



Mariline Pessoa Ruivo

Reforço de Construções Antigas de Alvenaria



Mariline Pessoa Ruivo

Reforço de Construções Antigas de Alvenaria

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Doutor Romeu da Silva Vicente, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

O júri

Prof. Doutor Carlos Daniel Borges Coelho

Professor auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

Professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa

Professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Romeu da Silva Vicente

Professor auxiliar da Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Apesar do processo solitário aquando da escrita de uma dissertação, existe sempre contributos de outras pessoas. Gostaria de agradecer a todas essas pessoas, que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

Em especial, ao Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa pela atenção dispensada e pelo exemplo conjunto de profissionalismo, inteligência e dinamismo, ao Prof. Doutor Romeu da Silva Vicente pela sua atenção e tempo disposto, e ao Eng. Hugo Rodrigues pelo incentivo, disponibilidade e inesgotável paciência.

Agradecer igualmente aos meus pais pelo sacrifício e amor incondicional. Ao Diogo Dias pela dedicação, preocupação e ternura. Ao Fábio Mateus por ter disposto do seu tempo de férias e disponibilizado algumas fotos essenciais a este trabalho. E à Ângela Bernardo pela amiga presente em todos os momentos.

Quer agradecer de igual forma a todos os restantes que contribuíram e se preocuparam de alguma forma com este projeto e comigo.

Palavras-chave

Atividade sísmica; Ilha do Pico; Igreja de Santa Maria Madalena; Modelação numérica; Reforço sísmico

Resumo

A presente dissertação pretende efetuar uma análise numérica em situação de risco sísmico da igreja de Santa Maria Madalena (situada na ilha do Pico, Arquipélago dos Açores), caracterizando pontos de fragilidade e comparando estes com os danos provocados pelo sismo de 9 de Julho de 1998, através da análise tensorial dos principais elementos estruturais da igreja (fachada principal; paredes exteriores da nave central; arcos longitudinais e torres sineiras). Esta análise é realizada através do estudo de quatro modelos numéricos da igreja de Santa Maria Madalena. Estes modelos pretendem distinguir diferentes situações de reforço sísmico através da ligação da cobertura da igreja às paredes estruturais e do aumento da rigidez e capacidade de resistência das tensões de tração na alvenaria de pedra das paredes da igreja.

Como forma de complemento ao estudo tensorial realiza-se uma análise a nível dos deslocamentos nodais dos elementos descritos interligando-a com a aceleração sísmica envolvente nos elementos da igreja em causa.

Keywords

Seismic activity; Pico island; Magdalene church; Numerical modeling; Seismic reinforcement;

Abstract

The dissertation makes a numerical analysis on seismic risk of the church of St. Mary Magdalene (located on the island of Pico, Azores), featuring weak points and comparing these with the damage caused by the earthquake of July 9, 1998, through a tensor analysis of the major structural elements of the church (the main facade, the exterior walls of the central nave, longitudinal arches and bell towers). This tensor analysis is carried out through the study of four numerical models of the church of St. Mary Magdalene. These models intend to distinguish different situations seismic reinforcement: link to the cover of the church walls, increasing rigidity and resilience of tensile stresses in masonry stone walls of the church.

In order to complement the tensor analysis performs an analysis of the nodal displacements at the elements already described and a brief description of these is seismic acceleration on the structure encircling the church concerned.

“Escolhe um trabalho que ames e não terás que trabalhar um único dia na vida.”

(Confúcio, filósofo chinês)

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS..... *i*

ÍNDICE DE TABELAS..... *viii*

Capítulo 1. Introdução

1.1.	Preâmbulo	1
1.2.	Objetivos	3
1.3.	Organização da dissertação	4

Capítulo 2. Sismo de 9/Julho/1998

2.1.	Enquadramento	5
2.2.	Igrejas do Pico afetadas pelo sismo de 9 de Julho de 1998	9
2.2.1.	Caracterização.....	9
2.2.2.	Danos observados	13
2.2.3.	Reforço estrutural.....	18
2.2.3.1.	Aspetos associados à efetividade e ligações de conexão.....	19
2.2.3.1.1.	Materiais.....	20
2.2.3.1.2.	Técnicas aplicadas na generalidade das igrejas e soluções adotadas	21
2.2.4.	Soluções de reabilitação e reforço sísmico mundiais	22
2.2.4.1.	Torre do sino da Serra de S. Quirico, Ancona - Itália	25
2.2.4.2.	Igreja de San Giovanni Battista, Apagni - Itália.....	27
2.2.4.3.	Basílica de São Bernardo, L´Aquila - Itália	30

Capítulo 3. Igreja da Madalena

3.1.	Caracterização.....	33
3.2.	Danos observados	36
3.3.	Reforço estrutural adotado.....	39
3.3.1.	Melhoria dos Materiais	40
3.3.2.	Reforço dos elementos estruturais	40
3.3.2.1.	Fundações.....	41
3.3.2.2.	Alvenarias	44
3.3.2.3.	Cobertura.....	46
3.3.2.4.	Torres sineiras	49
3.3.3.	Reforço não estrutural e travamento de arcos.....	51

Capítulo 4. Modelos numéricos

4.1.	Importância da análise numérica dinâmica.....	55
4.2.	Análise modal espectral.....	56
4.3.	Combinações de ação sísmica	59
4.4.	Considerações e caracterização dos modelos numéricos	60
4.5.	Calibração dos modelos numéricos	64

Capítulo 5. Análise sísmica e resultados

5.1.	Definição dos elementos de estudo.....	69
5.2.	Frequências e modos de vibração associados	70
5.2.1.	Arcos Longitudinais	72
5.2.2.	Paredes Estruturais Exteriores	73
5.2.3.	Torres Sineiras	74

5.2.4.	Frontispício	74
5.3.	Análise das tensões principais de tração e estudo dos deslocamentos.....	75
5.3.1.	Arcos longitudinais	76
5.3.2.	Paredes Estruturais Exteriores	78
5.3.3.	Torres sineiras	81
5.3.4.	Fachada Principal.....	84
5.4.	Padrões de fissuração	86

Capítulo 6. Conclusões

6.1.	Conclusões da análise sísmica do caso de estudo	87
6.2.	Comentários Finais	92
6.3.	Perspetivas de trabalho futuro.....	93

Referências Bibliográficas

Anexos

Anexo A – Mecanismos de Colapso

Anexo B – Cálculo de ações

Anexo C – Folha Excel de análise espectral

Anexo D – Análise dos primeiros modos de vibração globais dos modelos

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1. Introdução

Figura 1. Zonamento sísmico do arquipélago dos Açores ação sísmica tipo II (CEN, 2010).	2
---	---

Capítulo 2. Sismo de 9/Julho/1998

Figura 2. Mapa de sismicidade mundial dos anos de 1900 a 2007 (USGS, 2013).	6
Figura 3. Localização contextualizada do Arquipélago dos Açores (A. G. Dias, Guimarães, & Rocha, 2004).	7
Figura 4. Carta de isossistas do sismo (Blacksmoker, 2010).	8
Figura 5. Localização das igrejas da Ilha do Pico (Naia, 2008).	9
Figura 6. Alçados frontais das igrejas da Ilha do Pico (Guedes, 2008).	10
Figura 7. Alçados frontais das igrejas da ilha do Pico (Naia, 2008).	10
Figura 8. Esquemas ilustrativos das coberturas presentes no grupo central dos Açores (Neves et al., 2012).	13
Figura 9. Mecanismos de derrube de elementos de fachadas (Azevedo & Guerreiro, 2008).	14
Figura 10. Mecanismos envolvendo o movimento longitudinal ou transversal dos arcos e abóbadas das igrejas (Azevedo & Guerreiro, 2008).	15
Figura 11. Mecanismos com movimento das paredes exteriores fora do seu plano (Azevedo & Guerreiro, 2008).	16

Figura 12. Mecanismos de movimento das torres sineiras (Azevedo & Guerreiro, 2008).	17
Figura 13. Mecanismos de queda de pináculos (Azevedo & Guerreiro, 2008) ...	18
Figura 14. Apoio das asnas as paredes laterais (Arêde, Costa, Moreira, & Neves, 2008).	21
Figura 15. Aplicação de reboco armado para reforço das paredes na igreja das Bandeiras (Arêde, Costa, Moreira, & Neves, 2008).	22
Figura 16. Exemplos de técnicas de reforço sísmico.	24
Figura 17. Torre da Serra de S. Quirico.	25
Figura 18. Representação do sistema de reforço da Torre do Sino de S. Quirico (Cosenza et al., 2003).	26
Figura 19. Instalação dos compósitos FRP na base de ancoragem (Cosenza et al., 2003).	27
Figura 20. Igreja de San Giovanni Battista em Apagni após a intervenção do reforço sísmico (Indirli et al., 2004).	27
Figura 21. Síntese dos danos exteriores e interiores provocados na igreja de San Giovanni Battista pelo sismo de 1997, com aplicação das estruturas de emergência para garantir a estabilidade, compostas por andaimes de construção (Indirli et al., 2004).	28
Figura 22. Localização dos dispositivos HDRB (Indirli et al., 2004).	29
Figura 23. Planta com a localização dos isoladores sísmicos (Indirli et al., 2004). ..	29
Figura 24. Maiores danos exteriores provocados pelo sismo de L'Aquila (ICIET Engineering srl, 2010).	30
Figura 25. Aplicação " <i>cerottature</i> " através de sistema robótico (ICIET Engineering srl, 2010).	31

Figura 26. Aplicação de bandas de fibras de carbono (ICIET Engineering srl, 2010).	31
Figura 27. Restauração e fortalecimento da lanterna de madeira sobre o topo da cúpula com chumbo <i>relining</i> (ICIET Engineering srl, 2010).....	32
Figura 28. Reparação de danos (ICIET Engineering srl, 2010).	32

Capítulo 3. Igreja da Madalena

Figura 29. Igreja de Santa Maria Madalena, Pico (Wikipédia, 2012).....	33
Figura 30. Planta e alçados da igreja Santa Maria Madalena.	34
Figura 31. Planta da igreja Santa Maria da Madalena com algumas medidas (Arêde et al., 2008).....	34
Figura 32. Corte longitudinal da igreja Santa Maria da Madalena (Arêde et al., 2008).	34
Figura 33. Interior da igreja da Madalena.	35
Figura 34. Apoios intermédios da estrutura da cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).....	36
Figura 35. Localização dos reforços das fundações (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	41
Figura 36. Vista geral das fundações da nave central da igreja da Madalena (Arêde et al., 2008).....	42
Figura 37. Pormenor P1 de detalhe do reforço das fundações das paredes exteriores através de uma fundação contínua (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	43
Figura 38. Pormenor P2 de ligação dos pilares interiores por uma fundação contínua (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	43

Figura 39. Pormenor P3 de reforço da fundação das torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	43
Figura 40. Localização dos reforços nas paredes de alvenarias de pedra (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	44
Figura 41. Pormenor P4 com existência de 3 panos de parede (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	45
Figura 42. Pormenor P4 em cunhais (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	45
Figura 43. Pormenor P4 de reforço de parede de alvenaria de pedra generalizada (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	45
Figura 44. Pormenor P5 de reforço das paredes de alvenaria das torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	46
Figura 45. Localização dos reforços aplicados na cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	46
Figura 46. Pormenor P8 de ligação das empenas paralelas às vigas da cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	47
Figura 47. Visualização contextualizada do pormenor P8 de reforço (Moreira, 2008).	47
Figura 48. Pormenor P6 de reforço no topo das paredes exteriores perpendiculares aos barrotes (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	48
Figura 49. Pormenor da ligação da chapa de aço inox à viga de betão (12 furos com 9 pregos) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	48
Figura 50. Pormenor P7 de reforço no topo das paredes exteriores paralelas aos barrotes (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	48
Figura 51. Disposição da viga de betão (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	48

Figura 52. Localização dos reforços aplicados nas torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	49
Figura 53. Pormenor P9 de reforço do piso das torres (corte vertical) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	50
Figura 54. Pormenor P9 de reforço dos pisos das torres sineiras (corte transversal) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a)	50
Figura 55. Pormenor P11 de ligação da estrutura vertical de reforço das torres (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	50
Figura 56. Pormenor P14 de reforço dos pináculos das torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	51
Figura 57. Localização do reforço do frontispício (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	52
Figura 58. Pormenor P12 do reforço das peças decorativas das torres (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	52
Figura 59. Pormenor de reforço P13 do frontispício (corte vertical) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	53
Figura 60. Pormenor P13 de reforço do frontispício (alçado frontal) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	53
Figura 61. Pormenor de reforço sísmico para travamento dos arcos (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	54

Capítulo 4. Modelos numéricos

Figura 62. Espectro de resposta afeto da componente horizontal da ação sísmica na modelação numérica da igreja da Madalena (Anexo C).....	59
Figura 63. Modelos numéricos da igreja da Madalena em SAP2000.	62

Figura 64. Modelo CASTEM sem telhado (Moreira, 2008).....	65
Figura 65. Modelo CASTEM com telhado (Moreira, 2008).	65
Figura 66. Parede lateral norte no Modelo M1 (altura=9,30m; largura de influência=1m; espessura=0,80m; densidade específica=18 KN/m ³).	68
Figura 67. Distribuição de tensões gravíticas da parede lateral norte no Modelo M1.	68

Capítulo 5. Análise sísmica e resultados

Figura 68. Localização dos pontos de análise dos deslocamentos da estrutura... 70	
Figura 69. Gráfico da evolução das frequências dos modelos numéricos em estudo.	72
Figura 70. Relação entre as primeiras frequências de vibração dos arcos longitudinais em cada um dos modelos numéricos, com respetiva aceleração sísmica.....	73
Figura 71. Relação entre as primeiras frequências de vibração das paredes exteriores em cada um dos modelos numéricos, com respetiva aceleração sísmica.....	73
Figura 72. Relação entre as primeiras frequências de vibração das torres sineiras em cada um dos modelos numéricos, com respetiva aceleração sísmica.....	74
Figura 73. Relação entre as primeiras frequências de vibração do frontispício em cada um dos modelos numéricos, com respetiva aceleração sísmica.	75
Figura 74. Distribuição das tensões principais máximas de tração (σ_1) do arco longitudinal (lado norte) para a combinação dos modos das ações sísmicas.	76
Figura 75. Deslocamentos nodais dos arcos longitudinais segundo a direção yy. 78	
Figura 76. Distribuição de tensões máximas principais de tração (σ_1) da parede exterior norte para a combinação dos modos das ações sísmicas.	79

Figura 77. Distribuição de tensões máximas principais de tração (σ_1) na parede exterior sul para a combinação dos modos das ações sísmicas.	80
Figura 78. Deslocamentos nodais da parede norte segundo a direção yy.	81
Figura 79. Deslocamentos nodais da parede sul segundo a direção yy.	81
Figura 80. Distribuição das tensões principais máximas de tração (σ_1) nas paredes interiores das torres sineiras para a combinação dos modos das ações sísmicas. ..	82
Figura 81. Deslocamentos nodais da ligação entre a torre sineira norte e a parede norte (fora do plano).	83
Figura 82. Deslocamentos nodais da ligação entre a torre sineira norte e a fachada principal (fora do plano).	83
Figura 83. Distribuição de tensões principais máximas de tração (σ_1) da fachada principal para a combinação dos modos das ações sísmicas.	84
Figura 84. Deslocamentos nodais do frontispício.	85
Figura 85. Alçado frontal com padrão de fissuração da fachada principal e sacristias em anexo.	86
Figura 86. Alçado norte com padrão de fissuração.	86
Figura 87. Alçado sul com padrão de fissuração.	86

INDICE DE TABELAS

Capítulo 2. Sismo de 9/Julho/1998

Tabela 1. Síntese de materiais utilizados em técnicas de reforço sísmico a nível generalizado (A. Costa, Arêde, & Costa, 2008).....	20
---	----

Capítulo 3. Igreja da Madalena

Tabela 2. Síntese dos danos provocados por movimento da fachada da igreja (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).....	36
--	----

Tabela 3. Síntese dos danos provocados por movimento dos arcos transversais da igreja (A. Costa & Vasconcelos, 1999b); (Azevedo & Guerreiro, 2008).....	37
---	----

Tabela 4. Síntese dos danos provocados por movimento das paredes exteriores da igreja (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).....	38
--	----

Tabela 5. Síntese dos danos provocados por movimento das torres da igreja (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).....	39
--	----

Tabela 6. Levantamento do reforço sísmico das fundações (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	43
--	----

Tabela 7. Propriedades mecânicas da rede de inox (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).	45
---	----

Tabela 8. Levantamento do reforço sísmico das paredes (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	45
--	----

Tabela 9. Levantamento do reforço sísmico da cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	47
---	----

Tabela 10. Levantamento do reforço sísmico das torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	50
---	----

Tabela 11. Levantamento do reforço sísmico de elementos não estruturais (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	52
--	----

Tabela 12. Levantamento do reforço sísmico aplicado para travamento dos arcos (A. Costa & Vasconcelos, 1999a)	54
---	----

Capítulo 4. Modelos numéricos

Tabela 13. Classe de importância das estruturas (CEN, 2010).	58
--	----

Tabela 14. Tipos de terrenos em consideração (CEN, 2010).	58
---	----

Tabela 15. Valor básico de coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura (CEN, 2010).....	58
--	----

Tabela 16. Síntese dos parâmetros utilizados para obtenção do espectro de resposta da igreja da Madalena.....	59
---	----

Tabela 17. Descrição do funcionamento estrutural dos modelos numéricos em estudo.	61
--	----

Tabela 18. Síntese das propriedades dos materiais adotados no modelo numérico (Moreira, 2008).....	62
--	----

Tabela 19. Geometria das paredes de alvenaria modeladas (A. Costa & Vasconcelos, 1999a); (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).....	63
---	----

Tabela 20. Geometria dos elementos da modelação numérica em madeira (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).....	63
--	----

Tabela 21. Comparação de frequências de vibração entre o modelo CASTEM sem telhado e modelo M1 (Moreira, 2008).	66
---	----

Tabela 22. Comparação de frequências de vibração entre o modelo CASTEM com telhado e modelo M3 (Moreira, 2008).....	67
---	----

Capítulo 1.
Introdução



Capítulo 1. Introdução

1.1. Preâmbulo

A situação atual do país revela um interesse crescente nas ações de conservação e reabilitação do património. Portugal, país com história, tem no seu património inúmeros edifícios em alvenaria cujo tempo colocou à prova. Preservar a lembrança deste passado é um bem maior para a cultura e reconhecimento para as gerações futuras. Tome-se o exemplo de Itália, onde estes marcos do passado são a maior fonte económica do país Portugal tem um igual potencial que deve ser aproveitado para enriquecimento não só cultural, mas também económico. Nesta ação de conservação e reabilitação do património deve-se ter em conta dois objetivos essenciais: intervir da forma menos intrusiva e agressiva possível, para manter o elemento base do património, e garantir a primazia pela segurança das pessoas (Tassios, 2010).

Portugal está localizado na fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana que se desenvolvem desde o arquipélago dos Açores até ao estreito de Gibraltar. A atividade sísmica a que o arquipélago está sujeito é em muito devida aos fenómenos de fratura ocorridos entre estas placas, sendo que os sismos de magnitude elevada a grande profundidade são provocados por movimentos interplacas (entre a placa africana e euro-asiática), e os sismos de baixa a moderada intensidade são provocados por movimentos de intraplaca (no interior da placa euro-asiática) (Vicente, 2008).

Embora a maioria dos sismos ocorridos não sejam sentidos pela população, estes são frequentes, em particular nos Açores, arquipélago caracterizado por eventos com um número de sismos de magnitude elevada decorrentes da atividade tectónica e vulcânica da crista Atlântica - estes sismos quando ocorrem são chamados de sismos próximos dada a proximidade da fronteira entre as placas tectónicas Euro-Asiática e Africana. São exemplos os sismos de Novembro de 1973 nas ilhas do Pico e Faial; Janeiro de 1980 nas ilhas da Terceira, São Jorge e Graciosa, e mais recentemente o sismo de 9 de Julho de 1998 nas ilhas do Pico, Faial e São Jorge, sendo este último o alvo de estudo da presente dissertação (Vicente, 2008).



Segundo o atual zonamento sísmico e o Anexo Nacional do EC8, o arquipélago dos Açores está presente numa zona de risco sísmico tipo II (elevado), (Figura 1).

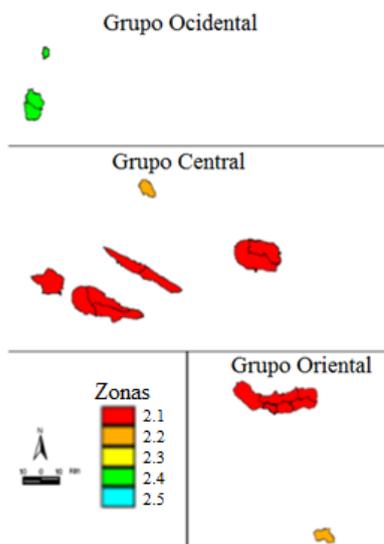


Figura 1. Zonamento sísmico do arquipélago dos Açores ação sísmica tipo II (CEN, 2010).

No início da criação do arquipélago dos Açores, construía-se edifícios em alvenaria, especialmente os robustos, com características construtivas especiais, sem se pensar na sua resposta sísmica (João C. Nunes, Forjaz, & Oliveira, 2004). Hoje, são estes os edifícios que se tornam elementos vulneráveis quando sujeitos a ações sísmicas.

A análise dinâmica destas estruturas é o tema a focar, com ênfase sobre a prevenção de danos, acidentes e até mesmo mortes. A utilização de meios automáticos, com as decorrentes atualizações da tecnologia, é uma forma avançada de dimensionar e verificar soluções preventivas ou corretivas em relação à ação sísmica, e que possibilita a compreensão do comportamento sísmico de uma dada estrutura, permitindo avaliar a sua resistência e fragilidade, tanto para ações estáticas como dinâmicas, e para além disso, permite avaliar a eficiência das soluções na reparação e avaliar o reforço a ser aplicado.

Quando se refere edifícios históricos, os edifícios de foro religioso são a primeira tipologia de estrutura em mente, e segundo a história, a nível mundial, são estes os que têm registo de inúmeras vítimas ao longo dos tempos, já que a estrutura é possivelmente a mais vulnerável das estruturas dos edifícios do património histórico mundial (Lagomarsino, 2009). Daí que a presente dissertação foque as igrejas como património histórico,



nomeadamente a igreja de Santa Maria Madalena, na ilha do Pico, Açores, alvo de modelação e análise sísmica na presente dissertação.

1.2. Objetivos

Os sismos são fenómenos naturais que cada vez mais estão presentes no quotidiano das pessoas, residindo estas, ou não, em zonas de risco. São fenómenos responsáveis por perdas de carácter social, económico. Dada à desvalorização do potencial destes fenómenos, muitos abalos têm efeitos mais sentidos do que o suposto. Por isso que desde cedo deve-se partir de uma boa prevenção, sendo a área da proteção civil de enorme importância (Miguel, 2008).

A dissertação “Reforço de construções antigas de alvenaria” pretende contribuir na ação preventiva de combate aos sismos, tendo em conta o caso particular do sismo de 9 de Julho de 1998 incidente no Grupo Central dos Açores, onde se estudará especificamente o comportamento da igreja de Santa Maria Madalena na ilha do Pico.

O principal objetivo da dissertação consiste na análise comparativa de modelos da igreja da Santa Maria Madalena com e sem a aplicação de reforço sísmico, durante a ação continuada de um abalo sísmico, observando diferentes mecanismos de colapso e destacando padrões de fendilhação, a fim de avaliar a capacidade de resposta desta estrutura à ação sísmica. Esta comparação será realizada através do auxílio do programa de cálculo automático SAP2000, onde se estudará quatro modelos numéricos da igreja devidamente calibrados: um modelo (M1) que traduz uma situação da igreja sem ligação da cobertura às paredes estruturais e sem reforço na alvenaria estrutural, simulando a resposta da igreja desprotegida face a ações sísmicas; outro modelo (M2) correspondente a uma situação de reforço apenas na alvenaria de pedra; num outro modelo (M3) a cobertura é ligada às paredes estruturais; e por fim um modelo (M4) que corresponde à situação mais reforçada que inclui a ligação da cobertura às paredes estruturais e o reforço da alvenaria. No final do estudo obtêm-se uma avaliação do reforço usado com identificação de padrões do comportamento global da estrutura da igreja em estudo.



1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação está disposta em seis capítulos, sendo que a divisão dos capítulos é efetuada segundo os temas em estudo. Cada capítulo está relacionado entre si, começando por generalizar o trabalho e terminando no seu aprofundamento através da análise de um caso de estudo.

No capítulo 1 descreve-se as motivações para o desenvolvimento do trabalho, os objetivos e estrutura da dissertação. No capítulo 2, sintetiza-se não só a problemática da reabilitação relacionada com a existência e prevenção de eventos sísmicos como, a informação existente sobre o impacto que o sismo de 9 de Julho de 1998 teve no arquipélago dos Açores e suas igrejas. Faz-se ainda referência ao panorama da sismica mundial em termos de técnicas de reabilitação em edifícios antigos de alvenaria, tais como igrejas. Toma-se a título de exemplo situações de reforço sísmico utilizadas em recentes sismos como o de Umbria-Marche em 1997 e o de Áquila em 2009. O capítulo 3 foca-se na igreja de Santa Maria Madalena na ilha do Pico, caracterizando-a, detalhando os danos provocados pelo abalo sísmico de 9 de Julho de 1998, e descrevendo os reforços aplicados para sua reabilitação e prevenção face a novos eventos sísmicos. O capítulo 4 faz uma breve descrição dos elementos de estudo essenciais à análise da resposta sísmica de uma estrutura, enumera as considerações tomadas para a execução dos modelos numéricos em causa, bem como sua respetiva calibração e validação. O capítulo 5 entra na análise do caso de estudo a realizar através da modelação numérica da igreja da Santa Maria Madalena, sendo que os modelos numéricos desenvolvidos pretendem verificar o comportamento global desta igreja, avaliando e comparando a efetividade de soluções de reforço aplicadas com o modelo simplificado. Ainda neste capítulo procede-se à análise dos resultados obtidos das modelações numéricas, através do estudo das tensões principais atuantes, deslocamentos e aceleração sísmica, elemento a elemento. Finalmente, no capítulo 6 resumem-se as principais conclusões do trabalho, comparando a eficácia dos modelos em estudo e fornecendo ainda algumas perspetivas de trabalho futuro.

