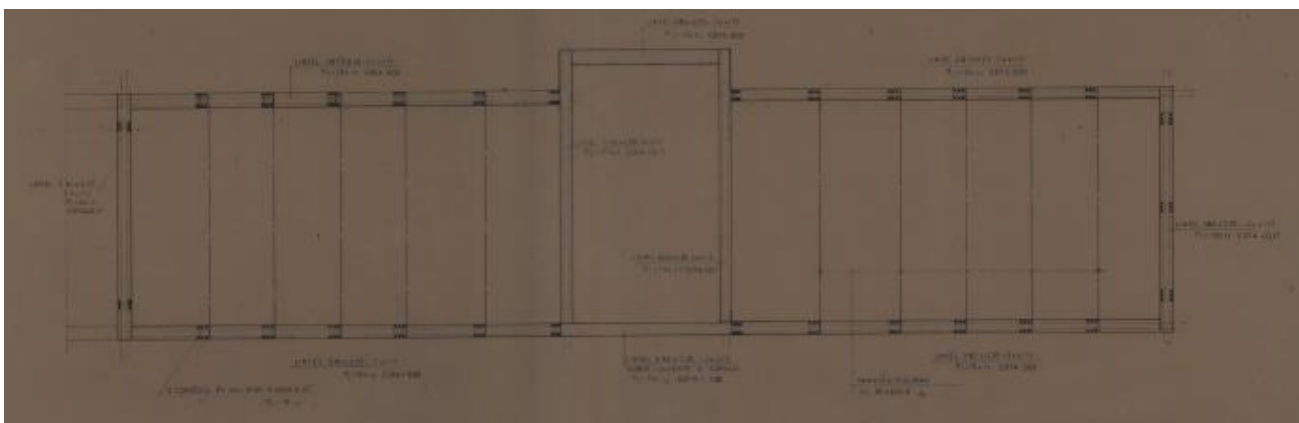
Ancoragem nas extremidades

5.2 Aplicação da técnica no caso de estudo

Comparando com os métodos anteriormente descritos, o reforço por aplicação de pré-esforço no caso de estudo do presente trabalho é significativamente diferente, nomeadamente no que respeita a disposições construtivas.

Neste caso em particular, os cabos de pré-esforço são dispostos ao nível das faces interiores e exteriores das paredes resistentes principais (Figura 5.4), posteriormente embebidos no reboco. Tal como descrito anteriormente na Secção 3.4, o pré-esforço alberga uma área de influencia de $1,50 \times 0,70 \text{ m}^2$, através 3 cordões plastificados e envolvidos com *mastic* betuminoso de 12,7 mm de diâmetro, qualidade 250 (ASTM-A416). A força de pós-tensionamento terá sido de 1176,80 KN.

Figura 5.4 Método de aplicação do pré-esforço – caso de estudo



Ao nível das ancoragens, as mesmas realizaram-se superiormente (Figura 5.5) na cimalha/lintel de coroamento, com passagem inferiormente (Figura 5.6) por de blocos de ancoragem.

Figura 5.5 Sistema de ancoragem superior (pré-esforço) – caso de estudo

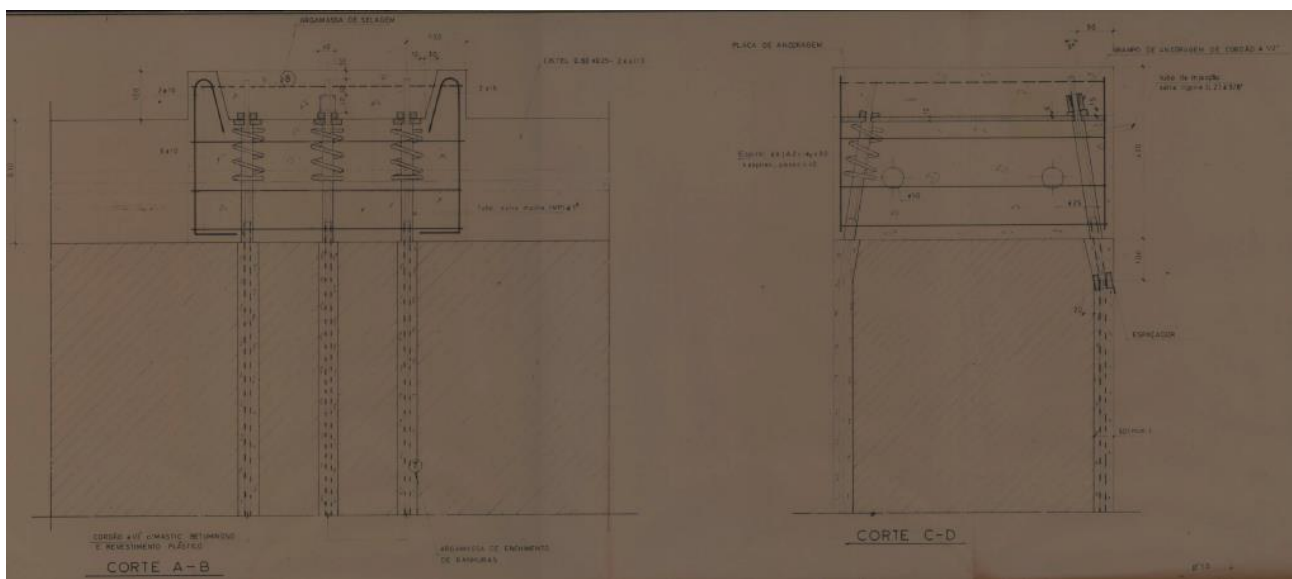
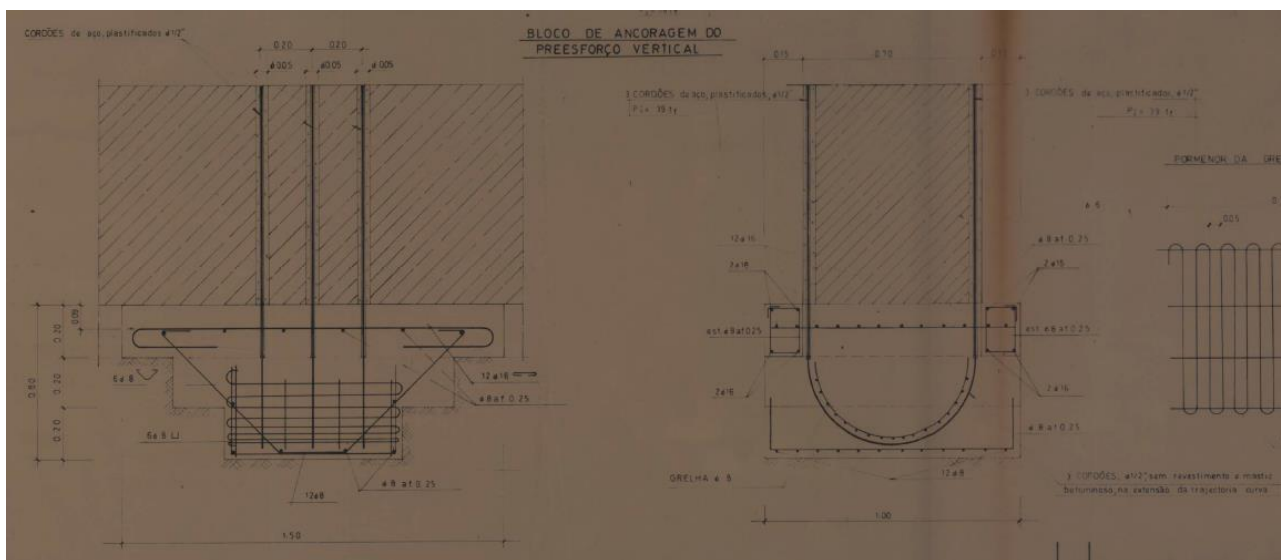


Figura 5.6 Passagem inferior (pré-esforço) – caso de estudo



5.3 Dimensionamento do pré-esforço em paredes de alvenaria

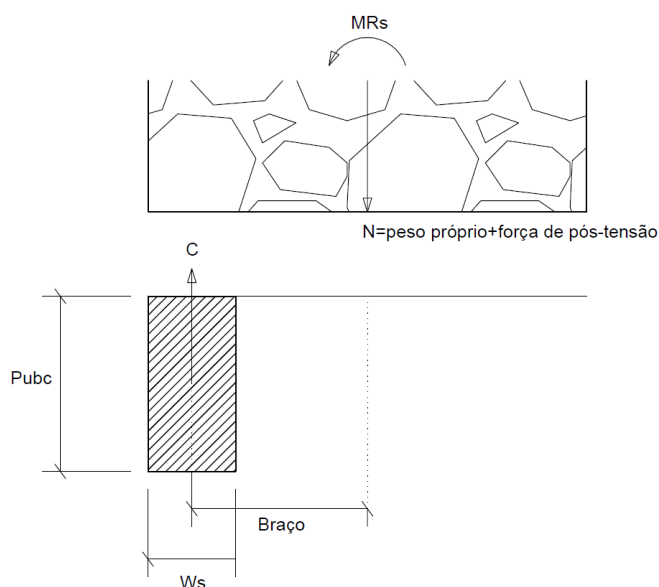
Para efeitos do dimensionamento do pré-esforço, descritos ao longo das secções seguintes, serão seguidas as recomendações feitas por W.G. Curtin, G. Shaw e J.K. Beck [25], baseada por vezes na BS5628:2 [27] e na experiência de ambos na análise deste tipo de estruturas.

O dimensionamento resumir-se-á ao cálculo da força de pós-tensionamento necessário, para que a parede tenha a resistência necessária para resistir ao momento máximo.

5.3.1 Estados Limites Últimos: secção fendilhada

Para efeitos de dimensionamento, nomeadamente para o cálculo da força de pós-esforço requerida, será considerado o momento resistente para a secção fendilhada. Na Figura 5.7 representa-se o diagrama de resistência última para uma secção fendilhada.

Figura 5.7 Diagrama de resistência última: secção fendilhada, adaptado de [25]



A tensão última (P_{ubc}), para um diagrama retangular de tensões é dada pela seguinte expressão:

$$P_{ubc} = 1,20 \cdot f_k / \gamma_m \quad (5.1)$$

Sendo:

f_k : resistência característica à compressão

γ_m : coeficiente de segurança parcial

A partir da Figura 5.7 podem deduzir-se ainda as seguintes expressões:

$$\left\{ \begin{array}{l} MRs = C \cdot Braço \\ Braço = \frac{t}{2} - \frac{Ws}{2} \\ Ws = \frac{C}{P_{ubc}} \end{array} \right. \quad (5.2)$$

Sendo:

MRs : momento resistente

C : forças de compressão

Ws : dimensão do diagrama de resistência última

t : espessura da parede

5.3.2 Esbelteza em paredes

O dimensionamento de paredes de alvenaria pré-esforçada é influenciado pelo coeficiente de esbelteza, funcionando, tal como noutros materiais construtivos, como a resistência de um determinado elemento à encurvadura, dependendo:

- Dimensões do elemento, assim como a sua capacidade resistente característica;
- Tipos de apoio ou restrições laterais;
- Excentricidade da carga.

O coeficiente de esbelteza pode considerar-se como a tendência de um determinado elemento estrutural a ceder por efeitos de encurvadura, submetido a uma carga de compressão. O valor do mesmo pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (5.3)$$

A altura efetiva (h_{ef}) de um determinado elemento resistente, não depende somente na sua altura (h), mas também no grau de fixação (restrição/apoio) do mesmo nas suas extremidades.

No caso de elementos resistentes verticais, a relação entre a altura e o tipo de apoio é a que se apresenta no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 Altura efetiva h_{ef}

	Apoio simples	Apoio melhorado*	Consola
h_{ef}	H	$0,75 \cdot h$	$2 \cdot h$

*Apoio que melhora a resistência lateral de um elemento

A espessura efetiva (t_{ef}) depende do tipo de secção do elemento resistente vertical, assim como a existência de reforços laterais, como por exemplo contrafortes ou outros elementos perpendiculares.

No caso de paredes de alvenaria sólidas, sem qualquer elemento lateral que aumente a sua resistência, o valor de t_{ef} é igual à espessura real da mesma (t). Para o caso de existirem elementos laterais a espessura efetiva é dada pela seguinte expressão:

$$t_{ef} = t \cdot K \quad (5.4)$$

O fator de espessura K determina-se relacionando o espaçamento entre "reforços laterais" e o quociente entre a espessura desse elemento com a espessura real da parede. Os valores para esse fator apresentam-se no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 Fator de espessura K

Espaçamento entre reforços (m)	<u>Espessura dos reforços</u> t		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

5.3.3 Fator de redução de capacidade

Analisando os pontos anteriores, quanto maior é a altura de um elemento resistente vertical, maior é a sua esbelteza, e por isso maior a possibilidade de ser afetado por fenómenos de encurvadura, diminuindo a sua capacidade resistente de cálculo.

Deste modo a resistência à compressão de cálculo deve ser afetada por um fator de redução (β), diretamente relacionado com a esbelteza (λ) do elemento resistente à compressão. Os valores de β apresentam-se no Quadro 5.3, considerando a aplicação de forças concêntricas.

Quadro 5.3 Fator de redução de capacidade β

λ	β
0	1,00
6	1,00
8	1,00
10	0,97
12	0,93
14	0,89
16	0,83
18	0,77
20	0,70
22	0,62
24	0,53
26	0,45
27	0,4

5.4 Perdas de pré-esforço

Durante a vida útil do reforço aplicado, o nível de pré-esforço diminui relativamente ao seu valor inicial. Essa diminuição inicia ainda durante a aplicação do mesmo e vai ocorrendo a médio/longo prazo.

As principais causas para as perdas são as seguintes:

- Relaxamento dos cordões

A perda de pré-esforço para este caso deve ser calculada para um relaxamento máximo após 1000 horas de duração, aplicada a força inicial de pré-esforço. As propriedades de relaxamento do aço aplicado são normalmente fornecidas pelo fabricante, sendo dada uma referência como uma percentagem de 70% da tensão de rotura do cabo/cordão de aço.

- Deformação elástica dos elementos da parede de alvenaria

As paredes de alvenaria contraem elasticamente sob a aplicação de pré-esforço, durante a aplicação do mesmo, mas não imediatamente. Segundo W.G. Curtin, G. Shaw e J.K. Beck [25], esta deformação demora cerca de 24 horas a manifestar-se, após a aplicação inicial do mesmo. Esta contração liberta alguma da tensão aplicada nos cabos/cordões de pré-esforço originando perdas no reforço por compressão. Podem-se calcular através da seguinte equação:

$$\frac{(E_s/E_m) \cdot \text{tensão na alvenaria}}{2} \quad (5.5)$$

Sendo:

E_s : módulo de elasticidade dos cabos/cordões de pré-esforço

E_m : módulo de elasticidade da parede de alvenaria

- Retração dos elementos da parede alvenaria

Este tipo de perdas aparece relacionado com alvenarias constituídas por materiais expansíveis, assim como, as argamassas de assentamento. Relativamente às argamassas recomenda-se um endurecimento de 14 dias antes da aplicação do pré-esforço. No que respeita ao tipo de alvenaria, a constituição dos agregados, percentagem de vazios e dimensões dos blocos, influenciam em grande parte este tipo de perdas. Segundo a BS5628:2 [27] podem ser estimadas considerando uma tensão máxima por retração de 500×10^{-6} , para as alvenarias constituídas por blocos de betão e blocos silico-calcários.
- Deformação dos elementos da alvenaria por fendilhação

Este fenómeno ocorre devido a um aumento gradual da tensão ao longo do tempo, devido a um carregamento permanente. Aparece normalmente associada à pressão causada por cargas externas na água absorvida, dentro da microestrutura do agregado. Esta pressão causa migração de água e conseqüente alteração de volume.
- Execução da ancoragem dos cabos/cordões

Em sistemas pós-tensionados deve-se considerar perdas relacionadas com o movimento do cabo/cordão durante o momento de ancoragem, ou seja, na passagem de tensão do equipamento de pré-esforço para a mesma. Este tipo de perdas é conhecido pelos fabricantes/aplicadores, através da realização de testes próprios.
- Atrito

Este tipo de perdas, usualmente, apenas ocorre para casos de pré-esforço não vertical, contemplando esforços de atrito devido à curvatura. No entanto, pode igualmente estar relacionado com as bainhas ou forma como os cabos/cordões são embebidos.

- Efeitos térmicos

Os materiais que constituem as paredes de alvenaria podem aumentar ou diminuir consoante a temperatura que estão expostos, em termos de dimensões. Este fator deve ser contemplado durante, principalmente, a aplicação do pré-esforço, tendo em conta a temperatura ambiente e a sua variabilidade.

Este tema tem sido amplamente investigado, principalmente, por fabricantes/aplicadores, no que respeita a perdas de pré-esforço globais. Entende-se que as características da alvenaria possuem grande variabilidade, sendo por isso difícil de estimar as perdas pelas causas antes enunciadas, assim como, pelos fatores relacionados com a aplicação, utilização de mão de obra e estado dos equipamentos.

Segundo W.G. Curtin, G. Shaw e J.K. Beck [25], as perdas globais de pré-esforço podem variar entre 20% e 35%. Outros autores, nomeadamente, Laursen T. P. [29], através de ensaios experimentais, relaciona as perdas globais com o rácio entre esforços axiais nas paredes (com e sem pré-esforço) e o nível de pré-esforço, sendo de 25% e 35%, para cabos/cordões de baixa e alta resistência, respetivamente.

6 AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

6.1 Desempenho sísmico de edifícios existentes

A aplicação da EN1998-3 [5] na avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes tem como principais objetivos os seguintes pontos:

- Criar critérios de avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes;
- Descrever a forma como escolher as medidas de correção necessárias;
- Estabelecer critérios para o dimensionamento das medidas de correção.

Para a análise de edifícios existentes, no que respeita à avaliação estrutural e de possíveis intervenções estruturais, a mesma norma começa por estabelecer diferentes graus de incerteza, associados à quantidade e tipo de informação que se dispõe acerca dos mesmos. Com a recolha de informação deve-se obter o seguinte:

- Documentação específica existente acerca do edifício em questão;
- Dados relativos a normativas e regulamentos em vigor;
- Investigação *in situ*;
- Ensaios *in situ* e de laboratório.

Com base nessa recolha de informação, os fatores que determinam o nível de conhecimento de uma determinada estrutura explicitam-se em seguida:

Geometria

Conhecimento das propriedades geométricas da estrutura, assim como, de elementos não tão estruturais, que possam afetar a capacidade de resposta da mesma (p.ex. paredes divisórias em alvenaria).

Pormenorização

Podem incluir a quantidade, tipo e pormenorização de elementos em betão armado, ligações entre elementos metálicos, ligações entre pisos (efeito diafragma) e os elementos resistentes às ações laterais, a ligação e tipos de argamassas em paredes de alvenaria, assim como eventuais reforços nas mesmas.

Materiais

Conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Com o propósito de escolha do tipo de análise admissível e o apropriado coeficiente de confiança (CF), a norma define três níveis de conhecimento:

- $KL1$ – nível de conhecimento limitado;
- $KL2$ – nível de conhecimento normal;
- $KL3$ – nível de conhecimento completo.

A relação entre o nível de conhecimento, fatores que o determinam, tipo de análise admissível e coeficientes de confiança aparece descrita no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 Relação entre KL, fatores que o determinam, tipo de análise e CF [5]

NConhec.	Geometria	Pormenorização	Materiais	Tipos de análise	CF
KL1	A partir das peças desenhadas originais de execução, com inspeção visual, ou a partir de uma inspeção completa	A partir do dimensionamento aproximado de acordo com a pratica relevante (experiência) e a partir de inspeções <i>in situ</i> limitadas	A partir valores de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir ensaios <i>in situ</i> limitados	Análise modal por espetro de resposta	$CF_{KL1}=1,35$
KL2		A partir de peças desenhadas originais de pormenor incompletas, com inspeções <i>in situ</i> limitadas ou a partir de inspeções <i>in situ</i> alargadas	A partir das especificações de dimensionamento, com ensaios <i>in situ</i> limitados, ou a partir de ensaios <i>in situ</i> alargados	Todos os tipos de análise	$CF_{KL2}=1,20$
KL3		A partir das peças desenhadas de pormenor originais com inspeções <i>in situ</i> limitadas ou a partir de inspeções <i>in situ</i> completas	A partir de relatórios originais de ensaios, com ensaios <i>in situ</i> limitados ou a partir de ensaios <i>in situ</i> completos	Todos os tipos de análise	$CF_{KL3}=1,00$

Definido o tipo de análise a realizar, o estado de dano das estruturas divide-se em três estados limite (*LS*), que definem o possível estado das estruturas após um evento sísmico e a capacidade global das mesmas, que para o presente estudo se baseará em termos de deslocamento no topo (análise estática não-linear) [5 e 30]:

- Estado Limite de Colapso Eminente “Near Collapse” (NC).

A estrutura está muito danificada com resistência e rigidez residuais laterais baixas, embora os elementos verticais ainda sejam capazes de resistir cargas verticais. A maioria dos elementos não estruturais colapsaram. Estão presentes deslocamentos muitos significativos e permanentes. A estrutura está perto do colapso, não sobreviverá, provavelmente, a outro sismo, mesmo que de intensidade moderada.

Relativamente à capacidade global da estrutura, em termos de deslocamento último no topo (“roof”), para este estado limite e considerando uma análise não-linear, o mesmo é alcançado após uma redução de 20% do pico da força de corte na base (Figura 6.1).

O período de retorno para o presente estado limite é de 2475 anos.

- Estado de Limite de Danos Severos “Significant Damage” (SD).

A estrutura está significativamente danificada, possuindo ainda alguma resistência e rigidez residuais laterais e elementos verticais capazes de resistir a elementos verticais. Os elementos não estruturais estão danificados, embora divisórias e paredes interiores não tenham entrado em rotura para fora do plano. Estão presentes deslocamentos permanentes moderados. A estrutura suporta outro evento de intensidade moderada. A estrutura é provavelmente irreparável economicamente.

Para este estado limite, considerando novamente uma análise não-linear, o deslocamento último no topo é igual a $\frac{3}{4}$ da capacidade de deslocamento último no topo, definido no estado limite anterior (Figura 6.1).

O período de retorno para o presente estado limite é de 475 anos.

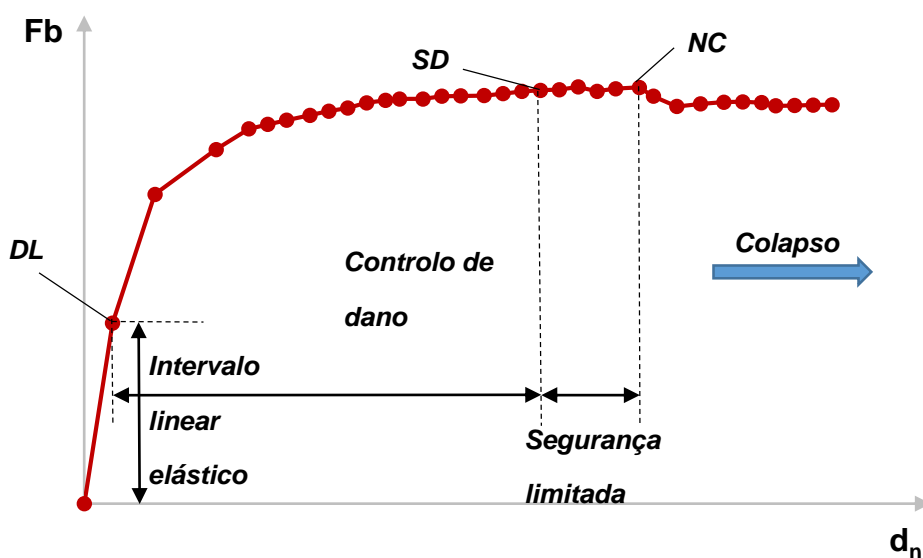
- Estado de Limitação de Dano “*Damage Limitation*” (DL).

A estrutura está ligeiramente danificada, sem deformações não lineares nos seus elementos estruturais, conservando a sua resistência e rigidez laterais. Os elementos não estruturais apenas apresentam fendilhação distribuída, cuja reparação é economicamente viável e rápida. Os deslocamentos permanentes são desprezáveis. A estrutura não necessita de qualquer reparação.

A capacidade da estrutura em termos de deslocamento no topo, para este estado limite, determina-se com a formação da primeira rótula plástica (Figura 6.1).

O período de retorno para o presente estado limite é de 225 anos.

Figura 6.1 Níveis de desempenho, adaptado de [31]



Os métodos de análise/avaliação são vários, todos constantes na norma em questão. Para o presente trabalho será utilizada uma análise estática não linear (“*pushover*”), com a realização de dois modelos planares, para cada direção principal do edifício: direção X = N-S; direção Y = E-W. Considerar-se-á ainda uma rigidez fendilhada (50 % da rigidez não fendilhada).

6.2 Programa 3Muri

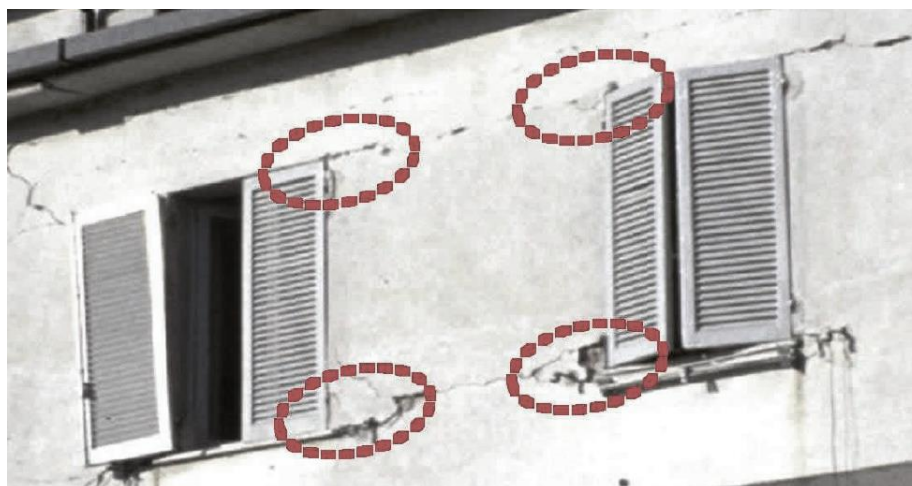
Para a realização da avaliação da segurança de acordo com a EN1998-3 [5], neste caso de estudo, será utilizado o programa 3Muri® [2016] desenvolvido pela S.T.A DATA, cuja principal especialidade está relacionada com a análise estática não-linear, de estruturas constituídas por paredes alvenaria.

Da observação dos danos nas estruturas de alvenaria [32 e 33] após um evento sísmico e alguns ensaios experimentais, identificaram-se dois tipos de mecanismos de dano principais no plano das paredes, nomeadamente associados ao corte (Figura 6.2) e flexão (Figura 6.3).

Figura 6.2 Exemplo de dano associado ao corte [34]



Figura 6.3 Exemplo de dano associado à flexão [34]



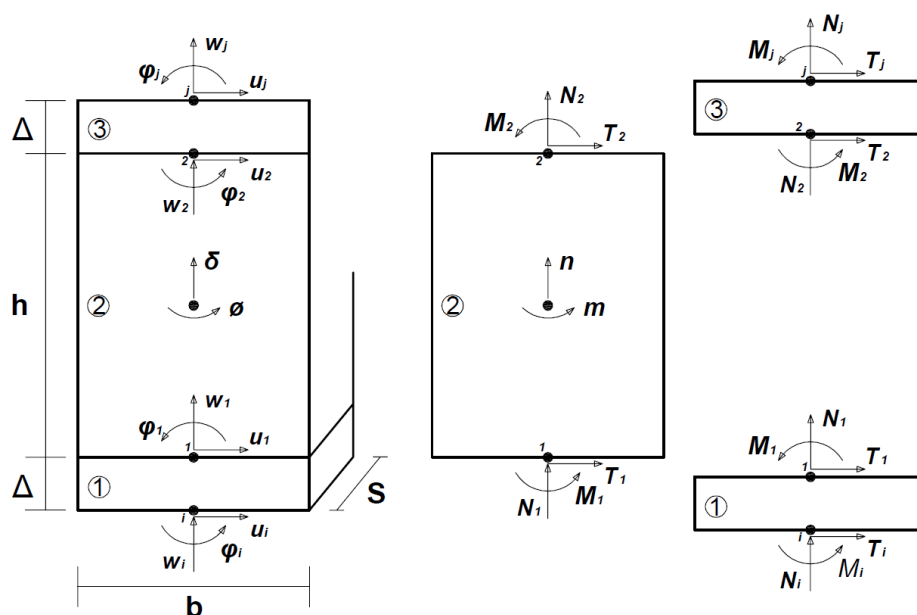
A deteção dos mecanismos de dano antes mencionadas levaram à formulação de macroelementos de alvenaria, nos quais, na sua parte central se absorve o comportamento ao corte e na sua parte perimetral o comportamento à flexão. Através desta teoria, englobando ambos comportamentos, constituiu-se o macroelemento [35 e 36].