Capítulo 2.

Sismo de 9/Julho/1998



Capítulo 2. Sismo de 9/Julho/1998

2.1. Enquadramento

O planeta Terra é alvo de constantes mudanças, tanto por parte do Homem, que se obriga constantemente a adaptar, como do próprio planeta que se movimentar por causa de tensões internas a fim de manter o equilíbrio termodinâmico dos seus constituintes (Ferrinha, 2011). Uma forma visível desta movimentação é revelada pelo deslocamento das placas tectónicas por ação das forças do núcleo da Terra. Este deslocamento origina fricções e choques que desencadeiam movimentos vibratórios do solo que se propagam até à superfície, libertando drasticamente uma quantidade de energia numa determinada zona da litosfera - este fenómeno é chamado de sismo ou terramoto (Wikipédia, 2013b). O abalo provocado por esta libertação de energia acarreta consigo grandes consequências a nível socioeconómico: pessoas perdem a vida, outras ficam feridas e/ou desalojadas, o património social é destruído, tais como as infraestruturas de comunicação, transportes, abastecimento de energia, água, para além do prejuízo causado pelo tempo necessário à sua recuperação (Luís & Ferreira, 2008); (Oliveira, 2005). Todas estas consequências alertam para a necessidade de um olhar aprofundado sobre a engenharia sísmica a fim de proteger as pessoas, bens materiais da sociedade e todo o património histórico e arquitetónico que ao longo dos anos tem vindo a ser destruído.

Os sismos estão presentes em toda a superfície terrestre, facto provado pelos diversos registos de abalos ao longo dos milhares de anos. Segundo a agência norte americana *US Geological Survey (USGS)*, onde estão documentados todos os fenómenos e catástrofes naturais de todo o mundo, é registado pelo menos 1 abalo sísmico a cada hora. O sismo de maior intensidade foi registado no Chile em 1960, e atingiu 9.5 graus na escala de Richter (Lima, 2009). Considerando apenas os dez terramotos de maior intensidade a partir do século XVI contam-se mais de 2,3 milhões de mortes, sendo o mais devastador, o sismo de Shensi na China em 1556, que, com uma intensidade de 8 graus na escala Richter, matou 830 mil pessoas (USGS, 2012).

A maior parte dos sismos de grande intensidade ocorrem nas fronteiras entre placas tectónicas ou em falhas entre dois blocos rochosos. O comprimento de uma falha pode



variarem de alguns centímetros até milhares de quilómetros, como é o caso da falha de São André na Califórnia, Estados Unidos (Lima, 2009).

Quando os sismos ocorrem entre placas tectónicas, a distribuição geográfica dos sismos mostra que o abalo sísmico ocorre sobretudo nas zonas situadas no rebordo das placas tectónicas (zonas de intensa atividade sísmica) tanto nos limites divergentes como nos convergentes, sendo a China sem dúvida um dos países mais atingidos por estes fenómenos naturais principalmente por se situar sobre uma zona sísmica intensa, como é possível se observar na Figura 2.

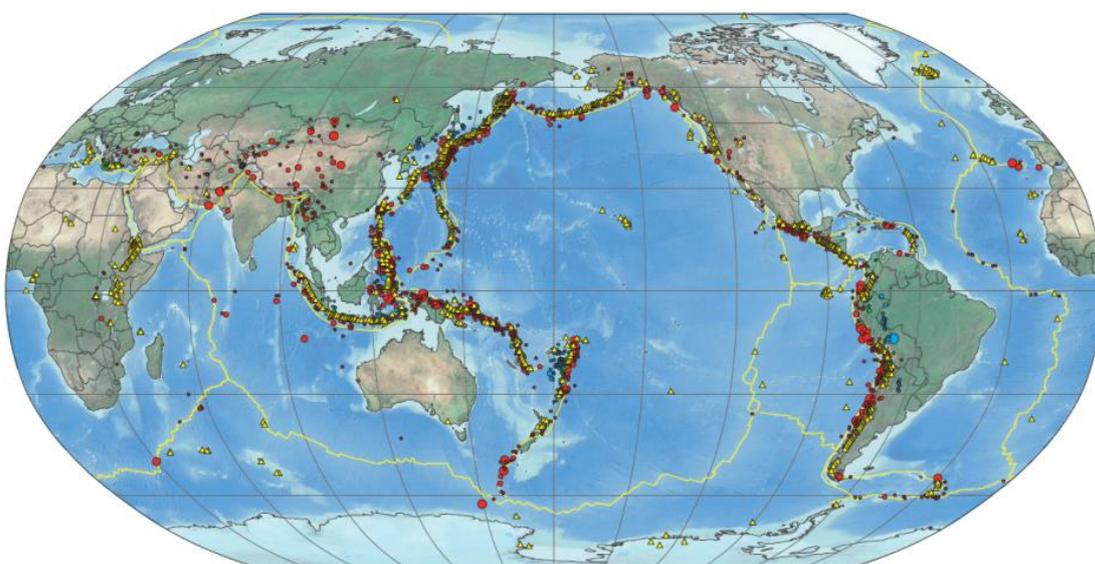
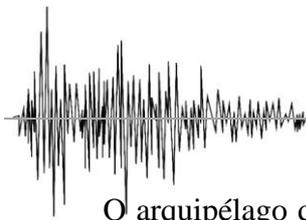


Figura 2. Mapa de sismicidade mundial dos anos de 1900 a 2007 (USGS, 2013).

Portugal é um país igualmente afetado por constantes sismos, embora estes sejam de menor intensidade. Por se situar no limiar da placa tectónica Euro-Asiática não é de estranhar a ocorrência de alguns sismos, alguns até perceptíveis pelo ser humano. Ao longo da sua história, dois sismos foram marcantes para Portugal: o sismo de 1755 com epicentro em Lisboa e magnitude de 9.0 graus na escala de Richter [onde cerca de 90000 pessoas morreram e 85% das construções ruíram por completo, incluindo edifícios monumentais com grande importância para o património (Araújo, 2012)]; e o sismo de 1522, com magnitude X, segundo a escala de Mercalli Modificada. Embora bastante distante no tempo, este último é lembrado por ter morto cerca de 4000 pessoas nas ilhas de Vila Franca e São Miguel – Açores (João Carlos Nunes, 2008).



O arquipélago dos Açores é por si só a zona mais sísmica de Portugal, isto porque se encontra numa região de intensa atividade tectónica justificada pela junção tripla das Placas Euroasiática, Norte Americana e Africana (Figura 3) e também pela intensa atividade vulcânica, donde já se registaram 26 erupções vulcânicas, 12 das quais nas ilhas do Grupo Central. Só de Janeiro de 1980 a Dezembro de 1998, em todo o arquipélago registaram-se 26000 abalos de diferentes magnitudes (João C. Nunes, Forjaz, & Oliveira, 2004). Para além disto, a ação sísmica dos Açores é predominantemente do tipo II, ou seja, corresponde a sismos próximos cuja frequência predominante está compreendida numa gama de frequências de excitação entre os 1,5 a 3,5 Hz, com pequena duração e com uma grande componente vertical, que muitas vezes chega a atingir a mesma ordem de grandeza da componente horizontal e que tem grande influência sobre a resposta sísmica de muitos dos edifícios e estruturas existentes.



Figura 3. Localização contextualizada do Arquipélago dos Açores (A. G. Dias, Guimarães, & Rocha, 2004).

Recentemente, o sismo de 9 de Julho de 1998, com epicentro a 15 Km da Ponta da Ribeirinha, e magnitude de 5,8 graus na escala de Richter, afetou tragicamente todo o Grupo Central dos Açores (Figura 4) (Rodrigues, 2008). Este sismo matou 8 pessoas, deixou 130 feridos, destruiu cerca de 2000 edifícios e desalojou 1700 pessoas. Embora tenha atuado apenas durante cerca de 19 segundos, todo o conjunto de réplicas sentidas após o terramoto inicial (num total de 1700 réplicas, das quais 150 sentidas pela



população) contribuiu para a massiva destruição de várias construções nas ilhas afetadas (Jornal Correio dos Açores, 1998).



Figura 4. Carta de isossistas do sismo (Blacksmoker, 2010).

Apesar da ilha do Faial ter sido a mais afetada por este trágico sismo, é na ilha do Pico que a dissertação em causa se concentra.

Devido ao sismo de 9 de Julho de 1998, 20% da ilha do Pico foi afetada, não só em termos de habitações, como de infraestruturas. São exemplos as estradas, pontes, aquedutos, muros de suporte e delimitação de propriedades, igrejas, cemitérios, escolas, instituições culturais, desportivas, etc. Só no concelho de Madalena o sismo deixou 50 famílias desalojadas e várias infraestruturas públicas destruídas (Nascimento, 2008).

Em termos de edificações históricas, e focando aqui as 18 igrejas existentes na ilha do Pico (Figura 5), sendo que nem todas foram afetadas e destruídas pelo terramoto de 1998, no entanto, muitas destas igrejas tiveram de ser submetidas a restauro e reforço sísmico. Para que estas medidas de reabilitação pudessem ser aplicadas foi necessário proceder a um estudo característico do comportamento estrutural e material, onde se excluiu o estudo das igrejas de betão armado pois estas já haviam sido submetidas a alterações devido a sismos anteriores.



2.2. Igrejas do Pico afetadas pelo sismo de 9 de Julho de 1998

2.2.1. Caracterização

É possível definir algumas características em comum das edificações das igrejas, já que anteriormente diferentes peritos procederam à análise destas questões.

Assim afirma-se que as igrejas da ilha do Pico possuem tipicamente um corpo principal composto por uma nave central e duas laterais de menores dimensões, sendo que o altar ocupa lugar de destaque no final do prolongamento da nave central. O corpo principal é embelezado por arcos orientados segundo as direções longitudinais e transversais, de forma a garantir também estabilidade; as coberturas, como típicas de edifícios antigos, são feitas em madeira apresentando esporadicamente revestimentos em estuque e, as fachadas têm todas elas, um frontispício de dimensões consideráveis no seu topo (Azevedo & Guerreiro, 2008).

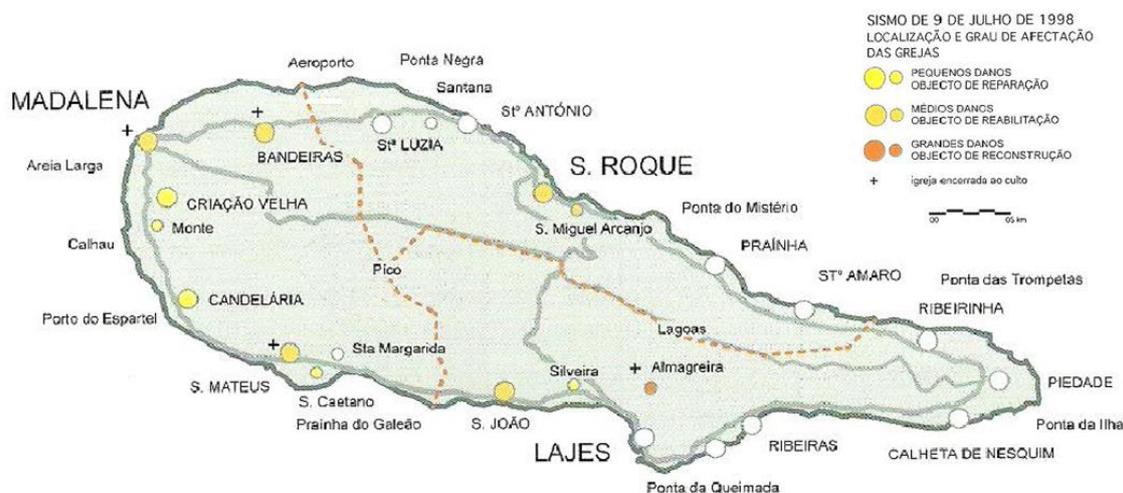


Figura 5. Localização das igrejas da Ilha do Pico (Naia, 2008).

Nas Figuras 6 e 7 encontram-se os alçados frontais das igrejas danificadas da ilha do Pico, onde é claramente visível algumas das características descritas no parágrafo anterior do texto.

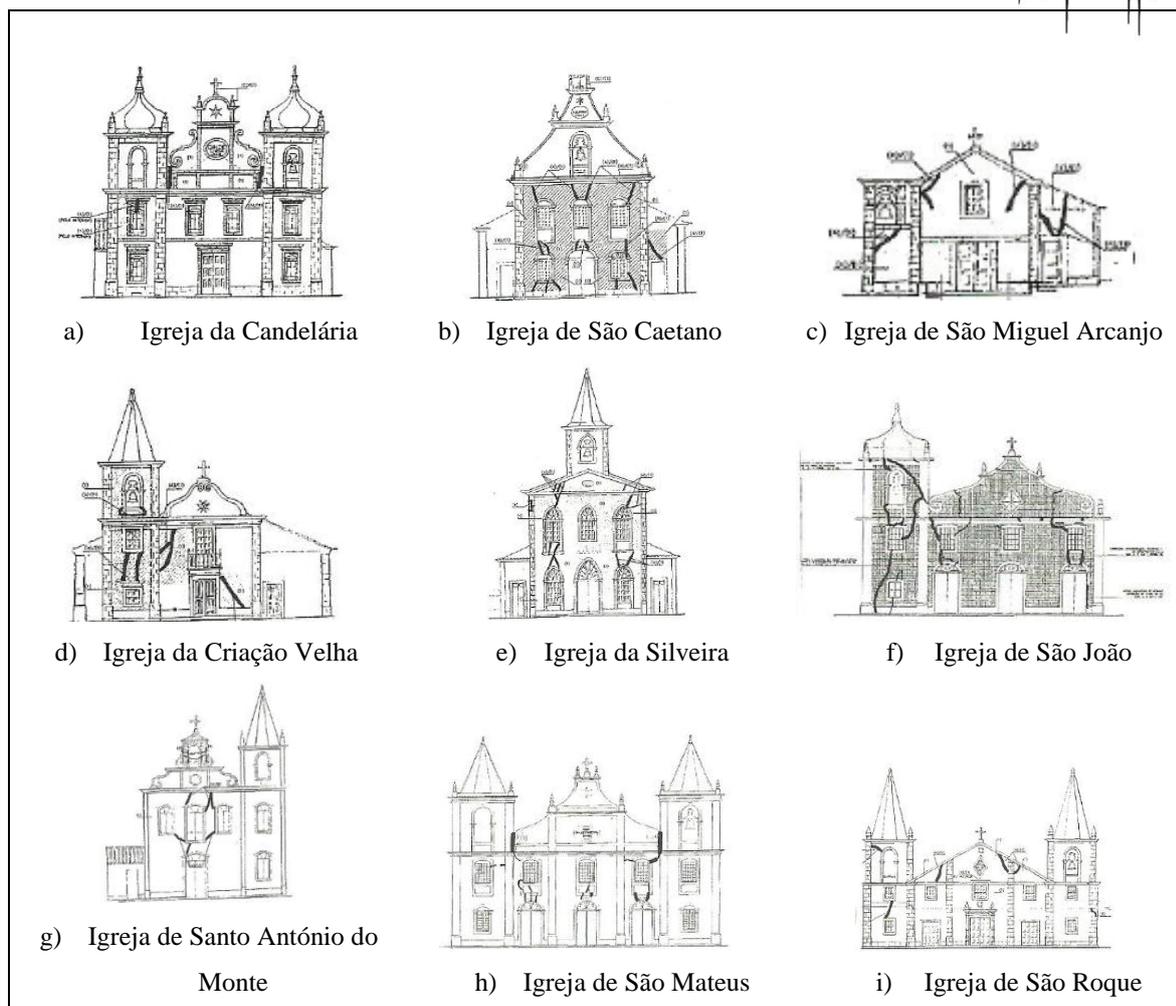
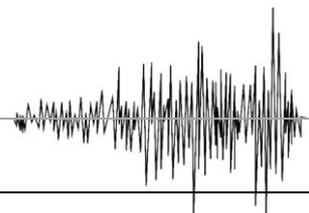


Figura 6. Alçados frontais das igrejas da Ilha do Pico (Guedes, 2008).

Ressaltam-se duas das Igrejas mais importantes da ilha do Pico, a Igreja de Bandeira e a Igreja de Santa Maria da Madalena, sendo esta última, o alvo de estudo da dissertação (Figura 7.a).

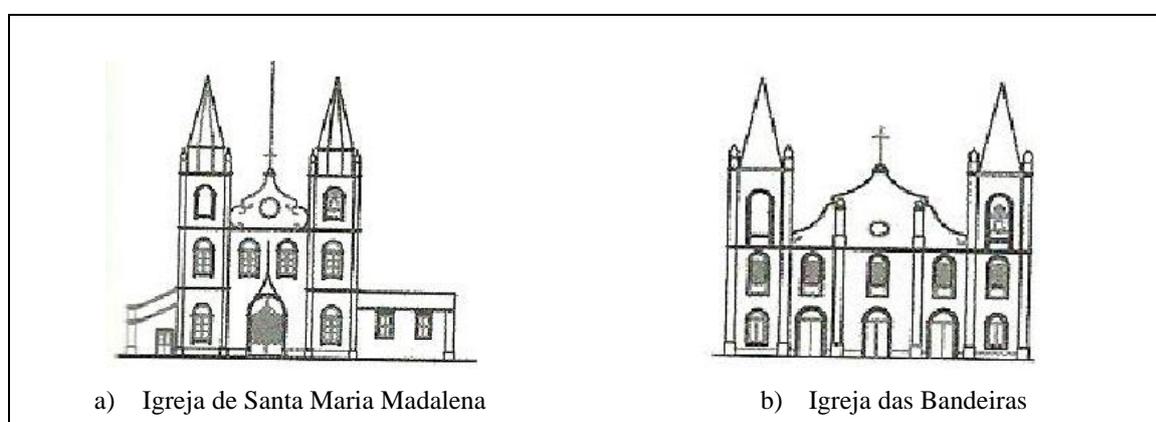
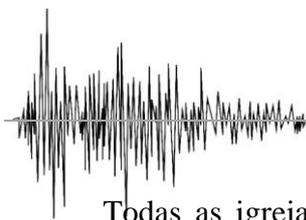


Figura 7. Alçados frontais das igrejas da ilha do Pico (Naia, 2008).



Todas as igrejas assinaladas (Figura 6 e 7) têm pelo menos uma torre que está ligada ao corpo principal. O que diferencia de igreja para igreja é a localização das torres existentes, podendo ser torres laterais quando são duplas, torres enquadradas com a fachada ou apenas uma única torre centrada. De salientar que todas as torres observadas possuem sinos, pormenor importante já que a vibração dos sinos e seu peso relativo faz variar o comportamento da torre. Estas típicas torres sineiras são elementos necessários, tanto à estética como à própria ideologia da igreja. Normalmente, são de secção retangular e podem ter dois ou mais pisos assentes em paredes grossas. A forma de construção destas torres varia desde a sua integração com o corpo principal da igreja à sua constituição como um volume destacado ou, pelo seu total isolamento do resto do edifício (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Quanto à composição exterior, para além das fachadas características, as paredes exteriores diferenciam-se pelos blocos de alvenaria irregulares (Azevedo & Guerreiro, 2008). A maioria destas igrejas teve as suas fundações executadas entre os séculos XVI e XIX, por isso que mesmo quando restauradas, a limitação dos meios, dos recursos humanos e materiais fez com que se mantivesse os traços de construção, aproveitando sempre que possível os materiais, daí que as igrejas da ilha do Pico apresentassem formas de construção semelhantes até aos dias do sismo de 9 de Julho de 1998.

É importante distinguir, nesta caracterização das igrejas, as típicas igrejas de pequeno porte e maior porte. As *igrejas de pequeno porte* distinguem-se pela sua estrutura em forma de “caixa” variando dos 4 aos 8 metros. As fachadas são na sua maioria prolongadas para um dos lados de forma a permitir a existência de uma ou duas aberturas em forma de arco perfeito para colocação de sinos. As *igrejas de maior porte* enquadram todas as edificações que chegam a atingir os 50 metros e os três andares de altura. Estas igrejas são caracterizadas por possuir um corpo principal em nave tripla, terem salão ou então um único espaço no corpo principal. As paredes exteriores de alvenaria variando as suas espessuras de 60 centímetros a 1,10 metros.

Prestando uma maior atenção às igrejas de maior porte é interessante definir não só a forma da sua estrutura, como definir e caracterizar as fundações e coberturas. No que diz respeito às fundações, na generalidade, têm a particularidade de serem pensadas para que por baixo do pavimento das igrejas se procedam a enterros, o que proporciona um espaço arejado a partir de tomadas de ar abertas nos socos das paredes exteriores afastando assim



a humidade indesejada do solo. Quanto às coberturas, são estruturas complexas em madeira, com o papel de sustentar as cargas de solicitação, ou seja do telhado, e desempenhar uma função estética, fazendo de teto. São essencialmente constituídas por asnas que, dependendo da época de construção e função pretendida, podem assumir vários esquemas (Guedes, 2008).

Da caracterização feita ao longo do processo de reabilitação do sismo de 9 de Julho de 1998 é possível agrupar as coberturas em dois géneros: estruturas sem asnas em madeira e com asnas de madeira. As estruturas sem asnas traduzem-se por coberturas chamadas “à francesa”, “a cavalo” e em tesoura. (Guedes, 2008); (Neves, Costa, Vicente, Oliveira, & Varum, 2012). De seguida procede-se à descrição destas coberturas.

- Cobertura em meia linha ou típica: existe uma sucessão contínua de asnas de meia linha que pode ser complementada pelo auxílio de tirantes de travamento entre as paredes. Esta estrutura é capaz de vencer vãos de 4 a 6 metros através da utilização de barrotes esbeltos de madeira com boa resistência. É também característica por funcionar como suporte e teto, por isso os elementos constituintes são bem trabalhados e decorados (Figura 8.a);
- Cobertura de asnas “à francesa”: as madres são divididas e encaixadas nas asnas com mecha e respiga. A face superior das asnas e barrotes definem um só plano permitindo o travamento e mobilização mais direta das cargas. Este tipo de cobertura é usual em estruturas de centros urbanos (Figura 8.b);
- Cobertura de asnas “a cavalo”: as madres contínuas estão apoiadas sobre as asnas e fixas a chapuzes. Estas são coberturas de execução simples com distribuição de cargas descontínua, que obriga a ter, para além do frechal comum no bordo interior, um contrafrechal a meia parede. Este tipo de cobertura é usual em estruturas de centros urbanos (Figura 8.c);
- Cobertura de asnas em tesoura: Este tipo de cobertura é usual em estruturas rurais, sendo um exemplo a igreja das Bandeiras (Figura 8.d).

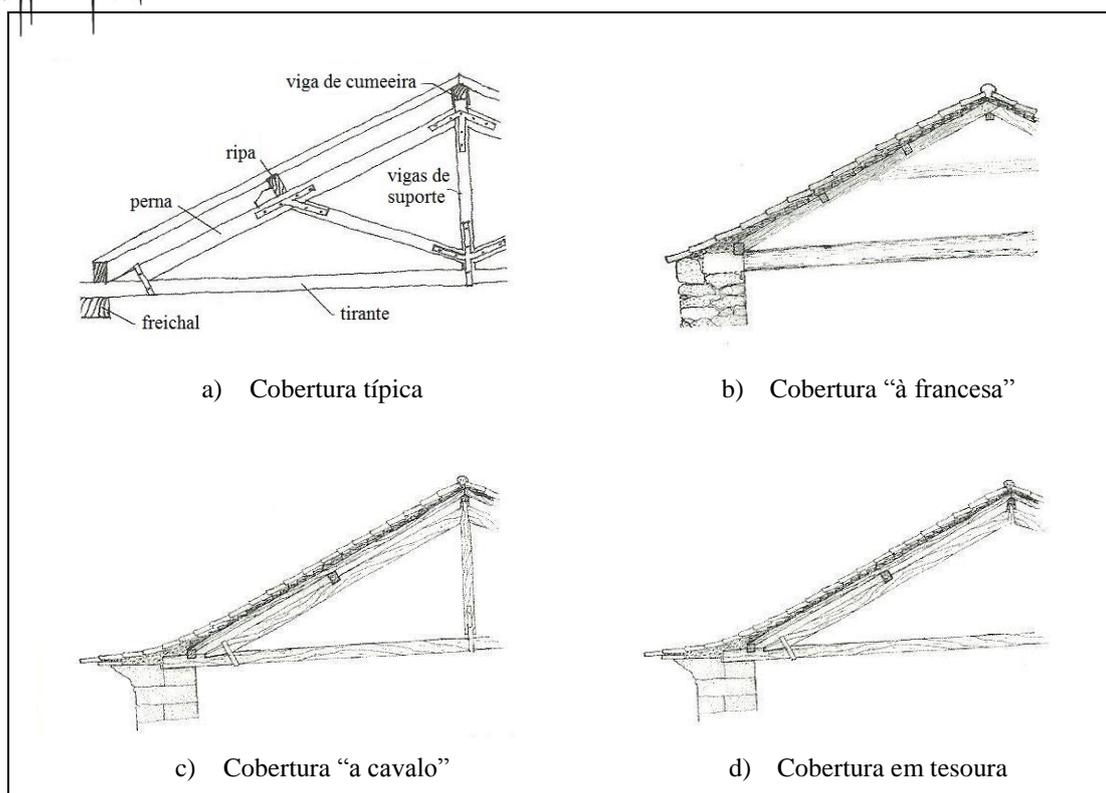


Figura 8. Esquemas ilustrativos das coberturas presentes no grupo central dos Açores (Neves et al., 2012).

Das coberturas anteriormente enumeradas, as coberturas de asnas “à francesa”, “a cavalo” e em tesoura, são ocultas pelos tetos das igrejas exercendo apenas uma função de suporte.

Dentro dos esquemas das coberturas apresentadas, estas podem ser revestidas e decoradas. Usualmente nas igrejas da ilha do Pico verifica-se um uso recorrente a falsas abóbadas de madeira tabuada, estafe ou estuque suportado por fasquiado. Estes tetos cobrem toda a nave principal a uma cota mais elevada que o normal (Guedes, 2008).