O programa considera um sistema tridimensional, no qual as paredes estão interligadas com partições horizontais (pisos), podendo ser esquematizadas como uma “estrutura” constituída por elementos resistentes e nós rígidos.

O cálculo das zonas de parede onde a deformabilidade e dano estão concentrados é conseguido através da divisão da parede em áreas verticais, por piso, identificando as aberturas existentes, panos de parede, lintéis e nós.

As áreas, representativas das paredes de alvenaria, são modeladas com macroelementos bidimensionais finitos com 2 nós e 3 graus de liberdade por nó (u , w e φ), contendo ainda 2 graus de liberdade interiores. As porções resistentes das paredes são consideradas como 2 nós rígidos, através dos quais os macroelementos estão interligados. As ações são transmitidas entre macroelementos, através dos 3 graus de liberdade em cada nó.

Figura 6.4 Modelo cinemático do macroelemento [34]

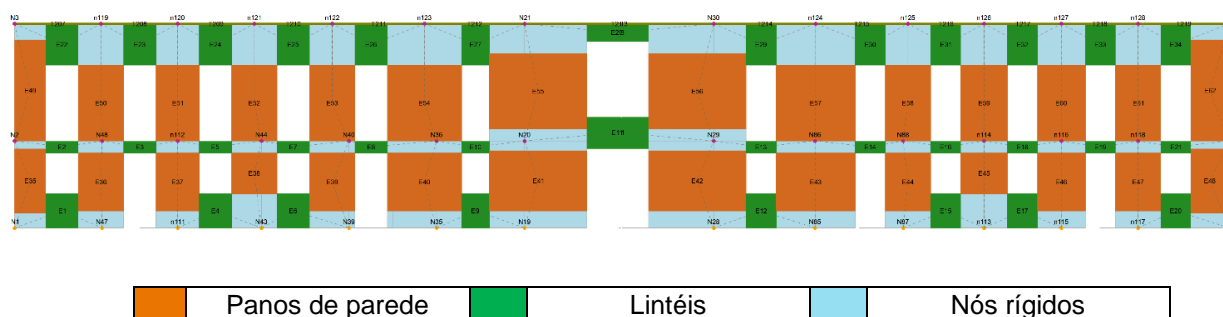


Na Figura 6.4 representa-se o modelo cinemático do macroelemento, considerando uma porção de parede com uma largura b e espessura s , dividida em 3 partes (macroelementos). A parte central (2) de altura h é onde se encontra a deformabilidade tangencial (corte), sendo indeformável axialmente e à flexão. Nas duas partes, nas extremidades da anterior (1 e 3), ambas de espessura infinitesimal d e rígidas às ações de corte, concentra-se a deformabilidade axial.

Tal como referido anteriormente a modelação processa-se tridimensionalmente, sendo as paredes os elementos resistentes às ações verticais e horizontais. No que respeita aos pavimentos e varandas (estruturas horizontais) apenas servem como meio de transferência das suas cargas verticais às paredes, proporcionalmente à sua rigidez. Os pavimentos são modelados como uma membrana ortotrópica de 3 nós, com 2 graus de liberdade por nó, definindo-se uma direção deformável.

Deste modo, o programa define as estruturas como uma associação de painéis de alvenaria, estabelecida através de uma malha de macroelementos com comportamento não linear (lintéis e panos de parede) e nós rígidos (Figura 6.5), baseada na observação do dano causado nas estruturas por sismos reais.

Figura 6.5 Malha de macroelementos – Fachada Principal [3Mur[®], 2016]

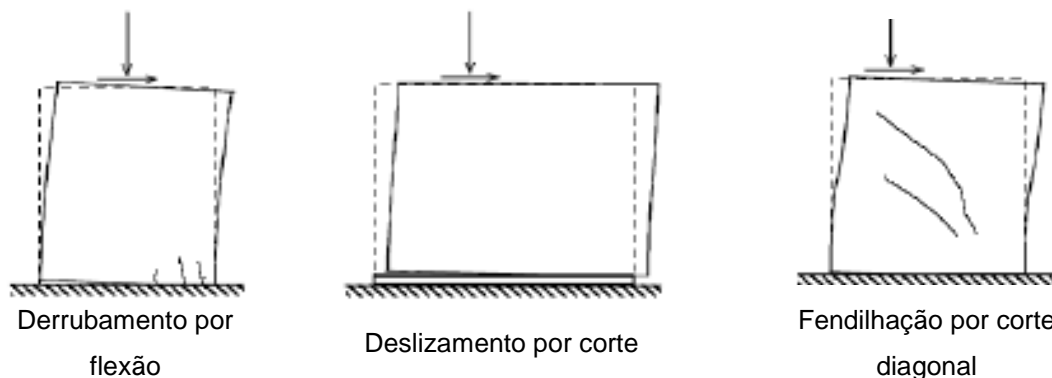


Para efeitos de modelação através de macroelementos, o programa possui as seguintes funcionalidades:

- Rigidez inicial é obtida a partir das propriedades elásticas (estado fendilhado).

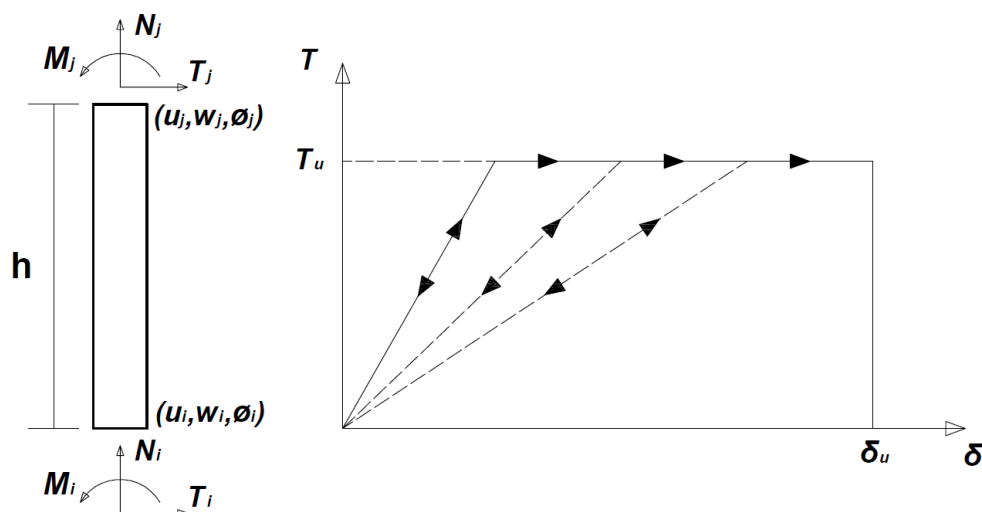
- Considera um comportamento bilinear [32] (Figura 6.7) com valores máximos de corte e flexão, calculados para os Estados Limites Últimos. Importa referir, que o comportamento não linear se ativa quando atingidos os valores máximos admissíveis, para os esforços generalizados nos respetivos nós. Os critérios de rotura [38] previstos aparecem representados na Figura 6.6.

Figura 6.6 Critérios de rotura de paredes de alvenaria [38]



- Realiza uma redistribuição de forças internas a favor do equilíbrio dos elementos;
- Deteta os estados limites de dano considerando parâmetros de dano globais e locais;
- Considera uma degradação de rigidez na fase plástica (Figura 6.7).

Figura 6.7 Macroelemento bilinear (degradação do comportamento) [37]



- Realiza um controlo de ductilidade através da definição de um “*drift*” máximo, baseado nas Normas Italianas e EN1998-1 [4], conforme a Equação 6.1.

$$\delta_{u_m}^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \begin{cases} 0,4\% & \text{para o corte} \\ 0,6\% & \text{para a flexão} \end{cases} \quad (6.1)$$

- A análise global não é interrompida após ocorrer o “*drift*” último num determinado elemento. Neste caso o programa considera que o mesmo já não é capaz de resistir a ações horizontais (p.ex. sísmica), eliminando ou reduzindo a sua capacidade resistente e substituindo-o através de uma biela, capaz de transmitir esforços de compressão.

Na análise ao derrube (ativado o comportamento não linear) o programa faz o cálculo do momento último utilizando a Equação 6.2.

$$M_u = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot \frac{f_m}{CF}} \right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right) \quad (6.2)$$

Sendo:

l : largura do painel;

t : espessura do painel;

N : esforço axial (considerado positivo à compressão);

σ_0 : tensão de compressão em toda a área ($\sigma_0 = N/l \cdot t$);

CF : fator de confiança a ser considerado no caso de edifícios existentes (Quadro 6.1);

f_m : resistência à compressão da alvenaria.

Esta teoria baseia-se num material sem resistência em tração, no qual se realiza um realojamento não linear da tensão, considerando-se um diagrama de tensões retangular com um fator de 0,85. De acordo com a Equação 6.3, o equilíbrio global deve ser satisfeito, podendo implicar um recálculo do valor de corte, caso o momento existente seja reduzido face ao momento último.

$$V_i = -V_j = \frac{M_i + M_j}{h} \quad (6.3)$$

No que respeita à análise ao deslizamento e corte diagonal (ativado o comportamento não linear) o programa tem a possibilidade de adoção de um de dois critérios: Mohr-Coulomb e Turnšek e Čačovič [39].

Este último [39] é o mais indicado para edifícios existentes, sendo por esse motivo o escolhido para o presente estudo. Seguindo esse critério o programa calcula o corte (deslizamento) último através da Equação 6.4.

$$\begin{aligned} V_u &= l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_0}} = l \cdot t \cdot \frac{f_t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \\ &= l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5 \cdot \tau_0 \cdot l \cdot t}} \end{aligned} \quad (6.4)$$

Sendo:

f_t : resistência ao corte diagonal da alvenaria;

τ_0 : resistência ao corte;

b : coeficiente que depende do quociente entre a altura e largura da parede ($b=h/l$, $1 \leq b \leq 1,5$)

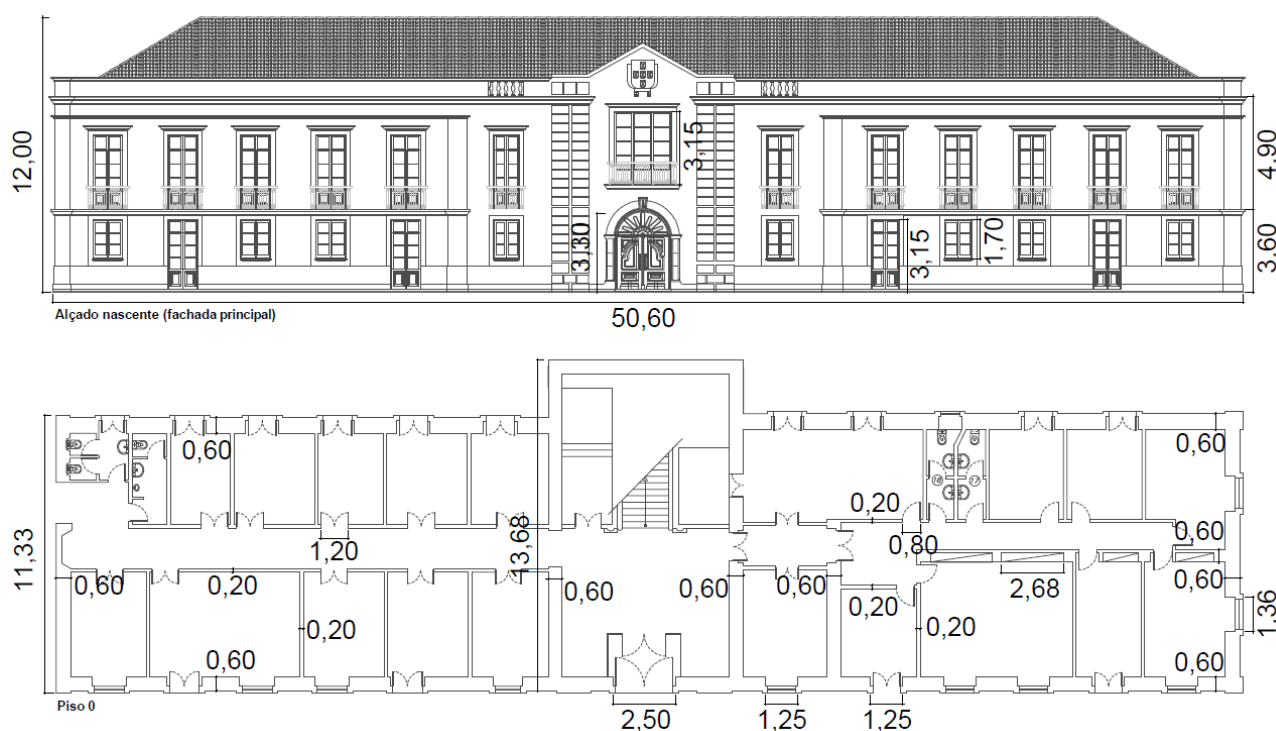
À parte das paredes de alvenaria o programa permite ainda a introdução de outros materiais, que podem ser aplicados a elementos estruturais (p.ex reforços estruturais).

6.3 Geometria do modelo

O estudo realizado incidiu sobre a avaliação do edifício original. As obras de ampliação não foram abordadas neste trabalho.

A geometria do modelo adotada teve como base um levantamento arquitetónico levado a cabo no edifício, com data desconhecida. As principais dimensões descrevem-se na Figura 6.8.

Figura 6.8 Dimensões geométricas (cm) do edifício caso de estudo



Para efeitos de modelação foram realizadas algumas simplificações no que respeita, por exemplo, às aberturas em arco em termos de dimensão e localização. Para a definição deste tipo de abertura adotou-se a maior altura e maior largura da sua forma geométrica. As dimensões das mesmas variam entre 3,12 e 3,30 m para a altura e 2,50 e 2,68 m para a largura. No que respeita à modelação da porta em arco na fachada tardoz optou-se por simplificar, por uma questão de conflito entre níveis/pisos, assumindo uma abertura ao nível do Piso 0, ou seja, à cota 0+00.

De igual forma se idealizou a estrutura resistente às ações horizontais, com base também em trabalhos de inspeção, consulta de bibliografia específica acerca deste tipo de construção e consulta de especialistas na história da construção tradicional na Ilha (Secção 3.3). Seguindo as indicações da EN1998-3 [5], que recomenda a integração de elementos secundários de resistência lateral sísmica, quando se opta por uma análise não-linear, considerou-se o esquema estrutural representado nas Figuras 6.9 e 6.10, para os Pisos 0 e 1 respetivamente.

Figura 6.9 Esquema estrutural – Piso 0

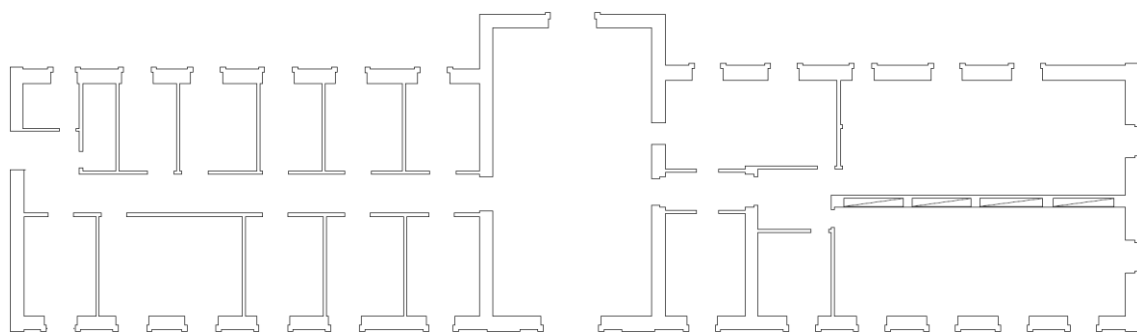
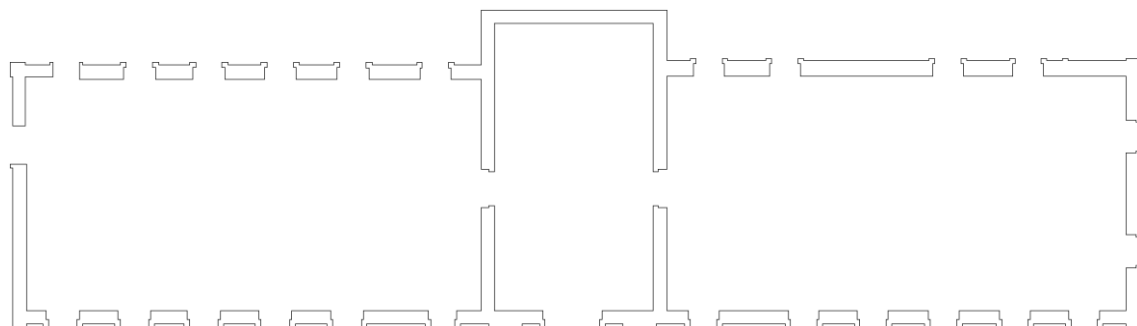


Figura 6.10 Esquema estrutural – Piso 1



As espessuras dos elementos resistentes às ações laterais e verticais apresentam-se no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 Espessura dos elementos resistentes

Elemento estrutural resistente	Espessura (m)
Paredes resistentes exteriores	0,60
Paredes mestras (incluindo a em arco)	0,60
Paredes interiores	0,20

O piso 1 no núcleo central foi considerado à cota 3+60, descarregando sobre as paredes mestras circundantes e descartando o vão de escadas, cujo apoio se encontra à cota 0+00, simulando-se uma situação mais desfavorável para os elementos verticais resistentes.

Para efeitos de modelação, usando o programa 3Muri® [2016], considerar-se-á ainda que a rigidez local dos pavimentos e painéis de parede na direção perpendicular aos seus planos não é contabilizada, considerando-se que a resposta global da estrutura é obtida pelo comportamento dos elementos estruturais no seu plano.

Importa ainda referir que se detetaram algumas incongruências entre peças desenhadas e escritas e o que foi realmente foi executado. As diferenças estão nas dimensões do lintel de coroamento, secção dos tirantes, ao nível da cobertura, e altura do edifício. No que respeita às soluções de reforço terão pouca influência ao nível da modelação, como se poderá verificar mais à frente. Relativamente à altura do edifício seguir-se-ão as dimensões obtidas no último levantamento arquitetónico realizado.

6.4 Propriedades mecânicas

As propriedades dos materiais a utilizar do modelo estrutural devem consistir nos seus valores médios, tal como considerado na EN1998-3 [5]. Os valores das propriedades mecânicas a utilizar neste trabalho (Quadro 6.3) tem por base as recomendações feitas pela NTC 2008 [40]. Os valores elevados adotados para algumas propriedades mecânicas justificam-se pela regularidade dos blocos aplicados, pelo seu correto emparelhamento, conforme se pode observar através de fotos tiradas ao edifício após o sismo de 1980 (Figura 6.11), assim como da investigação levada a cabo para a caracterização construtiva do mesmo, descrita nas Secções 3.2 e 3.3.

Quadro 6.3 Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria

f_m (N/cm ²)	T (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (KN/m ³)
800	12	3200	940	22

f_m : resistência média à compressão da parede de alvenaria;

t : resistência média ao corte da parede de alvenaria;

E : módulo de elasticidade da parede de alvenaria;

G : módulo de distorção da parede de alvenaria;

W : peso específico da parede de alvenaria.

Figura 6.11 Edifício original após sismo de 1980



6.5 Ações permanentes

Foram obtidas considerando o somatório dos pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais. Os pesos próprios são obtidos com base nos pesos volúmicos dos materiais, nas condições reais de utilização. O Quadro 6.4 reflete as ações permanentes médias consideradas no presente trabalho.

Quadro 6.4 Ações permanentes

Elemento	S_{Gk} (kN/m ²)
Ao nível do pavimento do piso 1	2,30
Ao nível da cobertura	1,70

6.6 Sobrecargas de utilização (RSAEEP)

As ações serão consideradas de acordo com *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP)* [41], atualmente em vigor.

Esta ação está diretamente relacionada com a utilização dos edifícios, contemplando, para além dos pavimentos, coberturas, varandas e etc. O Quadro 6.5 reflete as sobrecargas de utilização a utilizar no presente trabalho.

Quadro 6.5 Sobrecargas de utilização [41]

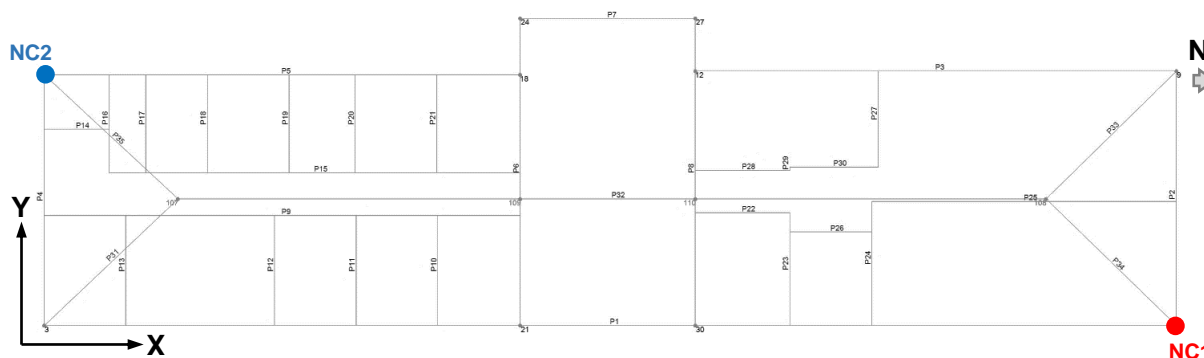
Zona do edifício	S_{Qk} (kN/m ²)	Designação
Piso 1 – ala norte e núcleo central	4,00	Compartimentos destinados a utilização de carácter coletivo de média concentração.
Piso 1 – ala sul	3,00	Compartimentos destinados à utilização de carácter coletivo sem concentração especial.
Cobertura	0,30	Coberturas ordinárias.

7 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo serão analisados os resultados obtidos através do software 3Muri® [2016], no qual se realizará uma análise estática não-linear (“*pushover*”) nos termos da EN1998-1 [4]. Tal como explicado anteriormente, as normativas relacionadas com o projeto antissísmico de estruturas, nomeadamente a EN1998-3 [5] propõem a resposta estrutural das mesmas em termos de deslocamento, em vez de forças, tendo em conta uma maior sensibilidade ao dano baseado no deslocamento imposto.

Com base neste pressuposto, a análise de resultados, em termos de vulnerabilidade sísmica, recairá sobre 4 casos principais, relacionados com os reforços executados pós-sismo de 1980, entre os quais: o edifício caso de estudo no seu estado mais original, sem qualquer tipo de reforço (Secção 7.1); edifício reforçado com recurso a um lintel de coroamento (Secção 7.2); edifício reforçado com recurso a tirantes aplicados entre fachadas principais (Secção 7.3); edifício reforçado com recurso a pré-esforço nas paredes de alvenaria (Secção 7.4).

Figura 7.1 Localização dos nós de controlo [3Muri®, 2016]



As várias análises serão realizadas com base numa média dos deslocamentos dos nós e em relação ao nó de controlo (cobertura), que de uma forma geral será o identificado na Figura 7.1 a vermelho, designado NC1. Em algumas análises, como por exemplo a nº20, que considera uma carga lateral proporcional ao modo condicionante, na direção +Y, e com excentricidade accidental, o deslocamento máximo verifica-se precisamente nesse ponto (NC1), originando deslocamentos fora do plano depois da primeira cedência num elemento e conseqüente mau funcionamento do programa, com deformações ilimitadas. Para estes casos adotar-se-á o ponto representado a azul (NC2) na mesma figura. Adotar-se-á ainda um CF=1,20, de acordo com o Quadro 6.1, e uma rigidez no estado fendilhado (50 % da rigidez não fendilhada).

As direções das ações sísmicas +X e +Y corresponderão na realidade às direções S-N e E-W, respetivamente.

No que respeita às excentricidades accidentais, previstas na EN1998-1 [4], foram calculadas através da Equação 4.15, cujos resultados se apresentam no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 Cálculo das excentricidades accidentais

Direção da ação sísmica	Excentricidade accidental (mm)
±X	$e_{ax} = \pm 0,05 \cdot 13,68 \times 10^3 = \pm 684,00$
±Y	$e_{ay} = \pm 0,05 \cdot 50,60 \times 10^3 = \pm 2530,00$

O cálculo da ação sísmica realizar-se-á no Anexo 1, seguindo o disposto na Secção 4.2.

7.1 Edifício original não reforçado

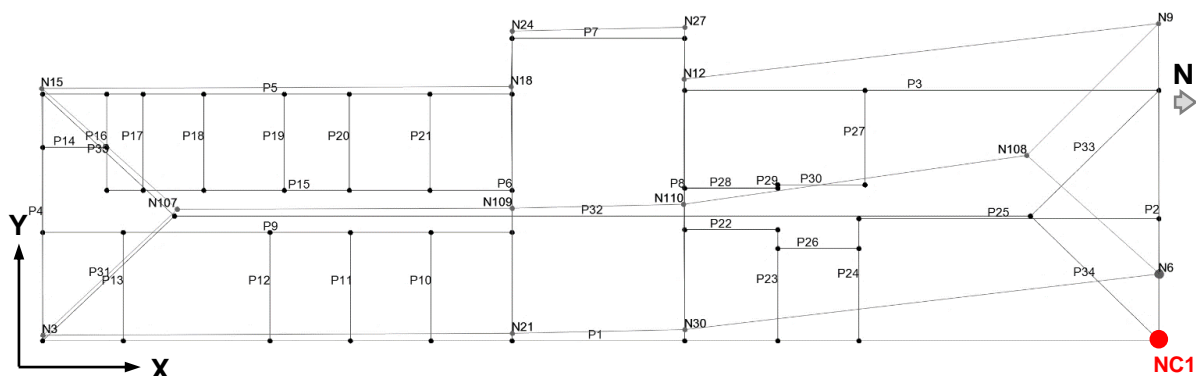
Como anteriormente referido, nesta secção analisar-se-á o edifício caso de estudo no seu estado mais original, ou seja, pré-sismo de 1980, sem qualquer tipo de reforço estrutural. No Anexo 4, apresentam-se as 24 análises realizadas pelo software 3Muri® [2016], cumprindo o disposto na EN1998-1 [4] e EN1998-3 [5], no que respeita às distribuições de cargas laterais, excentricidades e direções a considerar, assim como a transformação em sistemas bilineares equivalentes.

No Quadro AN4 1 desse anexo apresentam-se os valores correspondentes aos sistemas de vários graus de liberdade, nomeadamente: deslocamentos alvo (dt), deslocamentos últimos (dm), o quociente entre ambos (dm/dt) e os coeficientes de comportamento da estrutura (q). No Quadro AN4 2 apresentam-se os valores para os sistemas equivalentes a 1 grau de liberdade, tais como: períodos elásticos equivalentes (T^*), massas dos sistemas equivalente a 1 GL (m^*), fatores de transformação (Γ), resistências de cedência equivalentes (F_y^*) e os deslocamentos de cedência e últimos dos sistemas idealizados (d_y^* e d_m^*).