2.2.2. Danos observados

Entender os diversos *mecanismos de colapso* dos edifícios, quando sujeitos a solicitações sísmicas, permite compreender o funcionamento de uma estrutura em função da sua dinâmica, e assim reforçar o edifício da forma mais adequada evitando danos irreversíveis. Os mecanismos de colapso são característicos para os edifícios de foro



religioso, sendo que dependendo do edifício apresentam-se até 28 mecanismos de colapso diferentes (Anexo A).

Nas igrejas de alvenaria típicas da ilha do Pico após a solicitação do sismo de 9 de Julho de 1998 foram observados danos, muitos provocados por alguns destes mecanismos de colapso, os quais se passa a enunciar (Azevedo & Guerreiro, 2008):

→ Mecanismos de derrube de elementos de fachadas, tanto no topo como no seu plano (Figura 9);

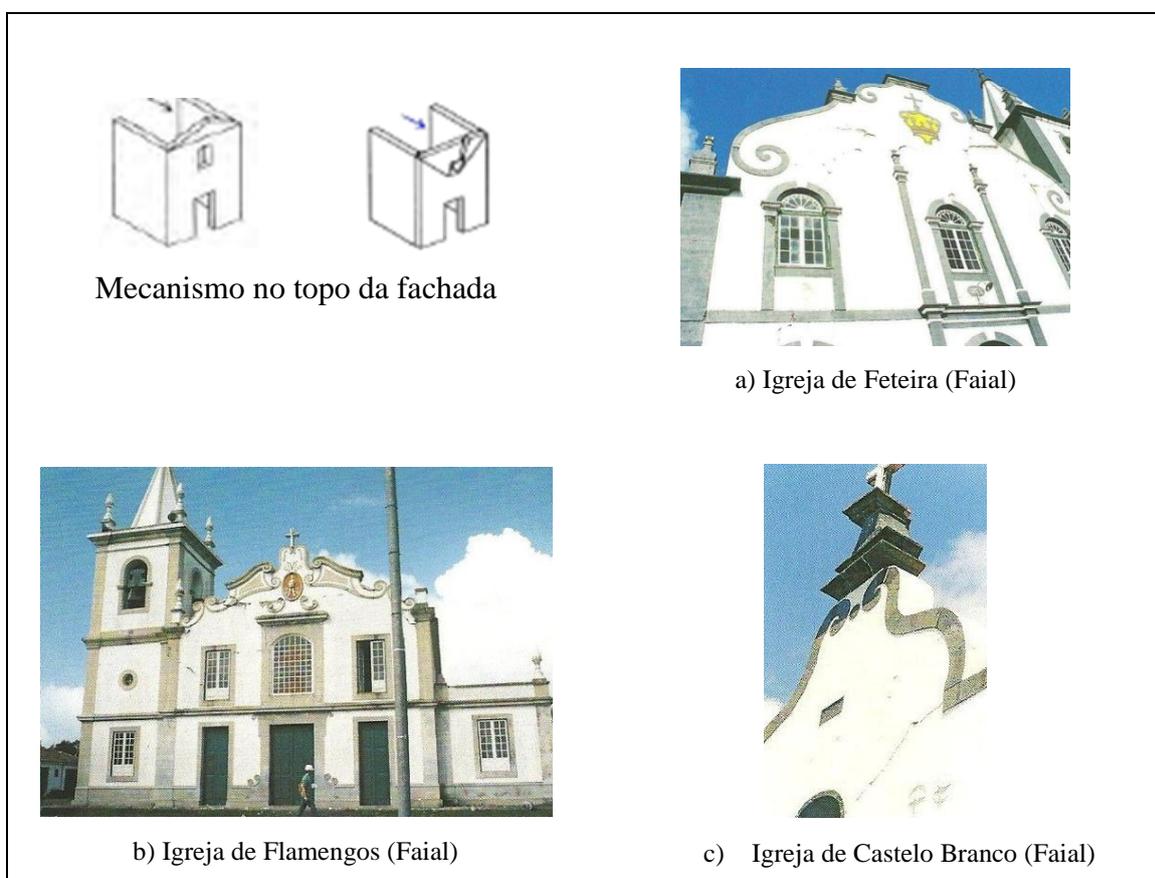


Figura 9. Mecanismos de derrube de elementos de fachadas (Azevedo & Guerreiro, 2008).



→ Mecanismos envolvendo o movimento longitudinal ou transversal dos arcos e abóbadas das igrejas com mais de uma nave (Figura 10);

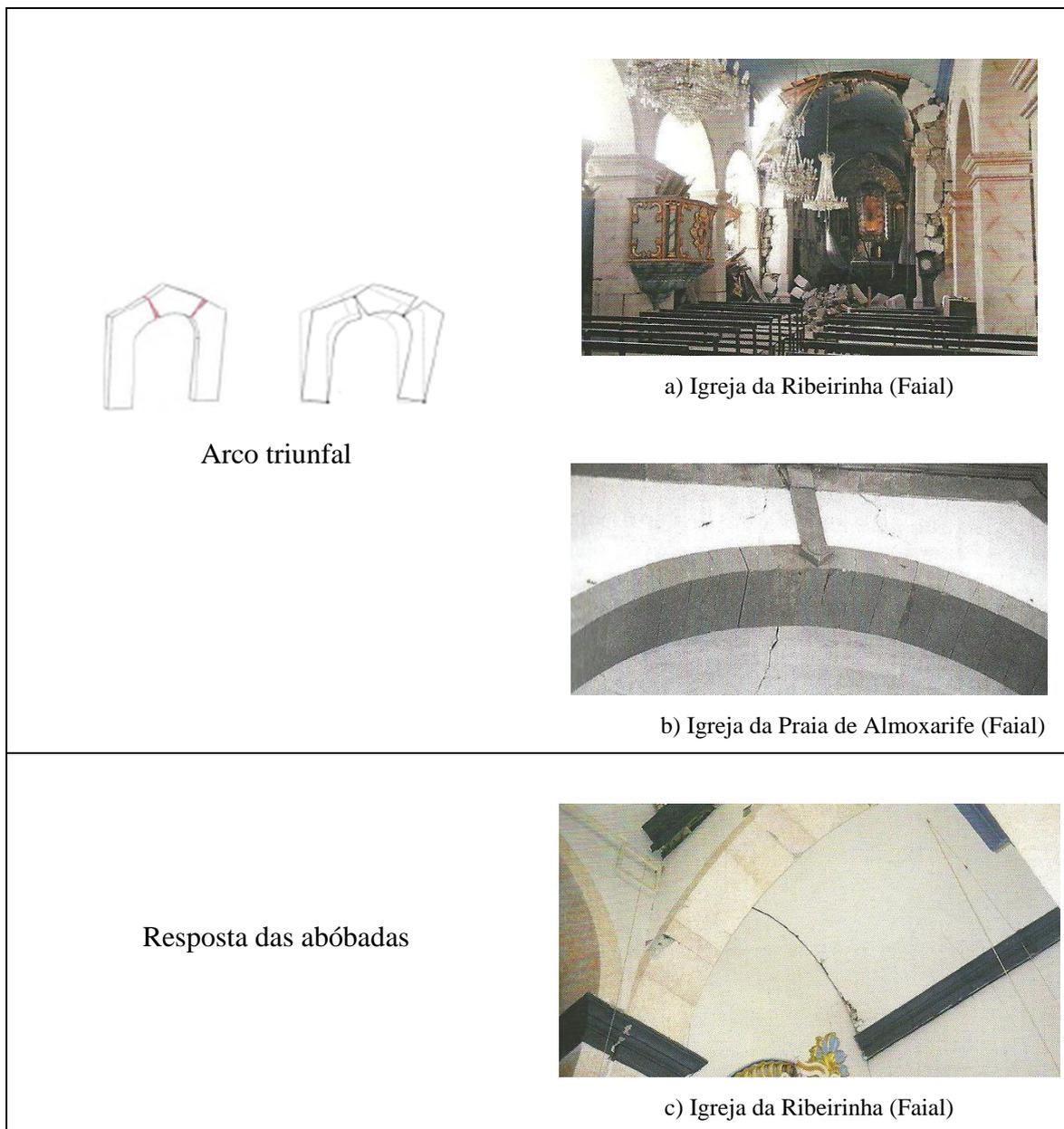


Figura 10. Mecanismos envolvendo o movimento longitudinal ou transversal dos arcos e abóbadas das igrejas (Azevedo & Guerreiro, 2008).

→ Mecanismos de movimento dos elementos da cobertura e cúpulas, quando existentes;

→ Mecanismos de derrube da abside;



→ Mecanismos com movimento das paredes exteriores fora do seu plano, proporcionando o aparecimento de fendas e rachaduras (Figura 11);

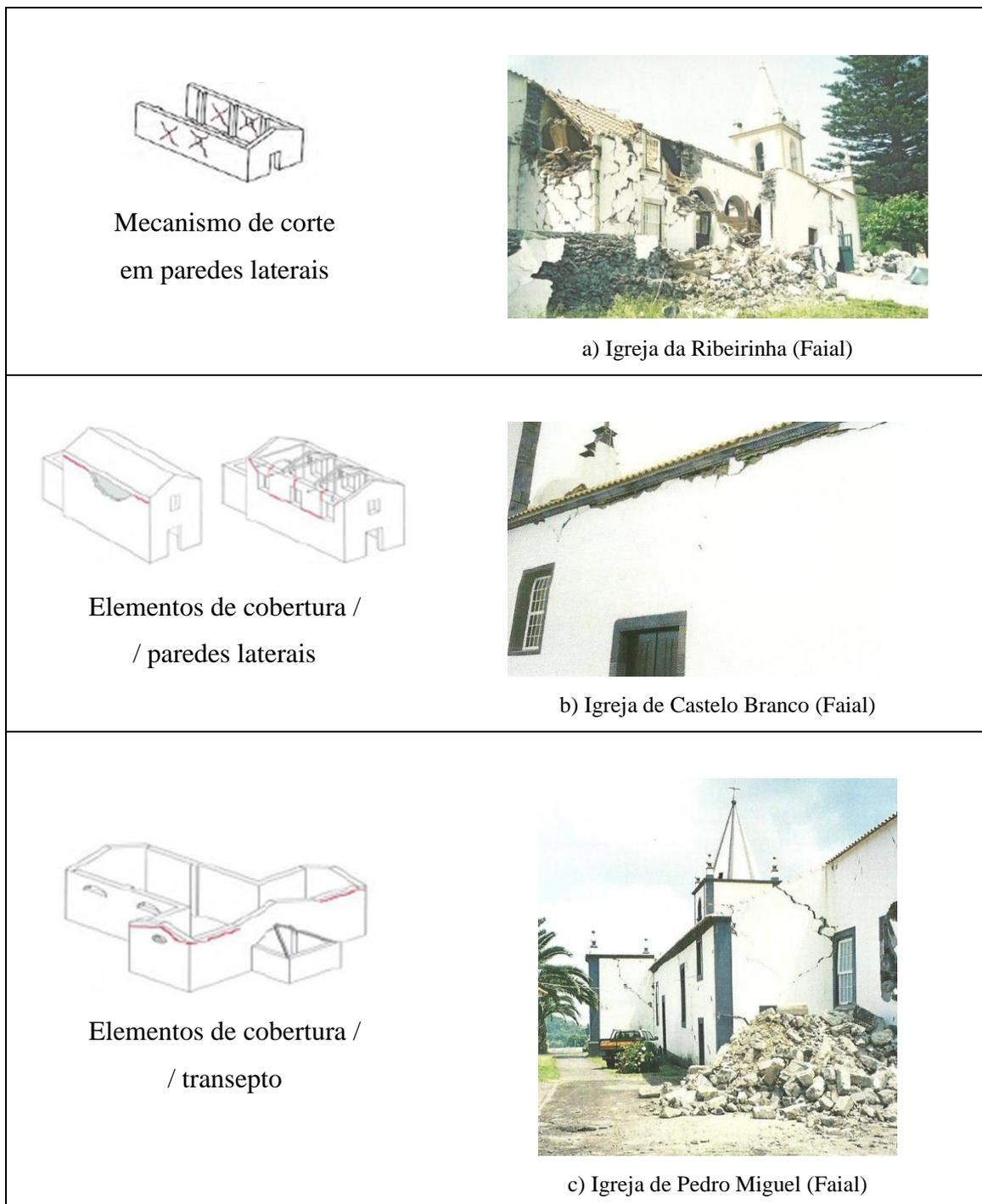


Figura 11. Mecanismos com movimento das paredes exteriores fora do seu plano (Azevedo & Guerreiro, 2008).



→ Mecanismos de movimento das torres sineiras ou aberturas para sinos (Figura 12);



Figura 12. Mecanismos de movimento das torres sineiras (Azevedo & Guerreiro, 2008).



→ Mecanismos de queda ou desaparecimento de cumeeira, cones, pináculos ou estátuas (Figura 13).



Figura 13. Mecanismos de queda de pináculos (Azevedo & Guerreiro, 2008)

Todos estes mecanismos estiveram ativos no sismo de 9 de Julho de 1998 ao longo dos 19 segundos de sismo, destruindo e danificando as igrejas afetadas (Jornal Correio dos Açores, 1998). Compreender que estas estruturas típicas, já têm estes pontos de fragilidade aquando de solicitações dinâmicas, permite atuar com precisão e objetividade sobre o seu reforço.

2.2.3. Reforço estrutural

A ação dos sismos, mesmo que de baixa intensidade, o número de réplicas e a existência de componente vertical de vibração, provoca danos permanentes nas estruturas, que associados entre si desencadeiam uma redução da resistência global da estrutura acelerando a sua degradação. Assim não basta um dado edifício resistir ao abalo sísmico, nos anos seguintes o edifício é igualmente posto à prova, e não se efetuando o devido reforço afeta-se a segurança das pessoas e dos seus bens materiais. Solicitações como o assentamento das fundações, as variações constantes de temperatura, a existência de água,



entre outras, adicionam tensões às já existentes, levando assim a que a estrutura desprotegida entre em colapso com solicitações inferiores àquelas que seriam de esperar.

Antes de aplicar o reforço aos edifícios afetados pelo sismo de 9 de Julho de 1998 no arquipélago dos Açores, procedeu-se ao devido estudo, caracterização e avaliação de materiais e modo de comportamento de cada uma das estruturas, mantendo sempre presente a preocupação em saber as técnicas e tecnologias originalmente usadas.

Para efeitos de estudo da dissertação em causa apenas se terá em conta o estudo efetuado para as igrejas da ilha do Pico, já caracterizadas no ponto 2.2.1. desta dissertação. No geral, as técnicas de reforço devem ser escolhidas segundo a função pretendida, tendo em vista o melhoramento do comportamento estrutural ou a redução dos efeitos sísmicos futuros. No caso das igrejas da ilha do Pico, estas técnicas tiveram como principal preocupação o melhoramento da resistência sísmica para prevenir futuros fenómenos sísmicos, já que se trata de edifícios assentes num arquipélago com grande atividade tectónica e vulcânica, sendo os sismos uma presença constante ainda que mais ou menos sentidos.

A nível global as técnicas usadas para reforço de edifícios antigos de alvenaria pretendem assegurar a continuidade dos diversos elementos estruturais, e garantir a continuada ligação entre estes elementos, garantindo um melhor comportamento das paredes de alvenaria e uma estrutura uniforme (A. Costa, Arêde, & Costa, 2008).

2.2.3.1. Aspetos associados à efetividade e ligações de conexão

Para assegurar a ligação entre elementos de tal forma que a estrutura trabalhe como um todo, melhorando o comportamento estrutural, os engenheiros especializados em sísmica, e de acordo com a sua experiência, recorreram a diversas técnicas com materiais adequados, os quais se enumeram sucintamente nos pontos seguintes.



2.2.3.1.1. Materiais

No reforço dos materiais constituintes é essencial estabelecer um equilíbrio entre os materiais existentes e os materiais a aplicar posteriormente como reforço, dada a elevada influência destes materiais sobre o nível de resistência da estrutura face às diversas solicitações. Nas igrejas do Pico, o objeto principal de restauro e reforço é a compatibilidade entre estes materiais de forma a assegurar a contínua resistência do edifício (A. Costa, Arêde, & Costa, 2008).

De salientar que da observação e estudos de ensaios realizados às igrejas da ilha do Pico com vista a sua reabilitação, essencialmente distingue-se dois géneros de alvenaria, em termos dos seus ligantes: uma em que a argamassa é de má qualidade, fazendo com que cada bloco de alvenaria gere forças de inércia diferentes durante um sismo; e outra, em que a alvenaria é de duas folhas com as cavidades e espaços vazios preenchida por material de pior qualidade fazendo com que as folhas se separem umas das outras devido à heterogeneidade do material ligante, tornando a parede ineficaz (A. Costa, Arêde, & Costa, 2008).

Tabela 1. Síntese de materiais utilizados em técnicas de reforço sísmico a nível generalizado (A. Costa, Arêde, & Costa, 2008).

Materiais utilizados	Aplicação
Resinas	Injeção de fendas, melhorando a ligação de betão/argamassa se estes tem idades diferentes.
Argamassas	Reparação de estruturas, garantido a ligação aos materiais a reparar.
Armaduras de reforço	Reforço de estruturas quando existe deficiências de áreas de armadura nos elementos estruturais.
Betão projetado	Restauro e reparação de grandes superfícies danificadas por agentes químicos ou pelo fogo.
Aços de pré-esforço	Recurso a tirantes. O seu uso é frequente quando se pretende fechar asnas sem linha. Tem a particularidade de trabalhar apenas à tração, quando solicitados por sismos, caso contrário possuem uma função passiva na estrutura evitando acréscimos de tensões; Recurso a elementos metálicos de apoio.



2.2.3.1.2. Técnicas aplicadas na generalidade das igrejas e soluções adotadas

Nas técnicas de reforço sísmico para ligar elementos constituintes em edifícios antigos de alvenaria, nomeadamente igrejas, o principal objetivo é fazer funcionar a estrutura como um todo. Segue-se algumas das técnicas mais usadas no reforço de certas edificações (A. Costa, Arêde, & Costa, 2008); (Arêde, Costa, Moreira, & Neves, 2008).

- Introdução de tirantes ao nível dos pisos com o objetivo de ligar panos de paredes opostas (técnica utilizada na presença de empenas soltas);
- Introdução de apoios nas paredes pelos seus nos pavimentos ou coberturas (Figura 14);

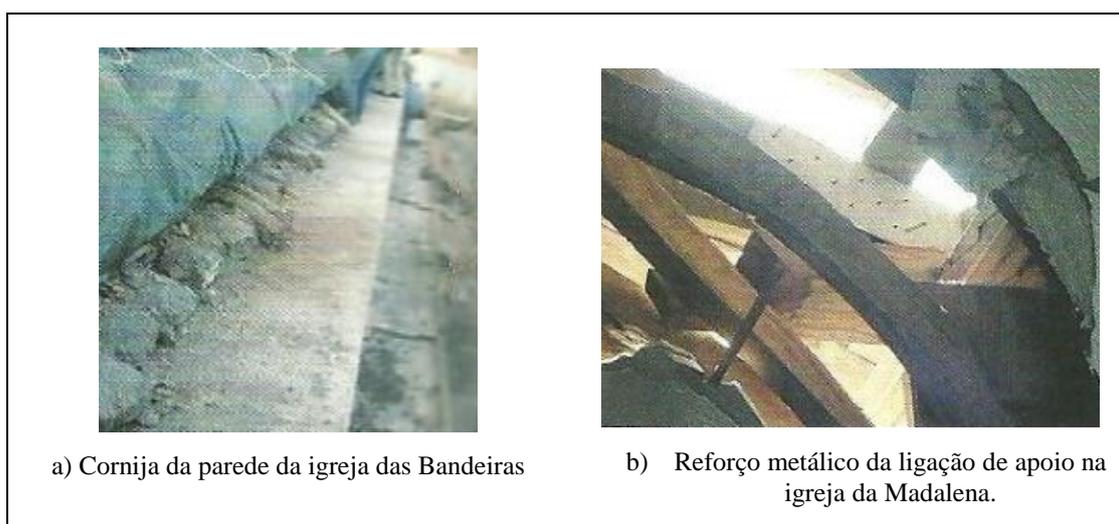


Figura 14. Apoio das asnas as paredes laterais (Arêde, Costa, Moreira, & Neves, 2008).

- Introdução, ao longo da altura de paredes opostas, de um apoio para que estas passam a trabalhar conjuntamente (técnica utilizada para garantir as conexões);

Como técnica de aumento da resistência dos materiais, nomeadamente da alvenaria de pedra, tem-se a:

- Utilização de reboco armado (Figura 15).

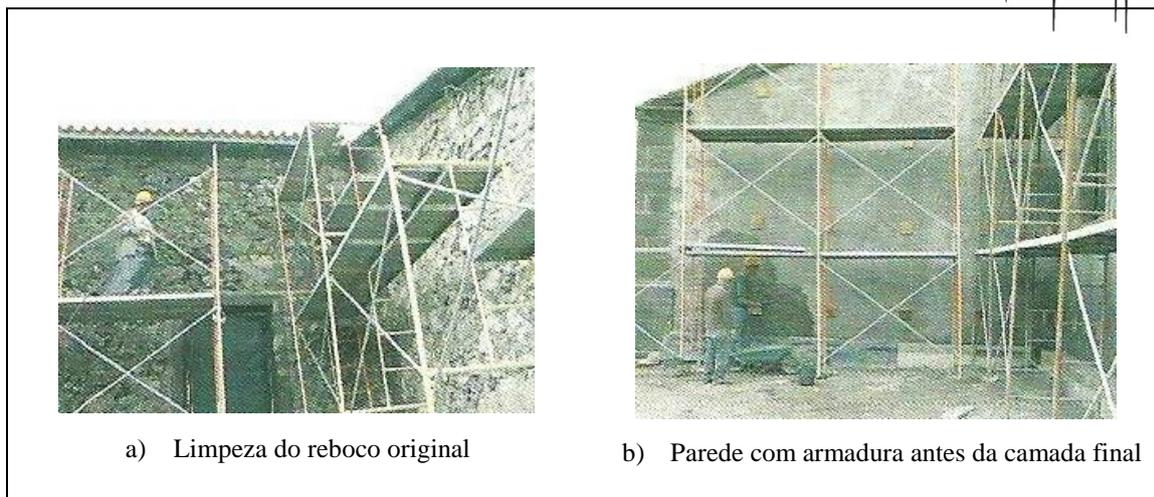
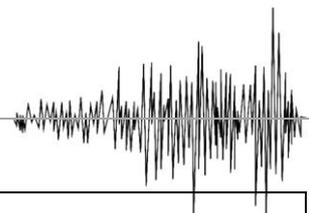


Figura 15. Aplicação de reboco armado para reforço das paredes na igreja das Bandeiras (Arêde, Costa, Moreira, & Neves, 2008).

2.2.4. Soluções de reabilitação e reforço sísmico mundiais

A engenharia sísmica é um tema em que países como Japão, Chile e Estados Unidos são uma referência mundial. Estes países estão constantemente sob a ação de abalos sísmicos que provocam elevados danos. Estes países apostam na expansão do território não estão tão focados na preservação do património histórico, como por exemplo, Itália. Itália tem um património histórico e cultural que, para além de ser extremamente crucial à economia do país, é também frágil. Assim ao longo dos anos é de Itália que se tem retirado um maior número de estudos, inspeções, análises laboratoriais, projetos sobre a reabilitação e reforço sísmico de património histórico.

Foca-se aqui a análise sísmica, porque é este o principal tema da presente dissertação. No entanto é de salientar que todos os estudos presentes devem ter em consideração que estes edifícios, parte do património histórico e os quais se pretendem reabilitar, estão não só sujeitos a uma possível ação sísmica mas também, a uma constante degradação, provocada por assentamentos de terreno, poluição do ar, vibrações de trânsito, variações acentuadas de temperatura, colonização biológica, etc.

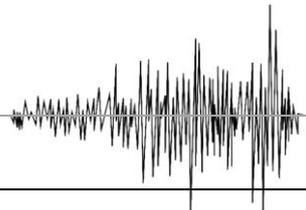
Associada à influência dos elementos exteriores aos sismos, que afeta a análise e estudo de reabilitação da igreja, encontra-se uma falta de dados acerca da geometria; a falta de informações sobre o núcleo interno dos elementos; a maior necessidade de despesa e a



dificuldade do processo de caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados; a grande variabilidade das propriedades mecânicas, devido à mão de obra e utilização de materiais naturais; as mudanças significativas no núcleo e constituição de elementos estruturais, associados a períodos de construção longos; o desconhecimento da sequência de construção; e, a não aplicabilidade de Eurocódigos e Normas (Lourenço, 2004). No entanto, da experiência retirada ao longo dos anos, pode-se afirmar que as abordagens possíveis em relação a soluções de reabilitação ou reforço sísmico são: o reforço da estrutura, tornando-a uma só; e ter em vista a dissipação da energia sísmica. Das conclusões práticas conclui-se que o reforço da estrutura é não só uma abordagem mais fidedigna como também de mais fácil aplicação (Guerreiro, 2011).

As técnicas mais correntes no reforço estrutural de paredes antigas são (Pereira, 2009a):

- Injeção de ligantes (injeção sob pressão, por gravidade, sob vácuo) (Figura 16.a);
- Adição de elementos metálicos tais como pregagens (generalizadas, “costura”, transversais, de ancoragem) (Figura 16.b);
- Pré-esforço (Figura 16.c);
- Refechamento de juntas (Figura 16.d);
- Reforço com materiais compósitos FRP (fibras de vidro, fibras de carbono) (Figura 16.e);
- Reboco armado (Figura 16.f);
- “Jacketing” ou encamisamento (Figura 16.g);
- Desmonte e reconstrução (Figura 16.h).





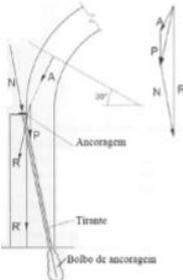
a) (i) Injeção de paredes de alvenaria (Pereira, 2009).



b) Pregagens de paredes de alvenaria antiga: (i) execução dos furos; (ii) selagem da pregagem através da injeção (Silva, 2008).



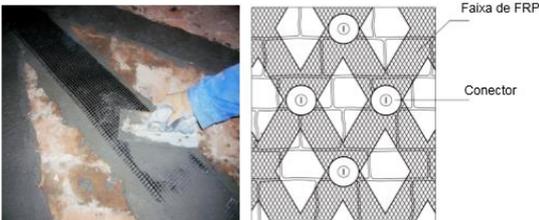
a) (ii) Exemplificação dos diferentes tipos de injeção: gravidade; pressão e vácuo respetivamente (N. F. S. Martins, 2012).



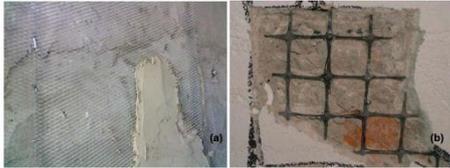
c) Pré-esforço interno utilizado na compensação do efeito do impulso de arcos em paredes de Alvenaria (Silva, 2008).



d) Refechamento de juntas da torre da Igreja de Jevington (Reino Unido) com uma argamassa de cal (Silva, 2008).



e) Esquema de aplicação/ disposição de faixas de FRP: (i) aplicação em obra; (ii) esboço da disposição (N. F. S. Martins, 2012).



f) Reboco armado: (i) Rede de metal distendido; (ii) Rede de fibras sintéticas (Pereira, 2009).

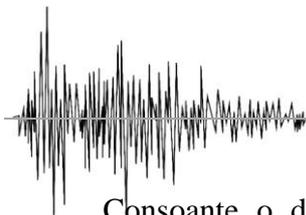


(g) Encamisamento com betão projetado (Pereira, 2009).



(h) Desmonte e reconstrução (Pereira, 2009).

Figura 16. Exemplos de técnicas de reforço sísmico.



Consoante o dano presente nos diversos edifícios, as soluções adaptam-se. É importante referir que todas estas soluções de reforço devem ter a primazia por manter a estrutura base original e a reversibilidade de quaisquer intervenções propostas, se for tecnicamente possível, ou pelo menos que não prejudiquem qualquer futura intervenção.

Segue-se um conjunto de exemplos de aplicação de algumas destas técnicas em igrejas com conhecida aplicação de reforço sísmico.

2.2.4.1. Torre do sino da Serra de S. Quirico, Ancona - Itália

Após o sismo 26 de Setembro de 1997 em Umbria-Marche, vários edifícios do património italiano degradaram-se mais rapidamente do que o previsto. Tendo em conta isto, a torre do sino da igreja de S. Lúcia, na Serra de S. Quirico, foi sujeita a uma ação de reabilitação com reforço sísmico na base de componentes compósitos FRP.

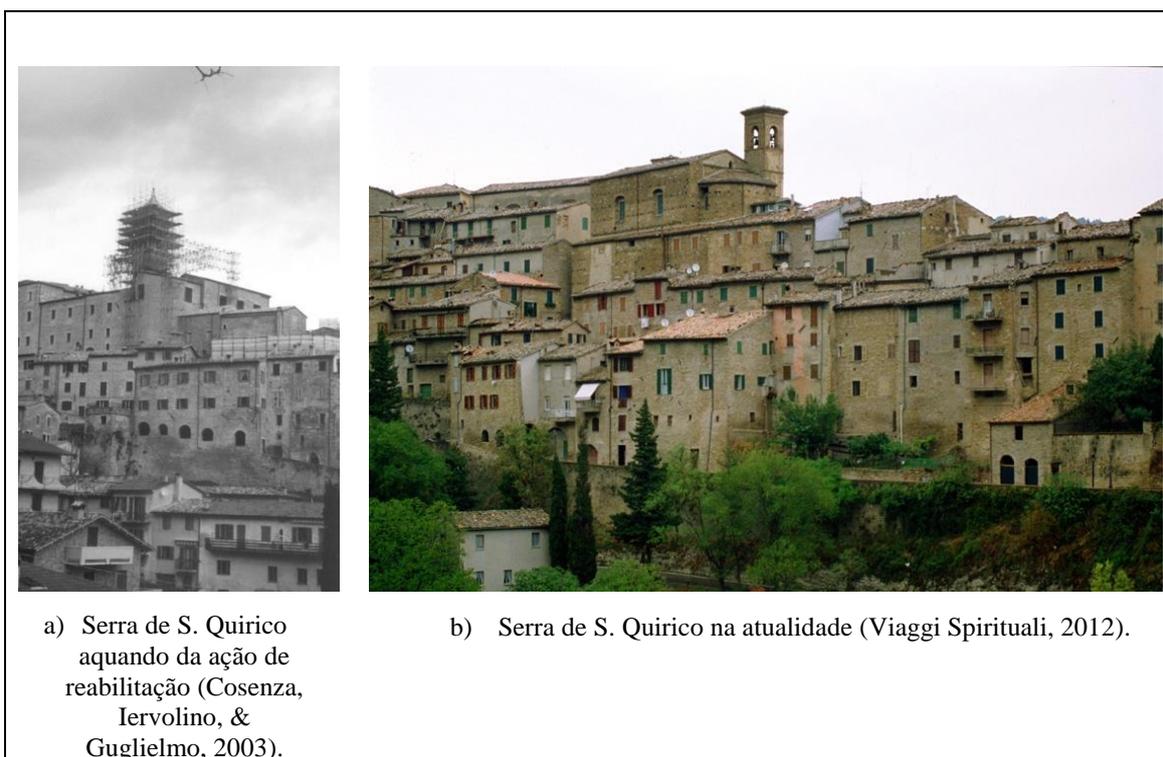


Figura 17. Torre da Serra de S. Quirico.



O reforço instalado é um processo que consiste na instalação de um sistema reticular, fixado nas paredes interiores da torre (Figura 17.a). Este sistema reticular é constituído por compósitos FRP, ou seja fibras de carbono. Esta solução foi adotada dado que outras decorreriam de uma alteração da estrutura e do seu aspeto histórico, e para além disso sabendo que o problema essencial decorria da incapacidade da torre suportar trações elevadas.

Normalmente, a prática da engenharia estrutural negligencia a força de tensão da alvenaria, este processo de compósitos FRP garante um comportamento monolítico para terremotos de alta intensidade. A estrutura mantém o seu mecanismo de estática para atividades de baixa intensidade sísmica porque a rigidez adicional é muito mais baixa em comparação com a da torre de sino da igreja S. Lúcia, mas, no caso de um movimento forte de lado, a tensão da alvenaria vai perdendo a coesão permitindo que os compósitos comecem a trabalhar, comportam-se assim, a torre do sino, como uma estrutura de alvenaria reforçada (Cosenza et al., 2003).

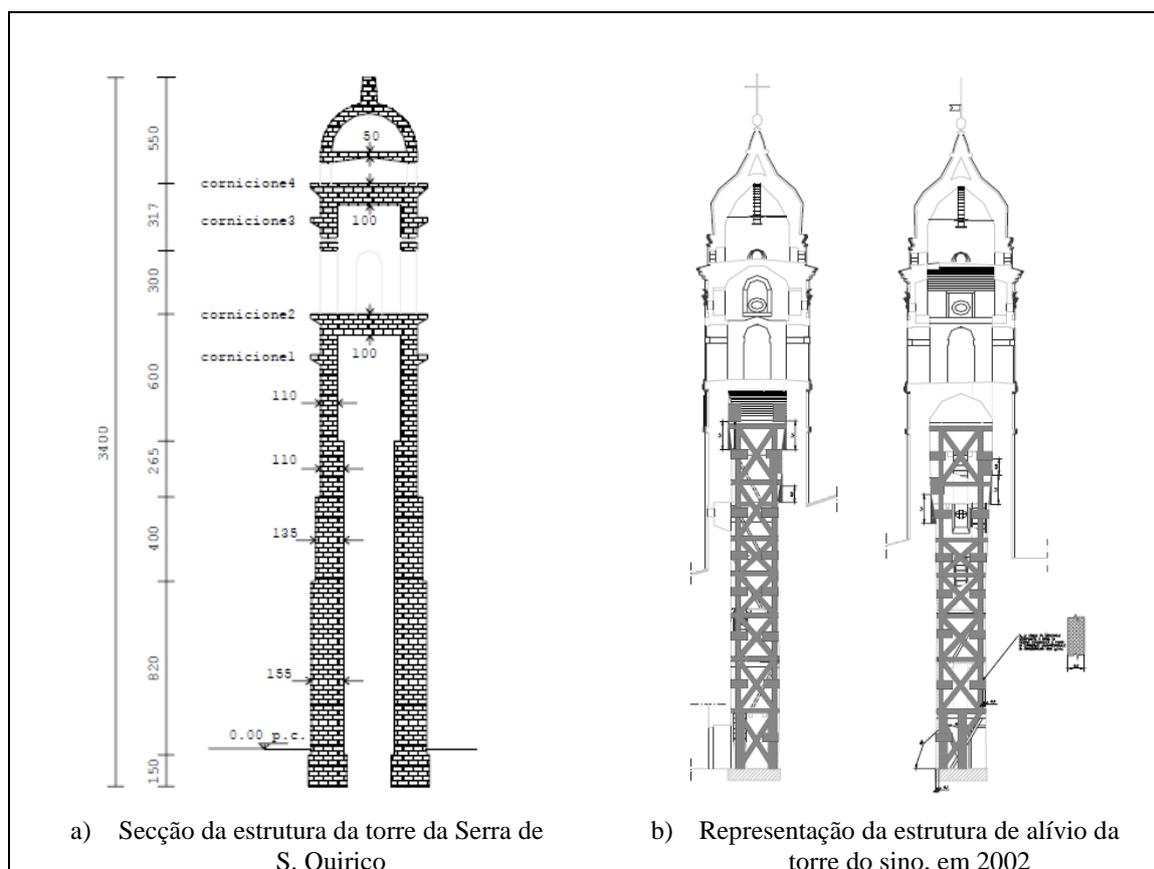


Figura 18. Representação do sistema de reforço da Torre do Sino de S. Quirico (Cosenza et al., 2003).

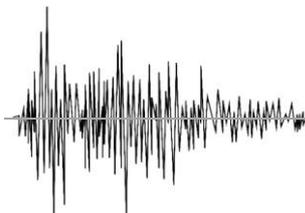


Figura 19. Instalação dos compósitos FRP na base de ancoragem (Cosenza et al., 2003).

2.2.4.2. Igreja de San Giovanni Battista, Apagni - Itália

Depois de sujeita ao terramoto de Umbria-Marche em 1997, a igreja de San Giovanni Battista foi escolhida como piloto para a aplicação de isolamento sísmico na base respeitando as características originais do edifício.

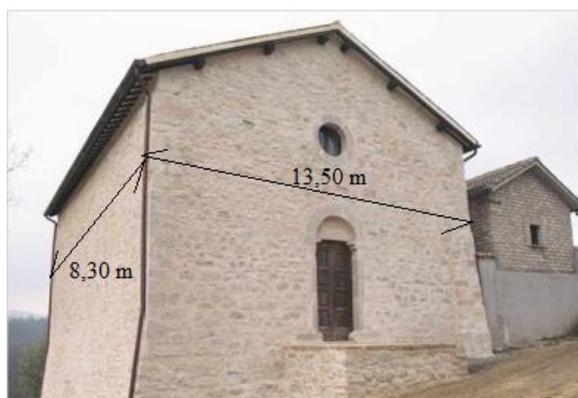


Figura 20. Igreja de San Giovanni Battista em Apagni após a intervenção do reforço sísmico (Indirli et al., 2004).

Esta igreja dos anos de 1300/1600 é constituída por uma única sala, com telhado de madeira de duas águas. O corpo principal é formado pela sacristia na parte de trás, a torre do sino e uma pequena capela contemporânea no lado direito, e está situada numa encosta suave (Indirli et al., 2004).



Ancoragem de barras de aço usada na ligação da cobertura às paredes de alvenaria

Figura 21. Síntese dos danos exteriores e interiores provocados na igreja de San Giovanni Battista pelo sismo de 1997, com aplicação das estruturas de emergência para garantir a estabilidade, compostas por andaimes de construção (Indirli et al., 2004).

Após a aplicação de uma primeira estrutura de emergência, o reforço final consiste na aplicação de um isolamento da igreja pela base através de oito dispositivos iguais de borracha reforçada com amortecimento elevado (HDRB) e, seis dispositivos de deslizamento (DS) aplicados na capela contemporânea, na sacristia e na porta de entrada (Indirli et al., 2004).

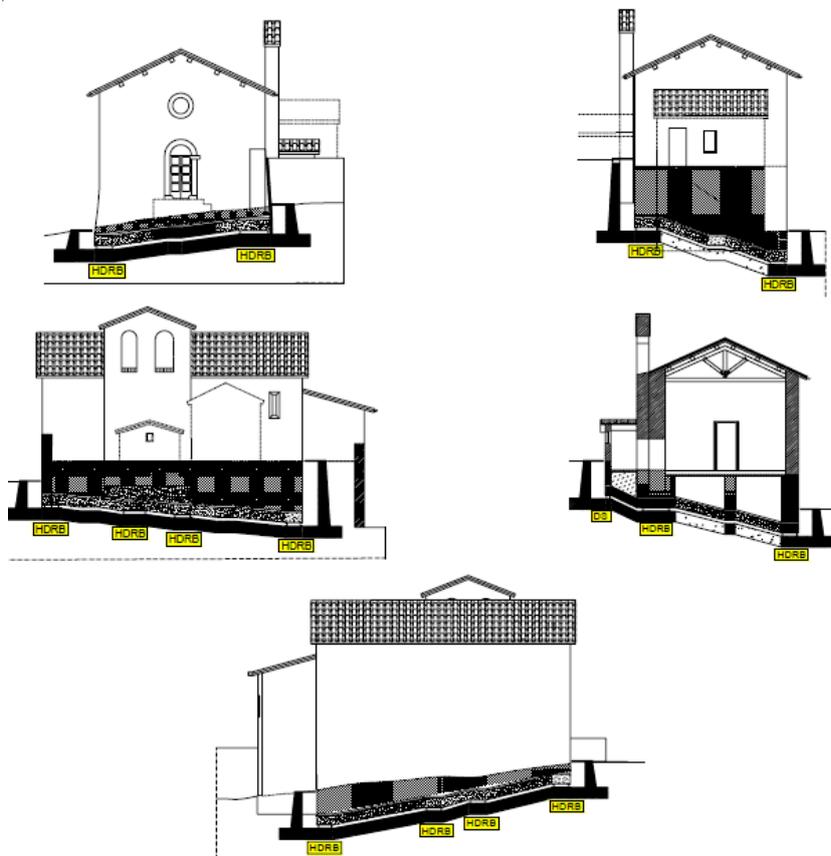
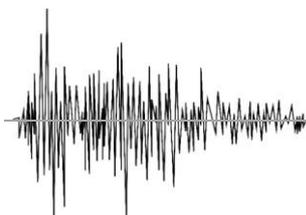


Figura 22. Localização dos dispositivos HDRB (Indirli et al., 2004).

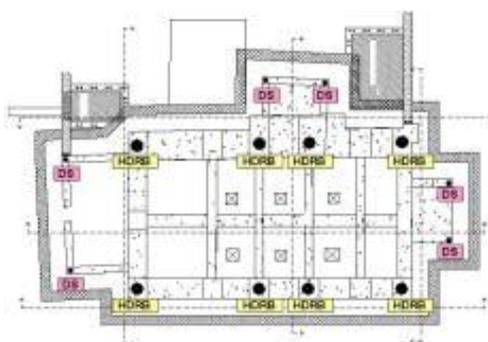


Figura 23. Planta com a localização dos isoladores sísmicos (Indirli et al., 2004).

De acordo com os princípios de conservação optou-se por não fazer cortes nas paredes estruturais da igreja. Tendo em conta a presença de túmulos, criptas e a instalação dos isoladores sísmicos na base da igreja foi decidido criar uma nova estrutura de fundação. A distribuição dos isoladores sísmicos teve em vista a minimização dos efeitos de torção provocados por um futuro sismo (Indirli et al., 2004).



Mesmo tendo em conta a dificuldade de execução deste sistema, o reforço por isolamento na base não deixa de ser a solução ideal a aplicar neste caso com comprovada viabilidade através dos diversos estudos e modelações realizadas (Indirli et al., 2004).

2.2.4.3. *Basílica de São Bernardo, L'Aquila - Itália*

Em 2010 decorreram trabalhos de recuperação da basílica de São Bernardino, situada em Áquila, principalmente na cúpula e no tambor, zonas onde a ação do sismo de 2009 teve grande influência sobre a estabilidade e segurança da basílica (ICIET Engineering srl, 2010).



Figura 24. Maiores danos exteriores provocados pelo sismo de L'Aquila (ICIET Engineering srl, 2010).

Procedeu-se assim a trabalhos de reparação com vista à recuperação histórica do património e prevenção de eventuais ações sísmicas (ICIET Engineering srl, 2010):

- Recuperação da lesão do extradorso do tambor e regeneração da parede do tambor, com injeções de argamassa de cal e consolidação na base e na parte superior do tambor com o auxílio de tiras de aço e tirantes de aderência melhorada;



→ Restauro do interior e exterior da cúpula através da costura de *macrolesioni*, com pensos reforçados e aplicação de bandas de fibras de carbono; reparação das grandes lesões interiores e aplicação "*cerottature*" através de sistema robótico (Figura 25);

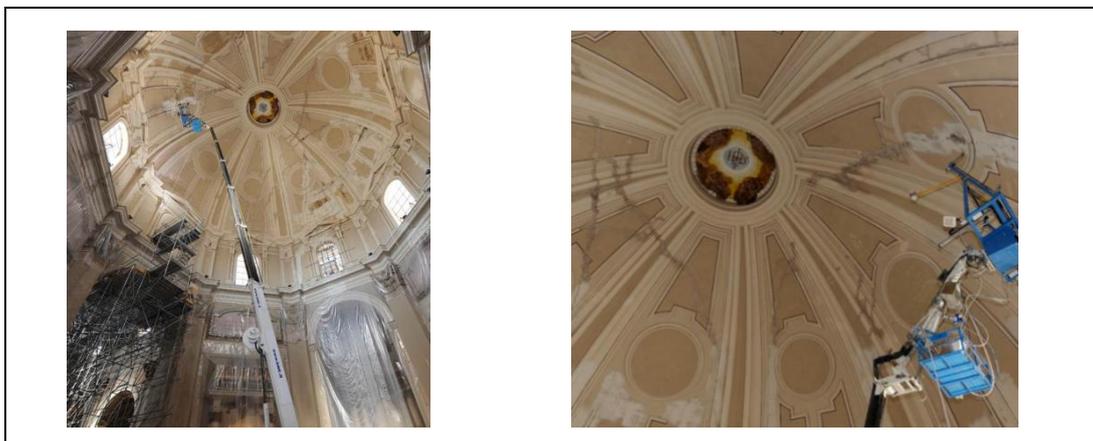


Figura 25. Aplicação "*cerottature*" através de sistema robótico (ICIET Engineering srl, 2010).

→ Restauração e fortalecimento da lanterna de madeira sobre o topo da cúpula com chumbo *relining* (Figura 26);



Figura 26. Aplicação de bandas de fibras de carbono (ICIET Engineering srl, 2010).



→ Reconstrução dos arcos (Figura 27);



Figura 27. Restauração e fortalecimento da lanterna de madeira sobre o topo da cúpula com chumbo *relining* (ICIET Engineering srl, 2010).

→ Reparação dos danos (Figuras 28).

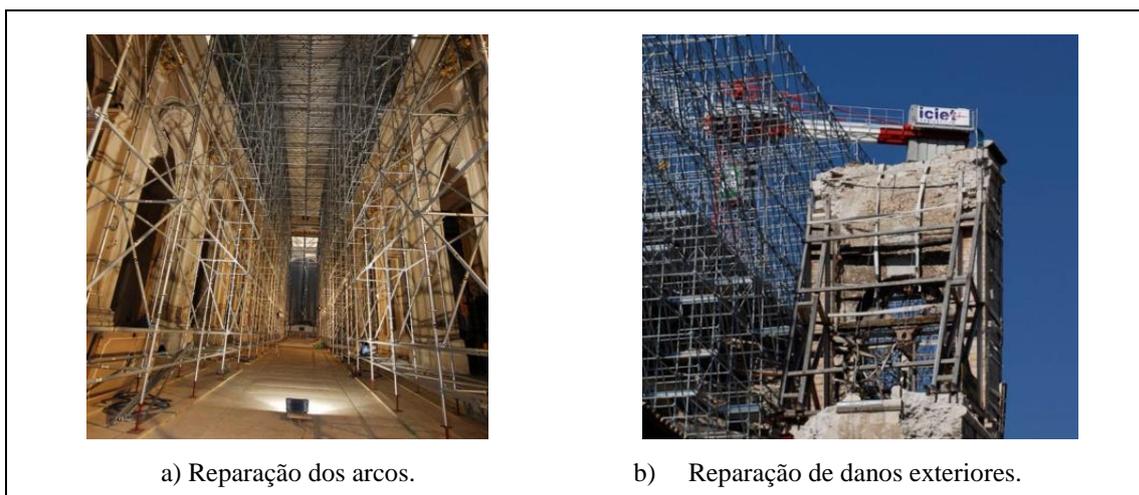


Figura 28. Reparação de danos (ICIET Engineering srl, 2010).

Capítulo 3.
Igreja da Madalena

Capítulo 3. Igreja da Madalena

3.1. Caracterização

Entre as várias reparações efetuadas à igreja da Santa Maria Madalena, a sua fundação é datada do século XV, no entanto no século XVII substituíam-se a então igreja fundada por uma outra com nova estrutura e de estilo arquitetónico maneirista, típico da época. Só depois, no ano de 1870, onde se acrescentou o frontispício e os pináculos das torres, sendo a sua construção dada como concluída no ano de 1891 (Wikipédia, 2012); (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).



a) Vista exterior.



b) Altar-mor lado esquerdo da igreja.

Figura 29. Igreja de Santa Maria Madalena, Pico (Wikipédia, 2012).

Para além de todas as características referidas no geral, para as igrejas da ilha do Pico, a igreja de Santa Maria Madalena destaca-se por ter na sua constituição três naves (uma central de 6,32 m na direção transversal e duas laterais com 3,41 m) e uma capela-mor com duas sacristias opostas (Arêde, Costa, Moreira, & Neves, 2008).

É uma edificação de foro religioso de grande porte, já que tem cerca de 50 metros de comprimento, duas ordens de arcadas com sete arcos, dois níveis de coro alto e duas



torres integradas com o corpo principal com dimensões exteriores de $4,50 \times 4,50 \text{ m}^2$ (A. Costa & Vasconcelos, 1999b); (Arêde et al., 2008).

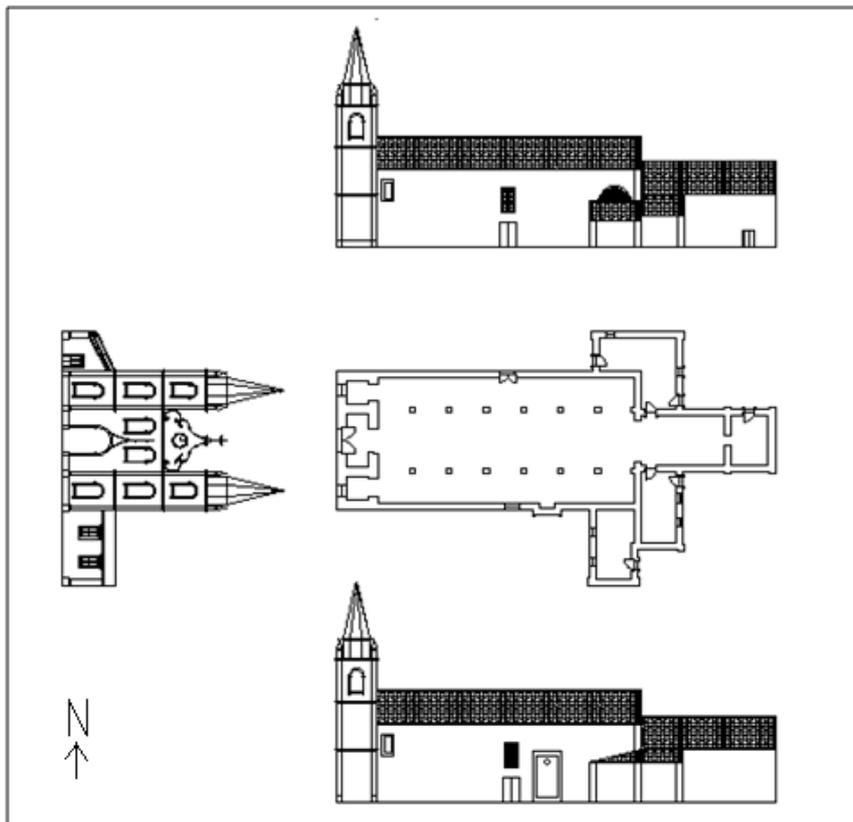


Figura 30. Planta e alçados da igreja Santa Maria Madalena.

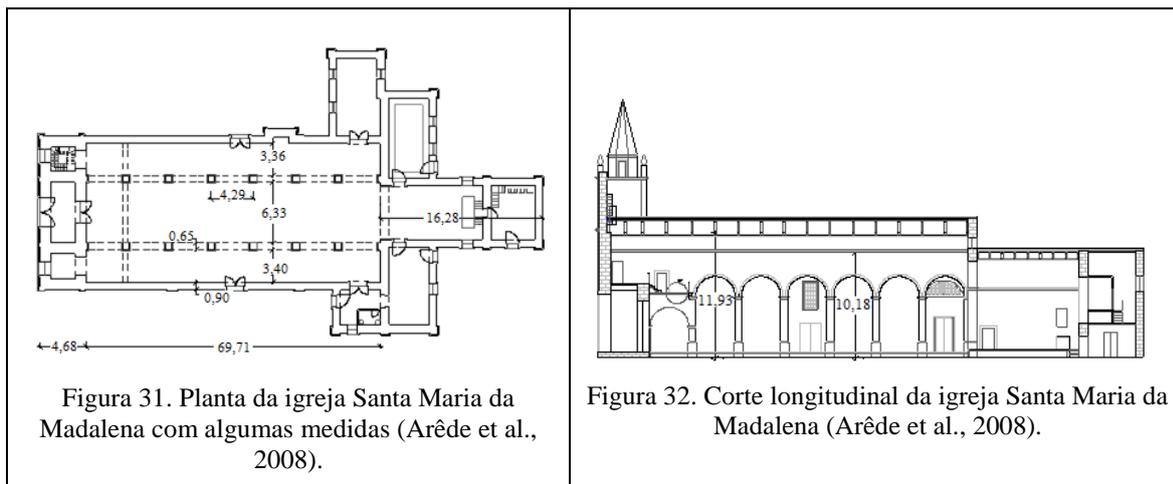
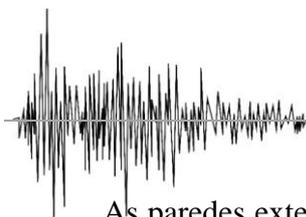


Figura 31. Planta da igreja Santa Maria da Madalena com algumas medidas (Arêde et al., 2008).