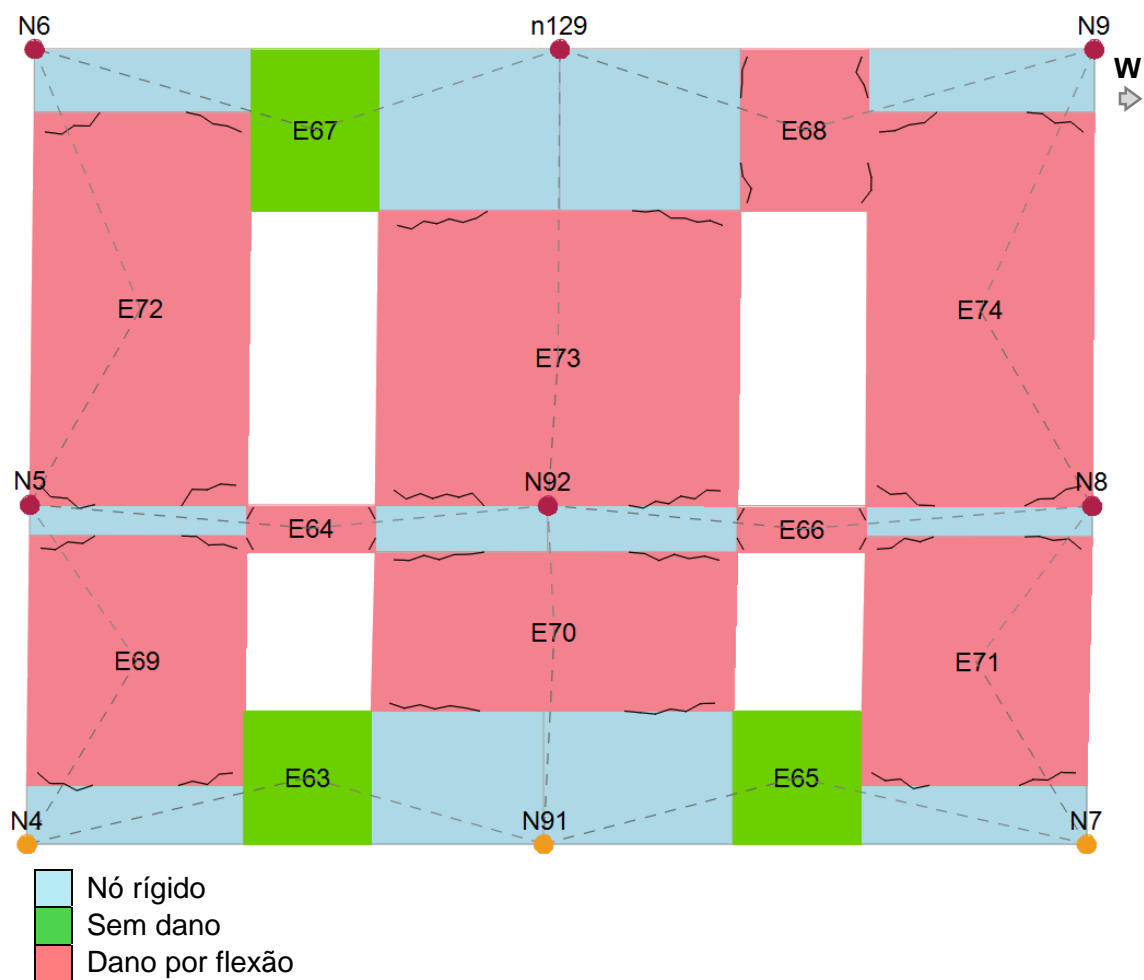
Através da observação de resultados constata-se que o edifício caso de estudo não verifica a segurança para algumas análises, todas na direção Y, face à ação sísmica considerada. Os quocientes dm/dt , para sistemas com múltiplos graus de liberdade, variam entre 0,57 e 0,92 para as análises 5, 6, 7 (sem excentricidade), 17, 19, 21 e 23 (com excentricidade de $\pm 2.530,00$ mm). No que respeita à direção X, os mesmos quocientes são sempre satisfatórios, com um valor mínimo de 1,30 para a análise 13.

Na Figura 7.2 representa-se a forma dos deslocamentos em planta para o pior destes resultados: análise 19, direção +Y, distribuição proporcional ao 1º modo de vibração, com uma excentricidade positiva de 2.530,00 mm.

Figura 7.2 Deslocamentos em planta – Análise 19 – edifício original não reforçado [3Muri®, 2016]

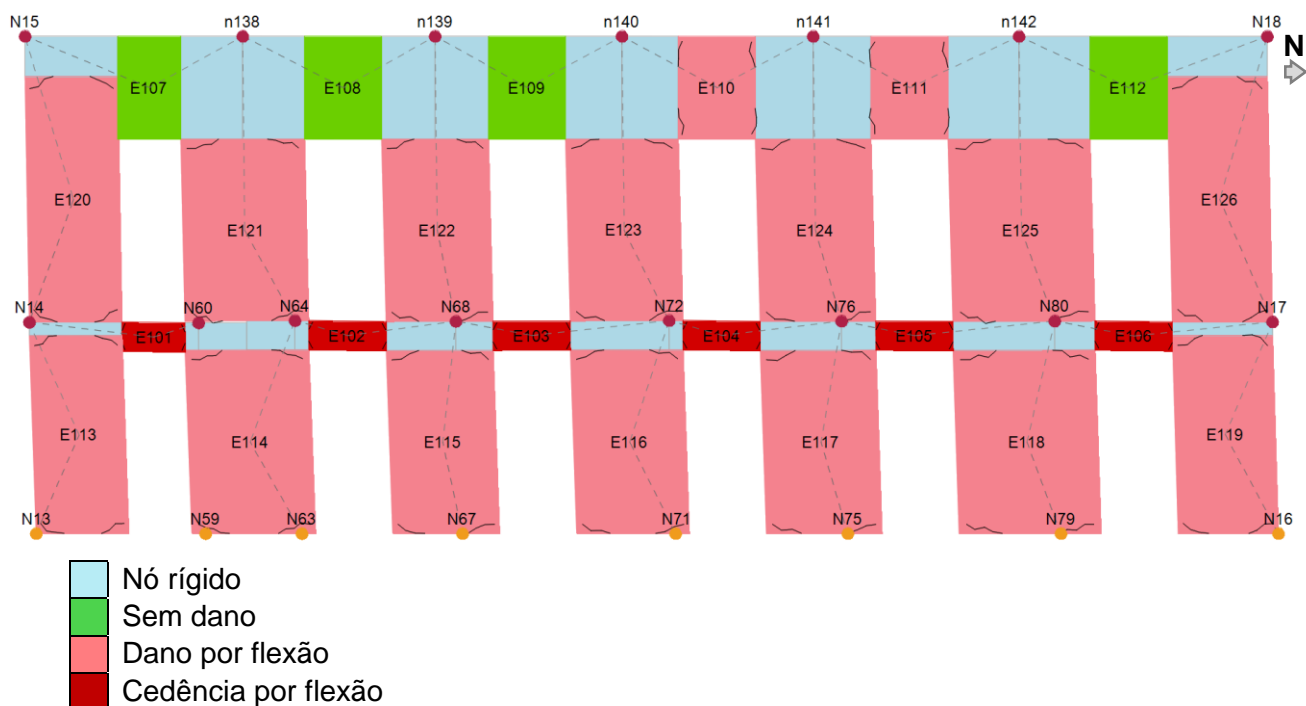


Na Figura 7.3 representam-se os principais tipos de dano na parede onde ocorreu o maior deslocamento (fachada norte), para a análise antes enunciada e face a ação sísmica definida no Anexo 1, sendo essencialmente por flexão em panos de parede e lintéis. No entanto, importa referir que este deslocamento corresponde ao deslocamento último (dm), ou seja, uma representação do dano antes do edifício colapsar.

Figura 7.3 Tipos de dano (fachada norte) – Análise 19 – edifício original não reforçado [3Mur®[®], 2016]

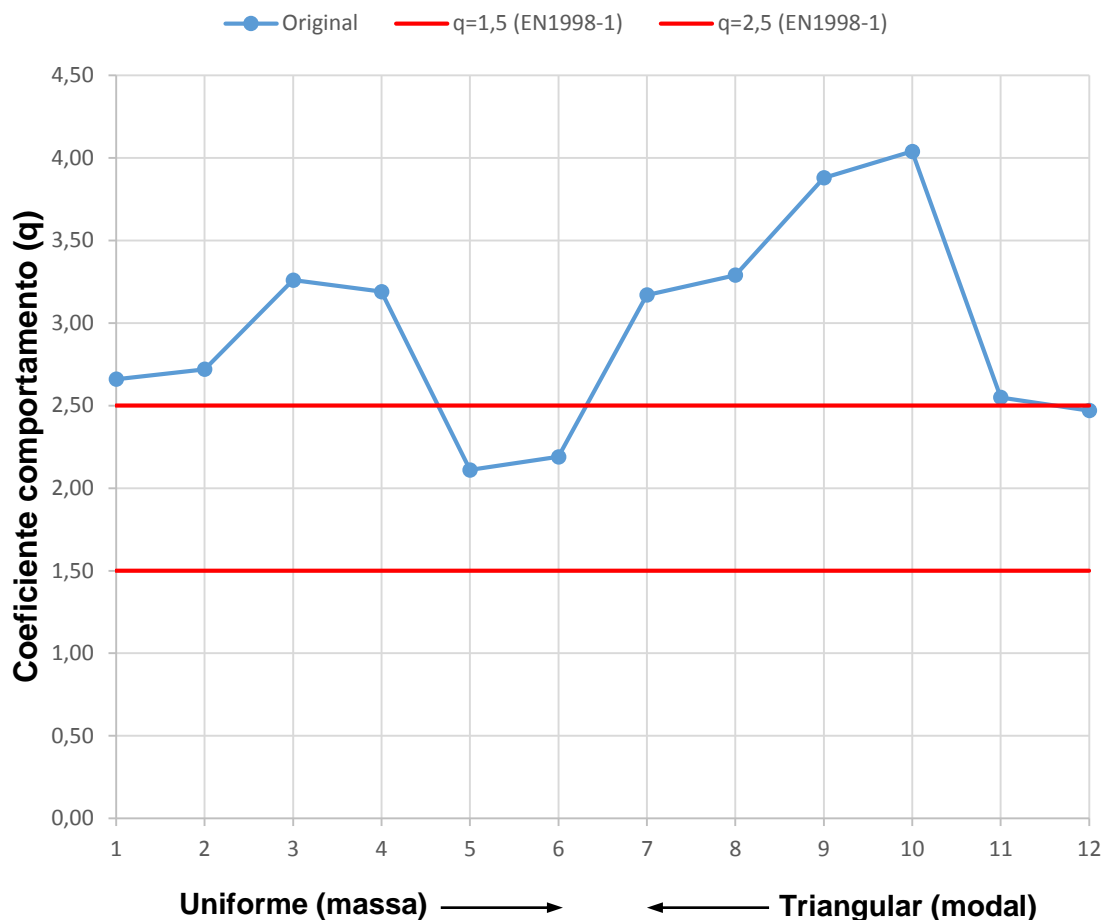
Na Figura 7.4, representa-se a fachada SW do edifício, para a análise 13 (menor dm/dt), segundo -X, com uma excentricidade positiva de 684 mm e uma distribuição lateral de cargas uniforme, identificando-se danos e cedência por flexão, nos elementos da parede e lintéis, quando atingido o deslocamento alvo (dt).

Figura 7.4 Tipos de dano (fachada SW) – Análise 13 – edifício original não reforçado [3Muri®, 2016]



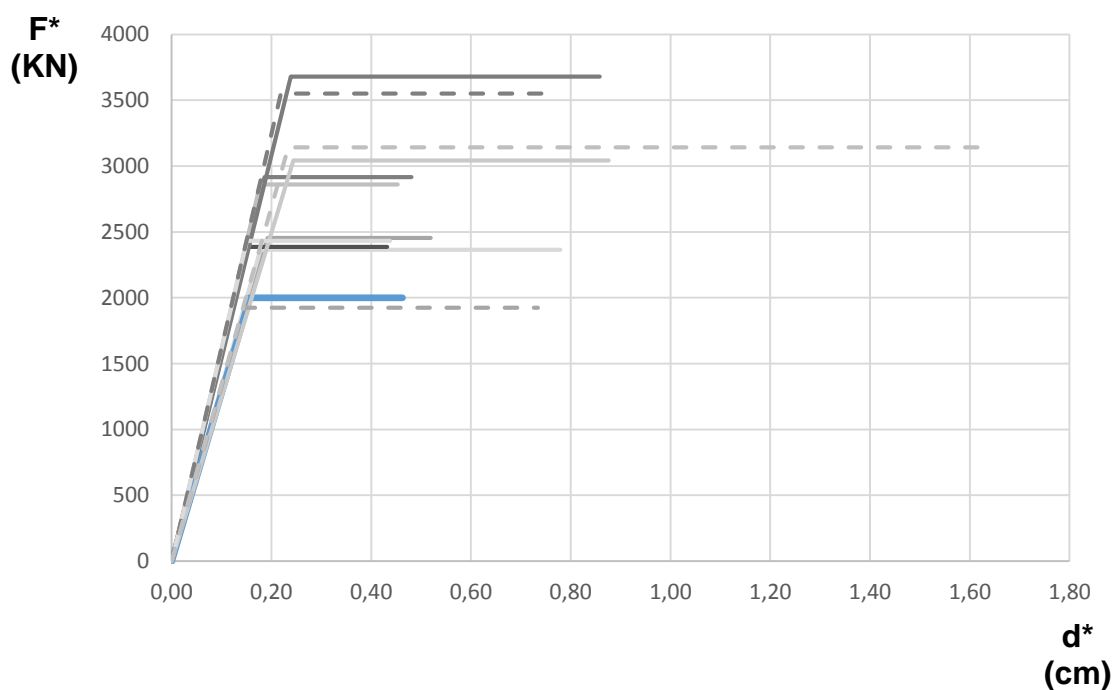
Para a direção mais desfavorável, neste caso a Y, construiu-se ainda na Figura 7.5 uma comparação entre os coeficientes de comportamento da estrutura (q), diferenciando as distribuições verticais de cargas laterais (massa vs. modal). Conforme se pode observar só em 3 análises é que se obtiveram coeficientes de comportamento da estrutura aceitáveis, atendendo ao disposto na EN1998-1 [4], que limita este parâmetro entre 1,5 e 2,5 (Quadro 4.6). Os coeficientes aceitáveis foram obtidos para as análises com uma excentricidade acidental -2.530,00 mm, para ambas distribuições de cargas laterais.

Figura 7.5 Coeficientes de comportamento da estrutura para a direção Y – edifício original não reforçado



Na Figuras 7.6 representa-se, somente para a direção Y, as curvas bilineares equivalentes para cada análise. O desenho realizar-se-á conforme o esquema apresentado na Figura 4.2, utilizando para o efeito os valores da resistência dos sistemas de 1 GL equivalentes (F_y^*) e os deslocamentos de cedência e últimos dos sistemas idealizados (d_y^* e d_m^*) obtidos, utilizando o método N2 [22 e 23], através do programa 3Muri® [2016].

Figura 7.6 Curvas bilineares equivalentes segundo Y – edifício original não reforçado



A azul representou-se a análise mais desfavorável ao nível do desempenho sísmico da estrutura (análise 19), constatando-se que possui também uma baixa resistência lateral. O pior caso de resistência observou-se para a análise 23, segundo a direção -Y, com uma distribuição proporcional ao 1º modo de vibração e com uma excentricidade positiva de 2.530,00 mm, coincidindo com a qual se observou um coeficiente de comportamento mais elevado ($q=4,04$).

7.2 Edifício original reforçado com lintel de coroamento

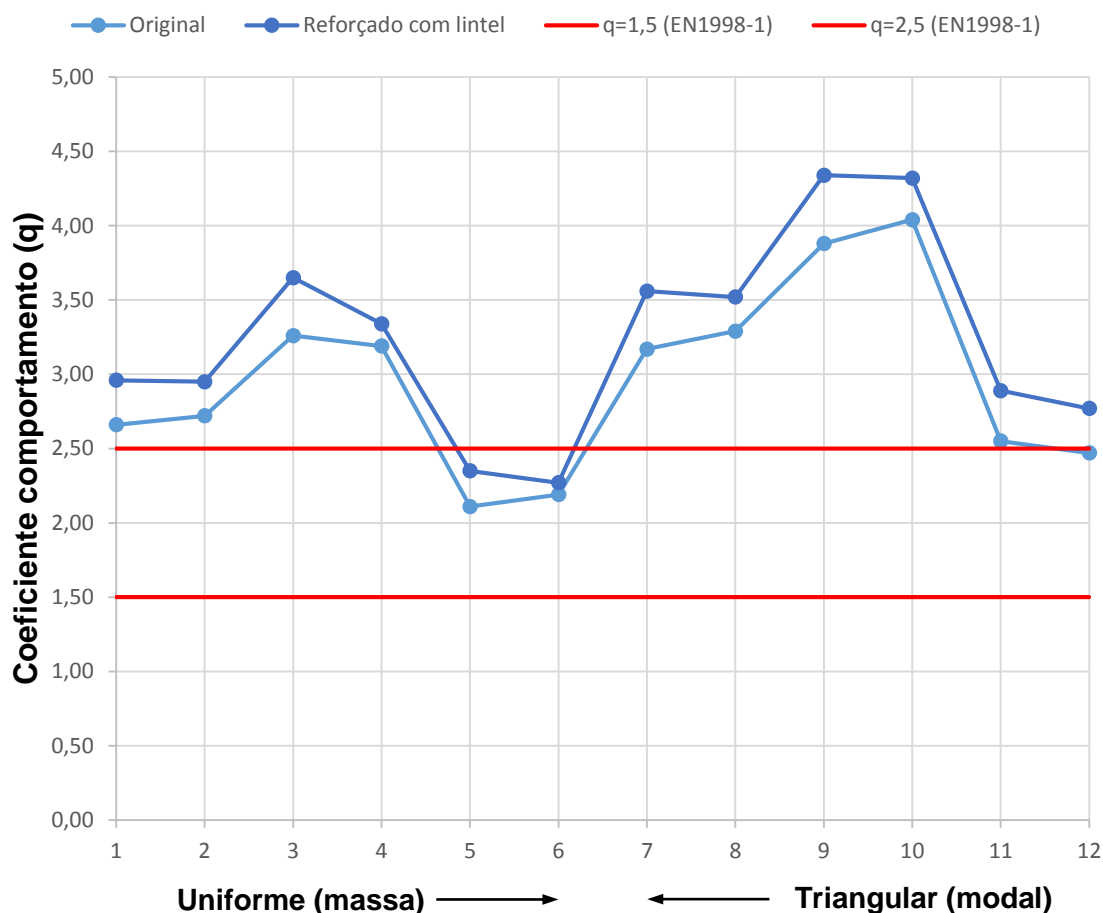
No presente caso será adotada a opção do software “masonry panel+tie rod”, para simular este tipo de reforço, que consiste na passagem de um cabo pré-esforçado ao nível da cobertura e ao longo das paredes resistentes perimetrais do edifício. Aplicar-se-á a totalidade da força de pré-esforço de $784,53 \times 2 = 1570$ KN (2 bainhas), conforme descrito na Secção 3.4 e desprezar-se-á o contributo do betão, visto só servir para a passagem dos cordões de pré-esforço através de bainhas plastificadas (p.ex. Figura 3.14).

Nos Quadros AN4 3 e AN4 4 do Anexo 4, apresentam-se as 24 análises realizadas, com os resultados para sistemas de múltiplos graus de liberdade e para sistemas equivalentes de 1 GL. No que respeita à análise 20, os resultados baseiam-se numa média de deslocamentos relativamente ao nó representado a azul (NC2), na Figura 7.1.

Comparando com os resultados obtidos para o caso do edifício original, sem qualquer tipo de reforço, mantiveram-se os casos de falta de segurança para as análises 5, 6, 7 (sem excentricidade), 17, 19, 21 e 23 (com excentricidade de $\pm 2.530,00$ mm). Verificou-se que o nível de segurança diminuiu, com quocientes dm/dt ligeiramente mais baixos, de uma forma geral, e um caso novo de falta de segurança para a análise 8 ($dm/dt=0,98$). Tal como no caso anterior, mantém-se a análise 19 com o nível de segurança mais baixo, com um $dm/dt=0,53$. No que respeita às análises sem excentricidade accidental, foi na análise 6, segundo a direcção +Y e uma carga lateral proporcional ao modo condicionante, que se observou um dm/dt mais baixo de 0,61. Segundo a direcção X, foi para a análise 9 que se obteve o pior quociente dm/dt , de 1,29, embora satisfatório.

Através da Figura 7.7 realizou-se uma comparação entre os coeficientes de comportamento (q) da estrutura original e da mesma reforçada com recurso à solução aqui em estudo. Os resultados são apresentados nos mesmos moldes, diferenciando as distribuições verticais de cargas laterais e somente para as análises na direcção Y.

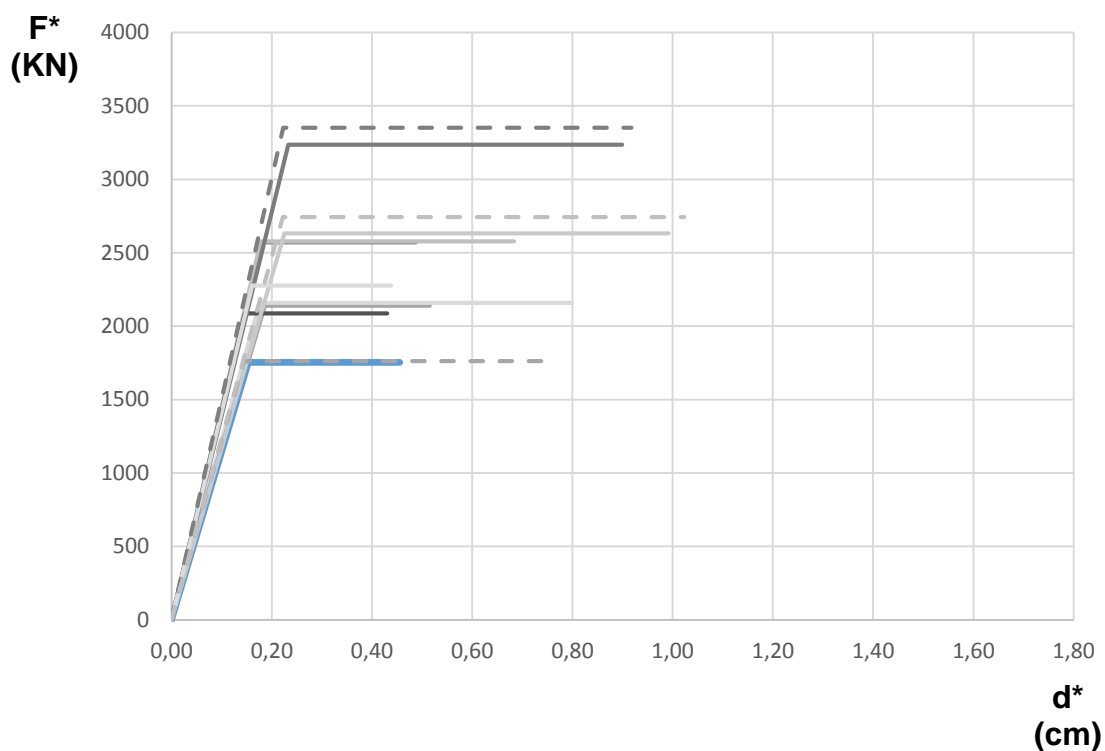
Figura 7.7 Coeficientes de comportamento da estrutura para a direção Y – edifício original reforçado com lintel de coroamento



Conforme se pôde observar existiu um agravamento do comportamento da estrutura, com a aplicação desta solução de reforço. Para a análise 24, segundo -Y e com uma distribuição de cargas laterais proporcionais ao 1º modo, o coeficiente agrava-se para valores não aceitáveis segundo a EN1998-1 [4]. Ao contrário do anterior caso, o maior coeficiente de comportamento corresponde à análise 19, onde se obteve um nível de segurança (dm/dt) mais baixo, com um $q=4,34$.

Na Figura 7.8 representam-se as curvas bilineares equivalentes, para cada análise, realçando-se a azul a análise 19, na qual se obteve o menor valor de resistência lateral, com um $F_y^*=1753$ kN, ao contrário dos 2001 kN obtidos para o caso do edifício original não reforçado.

Figura 7.8 Curvas bilineares equivalentes – edifício original reforçado com lintel de coroamento



Nas Figuras 7.9 e 7.10 faz-se uma comparação do desempenho sísmico do edifício original não reforçado e reforçado com lintel, através do procedimento gráfico descrito na Secção 4.3.1, designado por “*performance point*”. Representar-se-ão os casos mais desfavoráveis atrás identificados, nomeadamente as análises 6 e 19, ambas segundo a direção +Y e com cargas laterais proporcionais ao 1º modo, diferenciando-se ao nível das excentricidades, sendo na primeira nula e na segunda de +2.530,00 mm.

Figura 7.9 Edifício original não reforçado vs. c/ lintel – Análise 6 – “Performance points”

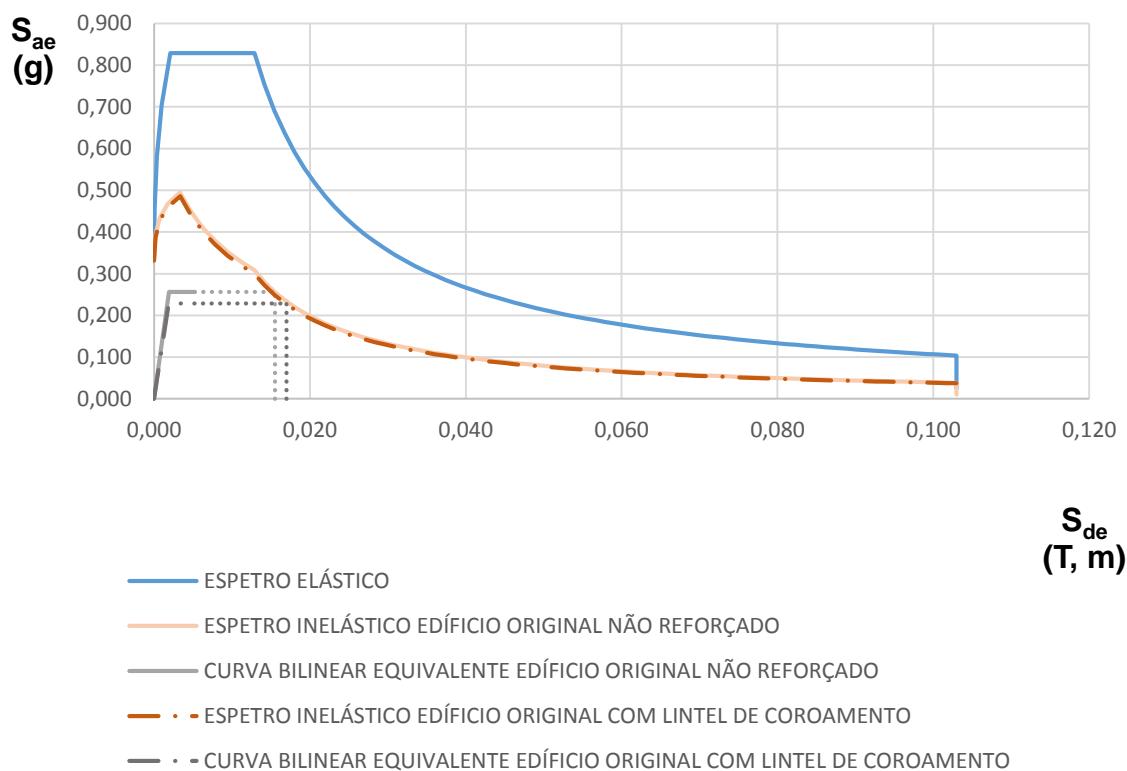
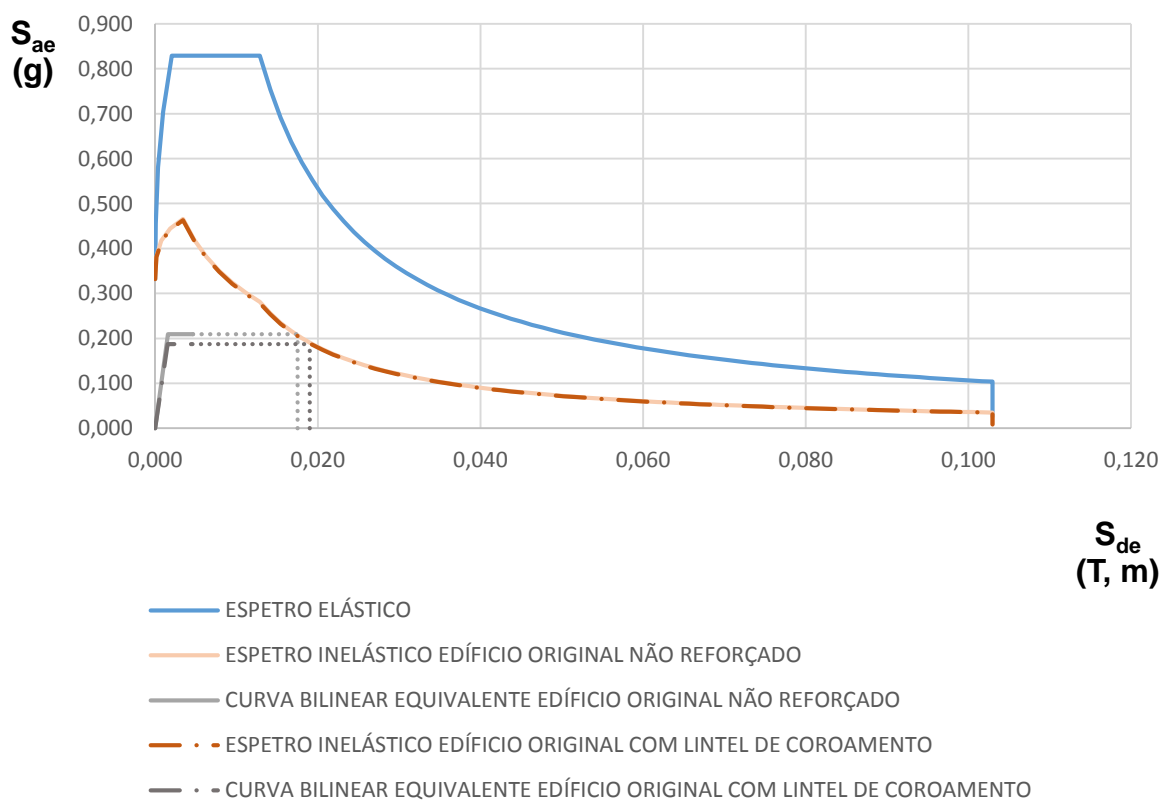


Figura 7.10 Edifício original não reforçado vs. c/ lintel – Análise 19 – “Performance points”



Através da observação das figuras anteriores constata-se uma degradação ligeira do desempenho estrutural sísmico do edifício caso de estudo, com a aplicação desta solução de reforço, para o tipo de análises efetuadas. Nos procedimentos gráficos realizados verifica-se uma diminuição ligeira da ductilidade em ambas análises, assim como uma diminuição da capacidade resistente do edifício.