Figura 32. Corte longitudinal da igreja Santa Maria da Madalena (Arêde et al., 2008).



As paredes exteriores da igreja de Santa Maria Madalena estão rebocadas com uma argamassa de cimento de boa qualidade, no entanto, são constituídas por várias camadas de peças de diversos materiais, tais como telhas, tijolos, pedras, entre outros, o que as torna menos resistentes devido aos vazios existentes (A. Costa & Vasconcelos, 1999b). Isto acontece devido à constante necessidade de reabilitação e diferentes técnicas de construção aplicadas ao longo do tempo. As paredes têm de dimensão total em largura 80 cm, sendo que na zona da fachada e das torres assumem valores de 1,10 m (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).

As naves laterais são apoiadas pelas paredes exteriores e pelos arcos longitudinais, que apoiam em pilares com dimensão de $0,66 \times 0,66 \text{ m}^2$, espaçados por 3,62 m. Por sua vez, estes arcos dão apoio à nave central de altura 10,92 m. A entrada principal da igreja dá-se pela fachada, onde por cima se encontra o coro alto (Figura 33.b). Esta fachada é revestida a azulejo branco e encontra-se virada sensivelmente para Poente (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).

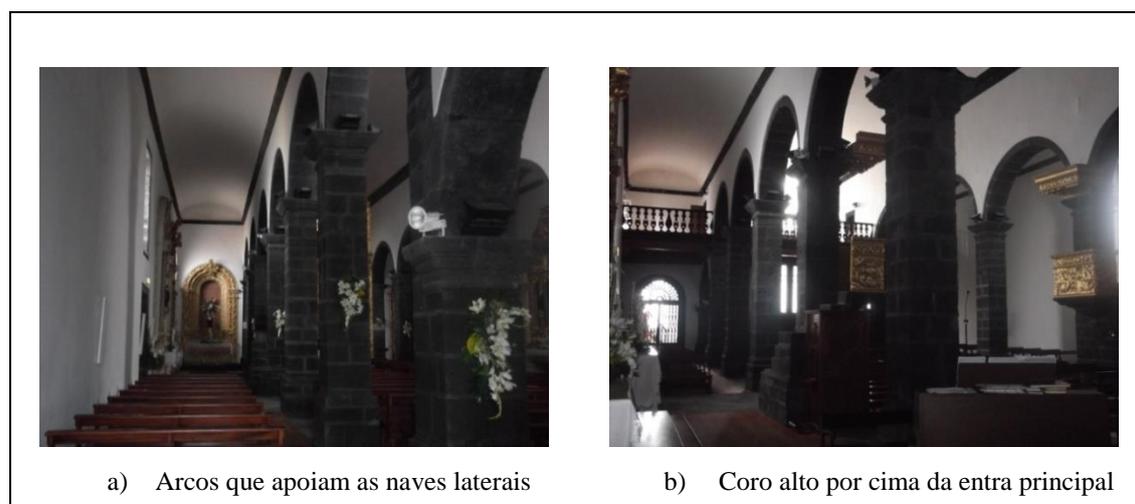


Figura 33. Interior da igreja da Madalena.

A cobertura desta igreja é realizada em duas águas revestidas a telha aba canudo, sendo a estrutura do telhado constituída por asnas treliçadas de madeira com forro apoiado em estruturas de madeira que descarregam nas paredes exteriores e interiores dos arcos longitudinais. Os tetos de cada uma das naves são abobadados por placas curvas de estafe fasquiado suspenso no vigaemento da cobertura (Figura 34) (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).



Figura 34. Apoios intermédios da estrutura da cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).

3.2. Danos observados

Qualquer sismo é constituído por um conjunto atuante de forças transversais e longitudinais, das quais se sabe que as *forças na direção fora do plano* são as mais desfavoráveis à estabilidade de uma igreja. Para além disso, são também a principal causa de abertura de fendas junto às fundações. As *forças na direção do plano* são as menos perigosas uma vez que a parede consegue transmitir os esforços para a fundação, mas causam ainda assim problemas de fendilhação inclinada da parede (N. Martins, 2009).

A igreja de Santa Maria Madalena, na ilha do Pico, não foi muito danificada pelo sismo de 9 de Julho de 1998, onde as forças detalhadas acima se fizeram sentir, no entanto foram visíveis marcas de danos na fachada, nas paredes de forma generalizada e no interior da igreja, tal como se descreve através das tabelas seguintes.

Tabela 2. Síntese dos danos provocados por movimento da fachada da igreja (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).

Mecanismo de colapso	Danos observados
<p style="text-align: center;"><u>Movimento no topo da fachada</u></p>	<p>→ Abertura de fendas;</p> <p>→ Queda de alguns elementos ornamentais da fachada principal.</p> 



Tabela 3. Síntese dos danos provocados por movimento dos arcos transversais da igreja (A. Costa & Vasconcelos, 1999b); (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Mecanismo de colapso	Danos observados
<u>Movimento dos arcos transversais</u>	<p>→ Destacamento das argamassas de revestimento (estruque) do teto da nave central, principalmente junto ao arco triunfal;</p> 
	<p>→ Ligeiro abatimento do teto abobadado da nave central com desprendimento de argamassa, particularmente junto ao arco que separa a nave da capela-mor.</p>  



Tabela 4. Síntese dos danos provocados por movimento das paredes exteriores da igreja (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).

Mecanismo de colapso	Danos observados
<u>Movimento das paredes exteriores</u>	<p>→ Fenda significa observável no exterior no topo do corpo das traseiras do lado Norte da igreja;</p>
	<p>→ Deformação da abóbada de estrutura de madeira da nave principal, junto à capela-mor com desprendimento de argamassas;</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>
	<p>→ Destacamento de azulejos na fachada principal, torres e interior da igreja;</p> <div style="text-align: center;">  </div>
	<p>→ Fenda vertical, avançando pelas juntas de cantaria, sobre a porta lateral Norte da Igreja;</p> <div style="text-align: center;">  </div>
	<p>→ Fenda na ligação da parede lateral à torre.</p> <div style="text-align: center;">  </div>



Tabela 5. Síntese dos danos provocados por movimento das torres da igreja (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).

Mecanismo de colapso	Danos observados
<u>Movimento das torres sineiras</u>	<p>→ Queda do pináculo da torre direita;</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>
	<p>→ Fendas, detetadas pelo interior, nas ligações das torres à nave, na zona do coro alto.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>

3.3. Reforço estrutural adotado

Apesar de a igreja de Santa Maria Madalena ter sido pouco danificada com a ação do sismo de 9 de Julho de 1998, pretendeu-se com o reforço aplicado prevenir danos ocorridos por novas solicitações sísmicas, mantendo a forma original da igreja e melhorando o comportamento estrutural.

Os reforços aplicados tiveram o intuito de aperfeiçoar as ligações entre os diversos elementos estruturais, considerando materiais e técnicas construtivas da igreja. Isto porque se sabe que a forma como a parede se encontra construída é importante para a sua capacidade de resposta e comportamento aquando de um sismo. Sabe-se também que a igreja da Madalena é constituída por alvenaria de pedra, e que este tipo de alvenaria sujeita aos sismos típicos do arquipélago dos Açores, em que a aceleração vertical é muito



próxima da horizontal e a frequência de excitação alta, faz aliviar o peso próprio das paredes fazendo com que se desagreguem facilmente, (A. Costa, Arêde, & Costa, 2008).

Segundo as abordagens possíveis a considerar para reabilitação e reforço estrutural da igreja de Santa Maria Madalena, optou-se primeiramente por melhorar os materiais da própria igreja, e de seguida aperfeiçoar as ligações entre os elementos estruturais e não estruturais (como entablamentos, cimalthas, cornijas, frontispícios, pináculos, etc.).

3.3.1. Melhoria dos Materiais

Em termos dos materiais aplicados na igreja de Santa Maria Madalena, pretende-se melhorar o comportamento estrutural das alvenarias de pedra rebocadas a argamassa. Uma forma de o fazer é através da melhoria da argamassa (A. Costa, Arêde, & Costa, 2008). Nos rebocos escolheu-se aplicar uma argamassa de traço 1:3 (1 de cimento e 3 de areia) para melhor fechar todas as juntas e uniformizar a parede (A. Costa & Vasconcelos, 1999b); (Arêde et al. 2008).

Outras soluções adotadas para uniformização da resistência das paredes da igreja da Madalena, (A. Costa & Vasconcelos, 1999b); (Arêde et al. 2008):

- Injeção de calda de cimento, e quando necessário uma proteção de grout por cima;
- Uso de malha galvanizada, embebida em reboco e posteriormente pregada de cada lado das paredes, ligam-se através de conectores;
- Colocação de cantoneiras metálicas ou parafusos.

3.3.2. Reforço dos elementos estruturais

Para melhoria do comportamento dos elementos estruturais constituintes da igreja da Madalena, como as fundações, paredes, cobertura e torres sineiras, optou-se pela primazia da união de todos estes elementos. Detalha-se nas Tabelas 6 a 9 a localização e respetivo reforço aplicado.



3.3.2.1. Fundações

As fundações são o elemento de suporte de uma qualquer estrutura, se estas falharem a estrutura deixa de estar ligada e entra em rutura. Quando uma estrutura é solicitada a um abalo sísmico são as suas fundações a receber em primeiro lugar as ações/forças do abalo sísmico e por isso as ligações entre as paredes e as fundações são essenciais (A. Costa et al. 2008).

Na Figura 35 detalha-se a localização dos reforços a aplicar, sendo que estes foram divididos em três pormenores: P1, P2 e P3, que correspondem respetivamente a reforços das paredes exteriores, à ligação dos pilares interiores e ao reforço das fundações das torres sineiras.

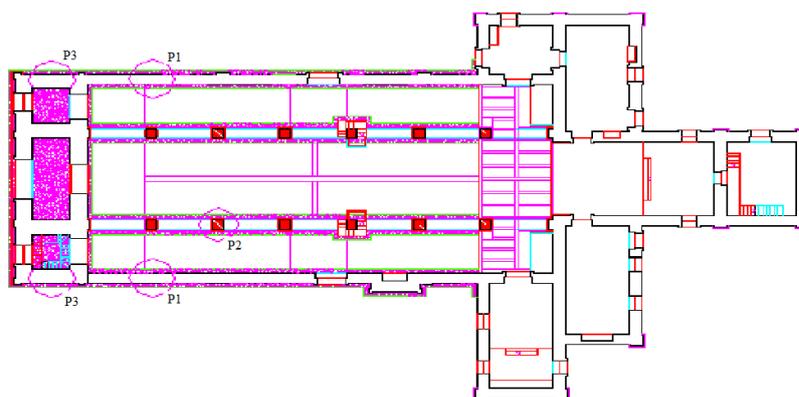


Figura 35. Localização dos reforços das fundações (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Na Tabela 6 descreve-se o modelo de cada pormenor de reforço e respetivo mecanismo de funcionamento.

As vigas de solidarização aplicam-se para solidarizar os elementos das paredes não só na cobertura, como nas fundações, através de vigas de equilíbrio. Nas paredes e pilares interiores o objetivo é fortalecer as fundações através de ligadores de aço galvanizado, fixados por betonagem adjacente às fundações das paredes correspondentes (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).



Figura 36. Vista geral das fundações da nave central da igreja da Madalena (Arêde et al., 2008).

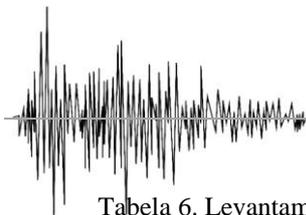


Tabela 6. Levantamento do reforço sísmico das fundações (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Elemento	Detalhe	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
Fundações	<p>Figura 37. Pormenor P1 de detalhe do reforço das fundações das paredes exteriores através de uma fundação contínua (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> <p>Figura 38. Pormenor P2 de ligação dos pilares interiores por uma fundação contínua (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> <p>Figura 39. Pormenor P3 de reforço da fundação das torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>	<p>Ligação das fundações das paredes exteriores aos pilares interiores através de uma fundação contínua constituída por ligadores de aço galvanizado fixados por posterior betonagem da fundação.</p> <p>Reforço das fundações das paredes através da consolidação das paredes de alvenaria com reboco armado aplicado nos dois lados da parede ligado por ligadores.</p> <p>Reforço das fundações das torres sineiras através da introdução de uma laje de betão armado para consolidar as fundações e ligá-las mutuamente.</p>



3.3.2.2. Alvenarias

Em todos os reforços escolhidos para introduzir nas *alvenarias* executa-se o seguinte processo: picagem do reboco existente e de juntas danificadas; reforço das paredes pelos processos escolhidos; aplicação de ligadores de varão roscado e, execução de reboco de revestimento (A. Costa et al., 2008).

Consoante a posição em que estas alvenarias estruturais se encontram, as medidas de reforço a aplicar têm especificidades diferentes, como é possível observar na Figura 40 e Tabela 7.

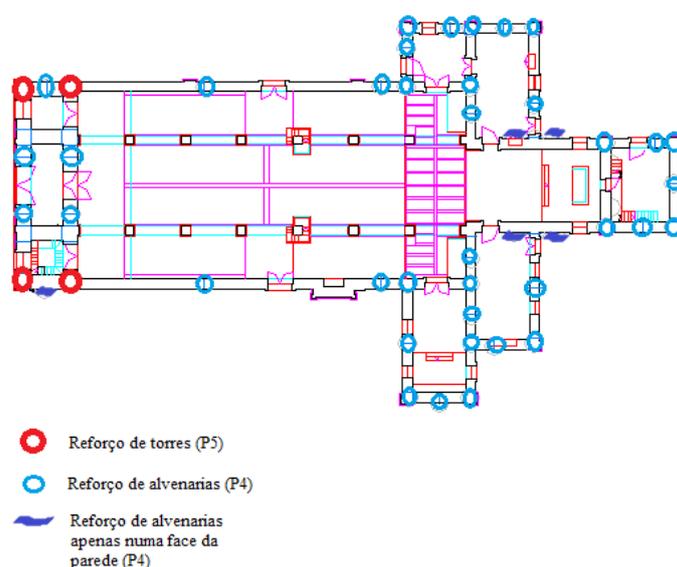
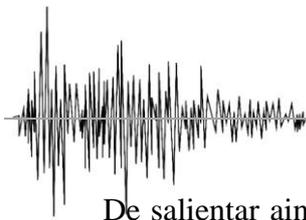


Figura 40. Localização dos reforços nas paredes de alvenaria de pedra (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Na Tabela 7 detalha-se os pormenores de execução dos processos de reforço escolhidos, onde essencialmente opta-se pela uniformização das propriedades da alvenaria das paredes estruturais. Nos arcos longitudinais o reforço é aplicado através da ligação das paredes; pelo travamento de arcos/paredes e, pela substituição dos rebocos de gesso por rebocos armados com rede inox. Nas pedras de maior dimensão é fixada uma bucha metálica com parafuso para ligar a rede metálica à respetiva parede (A. Costa & Vasconcelos, 1999a); (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).



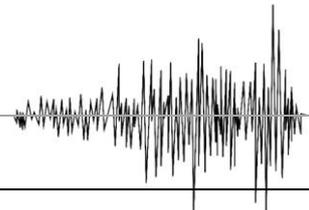
De salientar ainda que a rede de inox escolhida para reforço das alvenarias tem as propriedades descritas na Tabela 7, que primam pela dureza e capacidade resistente à tração.

Tabela 7. Propriedades mecânicas da rede de inox (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

	Rm (N/mm ²)	Rp (N/mm ²)	Alargamento (%)	Dureza (HB)
Requisitos	515	205	40	202

Tabela 8. Levantamento do reforço sísmico das paredes (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Elemento	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
Paredes	<p>→ Reforço das paredes através de uma rede metálica galvanizada, consoante zonas problemáticas, tais como cunhais, na existência de 3 panos de paredes ou panos de maior dimensão.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Figura 41. Pormenor P4 com existência de 3 panos de parede (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Figura 42. Pormenor P4 em cunhais (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> </div> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;"> <p>Figura 43. Pormenor P4 de reforço de parede de alvenaria de pedra generalizada (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> </div>



Elemento	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
Paredes	<p>Figura 44. Pormenor P5 de reforço das paredes de alvenaria das torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>

3.3.2.3. Cobertura

Procedeu-se a um melhoramento da cobertura para restringir os movimentos das paredes, evitando que a parede funcione como “consola”. O processo de reforço consistiu na remoção de cornijas de pedra; levantamento de telhas para espaço de trabalho; aplicação de chapa quinada em aço inox; fixação de novas cornijas; na introdução de varões de inox para apoio e, execução de ligações entre empenas e vigas de cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999a); (Arêde et al., 2008).

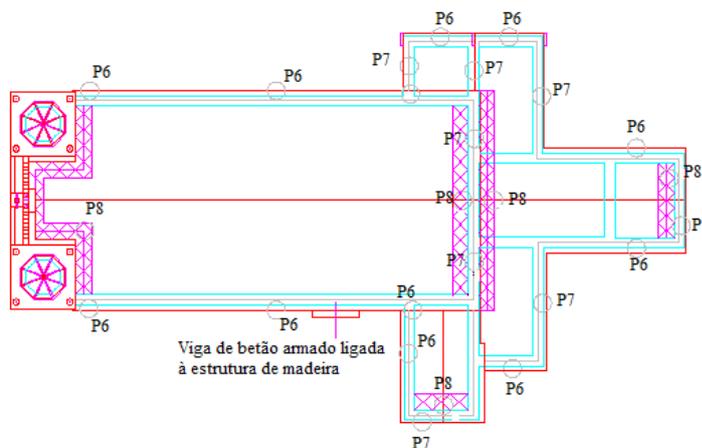
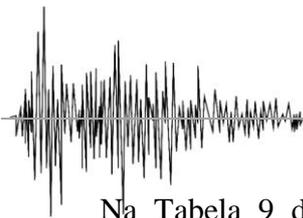
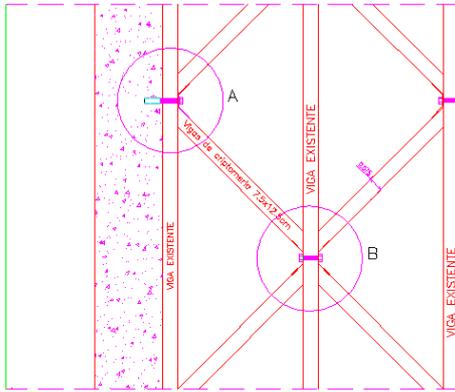
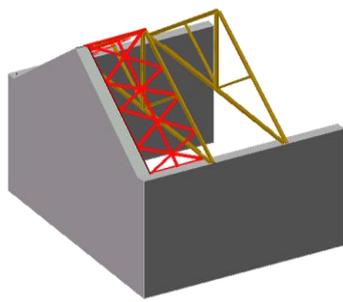


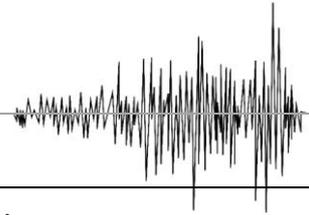
Figura 45. Localização dos reforços aplicados na cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).



Na Tabela 9 descreve-se e detalha-se os pormenores de reforço P6, P7 e P8 aplicados na cobertura da igreja da Madalena, sendo que correspondem respetivamente a reforços no topo das paredes exteriores perpendiculares e paralelas aos barrotes da cobertura, e ao reforço da ligação das empenas paralelas às vigas da cobertura.

Tabela 9. Levantamento do reforço sísmico da cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Elemento	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
Cobertura	<p data-bbox="406 638 1388 761">→ Ligação das empenas às vigas paralelas da cobertura através da aplicação de vigas cruzadas de criptoméria ligadas por chapas diagonais segundo a localização dos reforços na Figura 45;</p>  <p data-bbox="470 1243 1324 1310">Figura 46. Pormenor P8 de ligação das empenas paralelas às vigas da cobertura (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>  <p data-bbox="438 1646 1356 1691">Figura 47. Visualização contextualizada do pormenor P8 de reforço (Moreira, 2008).</p>



Elemento	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
<p>Cobertura</p>	<p>→ Reforço da cobertura segundo paredes perpendiculares aos barrotes através da construção de uma viga de betão armado junto da empena onde se une uma lateja de microbetão que se prolonga pelo perímetro da estrutura.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Pormenor P6</p> <p style="text-align: center;">Figura 48. Pormenor P6 de reforço no topo das paredes exteriores perpendiculares aos barrotes (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> <p style="text-align: center;">Figura 50. Pormenor P7 de reforço no topo das paredes exteriores paralelas aos barrotes (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Pormenor P7</p> <p style="text-align: center;">Figura 49. Pormenor da ligação da chapa de aço inox à viga de betão (12 furos com 9 pregos) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> <p style="text-align: center;">Figura 51. Disposição da viga de betão (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> </div> </div>

3.3.2.4. Torres sineiras

As paredes das torres sineiras até à cimalha estão ligadas à nave central da igreja, sendo depois separadas nas chamadas paredes das torres sineiras. O reforço adotado pretende unir estas duas paredes para que possam trabalhar em conjunto e não exista descontinuidades em altura (A. Costa & Vasconcelos, 1999b). O reforço é aplicado na parte inferior e ligado às torres sineiras pelo nível da cimalha (Figura 52).

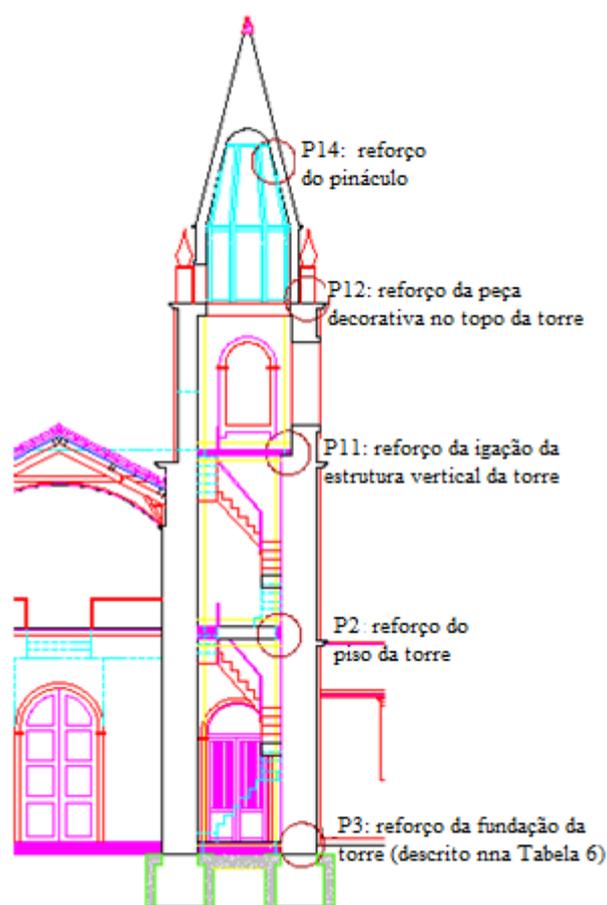


Figura 52. Localização dos reforços aplicados nas torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

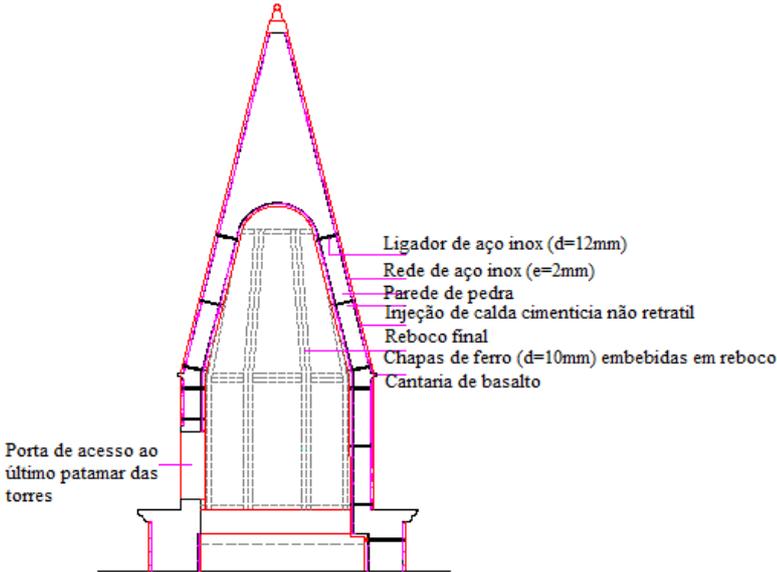
No presente ponto da dissertação apenas se analisará os pormenores P9, P11 e P14 referentes à melhoria estrutural das torres sineiras e respetivamente correspondentes a reforços: no piso das torres; na ligação da estrutura vertical de reforço das torres, nos pináculos das torres sineiras.



Tabela 10. Levantamento do reforço sísmico das torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Elemento	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
Torres Sineiras	<p>→ Reforço do piso das torres através de ligadores e chapas de aço inox para unir piso e paredes das torres.</p> <p>Figura 53. Pormenor P9 de reforço do piso das torres (corte vertical) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> <p>Figura 54. Pormenor P9 de reforço dos pisos das torres sineiras (corte transversal) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>
	<p>→ Reforço aplicado na ligação da estrutura vertical de reforço das torres quando há diferenças de espessura das paredes entre pisos.</p> <p>Figura 55. Pormenor P11 de ligação da estrutura vertical de reforço das torres (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>



Elemento	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
Torres Sineiras	<p>→ Reforço do pináculo das torres sineiras através de chapas de ferro e ligadores de aço inox com diâmetro de 12mm, para um comportamento uniforme e mais resistente à ação sísmica, que incide nestes elementos mais altos.</p>  <p>Figura 56. Pormenor P14 de reforço dos pináculos das torres sineiras (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>

3.3.3. Reforço não estrutural e travamento de arcos

O presente ponto da dissertação trata os reforços não estruturais realizados na igreja de Santa Maria Madalena, onde se incide o estudo dos reforços nos elementos decorativos, como as peças do pináculo das torres e o frontispício.