7.3 Edifício original reforçado com tirantes

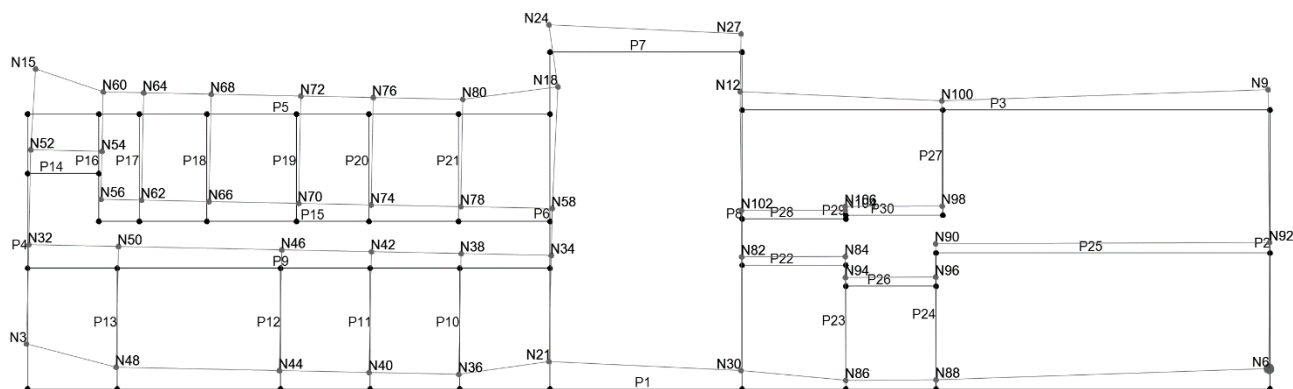
A aplicação desta técnica de reforço será simulada através de uma rigidificação horizontal do pavimento do piso 1 e cobertura, assim como a utilização de entregas nas paredes resistentes de 25 cm, conforme descrito na Secção 3.4. Esta rigidificação (100% no software) será realizada, maioritariamente, na direção de apoio dos tirantes, entre as paredes de fachada principal e tardoz (E-W), com exceção do núcleo central, onde se manterá o pavimento do piso 1 e cobertura, no seu estado original. Devido à secção dos tirantes no piso 1, esta rigidificação também funcionará na direção oposta ao apoio destes elementos. Pretende-se com esta solução criar um movimento em bloco e em simultâneo das paredes opostas, quando sujeitas a uma distribuição de carga lateral. Julga-se ser esta a intenção desta solução de reforço.

Nos Quadros AN4 5 e AN4 6 do Anexo 4, apresentam-se os resultados das análises efetuadas. Tal como para a solução de reforço descrita na secção anterior, no que concerne à análise 20, os resultados basearam-se numa média de deslocamentos relativamente ao nó representado a azul (NC2) na Figura 7.1.

Através da observação dos resultados, constata-se uma melhoria geral da resposta sísmica do edifício reforçado com recurso a tirantes. Relativamente ao primeiro caso de estudo (edifício original não reforçado) todas as análises na direção Y com problemas estruturais, nomeadamente, a 5, 6, 7 (sem excentricidade), 17, 19, 21 e 23 (com excentricidade de 2.530,00 mm) apresentam agora quocientes dm/dt satisfatórios, a variar entre 1,01 e 2,03.

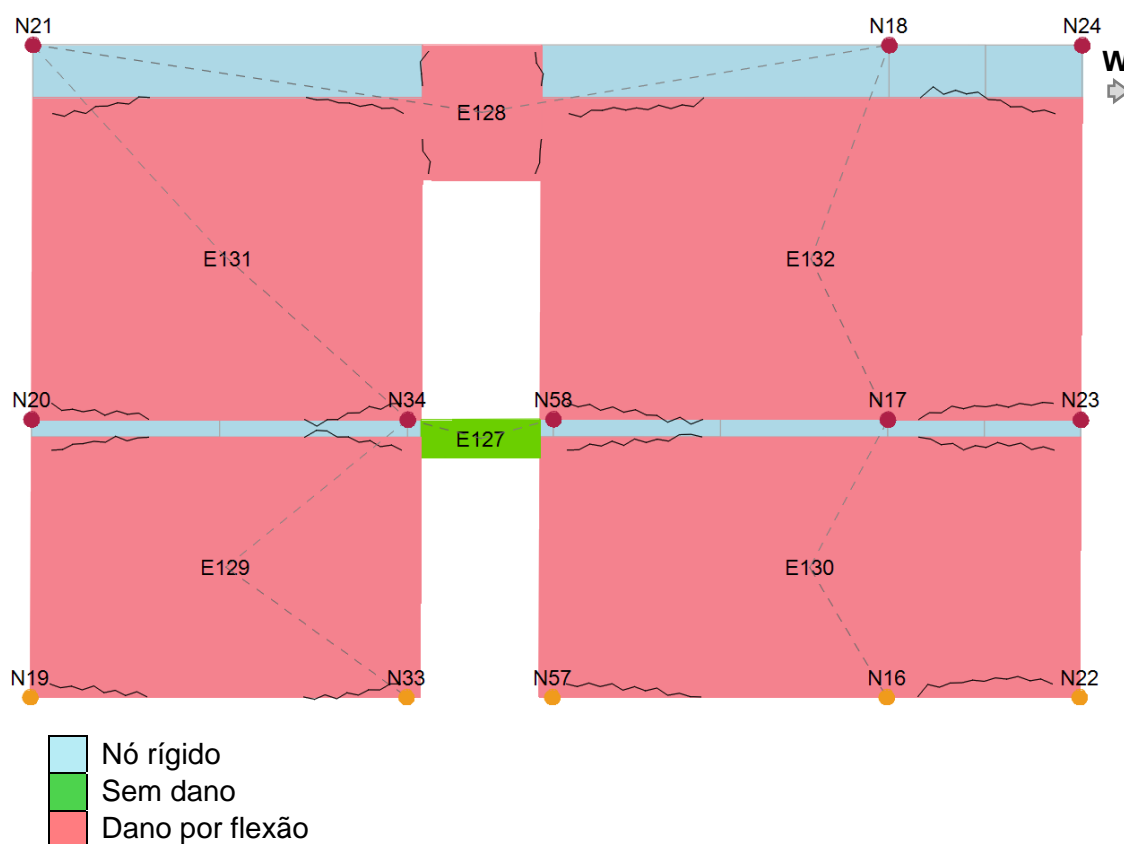
Excetua-se, no entanto, a análise 18, com um $dm/dt=0,87$. Este fraco desempenho da estrutura ainda não tinha sido detetado para qualquer outro caso já estudado. Na Figura 7.11 representa-se em planta, a forma dos deslocamentos para esta análise, que se caracteriza da seguinte forma: direção +Y, distribuição proporcional à massa, com uma excentricidade negativa de -2.530,00 mm.

Figura 7.11 Deslocamentos em planta – Análise 18 – edifício original reforçado com tirantes [3Muri®, 2016]



Ainda relativamente a esta análise, representa-se na Figura 7.12 a deformada no plano da parede sul do núcleo central. Através da mesma identificam-se os tipos de dano para o deslocamento último, que são essencialmente por flexão.

Figura 7.12 Tipos de dano (parede sul núcleo central) – Análise 18 – edifício original reforçado com tirantes [3Muri®, 2016]



Na tentativa de uma melhor percepção do melhoramento atingido, ao nível de dano, comparativamente ao edifício original não reforçado, representam-se nas Figuras 7.13 e 7.14, as fachadas norte e SW, para as análises 19 e 13 respetivamente. Apesar de no presente caso não apresentarem os níveis de segurança mais baixos (dm/dt), face à ação sísmica considerada, foram as análises com os resultados menos satisfatórios no caso do edifício original não reforçado, segundo as direções X e Y. No que respeita à análise 19, a representação do dano será desta vez para o deslocamento alvo (dt).

Figura 7.13 Tipos de dano (parede norte) – Análise 19 – edifício original reforçado com tirantes [3Muri®, 2016]

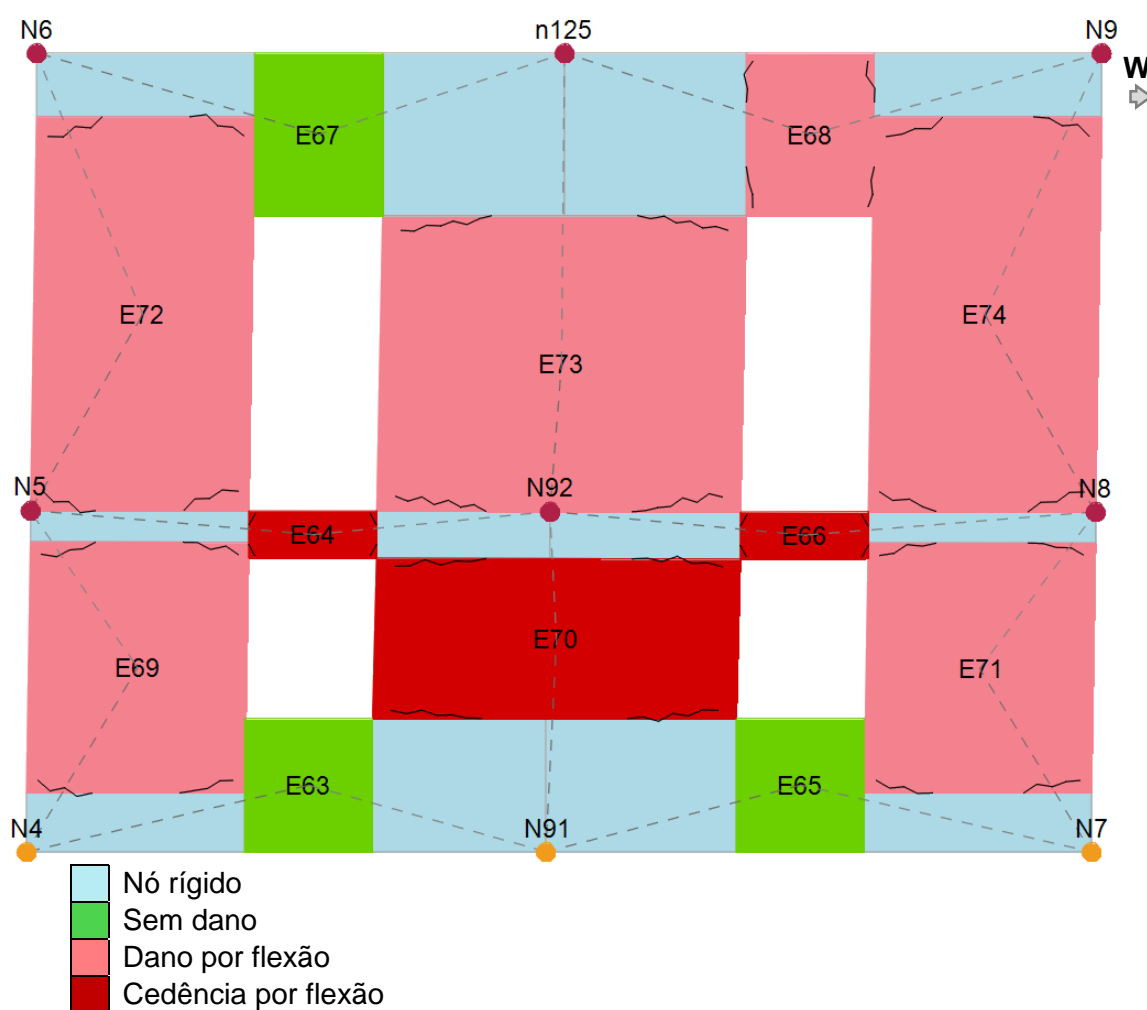


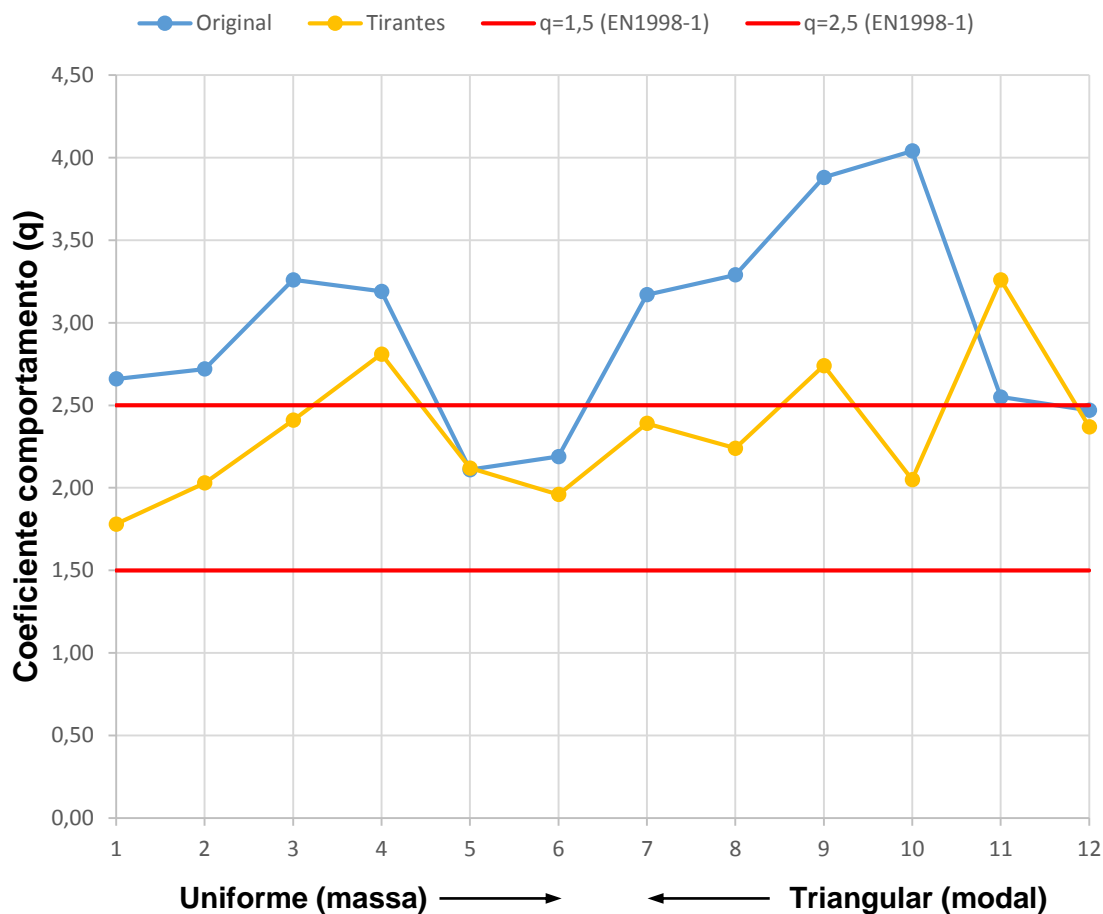
Figura 7.14 Tipos de dano (fachada SW) – Análise 13 – edifício original reforçado com tirantes [3Muri®, 2016]



O melhoramento apenas é mesurável para a análise 13, parede SW, visto em ambos os casos ter sido representado o dano para o deslocamento alvo (dt). Verifica-se efetivamente que a cedência por flexão nos lintéis ao nível do piso 1 deixou de existir, passando a observar-se apenas dano por flexão. No que respeita à análise 19, parede norte, apesar da melhoria de dano não ser detetável, consegue-se com este tipo de reforço ter uma perceção do dano para o deslocamento alvo, que ocorre por flexão, existindo a cedência de alguns lintéis e um pano de parede, também por flexão.

Seguindo a mesma lógica de análise, ao nível do comportamento da estrutura, realizar-se-á na Figura 7.15, uma comparação dos coeficientes de comportamento para as versões original não reforçado e reforçado com recurso a tirantes, segundo a direção Y.

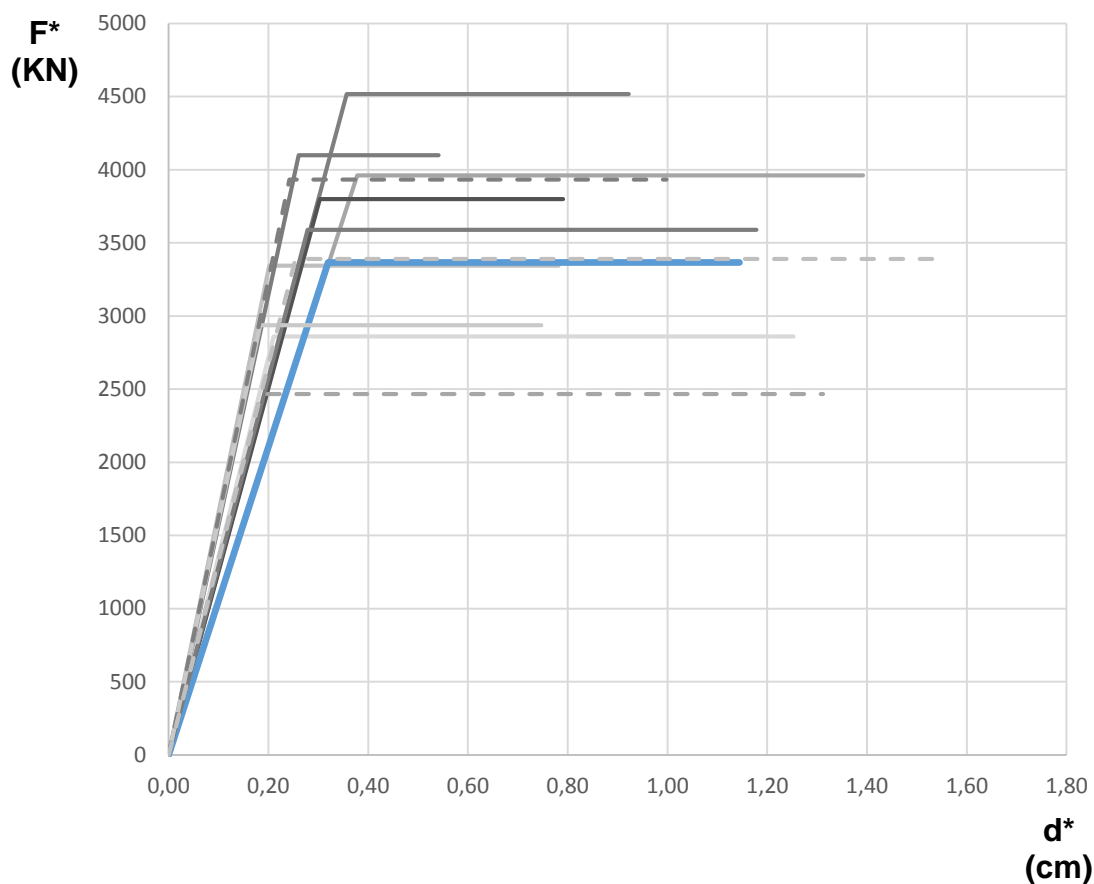
Figura 7.15 Coeficientes de comportamento da estrutura para a direção Y – edifício original reforçado com tirantes



Novamente se observa um melhoramento do desempenho da estrutura, face à ação sísmica considerada, com coeficientes de comportamento aceitáveis, na maioria das análises, segundo a EN1998-1 [4].

Na Figura 7.16 representam-se as curvas bilineares equivalentes, para cada análise, realçando-se novamente a azul a análise 19, na qual se verificou um aumento do valor da resistência lateral para $F_y^*=3365$ kN, ao contrário dos 2001 kN obtidos para o caso do edifício original não reforçado.

Figura 7.16 Curvas bilineares equivalentes – edifício original reforçado com tirantes



Seguidamente, nas Figuras 7.17, 7.18, 7.19 e 7.20 realizar-se-á outro comparativo entre o desempenho sísmico do edifício original não reforçado e reforçado com tirantes, com recurso a “*performance points*”, considerando as análises segundo X e Y com piores quocientes dm/dt para o caso do edifício original não reforçado, nomeadamente: análise 3, direção -X, distribuição proporcional à massa, sem excentricidade; análise 13, direção -X, distribuição proporcional à massa, com excentricidade positiva de 684,00 mm; análise 6, direção +Y, distribuição proporcional ao 1º modo de vibração, sem excentricidade; análise 19, direção +Y, distribuição proporcional ao 1º modo de vibração, com uma excentricidade positiva de 2.530,00 mm.

Figura 7.17 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 3 – “Performance points”

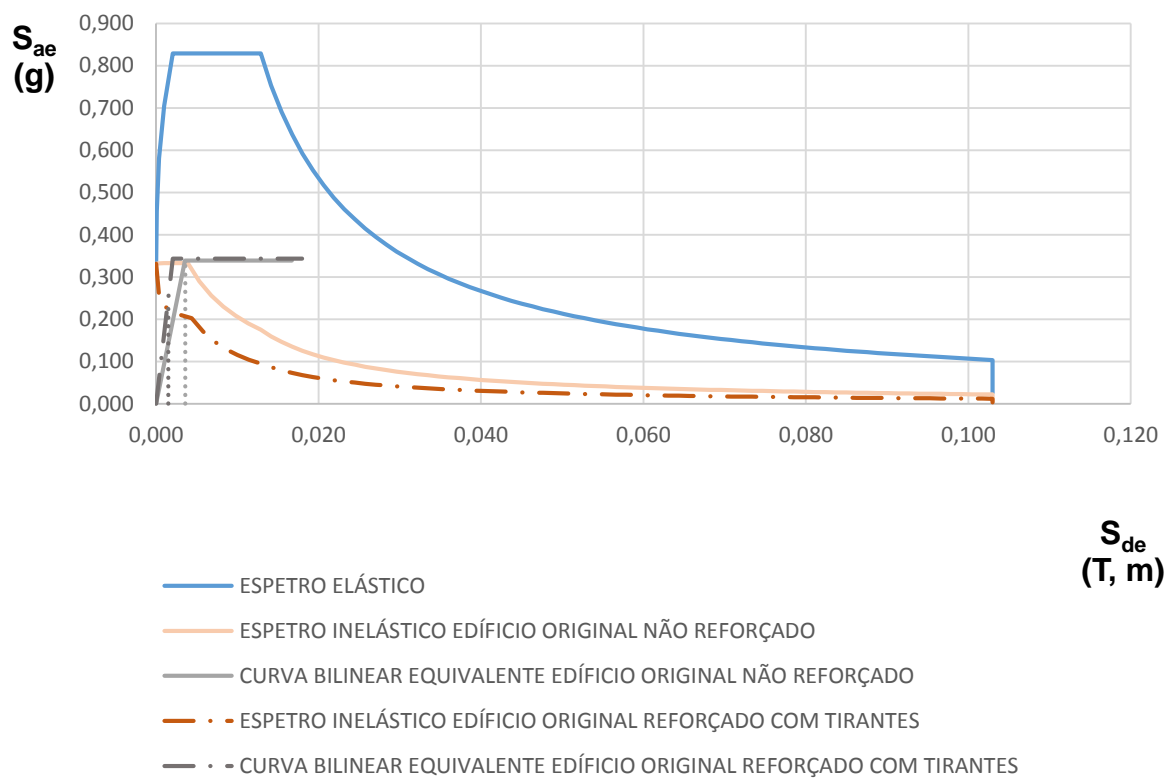


Figura 7.18 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 13 – “Performance points”

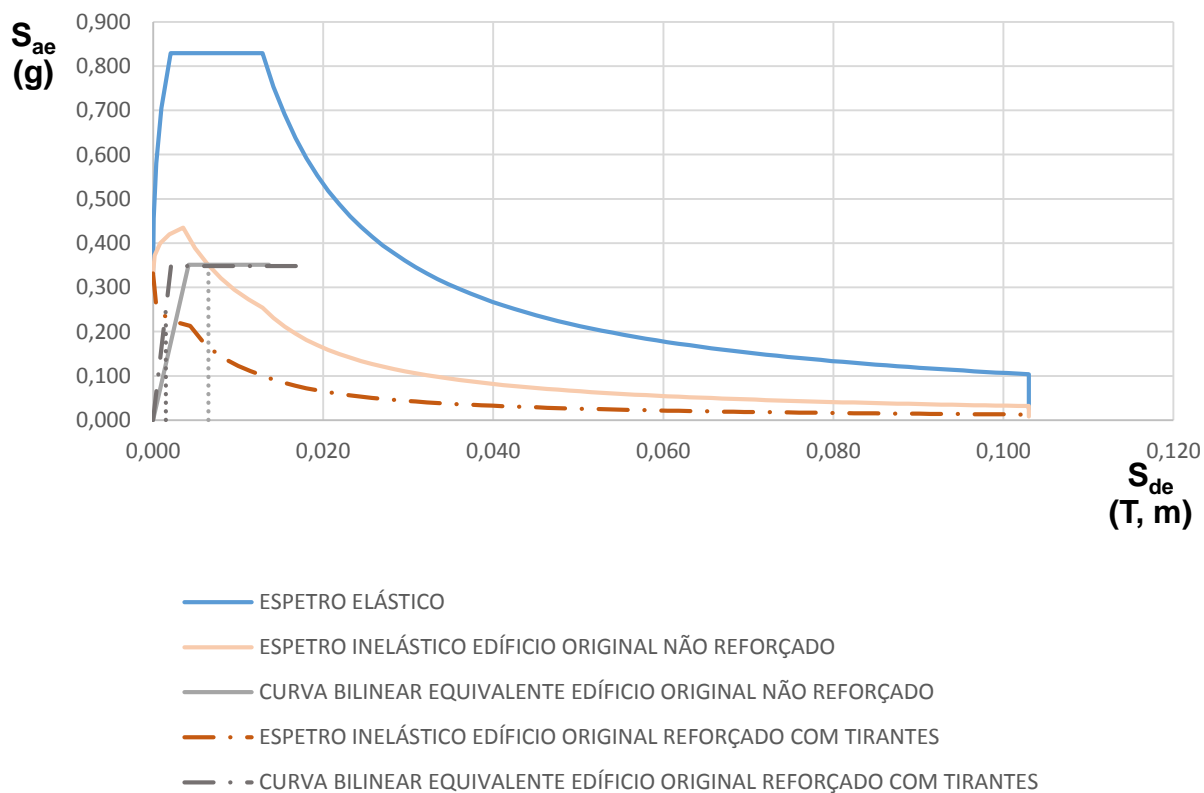


Figura 7.19 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 6 – “Performance points”

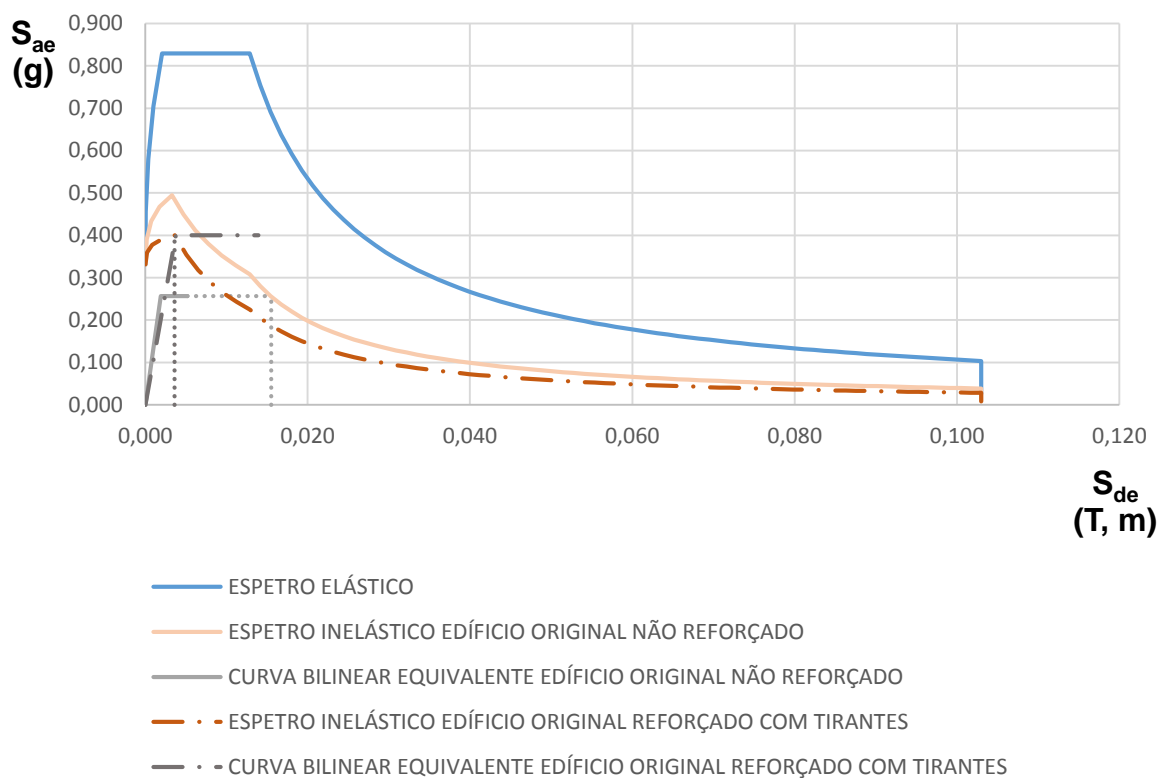
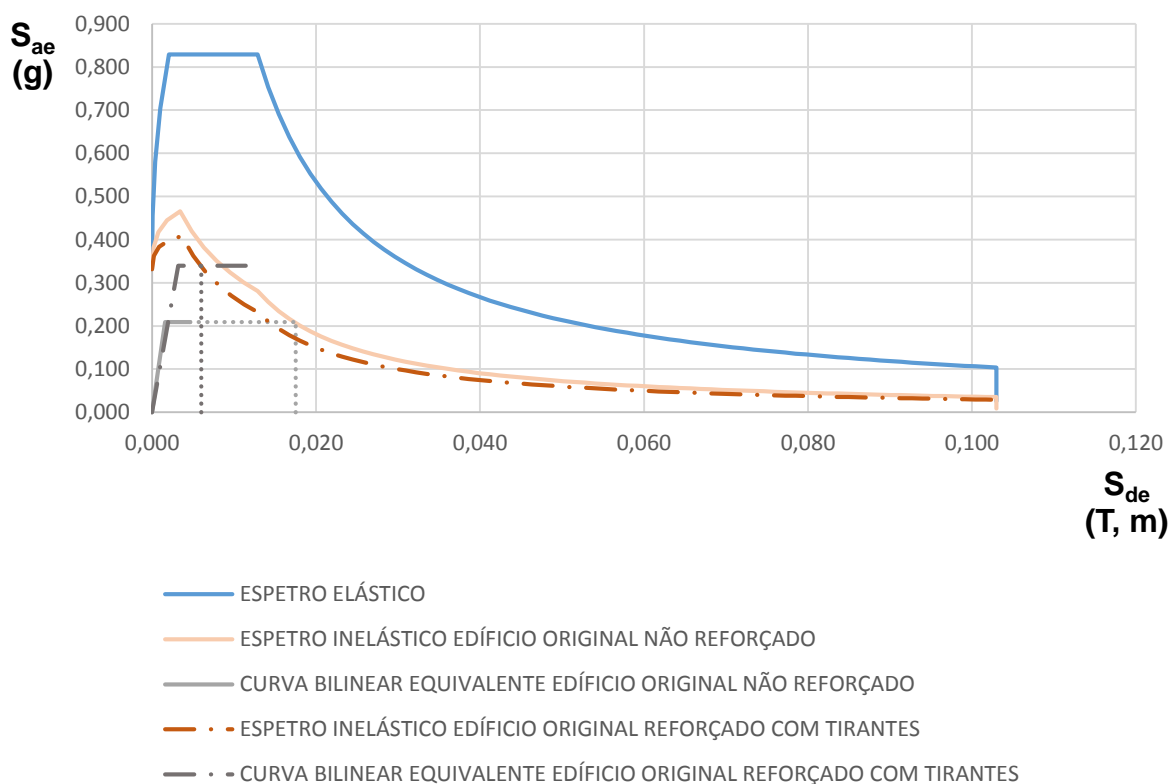


Figura 7.20 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 19 – “Performance points”



Tal como referido, no que respeita à resposta sísmica estrutural, confirma-se uma melhoria do desempenho do edifício caso de estudo, com a aplicação desta solução de reforço. Através das figuras anteriores constata-se, de uma forma geral, um aumento da ductilidade do edifício, assim como da sua capacidade resistente a ações horizontais.

7.4 Edifício original com reforço por pré-esforço das paredes de alvenaria

Através das Secções 5.1 e 5.2, realizou-se uma introdução a esta técnica, assim como uma descrição da aplicação neste caso de estudo. A solução de reforço será simulada através do incremento de algumas propriedades mecânicas, nomeadamente resistência ao corte (τ_u), módulo de elasticidade (E) e de distorção (G), resultantes da pré-compressão da parede. O incremento da resistência ao corte realizar-se-á segundo R. Capozucca [42], cujo cálculo se apresenta no Anexo 3, assumindo-se uma pós-tensão de 162,38 N/cm², calculada no Anexo 2. No que respeita ao módulo de elasticidade aumentar-se-á para o dobro, assumindo-se um valor próximo ao valor utilizado no projeto destas soluções de reforço. Relativamente ao módulo de distorção utilizar-se-á a relação $0,4 \cdot E$. As propriedades mecânicas das paredes resistentes de alvenaria serão as que se apresentam no Quadro 7.2, para a simulação desta solução de reforço. Adotar-se-á ainda, para este caso em particular, uma rigidez no estado não fendilhado, tendo em conta que esta técnica previne a existência de fissurações.

Quadro 7.2 Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria – edifício original reforçado com pré-esforço

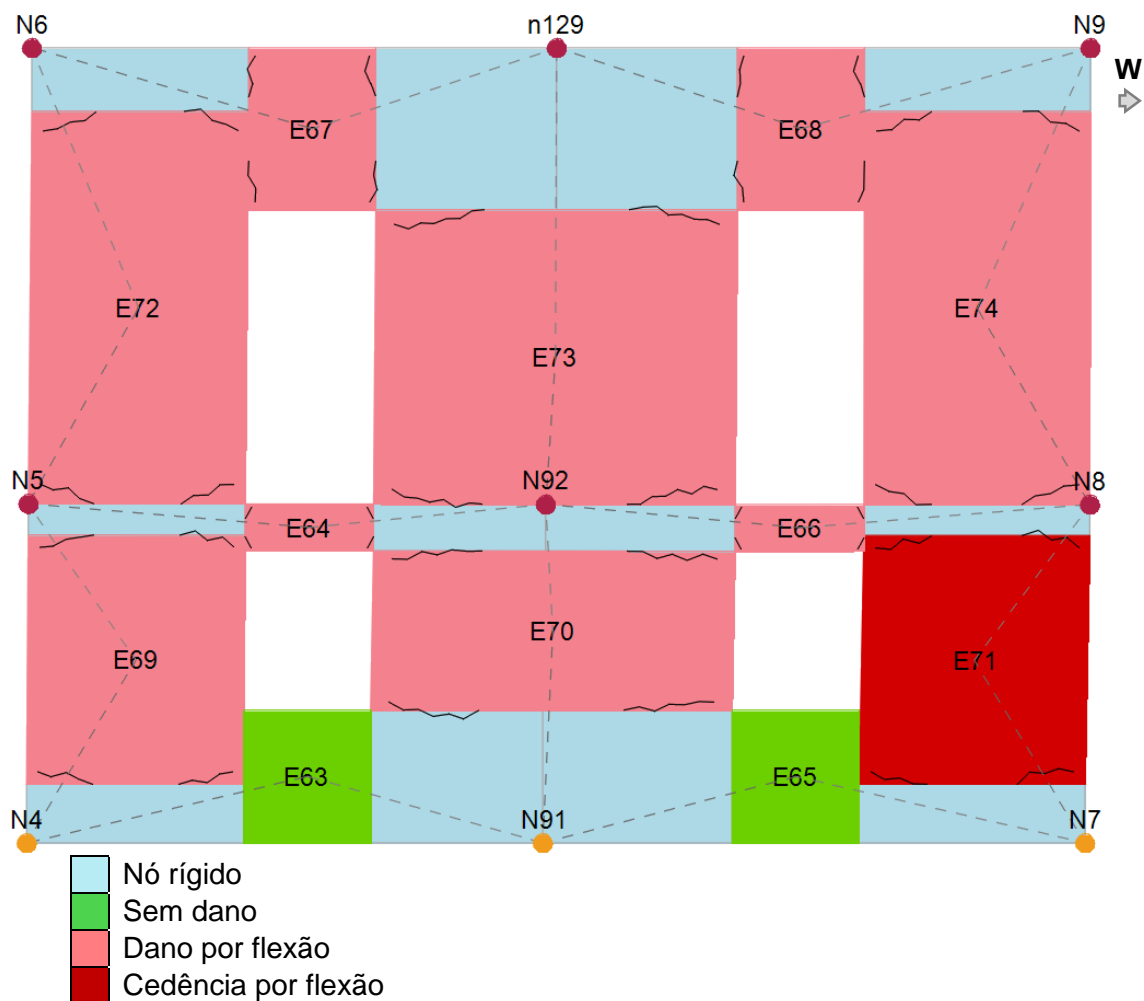
f_m (N/cm²)	T_u (N/cm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	W (KN/m³)
800	60	6400	2560	22

Nos Quadros AN4 7 e AN4 8 do Anexo 4, apresentam-se os resultados das análises efetuadas através do software 3Muri® [2016]. Para a análise 20, tal como em casos anteriores, adotou-se o nó de controlo NC2 (Figura 7.1).

Através dos mesmos consegue-se constatar uma ligeira melhoria da resposta sísmica do edifício reforçado com esta técnica. Comparando com os resultados obtidos para o edifício original não reforçado, verifica-se já um quociente dm/dt satisfatório para a análise 7, segundo -Y, para uma distribuição de cargas laterais proporcionais à massa. Verifica-se igualmente valores dm/dt superiores, a variar segundo Y, entre 0,81 e 1,69, sendo o menor valor novamente para a análise 19.

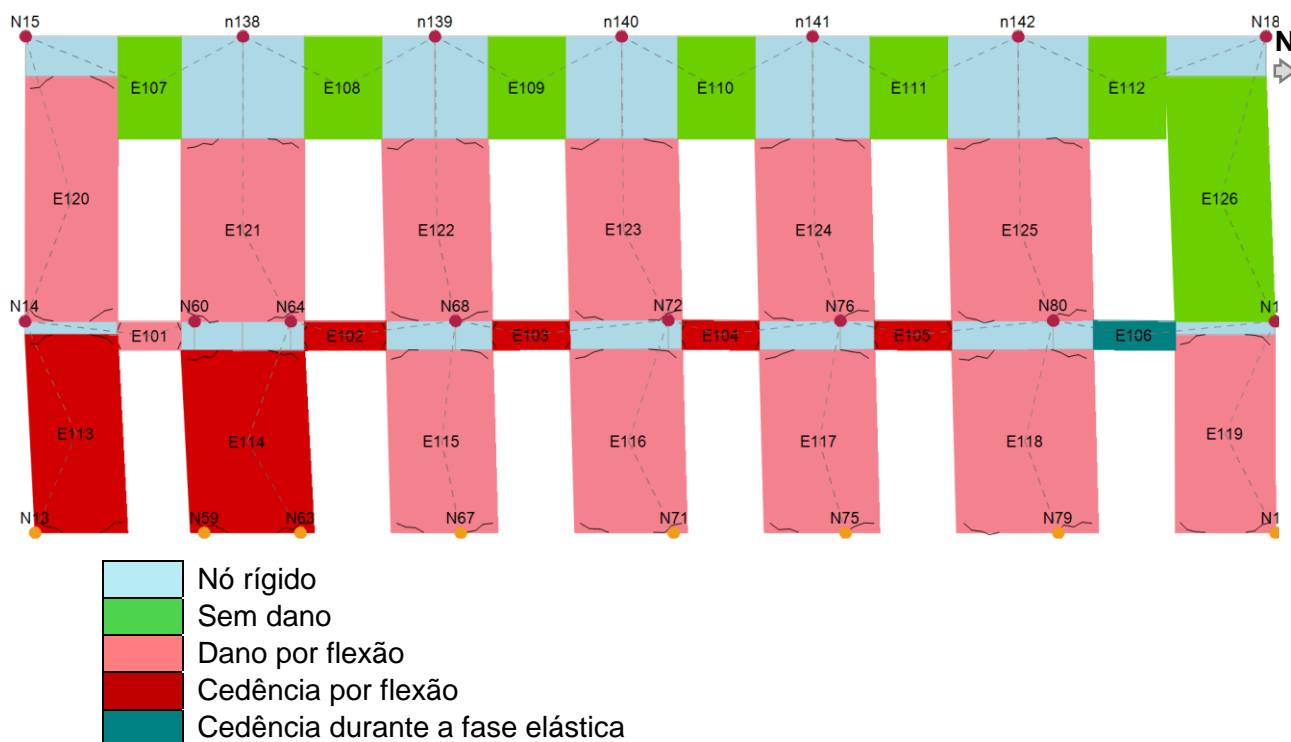
Na Figura 7.21 volta-se a representar os tipos de dano na fachada norte para a análise 19, identificando-se danos e uma cedência por flexão. Comparativamente ao edifício original a melhoria não é perceptível, importando referir, no entanto, que para o presente caso o quociente dm/dt é de 0,81 em vez dos 0,57 obtidos no primeiro caso de estudo.

Figura 7.21 Tipos de dano (parede norte) – Análise 19 – edifício original reforçado com pré-esforço [3Muri®, 2016]



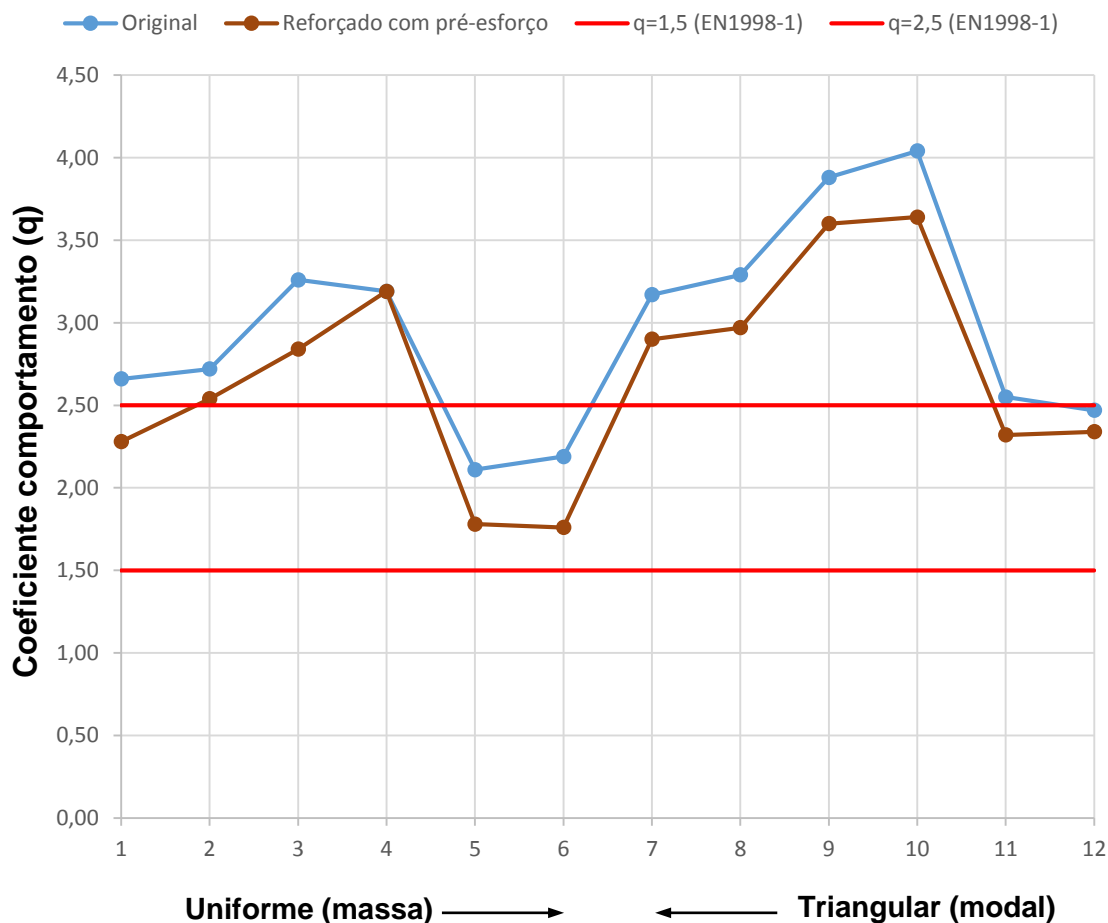
Também para a análise 13, fachada SW, se volta a representar o tipo de dano correspondente ao deslocamento alvo (Figura 7.22). Verificam-se danos e cedências por flexão, assim como uma cedência, num lintel, ainda durante a fase elástica. O melhoramento relativamente ao edifício original é novamente difícil de perceber para este tipo de representação, existindo, porém, um aumento de dm/dt de 1,30 para 3,01.

Figura 7.22 Tipos de dano (fachada SW) – Análise 13 – edifício original reforçado com pré-esforço [3Murti®, 2016]



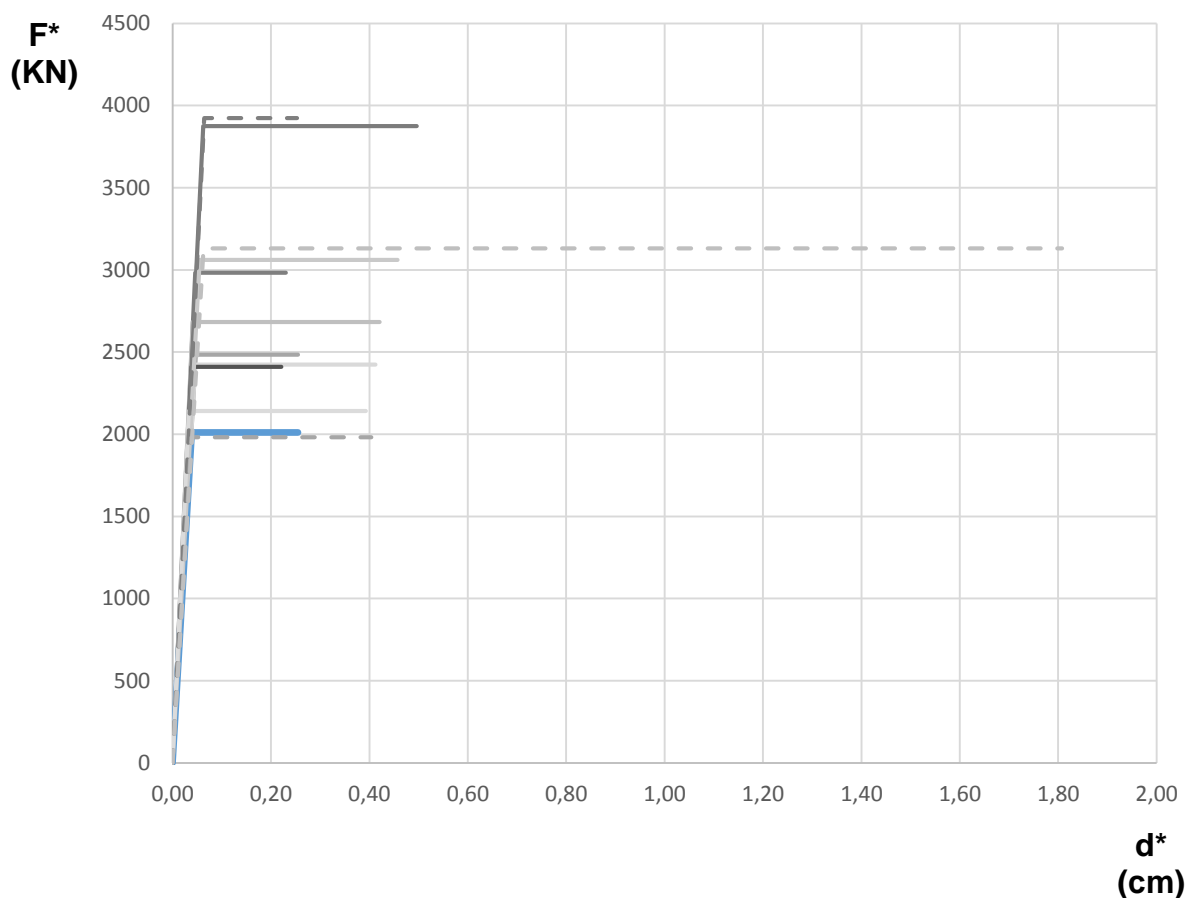
Na Figura 7.23 estabelece-se novamente uma comparação gráfica entre os coeficientes de comportamentos do edifício original não reforçado e reforçado com recurso a pré-esforço, nos moldes antes enunciados, segundo a direção Y. Através da mesma é perceptível um melhoramento do comportamento da estrutura, ainda que maioritariamente insuficiente para os valores satisfatórios segundo a EN1998-1 [4]. A análise 20 é a única que passa a possuir um coeficiente de comportamento satisfatório.

Figura 7.23 Coeficientes de comportamento da estrutura para a direção Y – edifício original reforçado com pré-esforço



Na Figura 7.24 representam-se novamente as curvas bilineares equivalentes, para cada análise segundo Y, realçando-se novamente a azul a análise 19. Constata-se um aumento da resistência lateral, relativamente ao primeiro caso de estudo, com valores a variar entre 1981 e 12391 kN. Destaca-se, no entanto, uma diminuição do deslocamento de cedência (d_y^*). Para a análise 19, por exemplo, existe uma diminuição de 1,57 para 0,39 mm, ou seja, uma diminuição da fase elástica do edifício em termos de deslocamento. Comprova-se isso mesmo em termos de períodos elásticos equivalentes (T^*), podendo esta simulação de reforço ter tornado o edifício mais suscetível a ações sísmicas com frequências mais altas, relativamente ao edifício original não reforçado.

Figura 7.24 Curvas bilineares equivalentes – edifício original reforçado com pré-esforço



Observados os resultados, constata-se existir uma ligeira melhoria do comportamento sísmico da estrutura do edifício caso de estudo, relativamente ao seu estado mais original. Os valores de dm/dt são superiores para esta solução de reforço. Nas Figuras 7.25, 7.26, 7.27 e 7.28 construíram-se os procedimentos gráficos denominados “*performance points*”, comparando ambos os casos, para as análises que se têm vindo a estudar, nomeadamente, 3, 13, 6 e 19. Segundo a direção Y observa-se um melhoramento da ductilidade e um melhoramento quase impercetível da capacidade de carga lateral do edifício. Na direção X, segundo a qual o edifício possui maior inércia (Figura 6.8), pode-se verificar um aumento acentuado da resistência lateral e um agravamento da ductilidade do edifício. Com esta solução de reforço o desempenho sísmico do edifício fica melhorado.