O frontispício ou frontão é um elemento isostático que tem o apoio ao nível da cimalha. O seu reforço é necessário pois quando sujeito a eventos sísmicos funciona como um elemento separado do todo da igreja, assim, pretende-se unir o frontispício à igreja através de chapas de ferro, melhorando o seu comportamento para fora do plano (Arêde et al., 2008a). A localização do reforço do frontispício encontra-se detalhada na Figura 57.

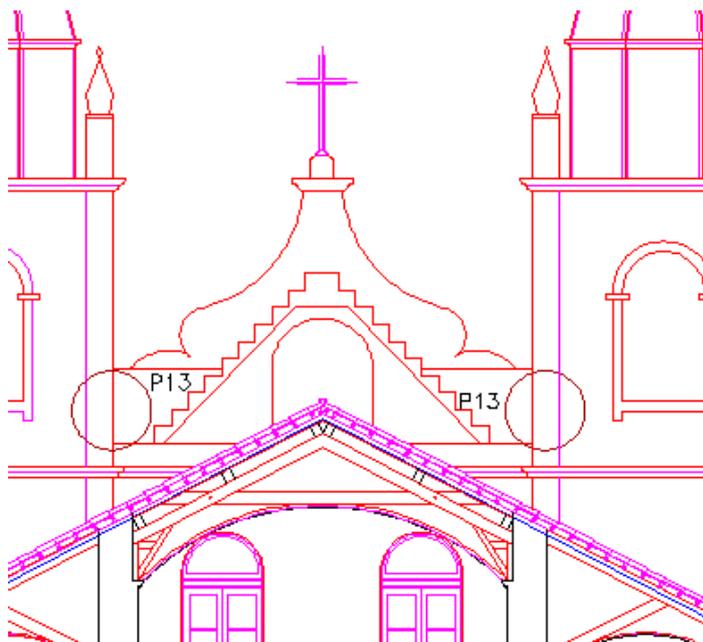
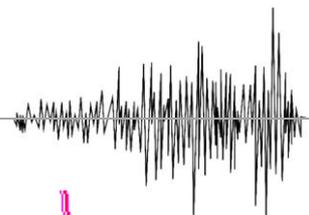
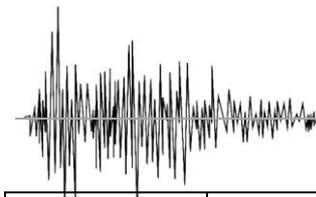


Figura 57. Localização do reforço do frontispício (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Na Tabela 11 descrevem-se os reforços não estruturais dos elementos decorativos das peças dos pináculos das torres e do frontispício que correspondem respetivamente aos pormenores de reforço P12 e P13.

Tabela 11. Levantamento do reforço sísmico de elementos não estruturais (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Elemento	Detalhe	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
Peças decorativas do topo das torres	<p>Figura 58. Pormenor P12 do reforço das peças decorativas das torres (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>	Reforço da peça decorativa existente no topo das torres através da sua fixação com recurso a conectores aplicados na diagonal;



Elemento	Detalhe	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
<p>Frontispício</p>	<p>Figura 59. Pormenor de reforço P13 do frontispício (corte vertical) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p> <p>Figura 60. Pormenor P13 de reforço do frontispício (alçado frontal) (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>	<p>Colocação de chapas de ligação entre as torres e o frontispício, recorrendo a ligadores de aço inox.</p>

Em relação ao travamento dos arcos, efetua-se um reforço com introdução de uma viga de betão armado que ligará estes à estrutura de madeira da cobertura. Este travamento é necessário para que as paredes interiores onde se encontram os arcos longitudinais funcionem em conjunto com as paredes exteriores assegurando-se assim a ligação entre todos os elementos estruturais.

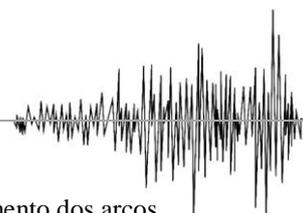


Tabela 12. Levantamento do reforço sísmico aplicado para travamento dos arcos (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Elemento	Tipo de reforço sísmico e mecanismo de funcionamento
Arcos	<p>Reforço introduzido para travamento dos arcos longitudinais constituído por uma viga de betão armado ligada à estrutura de madeira da cobertura através de chapas de ligação em aço inox.</p> <p>Figura 61. Pormenor de reforço sísmico para travamento dos arcos (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).</p>

Capítulo 4.
Modelos numéricos



Capítulo 4. Modelos numéricos

4.1. Importância da análise numérica dinâmica

Os edifícios antigos são por definição únicos, sendo importante a preservação desse património. No entanto esta particularidade faz com seja difícil definir métodos de reforço sísmico. A análise numérica é uma mais-valia, dado que permite avaliar a segurança presente, e depois os níveis esperados ou que podem ser alcançados como resultado de uma ação sísmica, quando a experiência ou outras situações não permite ter esta noção (Camelo, 2010).

No passado, antes de se recorrer à análise dinâmica de uma estrutura procedia-se a cálculos estáticos, onde o estudo das ações sísmicas é mais conservador já que se adotam valores de ações muito elevados. Hoje em dia os métodos de cálculo dinâmico de estruturas sujeitas a ações sísmicas são mais precisos pois traduzem situações mais próximos da realidade, em que as ações atuantes conduzem a esforços menores e consequentemente soluções mais económicas (Pereira, 2009).

Como o cálculo dinâmico de uma estrutura, tal como uma igreja, é bastante complexo, foram ao longo dos anos desenvolvendo-se programas de cálculo automáticos para resolução destes problemas. Um deles é o programa automático SAP2000, baseado no método de elementos finitos em modelos de casca ou sólidos, e criado pela empresa de software CSI (*Computers&Structures, Inc.*) sediada em Berkeley (EUA) há mais de 30 anos, com a principal finalidade de resolver problemas de cálculo estrutural (Computers&Structures Inc., 2012). Ao longo dos anos o seu recurso foi aperfeiçoado e novas versões foram atualizadas. Na verdade hoje é um dos programas mais usados para análise sísmica de estruturas e é por isso uma das razões do seu recurso para implementar o estudo do modelo construído para a igreja de Santa Maria Madalena.

No geral, recorre-se a este tipo de modelação não só para análise sísmica de uma estrutura mas também por razões de interpretação do comportamento estrutural e dos danos observados com ações estáticas; para avaliação do nível de segurança da estrutura original ou modificada; para avaliação de intervenções estruturais nas construções ao longo do tempo e/ou para avaliação da vulnerabilidade sísmica.



A modelação numérica de construções antigas pode ajudar a compreender o seu complexo comportamento estrutural, avaliando resistências e fragilidades, dado que em edifícios antigos e históricos não é sempre viável a realização de ensaios destrutivos, quer *in-situ*, quer em laboratório, mesmo que em elementos isolados.

Esta modelação é uma ferramenta útil e vantajosa pelos seus reduzidos recursos físicos e monetários. No entanto é necessária uma elaborada discretização da estrutura em análise, com definição de características materiais, condições de fronteira e ligações entre elementos da estrutura. Assim sendo, o rigor e conseqüente sucesso da modelação dependem da qualidade de informação utilizada, da representatividade do modelo adotado e das ações consideradas.

O modelo construído ao longo da presente dissertação é um confronto de informações do alçado e cortes do projeto disponibilizado, bem como de fotografias do interior e exterior da igreja, e ainda, dados de um conjunto de trabalhos já realizados (A. Costa & Vasconcelos, 1999a); (Magalhães, 2009).

Apesar da importância em considerar a não-linearidade dos materiais em construções antigas de alvenaria quando sujeitas a ações sísmicas, opta-se por assimilar um comportamento linear elástico ao modelo, dado que se pretende uma avaliação global desta estrutura, identificando zonas de fragilidade estrutural e zonas críticas de concentração de tensões, dado que permite uma análise simplificada na interpretação da fissuração presente e da previsão do grau e localização de zonas propensas a sofrer dano.

4.2. Análise modal espectral

A idealização das vibrações sísmicas por meio de um espectro de resposta deve-se a G.W. Housner e consiste em caracterizar essas vibrações através dos seus efeitos sobre osciladores lineares de um grau de liberdade com amortecimento viscoso. O espectro de resposta é o valor máximo da aceleração que um oscilador de um grau de liberdade sofre quando excitado por uma dada ação sísmica (Sampaio & Martins, 2006).

A aplicação de um espectro de resposta à análise de uma estrutura é possível através da quantificação dos valores máximos de resposta de um oscilador de vários graus



de liberdade, sendo como que uma sobreposição das respostas de cada um dos modos de vibração da estrutura (Sampaio & Martins, 2006).

A realização da modelação numérica em causa é efetuada segundo as diretrizes do Eurocódigo 8, respeitante ao projeto de estruturas para resistência aos sismos, que prima por “na eventualidade da ocorrência dos mesmos, proteger as vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de proteção civil importantes” (CEN, 2010a). É também uma modelação de análise dinâmica linear, ou seja, análise modal espectral, assumindo uma resposta dinâmica que permite a determinação, de forma independente, de cada um dos modos de vibração naturais da estrutura, obtendo-se no final uma combinação de modos através da aplicação da combinação dos modos da “raiz quadrada da soma dos quadrados” ou SRSS (*Square-Root-of-Sum-of-Squares*) da resposta de cada um dos modos individuais dada pela equação (Sampaio & Martins, 2006):

$$(1) \quad r^{\text{máx}} = \sqrt{\sum_j (r_j^{\text{máx}})^2}$$

Em que:

$r^{\text{máx}}$ → resposta total da estrutura;

$r_j^{\text{máx}}$ → resposta máxima do modo de vibração j .

Esta combinação quadrática completa dos modos (SRSS ou *Square-Root-of-Sum-of-Squares*) traduz uma situação em que se combina as respostas máximas dos diferentes modos de vibração da estrutura. A vantagem da utilização deste método reside na consideração dos modos de vibração mais ajustados para edifícios irregulares, com a ressalva de que, devido à contabilização de fatores de redução das forças globais, a aplicabilidade deste método decresce com o comportamento não-linear da estrutura. Assim sendo, a modelação numérica revela, no final da sua avaliação, zonas de elevada concentração de tensões e zonas de possíveis ruturas locais, e permite também estimar os níveis de tensão sobre os materiais estruturais.



A análise espectral executada nos modelos numéricos é traduzida por equações normalizadas do Eurócodigo 8 dependentes dos valores da classe estrutural da estrutura em análise (Tabela 13), do tipo de terreno característico da ilha do Pico (Tabela 14), do coeficiente de comportamento (q) (Tabela 15) e do coeficiente de amortecimento (ξ).

Tabela 13. Classe de importância das estruturas (CEN, 2010).

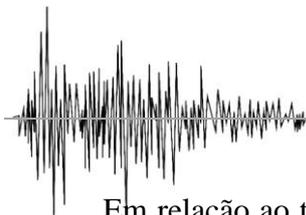
Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso,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

Tabela 14. Tipos de terrenos em consideração (CEN, 2010).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		v_{s30} (m/s)	N_{MPT} (pneúmas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Tabela 15. Valor básico de coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura (CEN, 2010).

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_d/\alpha_1$	$4,5\alpha_d/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_d/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0



Em relação ao tipo de terreno, na ilha do Pico tem-se solo do tipo vulcânico, e por isso é o mais próximo do tipo B de solo. O coeficiente de comportamento é dado por 1,5, como se observa na Tabela 15, e admitindo uma baixa ductilidade do material constituinte, independentemente da estrutura e da sua regularidade em altura.

Tabela 16. Síntese dos parâmetros utilizados para obtenção do espectro de resposta da igreja da Madalena.

Classe Estrutural	Tipo de terreno	q	ξ (%)
III	B	1,5	5

A Figura 62 revela o espectro de resposta obtido através das equações do Eurocódigo 8 e para as variáveis da ilha do Pico. O procedimento de cálculo do espectro de resposta da Figura 62 encontra-se no Anexo C desta dissertação.

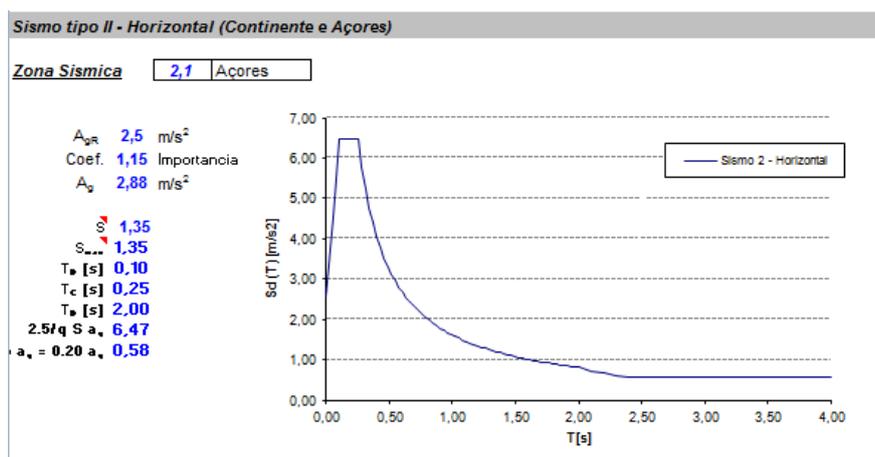


Figura 62. Espectro de resposta afeto da componente horizontal da ação sísmica na modelação numérica da igreja da Madalena (Anexo C).

4.3. Combinações de ação sísmica

Para cada caso de carga, os valores de cálculo dos efeitos das ações (Ed) devem ser determinados combinando os valores das ações que se consideram poder ocorrer simultaneamente. Na análise modal da igreja de Santa Maria Madalena é essencial definir as ações a considerar e as consequentes combinações. A análise de modelação dinâmica considera as ações verticais do sismo, traduzidas por espectros de resposta. De acordo com



o Eurocódigo 8 o espectro de cálculo referido anteriormente (Figura 62) é introduzido no programa SAP 2000, sem coeficientes de majoração e de acordo com a seguinte fórmula (Miguel, 2008):

$$(2) \quad S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{ED}$$

Em que:

S_d , → combinação de ações que solicita a estrutura sob a ação de um sismo;

$G_{k,j}$, → ações permanentes, nomeadamente o peso próprio da estrutura;

A_{ED} , → ação sísmica vertical e horizontal representadas nos espectros de resposta.

As ações sísmicas verticais e horizontais representadas no espectro de resposta, A_{ED} , são aplicadas no programa automático SAP2000 segundo as seguintes três combinações de ações dadas pelo Eurocódigo 8, e das quais se realiza uma envolvente dos maiores valores (CEN, 2010).

$$(3) \quad S_{d1} = E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz}$$

$$(4) \quad S_{d2} = 0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz}$$

$$(5) \quad S_{d3} = 0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz}$$

Em que:

“+” → combinar com;

E_{Edx} ; E_{Edy} → esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x e y, respetivamente, escolhido para a estrutura;

E_{Edz} → esforços verticais devido à aplicação da componente vertical de ação sísmica de cálculo.

4.4. Considerações e caracterização dos modelos numéricos

A elaboração de um modelo numérico e geométrico representativo da igreja de Santa Maria Madalena, como é apresentado na Figura 63, é um passo importante para o bom funcionamento do modelo no software de cálculo, assim como para a obtenção de resultados realistas. A recriação digital da igreja não passa por criar um modelo semelhante

em termos arquitetónicos, mas sim em termos estruturais, de forma a compreender o funcionamento real do edifício.

A primeira fase do processo de cálculo dos modelos numéricos engloba a definição física do problema em análise, ou seja, a geração do modelo sobre o qual irá a análise incidir, através dos seguintes passos (Miguel, 2008):

- Definição geométrica;
- Geração da malha de elementos finitos.
- Definição das características dos elementos;
- Definição das características dos materiais.

Para estudo e comparação entre situações realistas e adaptação dos reforços sísmicos é aplicada na modelação numérica quatro soluções diferentes de reforço da igreja da Santa Maria da Madalena (Tabela 17). Estes modelos têm por princípio a análise de um modelo que pretende representar a igreja antes da atuação do sismo (M1), ou seja considerando que a cobertura não está ligada às paredes, funcionando estas como consolas. Os restantes modelos são criados para estudo das diferentes soluções de reforço da estrutura, sendo que o modelo numérico interligado e com reforço sísmico (M4) traduz a situação em que os elementos estruturais da igreja estão todos ligados entre si.

Tabela 17. Descrição do funcionamento estrutural dos modelos numéricos em estudo.

M1	Este modelo traduz uma estrutura sem ligação entre cobertura e as paredes estruturais, e onde a ausência de reforço sísmico nas paredes ($E=0,4\text{GPa}$) faz corresponder uma situação mais próxima da realidade estrutural da igreja quando o sismo ocorre.
M2	Este modelo traduz uma estrutura sem ligação entre a cobertura e as paredes estruturais mas onde as paredes são reforçadas através de um aumento do seu módulo de elasticidade ($E=0,7\text{GPa}$).
M3	Este modelo traduz uma estrutura interligada onde as paredes não se encontram reforçadas sísmicamente ($E=0,4\text{GPa}$).
M4	Este modelo traduz uma estrutura completamente interligada e com reforço sísmico aplicado ($E=0,7\text{GPa}$)

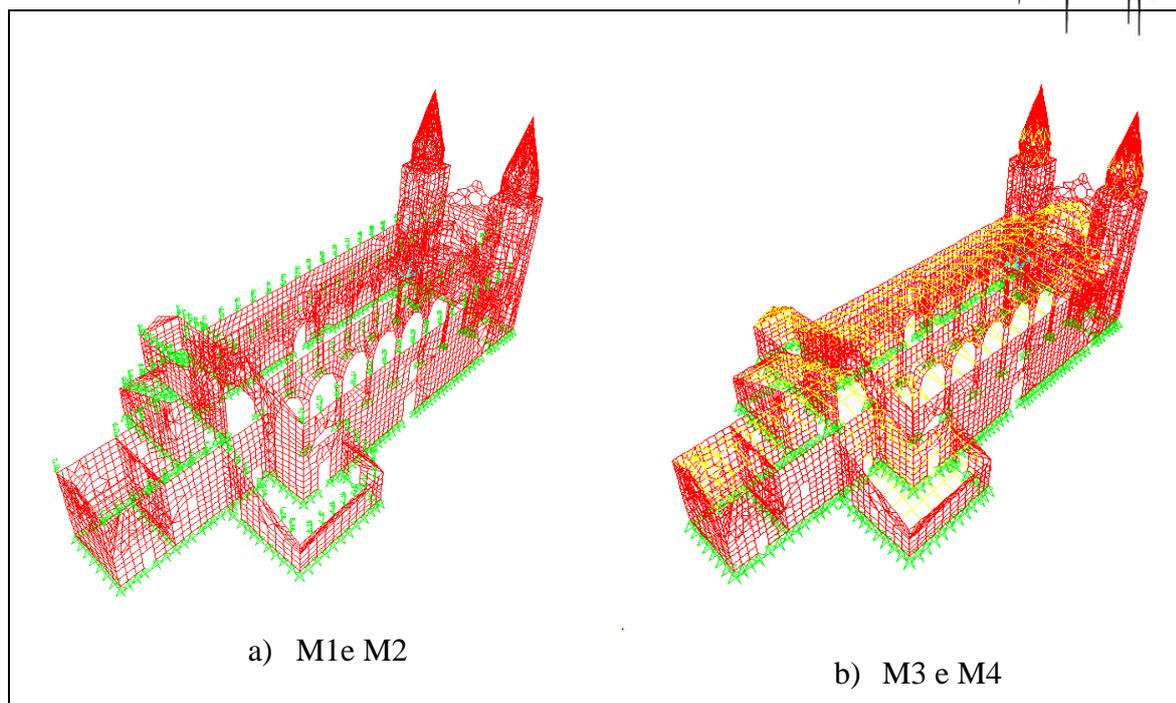
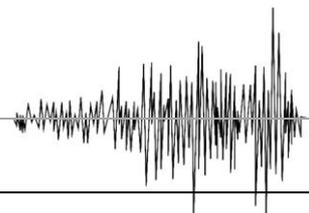


Figura 63. Modelos numéricos da igreja da Madalena em SAP2000.

De outros estudos sobre a igreja da Madalena na ilha do Pico sabe-se que os materiais dos elementos estruturais são essencialmente a madeira e a alvenaria de pedra e, como tal, são estes os adotados como principais nos modelos numéricos.

Na Tabela 18 descreve-se as propriedades dos materiais utilizados na modelação numérica da igreja em causa e cujos valores foram caracterizados em ensaios de alvenarias de pedra tradicionais e retirados da calibração dos modelos presente no capítulo 4.5 da presente dissertação.

Tabela 18. Síntese das propriedades dos materiais adotados no modelo numérico, (Moreira, 2008).

Elementos	Material	Massa específica (ρ) (KN/m ³)	Módulo de elasticidade (E) (GPa)	Coefficiente de Poisson (ν)
Paredes	Alvenaria de pedra não reforçada	18	0,4	0,2
	Alvenaria de pedra reforçada	18	0,7	0,2
Barrotes	Madeira	4,0	2,0	0,2
Madeira da Cobertura (considerando forros e tetos)		27	2,0	0,2



Na execução dos modelos numéricos é ainda considerada a geometria dos elementos desenhados referentes às paredes de alvenaria e aos barrotes de madeira (Tabelas 19 e 20):

Tabela 19. Geometria das paredes de alvenaria modeladas, (A. Costa & Vasconcelos, 1999a); (A. Costa & Vasconcelos, 1999b).

Paredes de Alvenaria	Elementos	Espessura (m)
	Arcos longitudinais	0,66
	Coro Alto	0,40
	Espessura dos pináculos	0,35
	Fachada principal	1,10
	Frontispício	0,70
	Paredes das torres	1,10
	Paredes em geral	0,80

Tabela 20. Geometria dos elementos da modelação numérica em madeira, (A. Costa & Vasconcelos, 1999a).

Madeira	Elementos	 (m)
	Barrotes da cobertura principal	a=0,15; b=0,20
	Barrotes da cobertura posterior	a=0,15; b=0,15
	Cumeeira	a=0,20; b=0,25
	Madres da cobertura principal	a=0,15; b=0,20
	Madres da cobertura posterior	a=0,10; b=0,15

- As condições de suporte na base das paredes de alvenaria correspondem a uma restrição de deslocamentos verticais e horizontais no plano e fora do plano das paredes a este nível.
- A ação sísmica é traduzida por um espectro de resposta linear elástico, considerando a sua atuação segundo as componentes horizontal e vertical do sismo e para o tipo II de zona sísmica.
- Nos modelos M1 e M2 a simulação de existência de cobertura apenas apoiada nas paredes é traduzida pela aplicação de cargas concentradas segundo as reações do modelo numérico da cobertura, simplificando assim o processo de cálculo através da combinação de ações da equação 6, em que o valor seria posteriormente distribuído ao longo das paredes do corpo principal e sacristias da igreja segundo uma força transformada em massa pelo programa de cálculo automático SAP2000 (CEN, 2010):



$$(6) \quad S_d = E_{Gk} + \psi_2 E_{Qk}$$

Em que,

E_{Gk} → ação permanente da cobertura, dada segundo o cálculo das forças provocadas pelo peso do material constituinte (madeira), telhas e forros, num total de $1,3 \text{ KN/m}^2$;

ψ_2 → coeficiente de combinação, que segundo o EC0 e para combinações sísmicas toma o valor de 0,4;

E_{Qk} → ação da sobrecarga, que para combinações de cobertura admite o valor de 1 KN/m^2 .

- Nos modelos M3 e M4 a cobertura possui uma ligação às paredes de forma a não deixar passar os momentos da cobertura para as paredes ligadas;
- Em termos de definição de ações, apenas são consideradas as ações permanentes de elementos estruturais e não estruturais. O peso próprio das paredes de alvenaria é considerado com peso volúmico 18 KN/m^3 , e o peso próprio da cobertura (incluindo telha e forro) com peso volúmico de 27 KN/m^3 , (Moreira, 2008).

4.5. Calibração dos modelos numéricos

Um modelo numérico de uma dada construção deve ser sempre calibrado de forma a adquirir-se confiança nos resultados finais. Esta calibração é, normalmente, efetuada comparando as frequências e os modos de vibração associados do modelo numérico com os obtidos por via experimental, quando existem. Também é importante avaliar qual a modelação que melhor representa o comportamento estrutural da construção, e por isso, é importante comparar o modelo casca com o modelo sólido, a fim de verificar qual o modelo que melhor representa a estrutura em causa.

No âmbito do estudo da análise sísmica da igreja da Madalena na ilha do Pico, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, gerou-se um modelo numérico da igreja de Santa Maria Madalena, elaborado no programa CASTEM2000, que foi devidamente calibrado com ensaios experimentais no local, e que servirá de base para a calibração do modelo numérico desenvolvido na presente dissertação pelo programa SAP2000. Nesse estudo da FEUP



- O modelo sem telhado tem concentrado nos pontos de apoio do telhado uma massa equivalente, enquanto o modelo com telhado possui articulações nos pontos de apoio do telhado.
- O modelo sem telhado representa uma situação em que as paredes não têm travamento algum ao longo da sua altura e apenas funcionam como consolas na zona da nave principal (Figura 64.b);

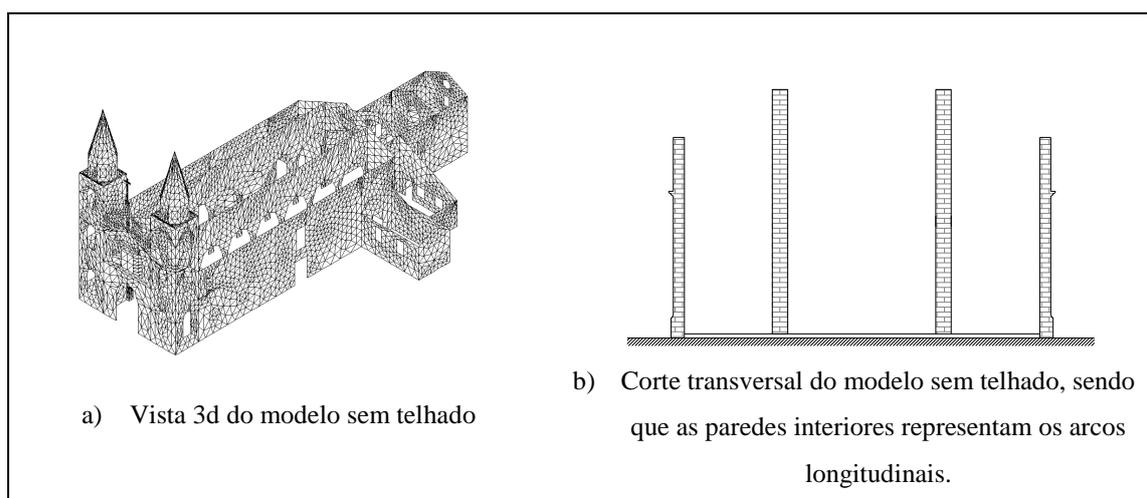


Figura 64. Modelo CASTEM sem telhado (Moreira, 2008).

- O modelo com telhado representa uma situação em que as paredes estão travadas no seu topo pelo telhado, sendo modelado com elementos de barra ligados por articulações à parede (Figura 65.b). O reforço sísmico é apenas aplicado com a ligação da cobertura às paredes estruturais.

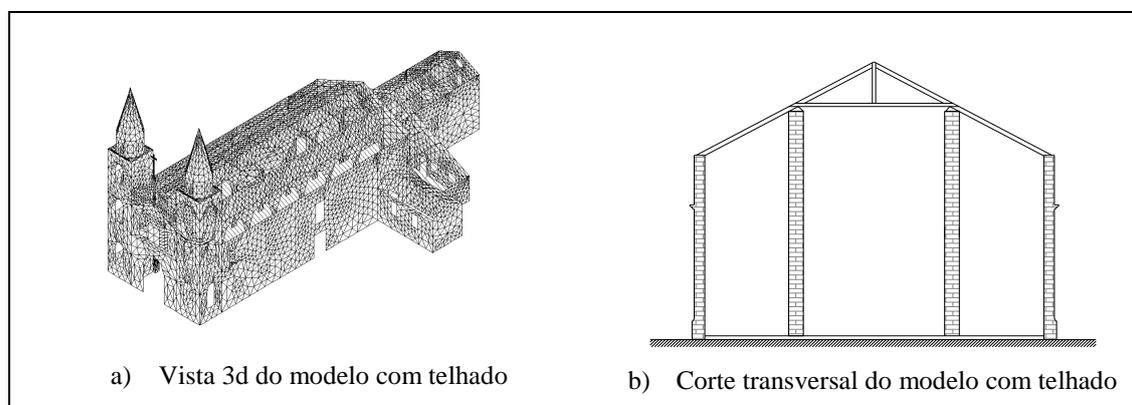


Figura 65. Modelo CASTEM com telhado (Moreira, 2008).



Assim sendo, procede-se à comparação entre frequências e modos de vibração globais de um mesmo tipo de modelo numérico. De salientar que na execução dos modelos as considerações e princípios usados são diferentes (considerando a falta de informação acerca dos valores dos módulos de elstaicidade considerados para as alvenarias, e a geometria dos elementos modelados) e como tal é de prever um desfasamento entre as frequências.

Tabela 21. Comparação de frequências de vibração entre o modelo CASTEM sem telhado e modelo M1 (Moreira, 2008).

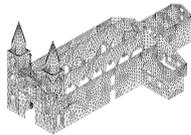
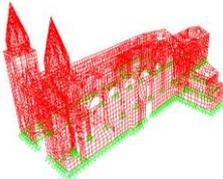
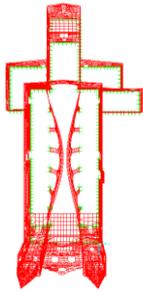
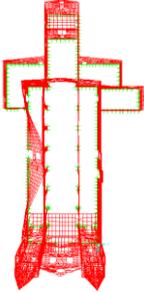
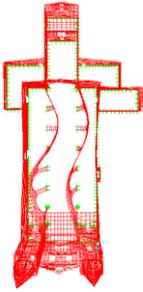
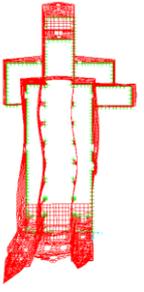
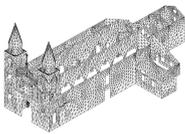
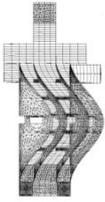
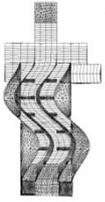
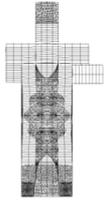
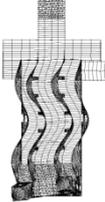
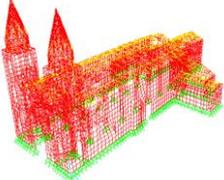
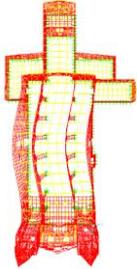
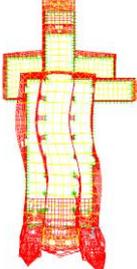
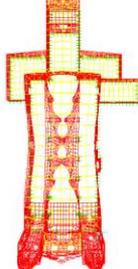
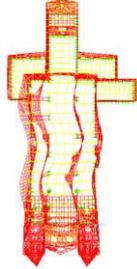
<i>Calibração do modelo numérico M1</i>					
	Geometria do Modelo	Modo nº1	Modo nº3	Modo nº5	Modo nº7
Modelo CASTEM2000		 0,41Hz	 1,01Hz	 1,05Hz	 1,64Hz
		Modo nº1	Modo nº3	Modo nº4	Modo nº7
Modelo M1		 0,42Hz	 0,81Hz	 1,03Hz	 1,37Hz



Tabela 22. Comparação de frequências de vibração entre o modelo CASTEM com telhado e modelo M3 (Moreira, 2008).

Calibração do modelo numérico M3					
	Geometria do Modelo	Modo nº1	Modo nº2	Modo nº3	Modo nº5
Modelo CASTEM2000		 0,76Hz	 1,42Hz	 1,65Hz	 2,11Hz
		Modo nº1	Modo nº2	Modo nº6	Modo nº 7
Modelo M3		 0,72Hz	 1,31Hz	 1,96Hz	 2,34Hz

Da comparação das frequências e modos de vibração associados da estrutura e, visíveis nas Tabelas 21 e 22, assume-se os resultados obtidos são viáveis, dado que se verifica uma certa semelhança entre as frequências e os modos de vibração.

Na Tabela 21 observa-se uma discrepância entre frequências de vibração no modo global nº3 e nº7, bem como diferentes respostas dos elementos solicitados nos modos globais da estrutura, desprezáveis considerando uma ligeira diferença entre os valores assumidos para a massa equivalente da cobertura no modelos CASTEM e no modelo M1, que influenciam a frequência de vibração a que o elemento é solicitado.

Na Tabela 22 a estrutura comporta-se de forma idêntica, sendo no modelo M3 necessário observar mais modos de vibração global da estrutura para obter uma boa comparação. As discrepâncias entre os valores assumidos das frequências de vibração são justificáveis pela diferença de massa atribuída à cobertura modelada, presente na possível diferente geometria dos elementos.

Em relação à primeira frequência de vibração das torres sineiras 1,59 Hz no modelo M1 e 1,65 Hz no modelo M3, o seu valor é atribuído à elevada altura das torres (16,80 m).



Esta calibração é ainda verificada pela análise das tensões gravíticas em alguns pontos dos elementos estruturais. No caso enuncia-se a comparação do cálculo manual/valores do programa automático SAP2000 da parede estrutural lateral norte.

Tendo por base o significado de tensão (Equação 7) e através de um cálculo manual, obtém-se valores de tensões de compressão na base na ordem dos 170 KPa (Figura 66). De acordo com o cálculo automático realizado para o peso próprio da estrutura e tendo em conta que os valores das tensões de compressão variam segundo a rigidez do elemento (existência ou não de aberturas), a Figura 67 traduz tensões gravíticas de compressão a comprovar o cálculo manual realizado.

$$(7) \quad \sigma = \frac{N}{A}$$

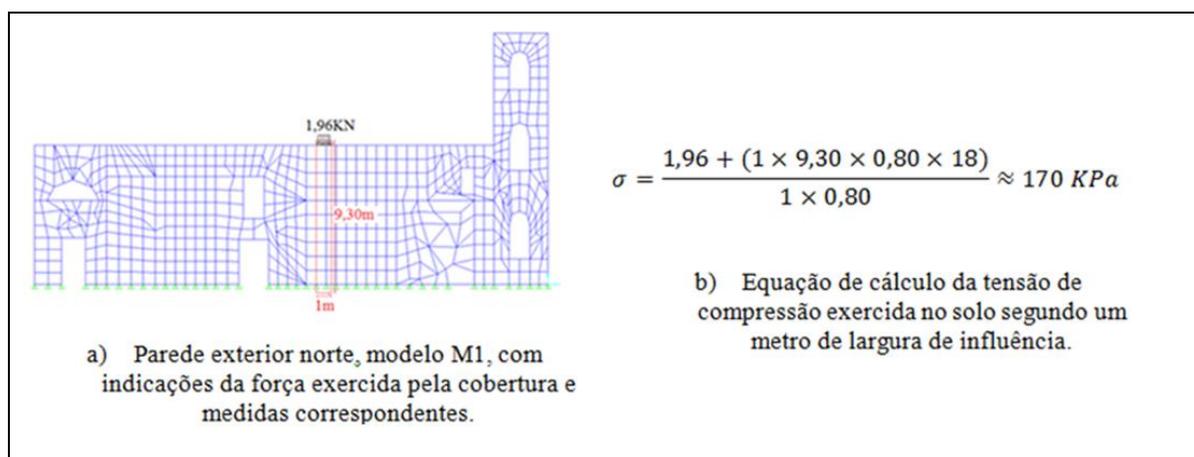


Figura 66. Parede lateral norte no Modelo M1 (altura=9,30m; largura de influência=1m; espessura=0,80m; densidade específica=18 KN/m3).

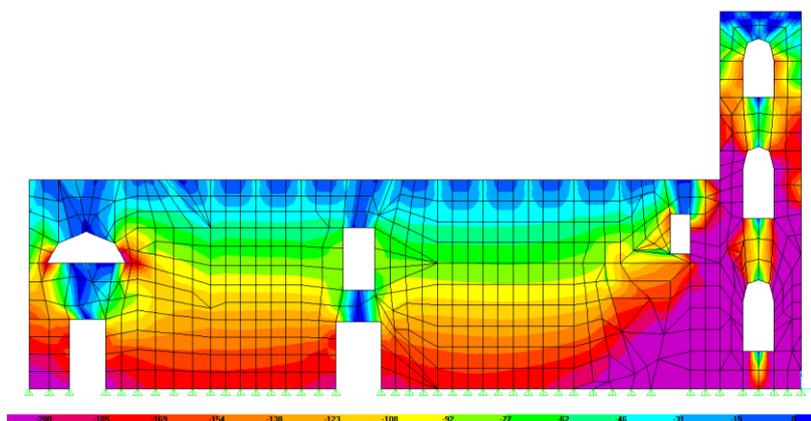


Figura 67. Distribuição de tensões gravíticas da parede lateral norte no Modelo M1.

Capítulo 5.
Análise sísmica e resultados



Capítulo 5. Análise sísmica e resultados

Na temática da engenharia civil o mais relevante em termos de ações sísmicas é o efeito que estas podem causar nos edifícios, influenciando a capacidade de resposta da estrutura em relação aos deslocamentos, tensões, deformações e esforços internos. Os resultados do processamento do estudo destas ações através do cálculo automático podem ser obtidos a nível de respostas nodais (deslocamentos, velocidades e acelerações) e respostas dos elementos (tensões, extensões), sendo que o programa automático SAP2000 permite obter e tratar os resultados de variadas formas, quer por gráficos, esquemas de cores/vetores ou outros com as grandezas pretendidas (Miguel, 2008). O programa permite também a extração de resultados para tratamento noutros programas, tais como o Excel.

Após a calibração do modelo, é importante efetuar comparações tendo em conta as diferentes características dos elementos nos modelos numéricos. Surge assim a necessidade de quantificar a sensibilidade da solução de ligação da cobertura às paredes estruturais traduzida nos modelos M3 e M4 através da alteração dos diferentes parâmetros de estudo. Deste modo, diferentes ligações provocam diferentes tensões nos materiais que por sua vez geram diferentes deslocamentos relativos na estrutura. Nascem assim os pontos críticos que devido às capacidades intrínsecas dos materiais levam à formação de fissuras. Estes pontos localizam-se geralmente nos cunhais e nas proximidades das aberturas.

No presente capítulo pretende-se analisar as frequências e os respetivos modos de vibração globais e, de cada um dos elementos constituintes da igreja de Santa Maria Madalena, as acelerações correspondentes à ação sísmica com correspondente análise dos elementos com os pontos críticos definidos através das tensões principais de tração.

5.1. Definição dos elementos de estudo

Para cada um dos modelos numéricos referidos anteriormente a avaliação é feita em determinados elementos da estrutura em termos das suas tensões principais de tração (já que a alvenaria de pedra possui uma boa resistência à compressão), e de determinados



pontos na estrutura de acordo com os seus deslocamentos, representados pelo espectro de resposta.

Em relação aos elementos de estudo das tensões principais de tração, escolhe-se a fachada principal, pela presença de elementos frágeis como o frontispício e a sua incorporação com as torres sineiras; as torres sineiras, dado que são elementos fulcrais em qualquer igreja e bastante suscetíveis a oscilações dada a sua altura; as paredes laterais que definem a geometria da estrutura e as paredes dos arcos longitudinais, por serem também elementos diretamente ligados à cobertura. Estes pontos considerados como importantes na análise dos deslocamentos nodais estão identificados na Figura 68.

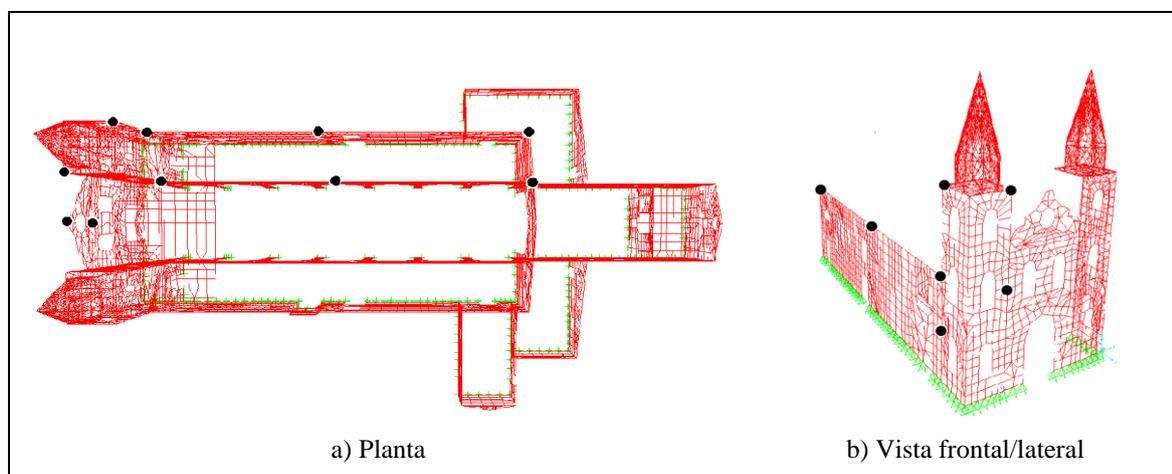


Figura 68. Localização dos pontos de análise dos deslocamentos da estrutura.

5.2. Frequências e modos de vibração associados

As frequências de vibração tomadas ao longo da presente dissertação dizem respeito às frequências de vibração natural de um edifício e não às frequências predominantes da ação sísmica. Quando estas têm valores semelhantes a estrutura pode entrar em ressonância, sendo gravemente danificada ou até mesmo chegar à rotura (J. A. Dias, 2000).

É conhecido que os edifícios mais baixos têm maiores frequências de vibração em comparação com os edifícios mais altos (J. A. Dias, 2000). No entanto, as ondas sísmicas com frequências elevadas sofrem uma rápida atenuação com o proporcional aumento da distância ao epicentro do sismo, e por isso em distâncias superiores a 100 km de um



edifício ao epicentro, edifícios mais altos são mais danificados que os edifícios mais baixos (J. A. Dias, 2000). O sismo de 9 de Julho de 1998 teve epicentro a NNE a cerca de 15 Km da Ponta da Ribeirinha, portanto a menos de 100 Km da freguesia da Madalena. Assim sabe-se à partida que as ondas sísmicas afetaram com mais incidências os edifícios baixos, também característicos da zona (Rodrigues, 2008).

Para avaliar as alterações no comportamento estrutural induzidas pelas ações de reforço são analisadas as propriedades dinâmicas da igreja (frequências naturais/ modos de vibração).

Por observação das Figuras 69 a 73 conclui-se que as primeiras frequências envolvem sempre os arcos longitudinais e as paredes exteriores (parede sul e parede norte) tanto nos modelos sem cobertura como nos modelos com cobertura, pois são estes os elementos com menor rigidez da estrutura, sendo de seguida solicitadas as torres e, a frequências muito mais elevadas, o frontispício e as sacristias anexas à estrutura principal da igreja.

A Figura 69 descreve todos os modos globais da estrutura em relação às frequências de vibração associadas, verificando-se que à medida que as diferentes estruturas são solicitadas o modelo M2 revela ser a solução com maior influência sobre a eficácia do reforço.

A estrutura solicitada apresenta maior incidência em frequências dos 1,5 Hz aos 3,5 Hz – mesma gama de ação dos sismos próximos (Açores) onde as componentes horizontais do sismo são mais prejudiciais – que afetam essencialmente os seguintes elementos: arcos longitudinais, paredes estruturais exteriores, torres sineiras e frontispício. Segue-se uma análise comparativa das frequências de cada elemento estrutural com a ação sísmica em causa.

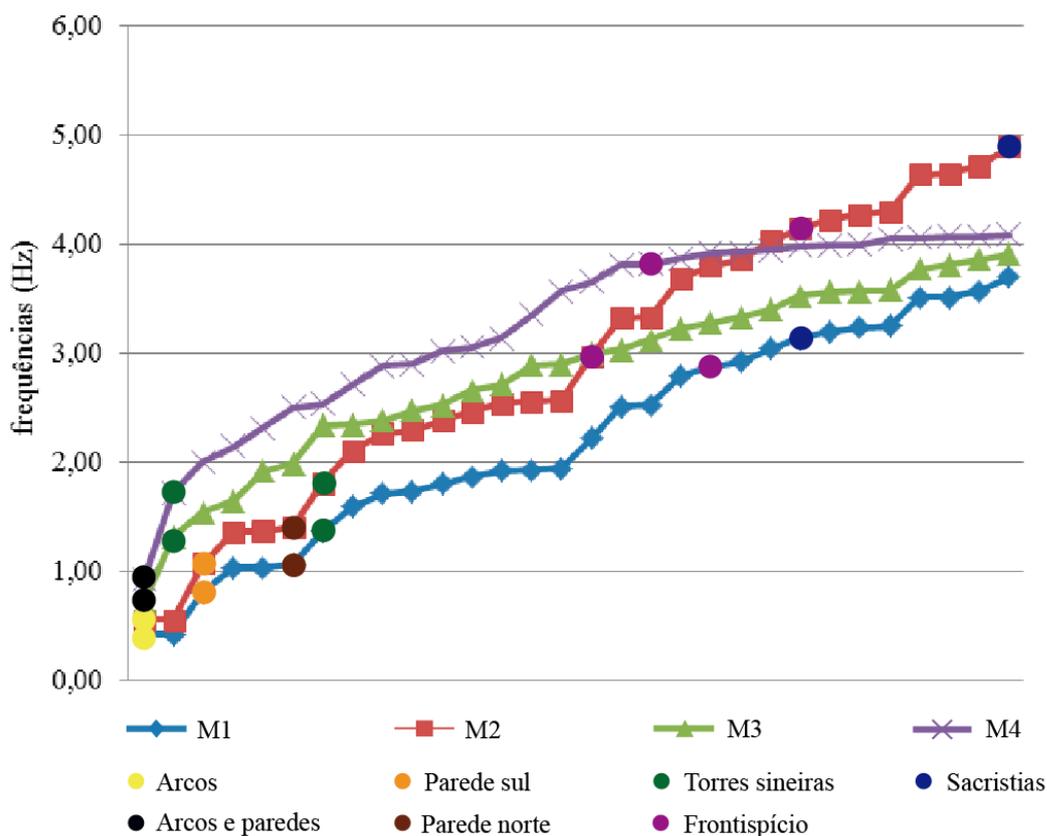


Figura 69. Gráfico da evolução das frequências dos modelos numéricos em estudo.

5.2.1. Arcos Longitudinais

Na estrutura da igreja de Santa Maria Madalena e em termos da sua modelação, os arcos longitudinais são os elementos com menor rigidez, o que significa que são os que apresentam a menores frequências de vibração.

A Figura 70.a) representa a resposta dos arcos longitudinais em cada um dos modelos, sendo que à medida que estes são reforçados a aceleração espectral aumenta. Observando a tabela da Figura 70 é possível concluir que do modelo M1 para o modelo M2 o valor da aceleração espectral aumenta em 65% enquanto em comparação do modelo M1 para o modelo M3 aumenta em 50%.

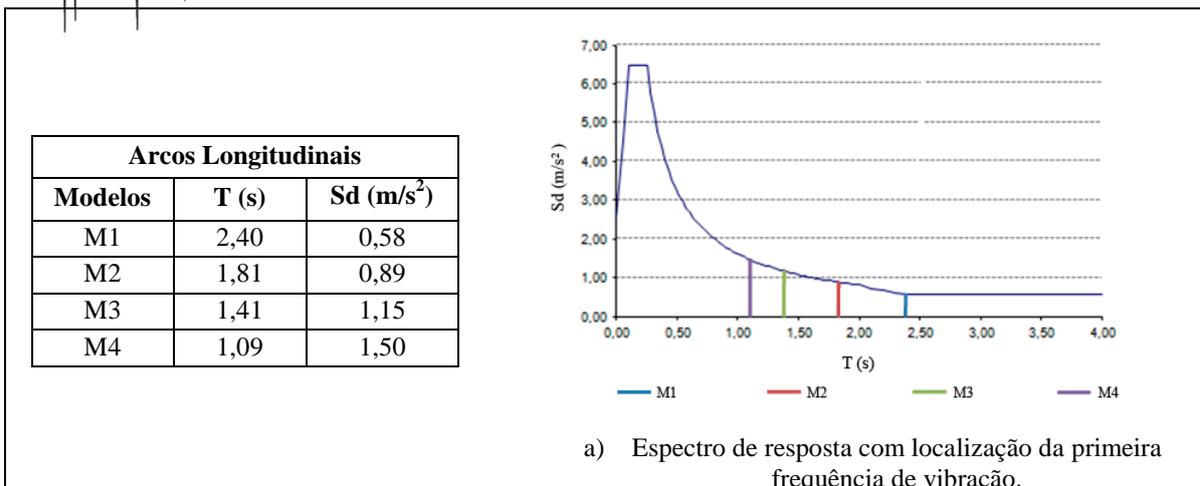
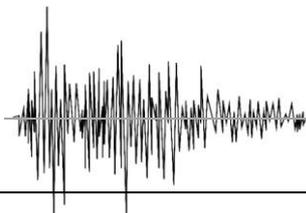


Figura 70. Relação entre as primeiras frequências de vibração dos arcos longitudinais em cada um dos modelos numéricos, com respetiva aceleração sísmica.

5.2.2. Paredes Estruturais Exteriores

Pela análise da Figura 71.a) verifica-se que as paredes estruturais exteriores do modelo M2 são as sujeitas a maiores acelerações sísmicas. Nos restantes modelos a resposta não é proporcional à aplicação gradual do reforço, dado que as paredes nos modelos M3 e M4 funcionam de forma conjunta com os arcos longitudinais. Isto significa que os valores das frequências e períodos dos modelos M3 e M4 são uma sobreposição dos efeitos das frequências isoladas dos modelos M1 e M2 das paredes em conjunto com os arcos longitudinais.

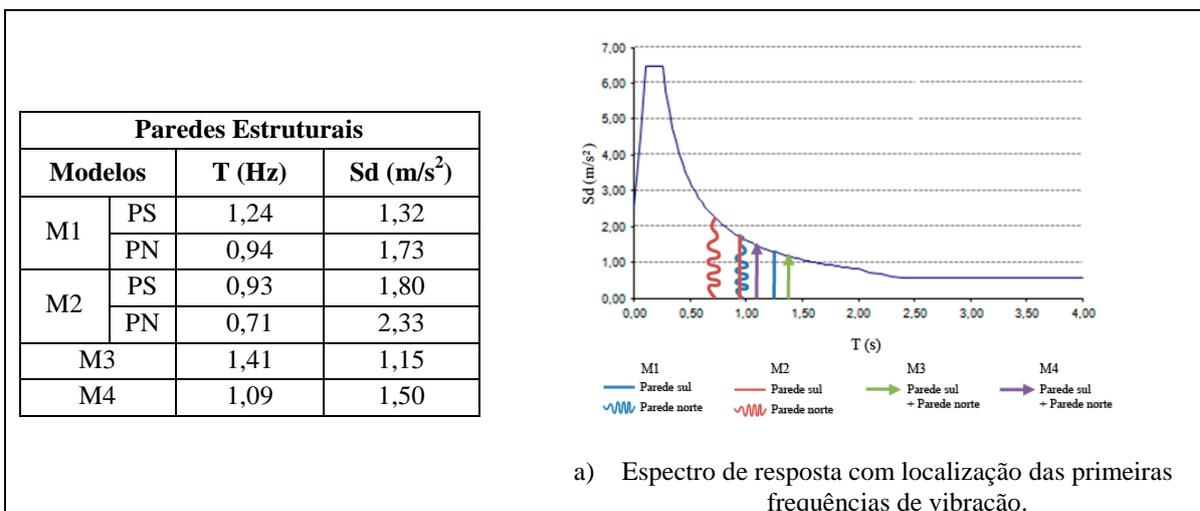


Figura 71. Relação entre as primeiras frequências de vibração das paredes exteriores em cada um dos modelos numéricos, com respetiva aceleração sísmica.



5.2.3. Torres Sineiras

As Torres sineiras são os elementos mais característicos de uma qualquer igreja, sendo que na igreja de Santa Maria Madalena, estas possuem uma altura de 16,80 m. A Figura 72.a) revela que esta elevada altura influencia a resposta das torres dada a aceleração sísmica a que estão sujeitas em todos os modelos.