Figura 7.25 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 3 – “Performance point”

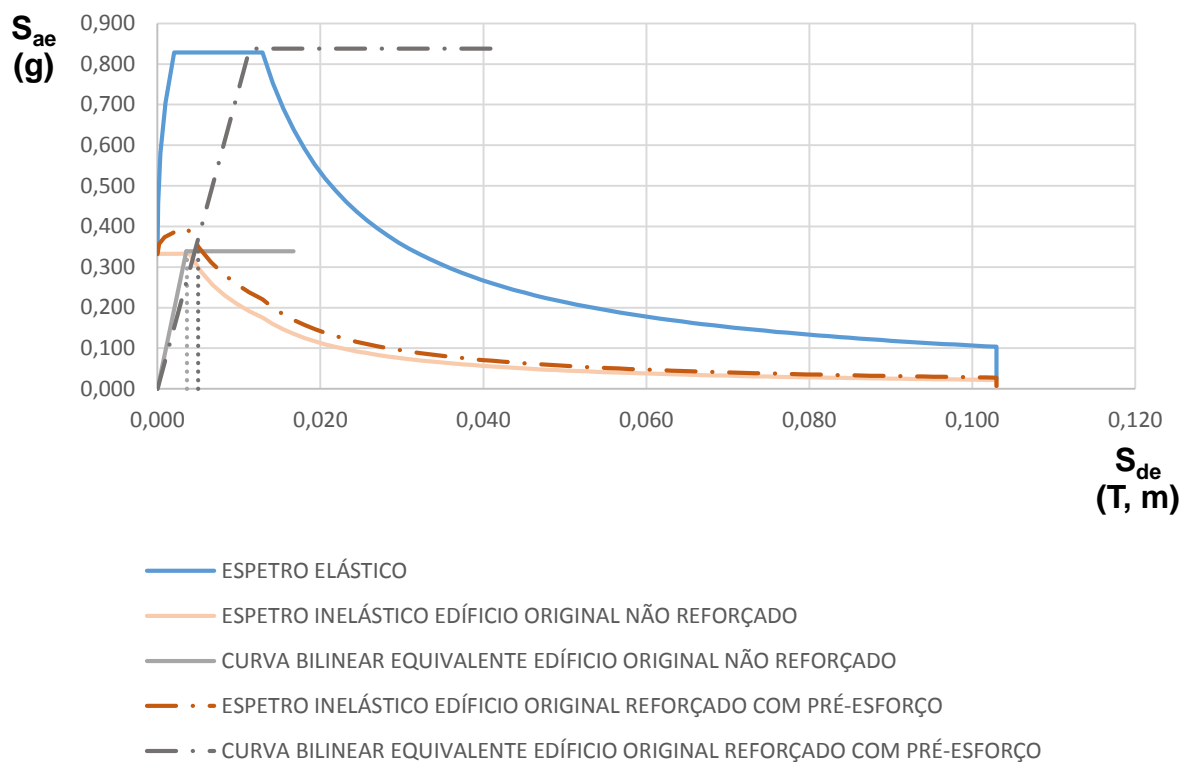


Figura 7.26 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 13 – “Performance point”

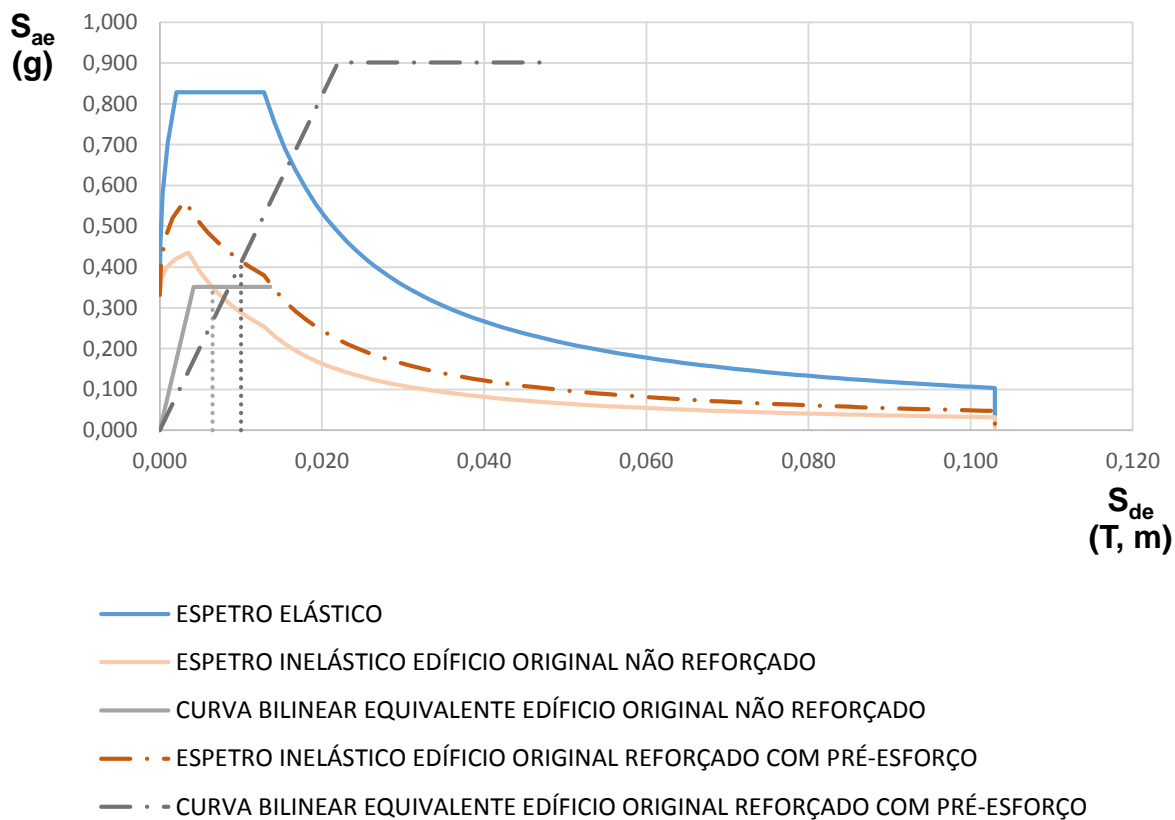


Figura 7.27 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 6 – “Performance point”

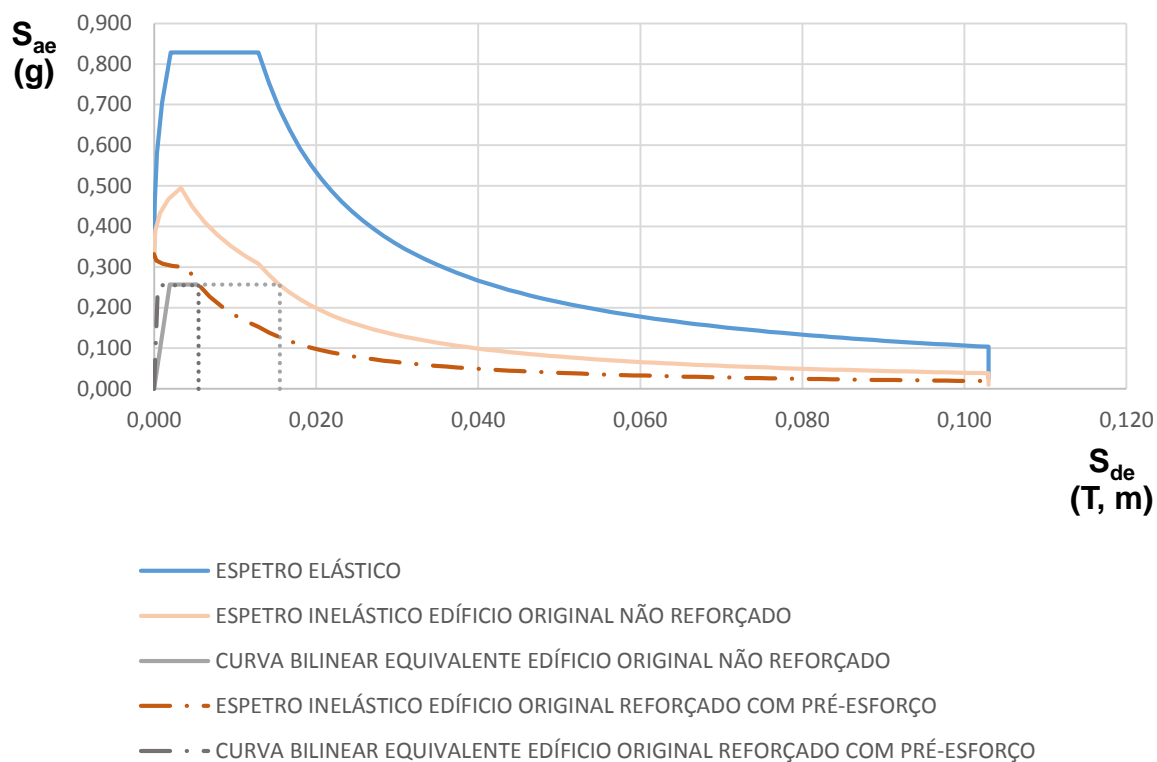
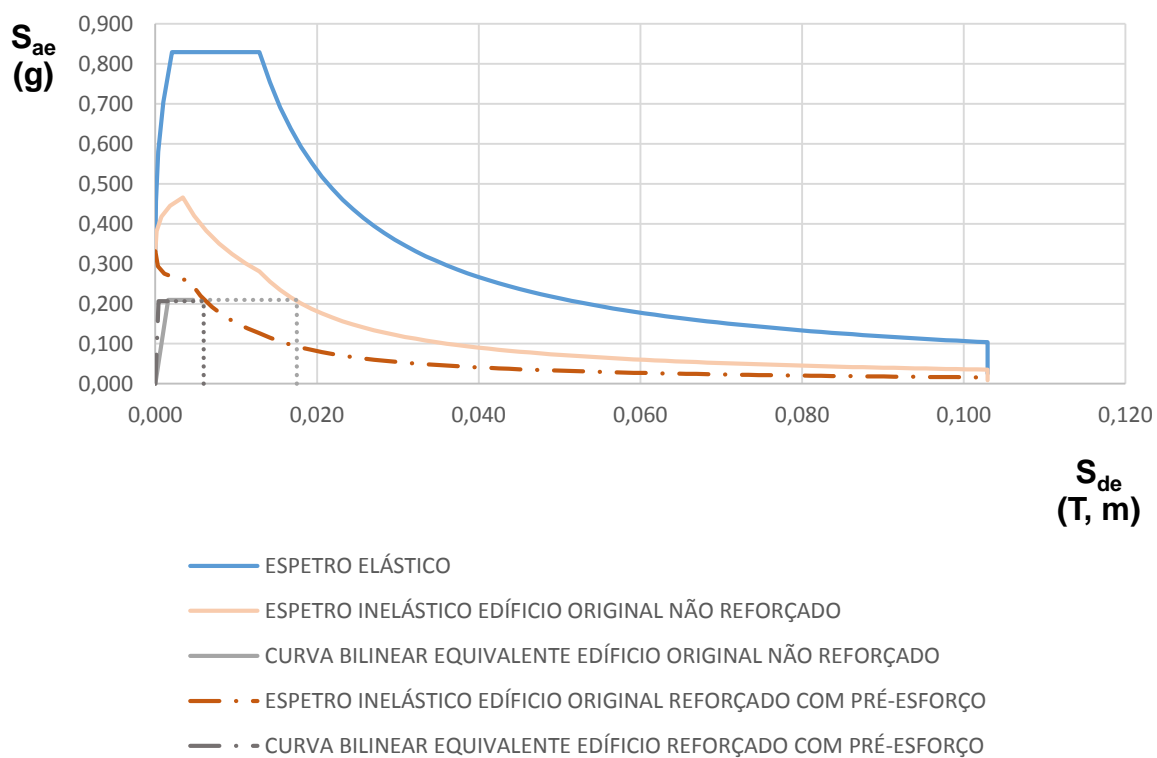


Figura 7.28 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 19 – “Performance point”



7.5 Comparação de estados limites de dano

Na presente secção estabelecer-se-á uma comparação dos estados limites de dano (EN1998-3 [5]), com base no deslocamento alvo (dt), entre as análises para o edifício reforçado com recurso a tirantes ou pré-esforço e não reforçado. As análises escolhidas serão as que apresentaram resultados menos satisfatórios em termos de desempenho sísmico, nomeadamente, análise 3 e 13, segundo X, e 6 e 19, segundo Y.

Nas figuras seguintes serão representados a azul os resultados obtidos para o edifício original não reforçado, nas restantes cores, os casos de reforço antes enunciados e a linha tracejada os deslocamentos alvo (dt) para cada análise. Serão ainda identificados os intervalos para estados limites de dano DL e NC, de acordo com a Figura 6.1.

Em ambas direções é verificado um melhoramento do dano, após a aplicação das soluções de reforço, face à ação sísmica considerada. Nas Figuras 7.29 e 7.30, que correspondem à análise 3, verifica-se uma transição de estado limite de Colapso Eminente (NC) para Danos Severos (SD). Já na Figura 7.32, que representa a análise 13, o melhoramento induzido pelo reforço com recurso a pré-esforço provoca uma transição do estado limite de Danos Severos (SD) para Limitação de Dano (DL). No que respeita à direção Y, mais vulnerável a cargas laterais, apenas se realizou um enquadramento no respetivo estado limite de dano para o edifício reforçado com tirantes. Em algumas das análises, onde se verificou o colapso do edifício na sua versão mais original, face à ação sísmica considerada, nomeadamente as 6 e 19, verifica-se agora um estado limite de Danos Severos (SD) e Colapso Eminente (NC), respetivamente.

Figura 7.29 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 3 – Estados limites de dano

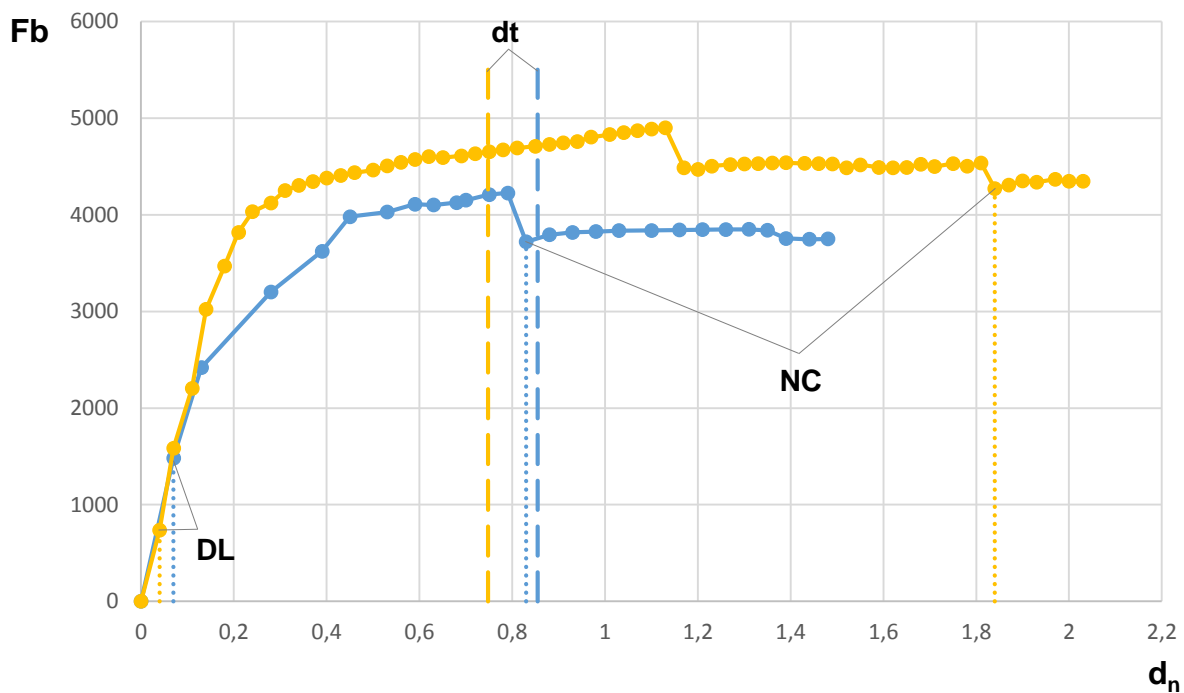


Figura 7.30 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 3 – Estados limites de dano

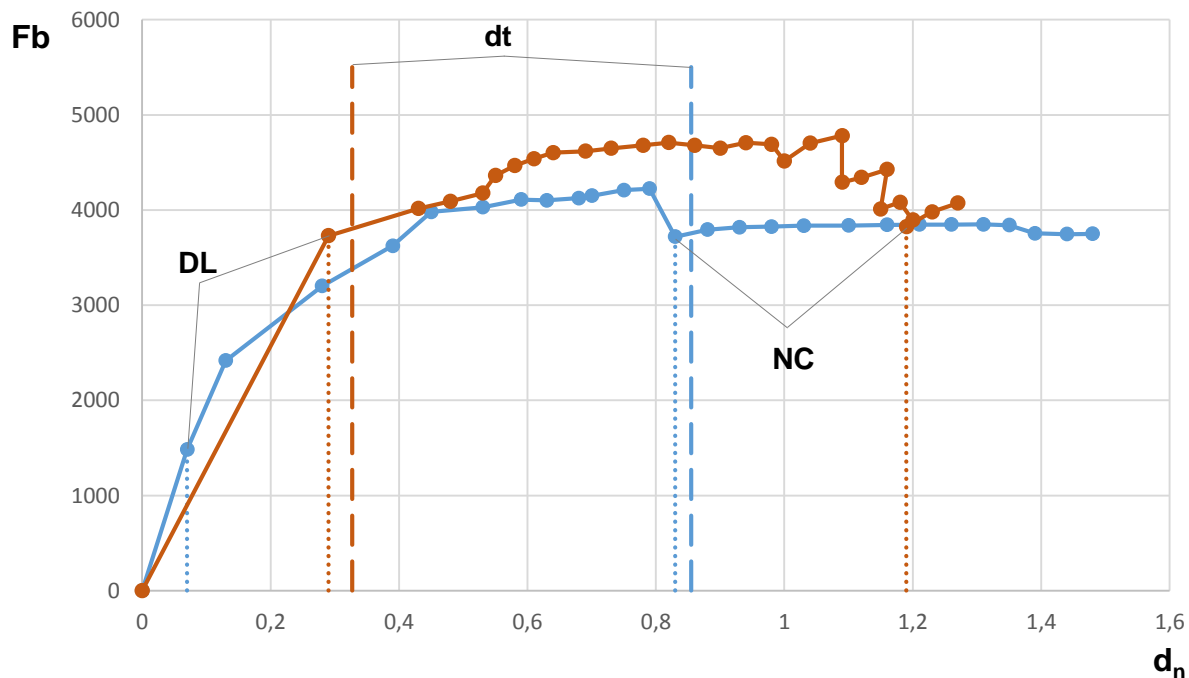


Figura 7.31 Edifício original não reforçado vs. c/ tirantes – Análise 13 – Estados limites de dano

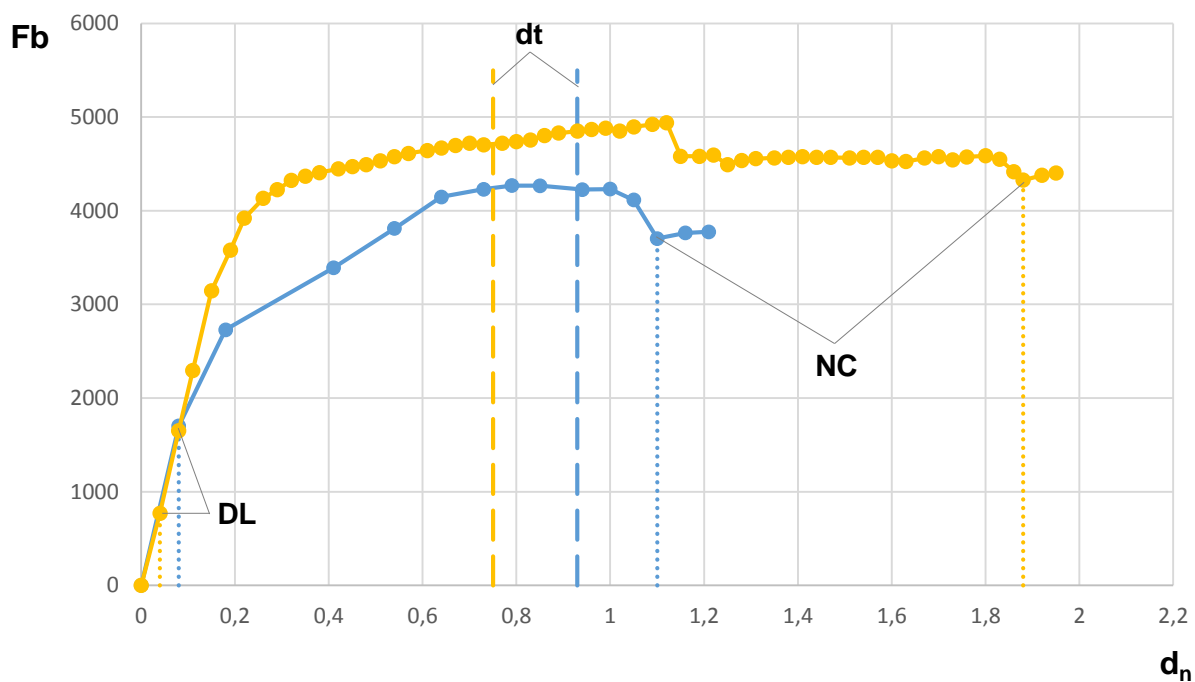


Figura 7.32 Edifício original s/ reforço vs. c/ pré-esforço – Análise 13 – Estados limites de dano

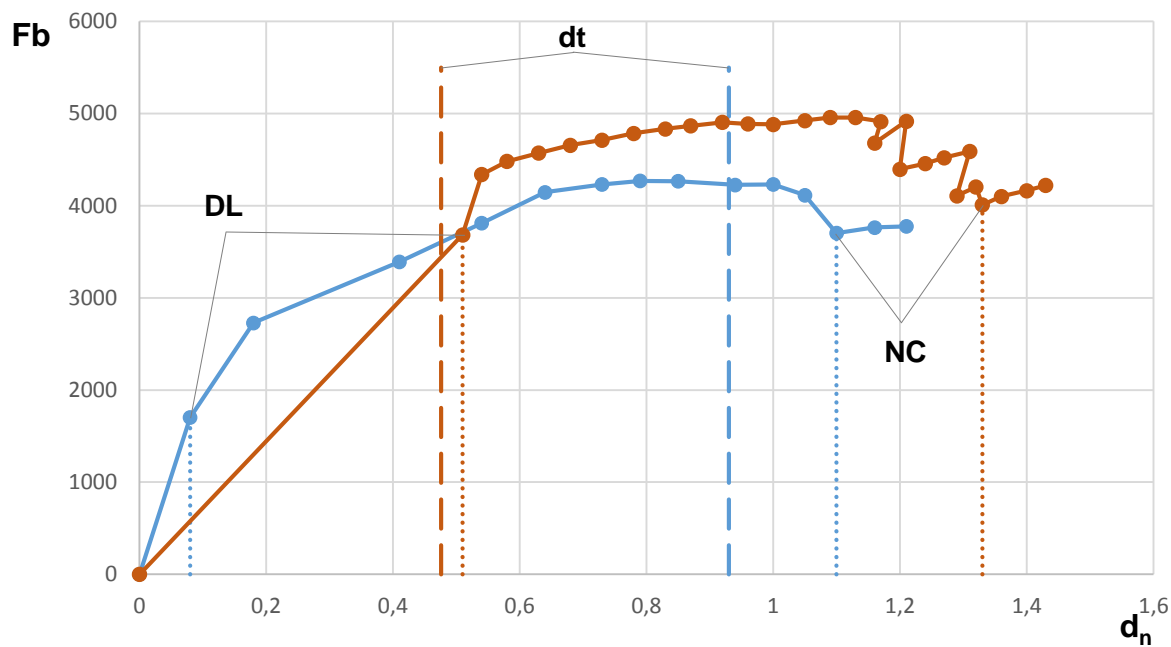


Figura 7.33 Edifício original reforçado com tirantes – Análise 6 – Estados limites de dano

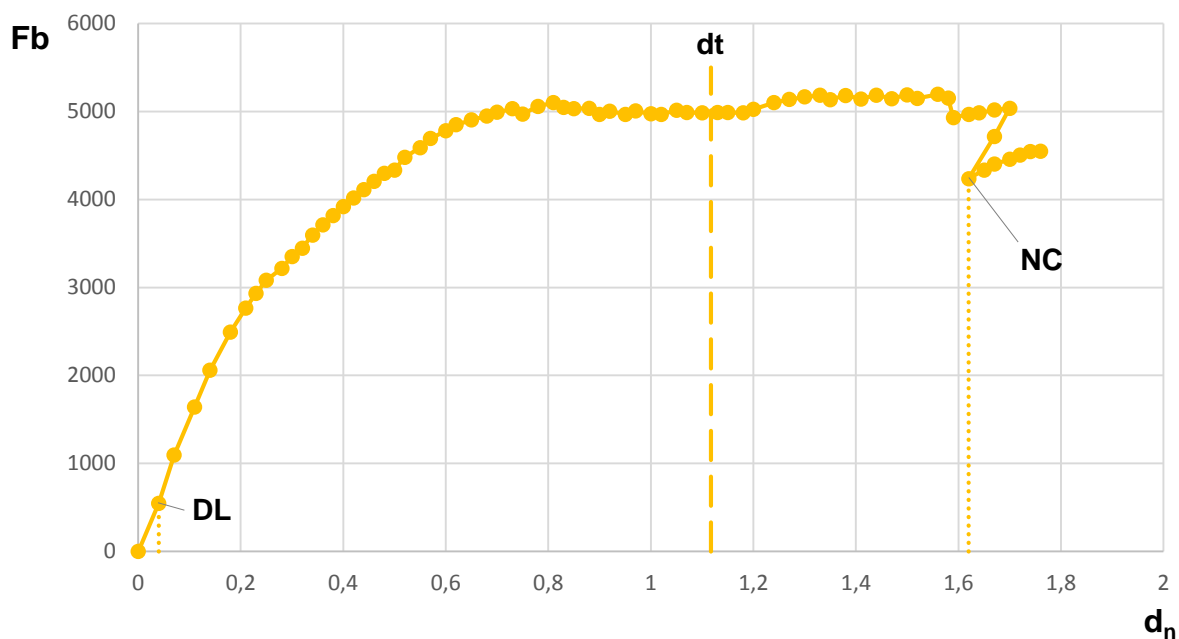
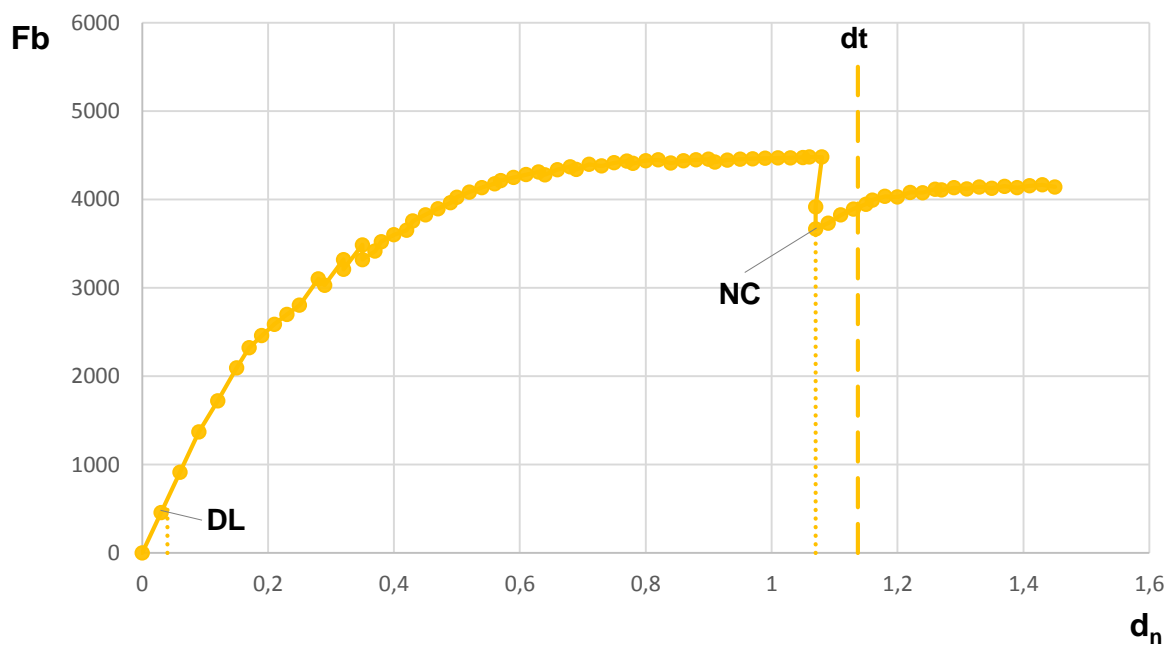


Figura 7.34 Edifício original reforçado com tirantes – Análise 19 – Estados limites de dano



8 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHO FUTURO

8.1 Síntese do trabalho realizado

O estudo da vulnerabilidade sísmica de edifícios como se mostra no presente documento, compreende uma série de trabalhos que envolvem desde o conhecimento do estado e tipo das construções, assim como, das possíveis fragilidades e danos associados às estruturas.

O Arquipélago dos Açores conforme demonstrado, possui uma intensa atividade sísmica, por um lado, dada a sua localização, por outro lado, devida à origem das ilhas. Mesmo assim, por motivos especiais, a maioria dos eventos são de pequena magnitude, dissipando energia para os mais intensos, aqueles a que todos preocupam.

Grande parte da malha urbana no Arquipélago está constituída por construção tradicional, que se caracteriza pelas paredes de alvenaria de pedra, sendo o basalto o material local utilizado. Nos pós-sismos de 1980 e 1998 com a reconstrução de alguns edifícios, já se verificam algumas alterações construtivas, nomeadamente, no que respeita a estruturas de pavimentos e coberturas, assim como, reforços estruturais antissísmicos, sendo provavelmente as cintas de coroamento, a solução mais utilizada.

O estudo do desempenho sísmico dos edifícios, ou seja, a sua capacidade de resistir a ações laterais (normalmente as mais significativas) tem vindo a ser amplamente estudado. Observa-se uma alteração da “filosofia” de estudo, onde entra a quantificação dos danos causados e a capacidade de a estrutura resistir a partir da formação da primeira rótula plástica. Até aqui, o dimensionamento quase que se resumia ao cálculo elástico de elementos resistentes, majorando cargas e minorando capacidades resistentes dos materiais, por imposição de um espectro de resposta, formulado a partir, principalmente, do tipo de terreno e uma aceleração sísmica.

Este trabalho pretende dar a conhecer esta nova “filosofia”, utilizando para o efeito um edifício com alguma importância e que se mostrou interessante pelas soluções de reforço aplicadas pós-sismo de 1980, das quais se destacou o reforço das paredes de alvenaria por aplicação de uma solução de pré-esforço.

8.2 Interpretação de resultados

O trabalho efetuado conforme acima descrito consistiu, para além do conhecimento da sismicidade no Arquipélago e das características construtivas do edifício caso de estudo, numa avaliação da vulnerabilidade sísmica do mesmo, em termos de desempenho sísmico, face a uma determinada ação sísmica.

Foram utilizados quatro casos principais, entre os quais, o edifício caso de estudo na sua versão mais original e reforçado com recurso a um lintel de coroamento, tirantes e pré-esforço nas paredes de alvenaria. A interpretação dos resultados obtidos far-se-á a seguir.

Edifício original não reforçado

Neste caso, a modelação foi realizada de acordo com as disposições e características construtivas que o edifício possuía, antes das soluções de reforço aplicadas.

Dos resultados obtidos concluiu-se que os mesmos vão de encontro ao descrito na memória descritiva do projeto das soluções de reforço pós-sismo, que o edifício não possuía resistência suficiente a ações sísmicas, sendo vulnerável a este tipo de ação.

Efetivamente verificaram-se, para algumas análises, casos de falta de segurança, todas na direção Y (E-W). Ao mesmo tempo, segundo a direção X (N-S), apesar de se verificar a segurança face à ação sísmica considerada, estima-se que os danos sejam consideráveis (SD a NC), havendo mesmo alguns casos de colapso eminente.

Conforme se pode observar na Figura 7.2 (análise 19) existe um comportamento irregular em planta da estrutura, com deslocamento maior na ala norte do edifício caso de estudo. O mesmo deve-se a uma maior rigidez da ala sul do edifício, dado o maior número de paredes interiores com função estrutural e à excentricidade acidental considerada.

Conclui-se que o edifício caso de estudo, na sua versão mais original, possui uma vulnerabilidade sísmica considerável, necessitando ser reforçado face à ação sísmica. Acrescenta-se que a maior vulnerabilidade reside na zona norte do edifício, segundo a direção Y, devido à falta de rigidez por ausência de elementos resistentes e por consistir no local mais carregado do mesmo.

Edifício original reforçado com lintel de coroamento

Para simular esta solução de reforço, utilizou-se uma opção do software, aplicando-se o pré-esforço indicado em projeto. Novamente, para este caso, todas as simplificações respeitaram o lado da segurança.

Ao nível de resultados verificou-se uma ligeira degradação do comportamento sísmico da estrutura, contrariando o que era espectável como solução de reforço, motivada talvez pela adição de massa ao conjunto. No entanto, considera-se que estes resultados não apontam para a realidade e traduzem apenas a forma de cálculo sobre a qual o software 3Muri® [2016] atua.

Tal como anteriormente referido, o programa considera a resposta global da estrutura pelo comportamento dos elementos estruturais no seu plano. Deste modo, entenda-se, que a rigidificação feita, por exemplo em X, através do pré-esforço no lintel, não contribui para uma melhoria no desempenho na direção oposta, ou seja, a melhoria que seria conseguida com o aumento da resistência fora do plano não é alcançada.

Pelo exposto, considera-se que o tipo de análise efetuado não se adequa a este tipo de reforço, por não contabilizar o contributo do mesmo para diminuir deformações fora do plano. A solução de reforço com lintel, cujo principal objetivo é cintar os elementos resistentes, não pode ser devidamente simulada através do software utilizado.

Edifício original reforçado com tirantes

A simulação desta solução de reforço no software foi conseguida através de uma rigidificação do pavimento do piso 1 e cobertura, adotando-se uma entrega nas paredes de 25 cm. Recorde-se que o ancoramento destes tirantes foi realizado em toda a espessura das paredes resistentes, na realidade (Figura 3.15).

Ao nível de resultados observou-se um melhoramento generalizado do desempenho sísmico do edifício, corrigindo as faltas de segurança segundo a direção Y (E-W) detetadas no primeiro caso de estudo. Destaca-se, no entanto, que este melhoramento pode ser superior ao que acontece na realidade, tendo em conta a diferença na seção dos tirantes entre o piso 1 e a cobertura. A seção dos tirantes no piso 1 contribui para um aumento da rigidez na direção X, enquanto que essa contribuição na cobertura, para a mesma direção, é mínima. Ao mesmo tempo comprova-se a interpretação feita no caso anterior, ou seja, um incremento da rigidez segundo o plano eleva o desempenho sísmico do edifício.

Importa referir a falta de estabilidade sísmica encontrada para uma das análises. Julga-se estar relacionada com a falta de rigidez no pavimento do piso 1 e cobertura, que não foram reforçados com esta solução no núcleo central do edifício, existindo uma espécie de torção do mesmo com maiores deslocamentos na ala sul, segundo a direção Y. Acrescenta-se que na análise em questão foi aplicada uma excentricidade accidental, evidenciando mais esta fragilidade. No entanto, julga-se, que esta falta de segurança estará assegurada pela solução de reforço antes mencionada.

Para todos os efeitos, esta solução para além de melhorar o desempenho sísmico do edifício caso de estudo para ambas as direções estudadas, diminui igualmente o dano causado pela ação sísmica considerada.

Edifício original com reforço por pré-esforço das paredes de alvenaria

Através do programa de cálculo simulou-se o pré-esforço através de um incremento das propriedades mecânicas das paredes resistentes e da utilização de uma rigidez no estado não fendilhado das mesmas. Alerta-se que este incremento só poderia ser real com a realização de ensaios específicos de laboratório, utilizando para o efeito os mesmos tipos de materiais na construção da parede de alvenaria e a aplicação desta técnica de reforço conforme descrito nas Secções 3.4 e 5.2. Entenda-se esta simulação como uma tentativa de aproximação à realidade.

Os resultados obtidos mostraram uma melhoria no desempenho sísmico do edifício caso de estudo, evitando, por exemplo, o colapso da estrutura numa das análises segundo Y, relativamente ao edifício não reforçado. Ainda nesta direção verificou-se uma diminuição dos deslocamentos de cedência, assim como dos períodos elásticos equivalentes, diminuindo a fase elástica do edifício. Segundo a direção X verifica-se um aumento acentuado da capacidade de carga lateral do edifício e uma diminuição do dano imposto, face à ação sísmica considerada.

O aumento mais significativo da capacidade de carga lateral, segundo X, deve-se muito provavelmente a consistir na direção de maior inércia para o edifício caso de estudo e consequentemente de rigidez muito superior à direção Y.

Deste modo, caso o incremento das propriedades mecânicas se comprove através de ensaios laboratoriais, a aplicação desta técnica de reforço introduz uma melhoria do comportamento sísmico do edifício, ainda que não suficiente, segundo a direção Y. Julga-se, no entanto, que aplicação do pré-esforço introduz um aumento da resistência fora do plano das paredes, não sendo mesurável através do método utilizado, mas que certamente melhoraria o comportamento sísmico do edifício.

Destaca-se ainda, que a força de pós-tensão calculada neste trabalho é superior à supostamente executada ou prevista no projeto de reforço, considerando esta última com perdas incluídas.

8.3 Perspetivas de trabalho futuro

Neste capítulo pretender-se-á relacionar as dificuldades sentidas durante a realização desta tese, com a realização de trabalho futuro, no que respeita às matérias abordadas.

Como em outros casos semelhantes, considera-se que o estudo estrutural de edifícios existentes deve começar por trabalhos preliminares de reconhecimento, investigações e ensaios *in-situ*, do ponto de vista construtivo. Nota-se, no entanto, alguma relutância em seguir por este caminho, muitas vezes por motivos financeiros, mas também por outros, como por exemplo a pressa, ou mesmo despreocupação.

Este fato alia-se à ausência de bases de cálculo, tais como as propriedades mecânicas dos materiais, mas mais propriamente das próprias paredes de alvenaria, pavimentos e coberturas, ou seja, de vários materiais em conjunto. Como se verificou neste trabalho, recorreu-se às normas Italianas para assumir essas propriedades no programa de cálculo.

Atendendo à nossa malha urbana, com centros históricos compostos por construção tradicional, seria interessante saber, por exemplo, qual a resistência ao corte de uma parede constituída por blocos de basalto, mal emparelhado ou bem emparelhado, com 60 ou 80 cm de espessura. Julga-se que um dos trabalhos a realizar seria exatamente este, uma espécie de base de dados, que geograficamente caracterizasse as paredes de alvenaria ou outros elementos, de acordo com os materiais locais.

Após o sismo de 1980, na Ilha Terceira, alguns edifícios pertencentes à administração pública ficaram parcialmente destruídos e abandonados, onde se poderiam realizar campanhas de ensaios e rastrear já alguns tipos de elementos típicos da construção tradicional local.

O mesmo se passa com as técnicas de reforço abordadas neste trabalho. Após algum trabalho de investigação concluiu-se existirem trabalhos científicos de ensaios sobre paredes de alvenaria reforçadas, como o caso do pré-esforço, abordado neste documento. Seria interessante conhecer o tipo de resposta de paredes de alvenaria constituídas por materiais naturais, como a pedra, pré-esforçadas, com o objetivo de simular o possível aumento das suas propriedades resistentes.

Seria igualmente interessante comprovar algumas das soluções de reforço indicadas neste trabalho, através de análises que permitam medir a resistência dos elementos fora do plano. Neste trabalho sentiu-se essa limitação, utilizando-se um método que se apoia num comportamento global da estrutura, no plano dos seus elementos resistentes, descurando zonas pontuais, que aumentam a resistência fora do plano.

Por fim, considera-se necessário o estudo do efeito das obras de ampliação, também caracterizado neste documento, no comportamento sísmico do edifício original. Todas as análises realizadas descartaram a existência de um edifício acoplado perpendicularmente ao edifício caso de estudo. No entanto, pensa-se que o efeito será mínimo, visto a ala sul do edifício original ser a menos carregada e com mais rigidez e inércia na direção E-W.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Coordenação Lopes, M., “Sismos e Edifícios”, Edições Orion, 2008.
- [2] Oliveira, C. S., Costa A, Nunes J. C., “Sismo 1998 - Açores: uma década depois”, Governo dos Açores, 2008.
- [3] Selecção, Prefácio e Notas de Maduro – Dias, “A Cidade de Angra Na Ilha de IESV XPO Da Tercera Que Esta Em 39 Graos”, Edição Comemorativa dos 450 anos da Cidade de Angra, Angra do Heroísmo, 1985.
- [4] NP EN 1998-1:2010, Eurocódigo 8- Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- [5] EN1998-3:2005, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
- [6] Oliveira, C. S., Lucas A., Guedes, C., “10 anos Após o Sismo de 1 de Janeiro de 1980”, vol. 1 e 2, S. R. H. O. P. e LNEC, 1992.
- [7] Oliveira, C. S., “Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico Aplicações em Portugal”, Relatório LNEC, 1977.
- [8] Costa Nunes, J., “Sismicidade Histórica dos Açores”, Proceedings 1º Simpósio de Meteorologia e Geofísica da APMG, Lagos, 1998.
- [9] Costa Nunes, J., Cruz, J.F., Lemos, R. S., “A crise sísmica de 1992/1993 a oeste do grupo central dos Açores”. Proceedings Sísmica 94 – 2º Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto, 1994.

[10] Madeira, J., Silveira, A. B., Serralheiro, A, “A tectónica do Faial e o Sismo de 9 de Julho de 1998”. Associação Portuguesa de Meteorologia e Geofísica (Ed.), Proceedings I Simpósio de Meteorologia e Geofísica – Comunicações de Geofísica, Lagos, 1998.

[11] Senos, M. L., Gaspar, J. L., Cruz, J., Ferreira, T, Costa Nunes, J., Pacheco, J. M., Alves, P., Queiroz, G., Dessai, P., Coutinho, R., Vales, D. e Carrilho, F., “O terramoto do Faial de 9 de Julho de 1998”, Proceedings 1º Simp. De Meteorologia e Geofísica, APMG, Lagos, 1998.

[12] Borges, J.F., Oliveira, C.S., Ravara, A., Carvalho, E.C., Pereira, J.J., “Estudos sobre a acção do sismo dos Açores de 1/1/1980 – Missão Técnica aos Açores de 7 a 12 de Janeiro”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Ministério da Habitação e Obras Públicas, Lisboa, 1980.

[13] Forjáz, V. H., Isossistas do Sismo de 1 de Janeiro de 1980. Secretaria Regional do Comércio e Indústria, 1980.

[14] Decreto n.º 44041 de 18 de Novembro de 1961, Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes.

[15] Zono, G., Keynote Lecture, Proceedings, International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation on the 10th Aniversary of the July 9, 1998 Azores Earthquake, Edição C.S. Oliveira et al., Governo dos Açores/SPRHI, S.A, 2008.

[16] IDEiA – Infraestrutura de Dados Espaciais Interativa dos Açores, Sistemas de Informação Geográfica – SIG.

[17] Gouveia, D., “Angra do Heroísmo: Arquitetura do Século XX e Memória Coletiva”, Tese de Doutoramento, Universidade de Évora, Évora, 2002.

[18] Oliveira, C., J., “Soluções de reforço utilizadas na reparação/reabilitação da construção tradicional açoriana”, Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, 2012.

[19] Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho de 1983, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

[20] Park, R.; Paulay, T., “Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, Nova Iorque, E.U.A., 1975.

[21] Priestley, M. J. N., Calvi, G.M., Kowalsky, M. J., “Displacement-based seismic design of structures, IUSS Press, Pavia, Italia, 2007.

[22] P. Fajfar, “A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design”, Earthquake Spectra, 16(3):573_592, 2000.

[23] P. Fajfar. “Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28:979_993, 1999.

[24] VSL International Ltd., Post-tensioned Masonry Structures, Properties of Masonry, Design Considerations, Post Tensioning System for Masonry Structures Applications, Berne, Switzerland.

[25] W.G. Curtin, G. Shaw e J.K. Beck, Curtins Consulting Engineers, “Design of Reinforced and Prestressed Masonry”, Thomas Telford, London, 1988.

[26] EN1996-2:2006, Eurocode 6 - Design of masonry structures, Part 2: Design considerations, selection of materials and execution of masonry.

[27] BS 5628-2:2005 Code of practice for the use of masonry, Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry.

[28] Arnold, W. H., “Reinforced & Prestressed Masonry”, Concrete Design & Construction Series, Longman Scientific & Technical, 1991.

[29] Laursen T. P., “Seismic Analysis Design of Post-Tensioned Concrete Masonry Walls”, Degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Auckland, 2002.

[30] Coordenação Freitas V., “Manual de Apoio ao Projeto de Reabilitação de Edifícios Antigos”, Ordem dos Engenheiros da Região Norte, 2012.

[31] Vicente, R., Ferreira, T., “Normas e Regras de Verificação de Comportamento Sísmico”, Curso de Formação em Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas Antigas, Laboratório Regional de Engenharia Civil, 1 a 3 de fevereiro de 2016.

[32] Galasco, A., “Analisi Sismica Degli Edifici In Muratura”, PhD thesis, Università degli Studi di Genova, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, 2005.

[33] Lagomarsino, S., “Seismic vulnerability and interventions in historical centres”; Intervenção no Seminário UNIVER(SC)IDADE desafios e propostas de uma candidatura a património da humanidade, 29-30 de novembro, Coimbra.

[34] S.T.A DATA, 3muri General Description, version 4.

[35] Gambarotta, L.; Lagomarsino, S., “Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls. Part II: The Continuum Model and Its Applications”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997.

[36] Lagomarsino, S.; Penna, A.; Galasco, A.; Cattari S.; “TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings”; Engineering Structures, Vol.56, Págs. 1787-1799, 2013.

- [37] S.T.A DATA, 3muri Manual, version 10.0.0.
- [38] Magenes, G.; Calvi, G.M., “In-plane seismic response of brick masonry walls”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 26, 1997.
- [39] Turnšek, V., Čačovič, F., “Some experimental results on the strength of brick masonry walls”, *SIBMAC Proceedings*, 1971.
- [40] NTC 2008, Decreto Ministeriale 1412008, Norme Tecniche per le Costruzioni, il Ministro delle Infrastrutture di concerto con il Ministro Dell'interno e con il capo del Dipartimento della Protezione civile, 2008.
- [41] RSAEEP. Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes. DL no 235/83. 1983.
- [42] R. Capozucca, “Shear Behaviour of Historic Masonry Made of Clay Bricks”, *The Open Construction and Building Technology Journal*, 2011, 5, (Suppl 1-M6), Structural Section of D.A.C.S., University Politecnica delle Marche, Ancona, Italy.
- [43] Ramm, W., “Design of Masonry Structures According Eurocode 6”, Technical University of Kaiserslautern, S/D.
- [44] EN1052-1:1999, Methods of test for masonry. Determination of compressive strength.
- [45] A. W. Hendry, “A note on the strength of brickwork in combined racking shear and compression”, *Proceedings of British Ceramic Society Load Bearing Brickwork*, vol. 6, no. 27, pp. 47-52, 1978.
- [46] Vicente, R., “Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana”, Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2008.

[47] Ferreira, T., “Avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada de edifícios em alvenaria”, Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2009.

[48] Ferreira T., Maio R., Vicente R., “Seismic Behavior of Traditional Masonry Buildings: The Relevance of Effective Seismic Strengthening Policies”, International Conference on Recent Advances in Rehabilitation and Sustainability of Structures, RehabStructures, 2015

[49] Gomes, Luís M. A., “Análise Pushover – Caso de Estudo”, Tese de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, 2010.

[50] Costa A., Laboratório de Ensaios de Materiais da FEUP, “Ensaios de caracterização de Alvenarias Tradicionais”, S. R. H. E. (Centro de Promoção da Reconstrução), Trabalhos de Engenharia Civil, Lda, Ilha do Faial, Açores, 1999.

[51] Farinha, J. S. B., Farinha M. B., Farinha J. P. B., Reis A. C., “Tabelas Técnicas”, Edições Técnicas E.T.L.Lda, 2003.

ANEXO 1 CÁLCULO DA AÇÃO SÍSMICA

No presente anexo realizar-se-á o cálculo da ação sísmica com base na EN1998-1 [4], descrito na Secção 4.2.

De acordo com o Quadro 4.1, o edifício caso de estudo insere-se na classe de importância III, por se tratar de um edifício inserido no centro histórico de Angra do Heroísmo, classificada como Cidade Património Mundial, e por estar ocupado, atualmente, como sede da Secretaria Regional da Educação e Cultura.

Na ausência de estudos geológico-geotécnicos e dada a proximidade do edifício ao Monte Brasil, adotar-se-á um perfil 2 e consequentemente um tipo de terreno B, cuja composição estratigráfica se apresenta no Quadro 4.2.

Conforme anteriormente descrito, segundo a EN1998-1 [4], para o Arquipélago dos Açores apenas se deve considerar uma Ação Sísmica Tipo 2. Tendo em conta a localização do edifício, considerar-se-á a zona 2.1, com uma aceleração máxima de referência $a_{gR} = 2,5 \text{ m/s}^2$.

A aceleração à superfície será calculada a partir a Equação 4.1. O coeficiente de importância será de $\gamma_I = 1,15$. Deste modo o cálculo realiza-se do seguinte modo:

$$a_g = 1,15 \cdot 2,5 = 2,88 \text{ m/s}^2 \text{ ou } 0,29 g$$

Para o cálculo do coeficiente de correção (η) adotar-se-á um amortecimento viscoso de 5%, utilizando a Equação 4.6:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + 5)} = 1$$

No que respeita ao coeficiente de solo (S), de acordo com o anexo nacional, para uma aceleração à superfície de $2,88 \text{ m/s}^2$, adotar-se-á a Equação 4.12. O valor do coeficiente do solo máximo ($S_{m\acute{a}x}$), de acordo com o Quadro 4.7 é de 1,35. O cálculo fica definido do seguinte modo:

$$S = 1,35 - \frac{1,35 - 1}{3} (2,88 - 1) = 1,13$$

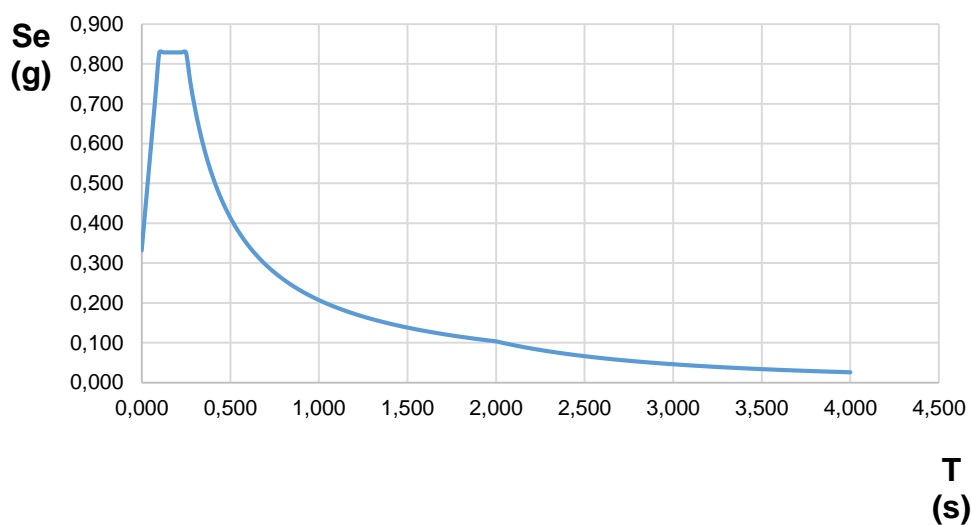
Por fim os parâmetros definidores do espectro de resposta descrevem-se no Quadro AN1 1.

Quadro AN1 1 Parâmetros definidores do espectro de resposta

Tipo de terreno	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
B	1,13	0,1	0,25	2,0

A representação gráfica do espectro realiza-se na Figura AN1 1, através das Equações 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5.

Figura AN1 1 Espectro de resposta elástico



ANEXO 2 CÁLCULO DE PRÉ-ESFORÇO EM PAREDES DE ALVENARIA

Tal como referido anteriormente, o dimensionamento desta solução de reforço terá como base as recomendações feitas por W.G. Curtin, G. Shaw e J.K. Beck [25].

Para o cálculo do momento máximo face à ação sísmica definida no anexo anterior, será utilizado o programa de elementos finitos SAP2000® [2016], através da utilização de elementos de área. Para este caso em particular não serão introduzidas paredes interiores, nem pavimento e cobertura, pretendendo-se simular as paredes resistentes como um elemento encastrado verticalmente. Esta análise recairá sobre o lado norte do edifício, atualmente o mais carregado, ao nível do piso 1, e com paredes interiores resistentes em menor quantidade, revelando menor inércia e rigidez em ambas direções.

O espectro de resposta de cálculo foi introduzido no programa com os parâmetros indicados no Quadro AN2 1.

Quadro AN2 1 Parâmetros definidores do espectro de resposta

Tipo de terreno	Ação Sísmica	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	a_{gR} (m/s^2)	q
B	Tipo 2	1,13	0,1	0,25	2,0	2,5	1,5

Ao nível das combinações de ações, adotar-se-á o disposto no *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes* [41], de acordo com as seguintes expressões:

Ação base sobrecarga

$$S_d = 1,5 \cdot S_{Gk} + 1,5 \cdot S_{Qk} \quad (\text{AN2 1})$$

Ação base sismo

$$S_d = S_{Gk} + 1,5 \cdot S_{Ek} + 0,4 \cdot S_{Qk} \quad (\text{AN2 2})$$

Sendo:

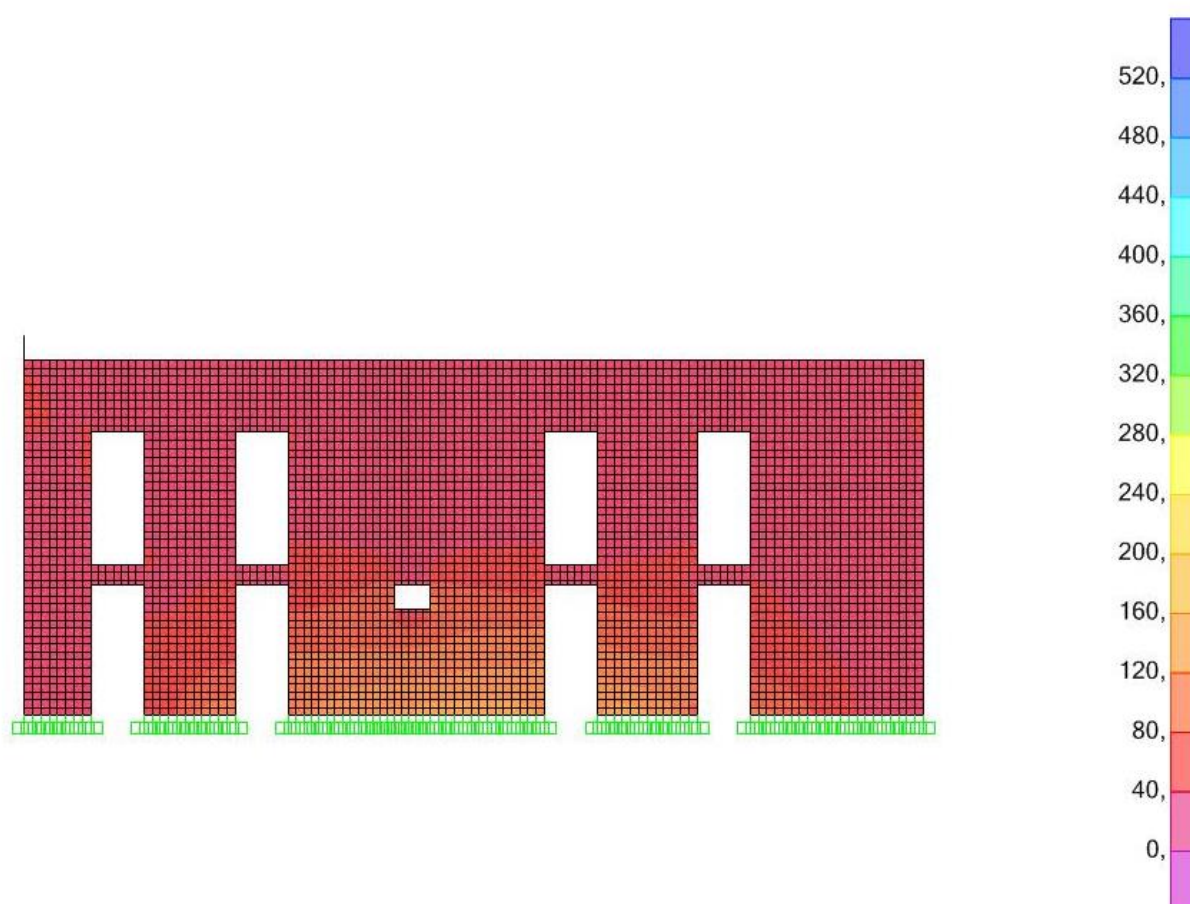
S_{Gk} : ações permanentes;

S_{Ek} : ação sísmica;

S_{Qk} : ações variáveis.

Efetuada o cálculo, o momento máximo atingido na base é de $M_{máx} = 230 \text{ KNm}$, conforme se pode observar na Figura AN2 1, para a fachada NW.

Figura AN2 1 Cálculo do momento máximo [SAP2000®, 2016]



De acordo com o disposto na Secção 6.4, a resistência média à compressão da parede de alvenaria (f_m) é de 800 N/cm². Segundo Ramm, W [43], baseando-se na EN 1052-1 [44], a relação entre a resistência média à compressão e a resistência à compressão característica (f_k) da parede de alvenaria é dada pela Equação AN2 3.

$$f_k = \frac{f_m}{1,2} \quad (\text{AN2 3})$$

Deste modo $f_k = 6666,67 \text{ KN/m}^2$.

Atendendo ao diagrama de resistência última (estado fendilhado), representado na Figura 5.7, e ao sistema de Equações 5.2, adotando um $\gamma_m=1,5$, consegue-se obter o somatório das forças de compressão necessárias na parede, para resistir ao momento máximo antes calculado. Decompõe-se o cálculo, seguidamente:

$$\begin{cases} MR_s = C \cdot Braço \\ Braço = \frac{t}{2} - \frac{W_s}{2} \\ W_s = \frac{C}{P_{ubc}} \end{cases} = \begin{cases} 230 = C \cdot Braço \\ Braço = 0,30 - \frac{W_s}{2} \\ W_s = \frac{C}{1,20 \cdot \frac{6666,67}{1,5}} \end{cases} = \begin{cases} C = 1273,4 \text{ KN} \\ Braço = 0,18 \text{ m} \\ W_s = 0,24 \text{ m} \end{cases}$$

As forças de compressão (C) antes indicadas, resultam do somatório das cargas aplicadas verticalmente sobre as paredes (S_d), com a força de pós-tensão (F_{PT}), após perdas (Equação AN2 4). O cálculo das ações permanentes e variáveis na base da parede, assim como a respetiva combinação e força de pós-tensão far-se-á como se mostra a seguir.

$$C = S_d + F_{PT} \quad (\text{AN2 4})$$

Dimensões do edifício - Secção 6.3

Espaçamento médio entre parede de fachada e tardoz = 6,09 m

Altura do edifício caso de estudo = 8,50 m

Cálculo das cargas permanentes - Secção 6.5

S_{Gk} , cobertura = 1,70 KN/m²

S_{Gk} , piso 1 = 2,30 KN/m²

PP, cobertura = 1,70 · 6,09 = 10,35 KN/m

PP, piso 1 = 2,30 · 6,09 = 14,01 KN/m

Peso próprio da parede de alvenaria (Quadro AN2 2)

Quadro AN2 2 Peso próprio - parede NW

Nº de aberturas	b	h	e	w	P
(un)	(m)	(m)	(m)	(KN/m ³)	(KN)
1	22,00	8,50	0,60	22,00	2468,40
-8	1,20	1,70	0,60	22,00	-215,42
-1	0,60	0,80	0,60	22,00	-6,34
TOTAL					2246,64

PP, parede = 2246,64 / 8,50 = 264,31 KN/m

Cálculo das cargas variáveis - Secção 6.6

S_{Qk} , cobertura = 4,00 KN/m²

S_{Qk} , piso 1 = 0,30 KN/m²

SQ, cobertura = 4,00 · 6,09 = 24,36 KN/m

SQ, piso 1 = 0,30 · 6,09 = 1,83 KN/m

Cálculo das combinações de ações verticais - Equações (AN2 1) e (AN2 2)**Ação base sobrecarga**

$$S_{dQ} = 1,5 \cdot S_{Gk} + 1,5 \cdot S_{Qk} = 1,5 \cdot (264,31 + 10,35 + 14,01) + 1,5 \cdot (24,36 + 1,83) \\ = 472,29 \text{ KN/m}$$

Ação base sismo

$$S_{dE} = S_{Gk} + 1,5 \cdot S_{Ek} + 0,4 \cdot S_{Qk} = 10,35 + 14,01 + 264,31 + 0,4 \cdot (24,36 + 1,83) = 299,15 \text{ KN/m}$$

Cálculo da força de pós-tensão - Equação (AN2 4)

$$F_{PT} = C - S_d = 1273,40 - 299,15 = 974,25 \text{ KN/m (após perdas)}$$

O próximo passo passará pelo cálculo das tensões originadas na parede e verificação da respetiva segurança. As resistências à compressão a ações verticais e horizontais de uma parede de alvenaria, segundo W.G. Curtin, G. Shaw e J.K. Beck [25], com base também na BS5628:2 [27], calculam-se através das Equações AN2 5, AN2 6 e AN2 7.

Resistência à compressão

$$\sigma_c = \frac{1,2 \cdot f_k \cdot \beta}{\gamma_m} \quad (\text{AN2 5})$$

Resistência característica à compressão por flexão composta

$$f_f = 1,2 \cdot f_k \quad (\text{AN2 6})$$

Resistência à tração

$$\sigma_f = \frac{1,2 \cdot f_f}{\gamma_m} \quad (\text{AN2 7})$$

Sendo:

f_k : resistência à compressão característica da parede de alvenaria;

β : fator redução de capacidade;

γ_m : coeficiente parcial de segurança ($\gamma_m=1,5$).

Atendendo a que se considerará esta parede como um elemento simples encastrado com momento máximo na base, sobre o qual se verificará a segurança, desprezar-se-á o efeito da esbelteza da parede (λ) e o respetivo fator de redução de capacidade (β), abordados nas Secções 5.3.2 e 5.3.3, respetivamente. Segundo a BS5628:2 [27], o efeito da esbelteza apenas será de considerar a partir de uma altura de 0,3x a altura total da parede.

Deste modo, os cálculos anteriormente enunciados realizar-se-ão para as duas combinações (ação base sobrecarga e ação base sismo), do modo a seguir explicitado. Considerar-se-á um coeficiente de segurança relativo a ações de $\gamma_f = 1,5$ para a ação de pré-esforço, quando necessário.

Tensão por pré-esforço (por ml de parede)

$$\sigma_{FPT} = \frac{F_{PT}}{A} = \frac{974,25}{0,60 \cdot 1,00} = 1623,80 \text{ KN/m}^2$$

Tensão considerando a ação base sobrecarga (por ml de parede)

$$\sigma_{sdQ} = \frac{S_{dQ}}{A} + \gamma_f \sigma_{FPT} = \frac{472,29}{0,60 \cdot 1,00} + 1,5 \cdot 1623,80 = \mathbf{3222,90 \text{ KN/m}^2}$$

Tensão considerando a ação base sismo (por ml de parede)

$$\sigma_{sdE} = \left(\frac{S_{dE}}{A} + \frac{F_{PT}}{A} \right) \pm \frac{M_{máx}}{w}$$

$$\sigma_{sdE}^+ = \left(\frac{299,15}{0,60 \cdot 1,00} + \frac{974,25}{0,60 \cdot 1,00} \right) + \frac{230}{\frac{1 \cdot 0,6^2}{6}} = \mathbf{5955,67 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_{sdE}^- = \left(\frac{299,15}{0,60 \cdot 1,00} + \frac{974,25}{0,60 \cdot 1,00} \right) - \frac{230}{\frac{1 \cdot 0,6^2}{6}} = -1711 \text{ KN/m}^2$$

Aplicando as Equações AN2 5, AN2 6 e AN2 7, os valores para as respectivas resistências à compressão são as seguintes:

$$\sigma_c = \frac{1,2 \cdot f_k \cdot \beta}{\gamma_m} = \frac{1,2 \cdot 6666,67 \cdot 1}{1,5} = \mathbf{5333,33 \text{ KN/m}^2}$$

$$f_f = 1,2 \cdot f_k = 1,2 \cdot 6666,67 = 8000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_f = \frac{1,2 \cdot f_f}{\gamma_m} = \frac{1,2 \cdot 8000}{1,5} = \mathbf{6400 \text{ KN/m}^2}$$

Verifica-se a segurança tendo em conta os valores calculados, obtendo-se uma força de pós-tensão de 974,25 KN/m, após perdas.

ANEXO 3 CÁLCULO DO AUMENTO DA RESISTÊNCIA AO CORTE EM PAREDES DE ALVENARIA POR APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO

No que respeita ao incremento da resistência ao corte utilizar-se-á a relação de R. Capozucca [42], entre a lei de Mohr-Coulomb (Equação AN3 1), descrita na EN 1996-2 [26] e um estudo realizado por A. W. Hendry [45], onde concluiu que a fendilhação diagonal se deve a tensões de tração e propôs a Equação AN3 2, não dimensional.

$$\tau_u = \tau + \mu_a \cdot \sigma_v \quad (\text{AN3 1})$$

$$\frac{\tau_u}{f_t} = \sqrt{\frac{\sigma_v}{f_t} + 1} \quad (\text{AN3 2})$$

Sendo:

- τ_u : resistência ao corte média;
- τ : resistência ao corte sem pré-compressão;
- μ_a : coeficiente de atrito;
- σ_v : pré-compressão perpendicular às camadas de assentamento;
- f_t : tensão de tração principal calculada a partir da Equação AN3 3.

$$f_t = f_{t0} + \alpha \cdot \sigma_v \quad (\text{AN3 3})$$

Sendo:

- f_{t0} : tensão de tração principal sem pré-compressão;
- α : coeficiente de 0,05 [45].

Segundo A. W. Hendry [45] esse mesmo critério não tem em conta a distribuição de tensão ao longo do painel de parede, nem é válido para pré-compressões superiores a 2 N/mm².

Deste modo, a relação consiste em substituir o valor da tensão principal f_t na Equação AN3 2, ficando do seguinte modo:

$$\tau_u^2 = \tau^2 + \tau \cdot \sigma_v + \alpha \cdot \sigma_v^2 + 2 \cdot \alpha \cdot \tau \cdot \sigma_v + \alpha^2 \cdot \sigma_v^2 \quad (\text{AN3 4})$$

$$\tau_u^2 = \tau^2 + 1,1 \cdot \tau \cdot \sigma_v + 0,053 \cdot \sigma_v^2 \quad (\text{AN3 5})$$

Atendendo ao valor da resistência ao corte média, definido na Secção 6.4 de 12 N/cm², e ao valor da tensão de pré-esforço calculada no Anexo 2 de 162,38 N/cm², o cálculo da resistência ao corte após pré-compressão realiza-se do seguinte modo:

$$\tau_u = \sqrt{12^2 + 1,1 \cdot 12 \cdot 162,38 + 0,053 \cdot 162,38^2} = \mathbf{60,70 \text{ N/cm}^2}$$

ANEXO 4 RESULTADOS OBTIDOS A PARTIR DO PROGRAMA 3MURI*Quadro AN4 1 Resultados edifício original não reforçado – Sistema múltiplos GL*

	Análise	Excentricidade (mm)	dt (mm)	dm (mm)	q	dm/dt
1	+X Mass	0	7,34	16,42	2,58	2,24
2	+X 1stMd	0	7,76	17,76	2,71	2,29
3	-X Mass	0	8,55	14,84	2,40	1,74
4	-X 1stMd	0	7,85	23,17	2,71	2,95
5	+Y Mass	0	8,44	5,92	2,66	0,70
6	+Y 1stMd	0	9,86	6,39	3,17	0,65
7	-Y Mass	0	8,29	5,59	2,72	0,67
8	-Y 1stMd	0	9,61	9,60	3,29	1,00
9	+X Mass	684	7,58	13,80	2,60	1,82
10	+X Mass	-684	6,61	21,05	2,67	3,18
11	+X 1stMd	684	8,81	14,55	2,64	1,65
12	+X 1stMd	-684	7,19	21,42	2,76	2,98
13	-X Mass	684	9,30	12,08	2,31	1,30
14	-X Mass	-684	7,00	16,31	2,44	2,33
15	-X 1stMd	684	9,15	20,67	2,74	2,26
16	-X 1stMd	-684	7,51	25,01	2,71	3,33
17	+Y Mass	2.530,00	8,72	5,32	3,26	0,61
18	+Y Mass	-2.530,00	8,16	10,57	2,11	1,30
19	+Y 1stMd	2.530,00	10,02	5,71	3,88	0,57
20	+Y 1stMd	-2.530,00	9,70	10,80	2,55	1,11
21	-Y Mass	2.530,00	8,51	5,40	3,19	0,63
22	-Y Mass	-2.530,00	7,95	9,30	2,19	1,17
23	-Y 1stMd	2.530,00	9,85	9,05	4,04	0,92
24	-Y 1stMd	-2.530,00	9,22	19,90	2,47	2,16

Quadro AN4 2 Resultados edifício original não reforçado – Sistema 1GL

Análise	Excentricidade (mm)	T* (s)	m* (Kg)	Γ	F*y (KN)	d*y (mm)	d*m (mm)	μ^*
1 +X Mass	0	0,18	1314880,17	0,89	4146,00	2,60	18,50	7,12
2 +X 1stMd	0	0,19	1314880,17	0,89	3942,00	2,66	20,01	7,52
3 -X Mass	0	0,20	1314880,17	0,89	4452,00	3,54	16,72	4,72
4 -X 1stMd	0	0,19	1314880,17	0,89	3934,00	2,71	26,10	9,63
5 +Y Mass	0	0,16	956436,12	1,23	2916,00	1,86	4,81	2,59
6 +Y 1stMd	0	0,17	956436,12	1,23	2454,00	1,93	5,19	2,69
7 -Y Mass	0	0,15	956436,12	1,23	2861,00	1,77	4,53	2,56
8 -Y 1stMd	0	0,17	956436,12	1,23	2364,00	1,78	7,79	4,38
9 +X Mass	684	0,19	1314880,17	0,89	4100,00	2,69	15,54	5,78
10 +X Mass	-684	0,17	1314880,17	0,89	4006,00	2,12	23,72	11,19
11 +X 1stMd	684	0,21	1314880,17	0,89	4049,00	3,33	16,40	4,92
12 +X 1stMd	-684	0,18	1314880,17	0,89	3863,00	2,31	24,13	10,45
13 -X Mass	684	0,22	1314880,17	0,89	4617,00	4,17	13,61	3,26
14 -X Mass	-684	0,18	1314880,17	0,89	4379,00	2,58	18,38	7,12
15 -X 1stMd	684	0,21	1314880,17	0,89	3896,00	3,38	23,29	6,89
16 -X 1stMd	-684	0,18	1314880,17	0,89	3937,00	2,53	28,18	11,14
17 +Y Mass	2.530,00	0,16	956436,12	1,23	2386,00	1,53	4,32	2,82
18 +Y Mass	-2.530,00	0,16	956436,12	1,23	3680,00	2,39	8,58	3,59
19 +Y 1stMd	2.530,00	0,17	956436,12	1,23	2001,00	1,57	4,63	2,95
20 +Y 1stMd	-2.530,00	0,17	956436,12	1,23	3043,00	2,44	8,76	3,59
21 -Y Mass	2.530,00	0,15	956436,12	1,23	2432,00	1,51	4,38	2,90
22 -Y Mass	-2.530,00	0,15	956436,12	1,23	3551,00	2,19	7,55	3,45
23 -Y 1stMd	2.530,00	0,17	956436,12	1,23	1924,00	1,45	7,34	5,06
24 -Y 1stMd	-2.530,00	0,17	956436,12	1,23	3143,00	2,34	16,15	6,90

Quadro AN4 3 Resultados edifício original reforçado com lintel de coroamento – Sistema múltiplos GL

Análise	Excentricidade (mm)	dt (mm)	dm (mm)	q	dm/dt
1 +X Mass	0	7,50	10,88	2,67	1,45
2 +X 1stMd	0	8,72	16,17	2,79	1,85
3 -X Mass	0	8,79	18,35	2,40	2,09
4 -X 1stMd	0	8,45	19,89	2,57	2,35
5 +Y Mass	0	8,79	5,91	2,96	0,67
6 +Y 1stMd	0	10,31	6,24	3,56	0,61
7 -Y Mass	0	8,76	8,28	2,95	0,95
8 -Y 1stMd	0	9,89	9,68	3,52	0,98
9 +X Mass	684	8,24	10,65	2,71	1,29
10 +X Mass	-684	7,21	13,73	2,69	1,90
11 +X 1stMd	684	8,90	12,04	2,82	1,35
12 +X 1stMd	-684	8,26	20,12	2,92	2,44
13 -X Mass	684	9,55	14,21	2,38	1,49
14 -X Mass	-684	7,80	19,25	2,49	2,47
15 -X 1stMd	684	9,77	21,15	2,58	2,16
16 -X 1stMd	-684	8,31	20,30	2,68	2,44
17 +Y Mass	2.530,00	9,05	5,22	3,65	0,58
18 +Y Mass	-2.530,00	8,67	10,91	2,35	1,26
19 +Y 1stMd	2.530,00	10,48	5,53	4,34	0,53
20 +Y 1stMd	-2.530,00	9,99	12,04	2,89	1,21
21 -Y Mass	2.530,00	9,02	5,31	3,34	0,59
22 -Y Mass	-2.530,00	8,18	11,14	2,27	1,36
23 -Y 1stMd	2.530,00	10,09	9,04	4,32	0,90
24 -Y 1stMd	-2.530,00	9,59	12,41	2,77	1,29

Quadro AN4 4 Resultados edifício reforçado com lintel de coroamento – Sistema 1GL

Análise	Excentricidade (mm)	T* (s)	m* (Kg)	Γ	F*y (KN)	d*y (mm)	d*m (mm)	μ^*
1 +X Mass	0	0,18	1228543,48	0,93	3736,00	2,38	11,64	4,89
2 +X 1stMd	0	0,20	1228543,48	0,93	3575,00	2,85	17,31	6,07
3 -X Mass	0	0,20	1228543,48	0,93	4155,00	3,41	19,64	5,76
4 -X 1stMd	0	0,19	1228543,48	0,93	3887,00	2,98	21,29	7,14
5 +Y Mass	0	0,16	936740,74	1,21	2570,00	1,79	4,87	2,72
6 +Y 1stMd	0	0,18	936740,74	1,21	2139,00	1,86	5,15	2,77
7 -Y Mass	0	0,16	936740,74	1,21	2578,00	1,78	6,83	3,84
8 -Y 1stMd	0	0,17	936740,74	1,21	2159,00	1,76	7,98	4,53
9 +X Mass	684	0,19	1228543,48	0,93	3676,00	2,69	11,40	4,24
10 +X Mass	-684	0,17	1228543,48	0,93	3713,00	2,22	14,69	6,62
11 +X 1stMd	684	0,20	1228543,48	0,93	3544,00	2,91	12,89	4,43
12 +X 1stMd	-684	0,19	1228543,48	0,93	3420,00	2,49	21,53	8,65
13 -X Mass	684	0,21	1228543,48	0,93	4189,00	3,89	15,21	3,91
14 -X Mass	-684	0,18	1228543,48	0,93	4009,00	2,75	20,60	7,49
15 -X 1stMd	684	0,22	1228543,48	0,93	3861,00	3,68	22,64	6,15
16 -X 1stMd	-684	0,19	1228543,48	0,93	3720,00	2,77	21,73	7,84
17 +Y Mass	2.530,00	0,16	936740,74	1,21	2087,00	1,46	4,30	2,95
18 +Y Mass	-2.530,00	0,16	936740,74	1,21	3236,00	2,33	8,99	3,86
19 +Y 1stMd	2.530,00	0,18	936740,74	1,21	1753,00	1,53	4,55	2,97
20 +Y 1stMd	-2.530,00	0,18	936740,74	1,21	2631,00	2,25	9,92	4,41
21 -Y Mass	2.530,00	0,16	936740,74	1,21	2277,00	1,61	4,38	2,72
22 -Y Mass	-2.530,00	0,16	936740,74	1,21	3351,00	2,23	9,18	4,12
23 -Y 1stMd	2.530,00	0,17	936740,74	1,21	1761,00	1,44	7,45	5,17
24 -Y 1stMd	-2.530,00	0,17	936740,74	1,21	2743,00	2,22	10,23	4,61

Quadro AN4 5 Resultados edifício original reforçado com tirantes – Sistema múltiplos GL

	Análise	Exc. (mm)	dt (mm)	dm (mm)	q	dm/dt
1	+X Mass	0	7,51	18,29	2,37	2,44
2	+X 1stMd	0	8,39	19,81	2,65	2,36
3	-X Mass	0	7,48	20,29	2,36	2,71
4	-X 1stMd	0	8,40	23,07	2,70	2,75
5	+Y Mass	0	9,54	11,67	1,78	1,22
6	+Y 1stMd	0	11,17	17,63	2,03	1,58
7	-Y Mass	0	8,41	9,90	2,41	1,18
8	-Y 1stMd	0	9,79	15,87	2,81	1,62
9	+X Mass	684	7,53	18,58	2,34	2,47
10	+X Mass	-684	7,53	18,39	2,38	2,44
11	+X 1stMd	684	8,38	20,05	2,63	2,39
12	+X 1stMd	-684	8,37	19,89	2,67	2,38
13	-X Mass	684	7,50	19,50	2,33	2,60
14	-X Mass	-684	7,47	20,45	2,39	2,74
15	-X 1stMd	684	8,43	23,21	2,68	2,75
16	-X 1stMd	-684	8,39	22,94	2,72	2,73
17	+Y Mass	2.530,00	9,90	10,01	2,12	1,01
18	+Y Mass	-2.530,00	8,35	6,85	1,96	0,82
19	+Y 1stMd	2.530,00	11,37	14,49	2,39	1,27
20	+Y 1stMd	-2.530,00	9,82	14,92	2,24	1,52
21	-Y Mass	2.530,00	8,81	9,46	2,74	1,07
22	-Y Mass	-2.530,00	8,22	12,63	2,05	1,54
23	-Y 1stMd	2.530,00	10,08	16,61	3,26	1,65
24	-Y 1stMd	-2.530,00	9,66	19,58	2,37	2,03

Quadro AN4 6 Resultados edifício reforçado com tirantes – Sistema 1GL

Análise	Excentricidade (mm)	T* (s)	m* (Kg)	Γ	F*y (KN)	d*y (mm)	d*m (mm)	μ^*
1 +X Mass	0	0,15	1167772,38	1,13	4007,00	2,07	16,19	7,82
2 +X 1stMd	0	0,17	1167772,38	1,13	3578,00	2,13	17,54	8,23
3 -X Mass	0	0,15	1167772,38	1,13	4011,00	2,06	17,97	8,72
4 -X 1stMd	0	0,17	1167772,38	1,13	3518,00	2,09	20,43	9,78
5 +Y Mass	0	0,18	990604,15	1,27	4516,00	3,57	9,22	2,58
6 +Y 1stMd	0	0,19	990604,15	1,27	3962,00	3,78	13,92	3,68
7 -Y Mass	0	0,15	990604,15	1,27	3344,00	2,02	7,82	3,87
8 -Y 1stMd	0	0,17	990604,15	1,27	2860,00	2,11	12,53	5,94
9 +X Mass	684	0,16	1167772,38	1,13	4048,00	2,10	16,45	7,83
10 +X Mass	-684	0,15	1167772,38	1,13	3984,00	2,06	16,28	7,90
11 +X 1stMd	684	0,17	1167772,38	1,13	3605,00	2,14	17,75	8,29
12 +X 1stMd	-684	0,17	1167772,38	1,13	3551,00	2,10	17,61	8,39
13 -X Mass	684	0,15	1167772,38	1,13	4068,00	2,10	17,26	8,22
14 -X Mass	-684	0,15	1167772,38	1,13	3961,00	2,02	18,10	8,96
15 -X 1stMd	684	0,17	1167772,38	1,13	3542,00	2,11	20,55	9,74
16 -X 1stMd	-684	0,17	1167772,38	1,13	3487,00	2,06	20,31	9,86
17 +Y Mass	2.530,00	0,18	990604,15	1,27	3800,00	3,03	7,91	2,61
18 +Y Mass	-2.530,00	0,16	990604,15	1,27	4098,00	2,61	5,41	2,07
19 +Y 1stMd	2.530,00	0,19	990604,15	1,27	3365,00	3,20	11,44	3,58
20 +Y 1stMd	-2.530,00	0,17	990604,15	1,27	3590,00	2,79	11,78	4,22
21 -Y Mass	2.530,00	0,16	990604,15	1,27	2938,00	1,84	7,47	4,06
22 -Y Mass	-2.530,00	0,16	990604,15	1,27	3933,00	2,42	9,98	4,12
23 -Y 1stMd	2.530,00	0,17	990604,15	1,27	2466,00	1,85	13,12	7,09
24 -Y 1stMd	-2.530,00	0,17	990604,15	1,27	3390,00	2,54	15,46	6,09

Quadro AN4 7 Resultados edifício original reforçado com pré-esforço – Sistema múltiplos GL

	Análise	Exc. (mm)	dt (mm)	dm (mm)	q	dm/dt
1	+X Mass	0	2,10	12,49	1,02	2,95
2	+X 1stMd	0	2,25	15,72	1,19	2,53
3	-X Mass	0	3,27	12,70	0,97	3,09
4	-X 1stMd	0	2,84	12,33	1,15	2,61
5	+Y Mass	0	2,78	2,69	2,28	0,98
6	+Y 1stMd	0	3,61	2,99	2,90	0,87
7	-Y Mass	0	2,89	4,93	2,54	1,18
8	-Y 1stMd	0	3,63	4,82	2,97	1,01
9	+X Mass	684	3,08	14,17	0,99	3,03
10	+X Mass	-684	1,36	11,31	1,08	2,77
11	+X 1stMd	684	3,27	17,36	1,13	2,67
12	+X 1stMd	-684	1,39	14,51	1,24	2,41
13	-X Mass	684	4,76	14,32	0,73	3,01
14	-X Mass	-684	2,07	11,28	1,02	2,93
15	-X 1stMd	684	4,11	15,19	1,05	2,87
16	-X 1stMd	-684	1,39	10,86	1,21	2,47
17	+Y Mass	2.530,00	3,06	2,59	2,84	0,88
18	+Y Mass	-2.530,00	2,54	5,80	1,78	1,69
19	+Y 1stMd	2.530,00	3,86	2,98	3,60	0,81
20	+Y 1stMd	-2.530,00	3,21	5,35	2,32	1,67
21	-Y Mass	2.530,00	3,15	4,60	3,19	0,94
22	-Y Mass	-2.530,00	2,54	2,96	1,76	1,10
23	-Y 1stMd	2.530,00	3,84	4,73	3,64	0,82
24	-Y 1stMd	-2.530,00	3,53	21,14	2,34	1,28

Quadro AN4 8 Resultados edifício original reforçado com pré-esforço – Sistema 1GL

Análise	Excentricidade (mm)	T* (s)	m* (Kg)	Γ	F*y (KN)	d*y (mm)	d*m (mm)	μ^*
1 +X Mass	0	0,18	1754210,29	0,30	13999,00	6,86	41,88	6,10
2 +X 1stMd	0	0,19	1754210,29	0,30	12005,00	6,03	52,69	8,74
3 -X Mass	0	0,23	1754210,29	0,30	14694,00	11,32	42,57	3,76
4 -X 1stMd	0	0,21	1754210,29	0,30	12391,00	8,09	41,35	5,11
5 +Y Mass	0	0,08	973363,64	1,17	2983,00	0,46	2,30	5,00
6 +Y 1stMd	0	0,09	973363,64	1,17	2485,00	0,47	2,55	5,43
7 -Y Mass	0	0,08	973363,64	1,17	2683,00	0,41	4,21	10,27
8 -Y 1stMd	0	0,09	973363,64	1,17	2423,00	0,46	4,12	8,96
9 +X Mass	684	0,22	1754210,29	0,30	14394,00	10,44	47,49	4,55
10 +X Mass	-684	0,15	1754210,29	0,30	13162,00	3,99	37,91	9,50
11 +X 1stMd	684	0,23	1754210,29	0,30	12664,00	9,63	58,20	6,04
12 +X 1stMd	-684	0,14	1754210,29	0,30	11446,00	3,23	48,63	15,06
13 -X Mass	684	0,31	1754210,29	0,30	15810,00	21,99	48,01	2,18
14 -X Mass	-684	0,18	1754210,29	0,30	13900,00	6,69	37,82	5,65
15 -X 1stMd	684	0,27	1754210,29	0,30	12724,00	13,17	50,92	3,87
16 -X 1stMd	-684	0,14	1754210,29	0,30	11750,00	3,38	36,40	10,77
17 +Y Mass	2.530,00	0,08	973363,64	1,17	2411,00	0,38	2,21	5,82
18 +Y Mass	-2.530,00	0,08	973363,64	1,17	3875,00	0,62	4,96	8,00
19 +Y 1stMd	2.530,00	0,09	973363,64	1,17	2010,00	0,39	2,55	6,54
20 +Y 1stMd	-2.530,00	0,08	973363,64	1,17	3060,00	0,55	4,57	8,31
21 -Y Mass	2.530,00	0,08	973363,64	1,17	2141,00	0,33	3,93	11,91
22 -Y Mass	-2.530,00	0,08	973363,64	1,17	3923,00	0,64	2,53	3,95
23 -Y 1stMd	2.530,00	0,09	973363,64	1,17	1981,00	0,38	4,04	10,63
24 -Y 1stMd	-2.530,00	0,09	973363,64	1,17	3131,00	0,63	18,08	28,70