Na comparação entre modelos é importante salientar que não se pode comparar o modelo M2 com o modelo M3 devido às diferentes características estruturais e propriedades dos materiais, sendo importante realçar que a frequência mais baixa (período mais alto) pertence ao modelo M1.

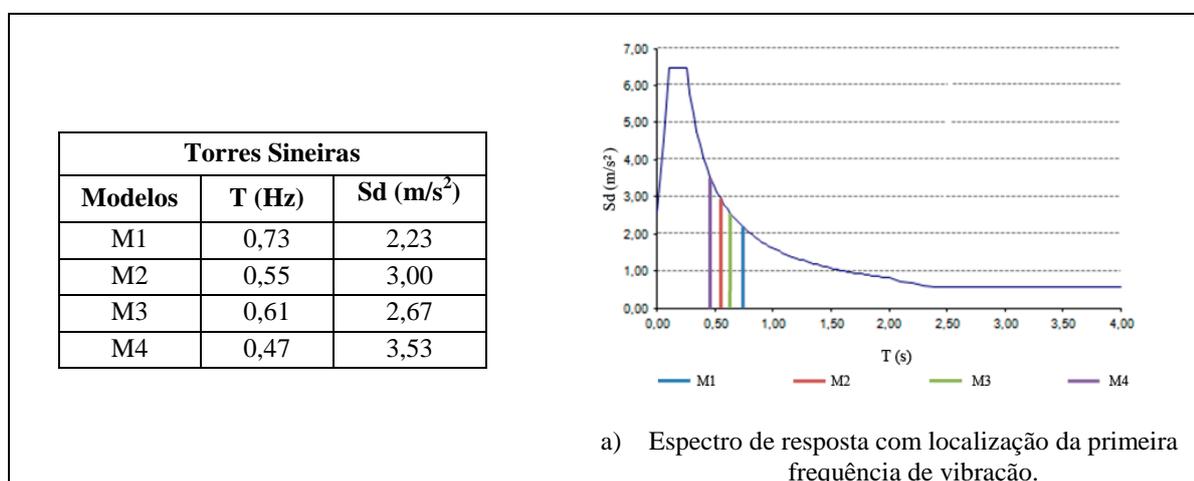


Figura 72. Relação entre as primeiras frequências de vibração das torres sineiras em cada um dos modelos numéricos, com respetiva aceleração sísmica.

5.2.4. Frontispício

De forma análoga ao comportamento das torres sineiras, a resposta do frontispício traduz uma aceleração sísmica mais elevada para o modelo M4, dado que o coincidente aumento de rigidez das paredes e reforço com a ligação da cobertura às paredes deslocou a frequência de forma a atingir o maior valor da resposta em acelerações.

O gradual reforço aplicado ao modelo M1 provoca nos restantes modelos uma variação mínima nas frequências que no entanto produz um aumento ainda elevado da aceleração sísmica a que o frontispício está sujeito.

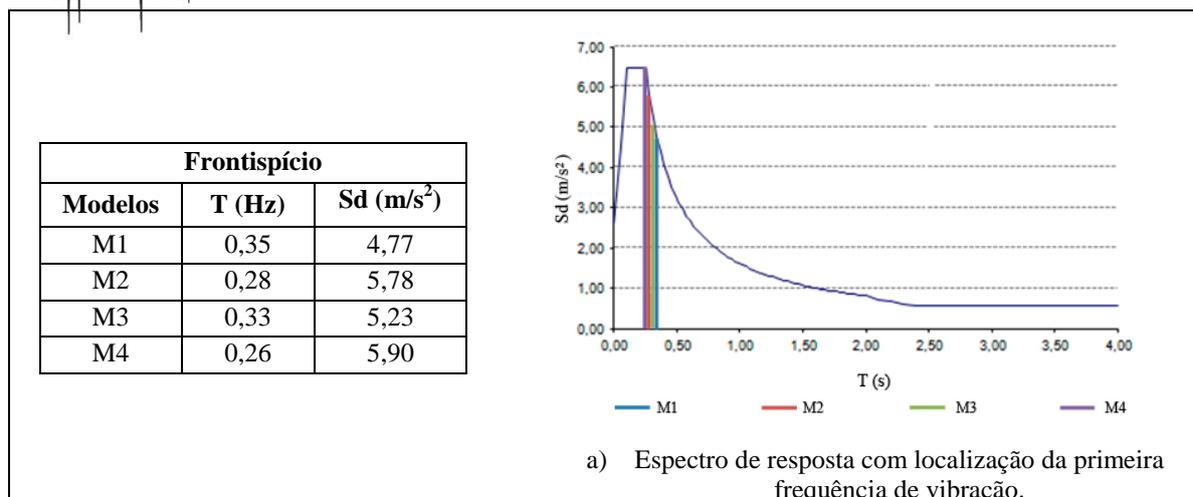
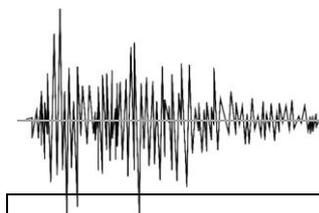


Figura 73. Relação entre as primeiras frequências de vibração do frontispício em cada um dos modelos numéricos, com respetiva aceleração sísmica.

5.3. Análise das tensões principais de tração e estudo dos deslocamentos

Devido às diferenças entre frequências e às respetivas acelerações espectrais correspondentes a cada um dos modelos numéricos, analisa-se elemento a elemento estrutural, comparando-se a tensão e deformação com o valor da aceleração sísmica. Com os modelos numéricos calibrados e sujeitos às combinações de ações já especificadas no ponto 4.3. da presente dissertação é possível obter uma distribuição de tensões que permite interpretar as causas que despoletam a fissuração e os danos observados no ponto 3.2. da presente dissertação.

Considerando as cargas verticais que atuam no edifício (peso próprio e sobrecarga regulamentar) e admitindo uma tensão máxima de tração na alvenaria de pedra de 50kPa para alvenaria não reforçada e 150KPa para alvenaria reforçada (A. Costa, Arêde, Costa, & Oliveira, February 2012), com recurso ao modelo numérico identificam-se as zonas com tendência para instalação de tensões principais máximas de tração que permitem observar a extensão dos problemas no caso dos esforços mais problemáticos e visualizar onde se inicia o processo de fendilhação. Quando este envolvimento de tensões não é suficiente recorre-se à análise dos deslocamentos nodais.

Observação: Os resultados apresentados para as tensões principais são obtidos para a combinação função dos valores máximos e mínimos das restantes combinações - Função “envelope”, disponibilizada pelo programa de cálculo automático SAP2000.



5.3.1. Arcos longitudinais

Os arcos designam elementos construtivos em curva que emolduram a parte superior de um vão ou abertura desempenhando uma função prática de distribuição da carga. Mas para além disto possuem também uma forte componente decorativa, e são uma presença obrigatória em todo o tipo de edifícios religiosos (Wikipédia, 2013a).

Os arcos longitudinais são elementos que nos modelos M1 e M2 trabalham como paredes isoladas, enquanto nos modelos M3 e M4 estão travados pela ligação da cobertura à estrutura. O estudo tensorial destes arcos (Figura 74) apenas descreve um dos arcos longitudinais porque, apesar de a igreja descrever uma estrutura assimétrica, coexistindo assim excentricidades, a diferença entre as tensões não é significativa.

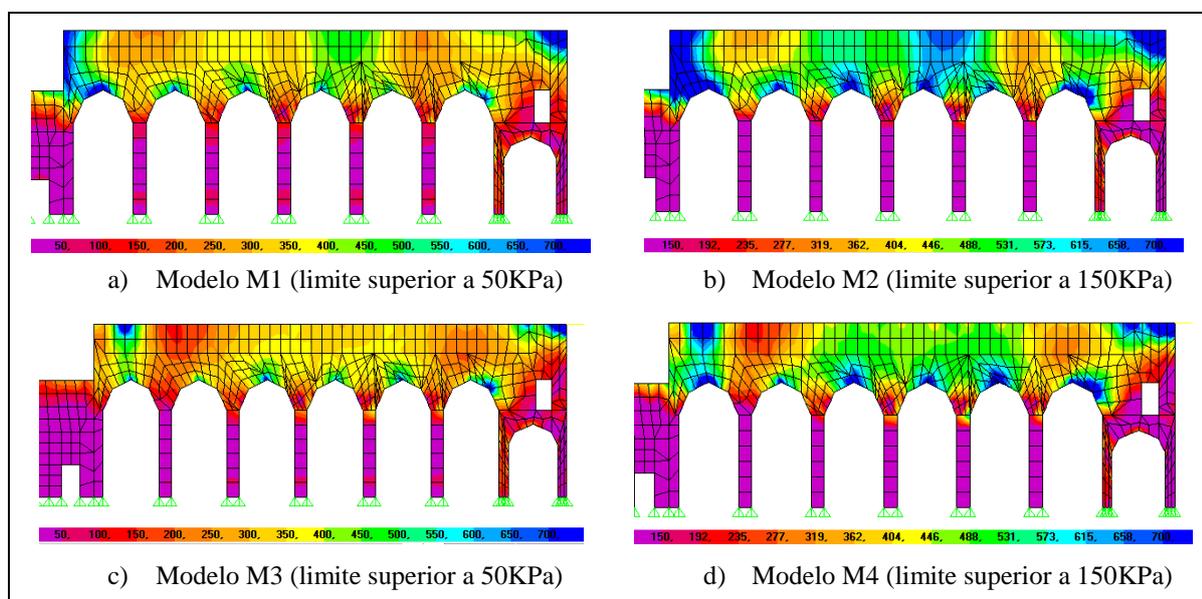
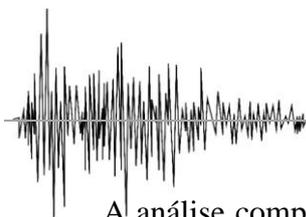


Figura 74. Distribuição das tensões principais máximas de tração (σ_1) do arco longitudinal (lado norte) para a combinação dos modos das ações sísmicas.

Da observação da Figura 74 verifica-se que o reforço introduzido nos modelos diminui substancialmente as tensões principais de tração dos modelos não reforçados para os reforçados. Denota-se que o modelo M2 é claramente o modelo com maiores tensões de tração, no entanto encontra-se assegurada a segurança das impostas (Wikipédia, 2013a) de cada um dos arcos. Em todos os modelos verifica-se que as zonas de maior tração nos arcos longitudinais acontecem nas aduelas (Wikipédia, 2013a) e nas ligações com a parede do coro alto e do arco triunfal.



A análise comparativa entre o modelo M1 e M2 revela que o reforço da alvenaria, tornando mais rígida, aumenta as forças de tração sobre a parede dos arcos longitudinais, principalmente nas aduelas, a meio e nas extremidades desta parede. No entanto este aumento é justificado pela forma de aceleração sísmica em ação que aumenta em 65% como visível na Figura 70.a).

Comparando o modelo M1 com o modelo M3, onde o reforço é efetuado pela ligação da cobertura às paredes estruturais, denota-se claramente uma melhoria da resposta face às tensões de tração por parte dos arcos longitudinais. No entanto a segurança das impostas não é totalmente assegurada. Neste caso apesar de a força de aceleração sísmica ter aumentado, o reforço aplicado revela-se mais eficaz dado que minimiza os problemas da resposta isolada dos arcos longitudinais.

O modelo M4 em última análise é a sobreposição dos efeitos da resposta dos arcos longitudinais no modelo M2 com o modelo M3, sendo que o modelo M2 é o que tem maior influência na resposta final e no comportamento de fissuração desta parede.

Da observação dos deslocamentos nodais dos arcos longitudinais (Figura 75), verifica-se a eficácia do reforço aplicado em relação ao modelo M1 melhorando o comportamento global da estrutura. De notar que os deslocamentos máximos obtidos estão dentro dos limites aceitáveis para o drift (D'Ambrisi, Stefano, Tanganelli, & Viti, 2013).

O deslocamento obtido para o modelo M4 é a sobreposição dos efeitos dos deslocamentos obtidos para os modelos M2 e M3. Comparativamente à aceleração sísmica sentida no modelo M2 e ao deslocamento deste verifica-se ser esta a solução com mais influência neste contexto.

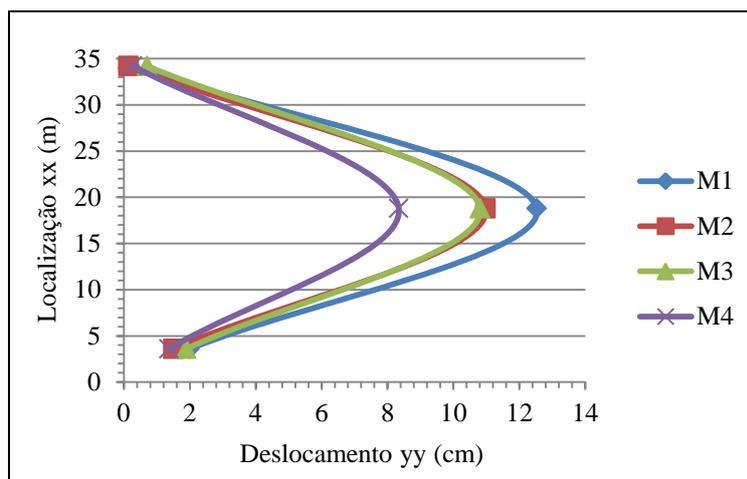
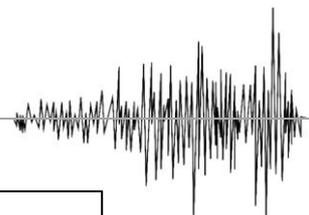


Figura 75. Deslocamentos nodais dos arcos longitudinais segundo a direção yy.

5.3.2. Paredes Estruturais Exteriores

As paredes exteriores são elementos estruturais onde as ações sísmicas exercem forte influência e incidência. Como paredes exteriores são analisadas as paredes que acompanham o corpo principal da igreja de Santa Maria Madalena até ao altar e que estão diretamente ligadas às torres.

A Figura 76 descreve as tensões de tração verificadas nos quatro modelos numéricos em estudo da parede exterior norte, onde neste caso se verifica que, tal como nos arcos longitudinais, o modelo M2 é o modelo que exerce mais influência sobre o comportamento de resposta sísmica da igreja de Santa Maria Madalena. Pois, novamente, o modelo M4, sendo uma sobreposição de efeitos do modelo M2 e modelo M3 revela uma maior influência do modelo M2 sobre a sua resposta final de tensões de tração.

Quanto à comparação com o modelo M1, o modelo M2 traduz uma situação em que a aplicação de maior rigidez à alvenaria estrutural aumenta as tensões de tração exercidas na parede exterior norte. No entanto, as zonas em segurança aumentam substancialmente, como é visível na comparação da Figura 76.a) e 76.b).

No modelo M3, Figura 76.c), observa-se claramente a influência da aplicação da cobertura nas tensões de tração já que na parte superior se verifica, pontos de maiores tensões de tração, justo nos pontos de ligação da cobertura à parede em causa.

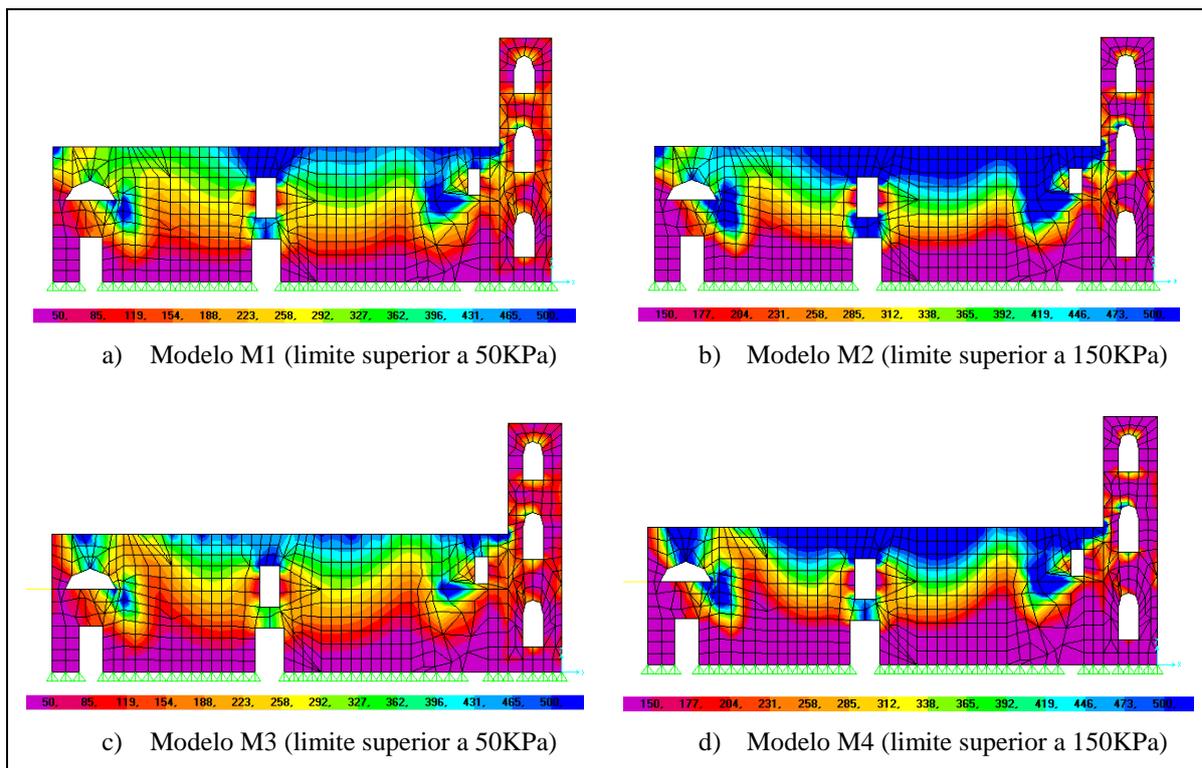
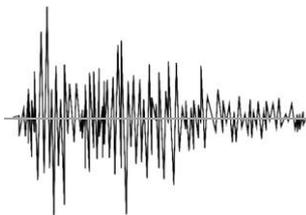


Figura 76. Distribuição de tensões máximas principais de tração (σ_1) da parede exterior norte para a combinação dos modos das ações sísmicas.

A Figura 77 traduz as tensões de tração principais da parede exterior sul, sendo que observa-se uma vez mais a maior influência do modelo M2 sobre o modelo M4. No entanto a presença da ligação da cobertura no modelo M4 torna estes pontos de ligação críticos em tensões de tração.

Comparando o modelo M1 com o modelo M2 verifica-se que as zonas de maiores tensões de tração agravaram-se, no entanto, o aumento da rigidez da alvenaria estrutural proporcionou um aumento da área de segurança tanto na parede exterior sul como na torre ligada, como é visível observar na Figura 77.a) e 77.b).

Com a ligação da cobertura no modelo M3, as tensões principais de tração, visíveis no modelo M1, são reduzidas junto à janela e porta central da parede, no entanto na janela junto à torre e, na ligação da parede sul à sacristia anexa, estas tensões de tração aumentam ligeiramente.

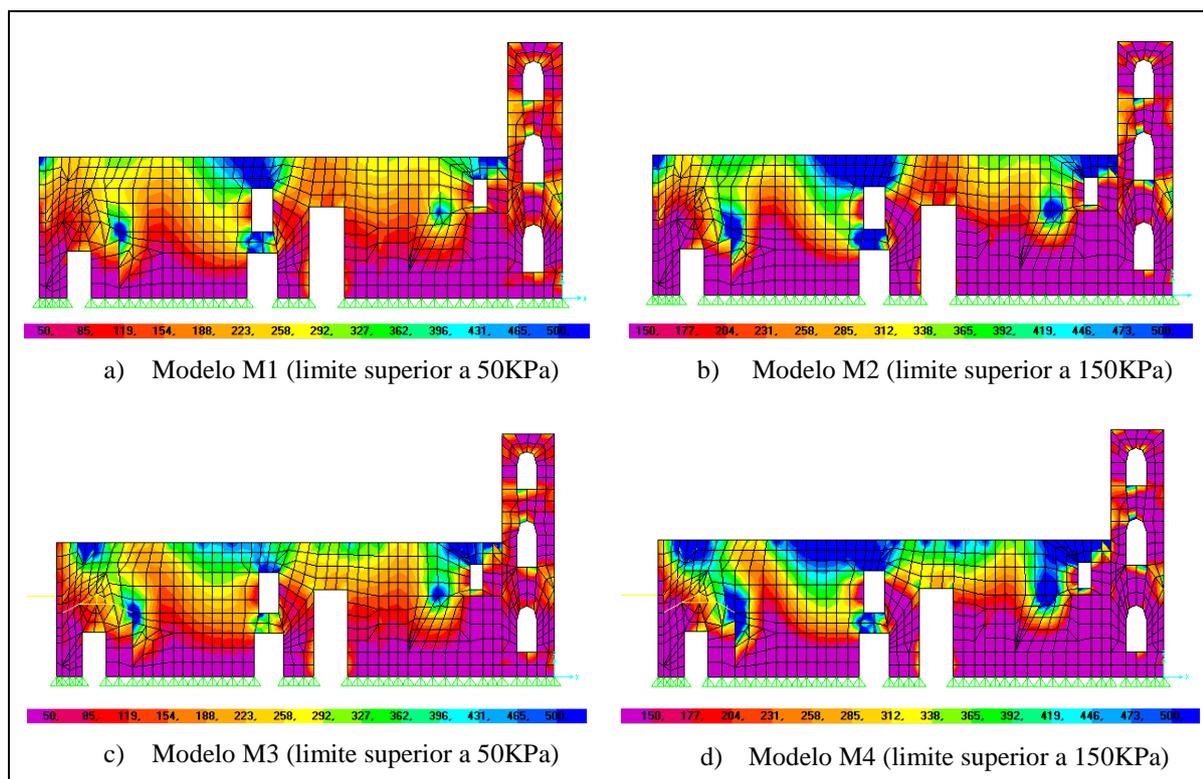


Figura 77. Distribuição de tensões máximas principais de tração (σ_1) na parede exterior sul para a combinação dos modos das ações sísmicas.

Para complementar a análise sísmica segundo as tensões principais de tração recorre-se à comparação dos deslocamentos nodais de pontos escolhidos de forma estratégica, para as paredes exteriores norte e sul.

Tanto na parede exterior norte como na parede exterior sul, o modelo M3 revela ter um deslocamento nodal superior ao esperado, dado que o modelo M2 é o que possui mais influência sobre a resposta sísmica da estrutura da igreja tendo em conta que o valor da aceleração sísmica do modelo M2 é muito superior ao valor do modelo M3. Por outro lado a rigidez da parede do modelo M2 é superior à do modelo M3 o que significa um menor deslocamento. O modelo M4 sendo uma sobreposição dos efeitos dos reforços aplicados no modelo M2 e M3 é a melhor solução de reforço.

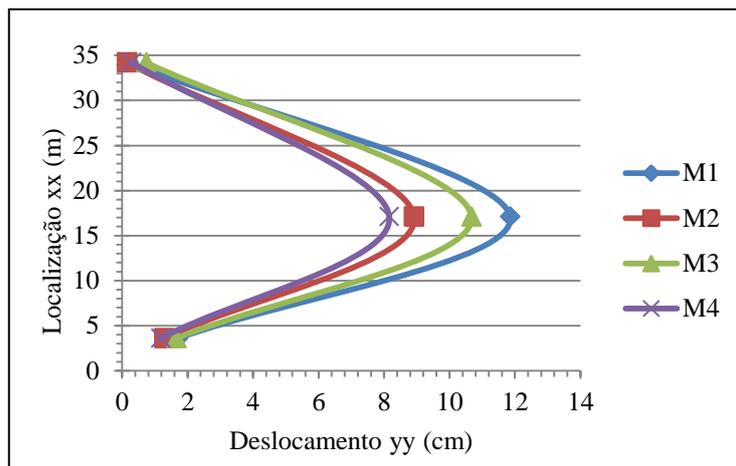
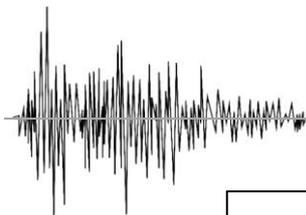


Figura 78. Deslocamentos nodais da parede norte segundo a direção yy.

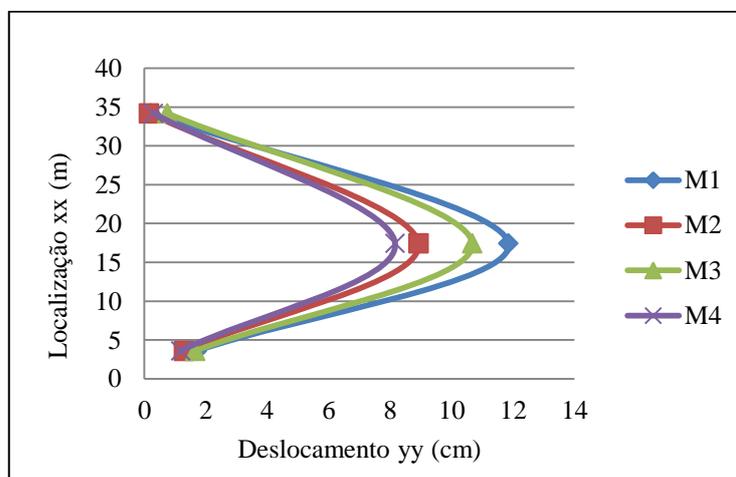


Figura 79. Deslocamentos nodais da parede sul segundo a direção yy.

5.3.3. Torres sineiras

A Figura 80 traduz as tensões principais de tração na torres sineiras alinhadas com a parede do coro alto, sendo que é possível verificar o comportamento destas torres na direção das paredes exteriores norte (Figura 76) e sul (Figura 77) e na direção da fachada principal (Figura 84).

Recorrendo à Figura 76 e 77 verifica-se que a torre norte e sul, respetivamente, possuem uma melhoria gradual em termos da análise de tensões de tração gradual de acordo com o reforço introduzido em cada um dos modelos. No entanto, o modelo M2 possui maior influência sobre a reposta final do modelo M4.



A Figura 80, de forma análoga ao comportamento das torres na direção das paredes exteriores, traduz uma situação em que as tensões de tração das torres sineiras se reduzem com a aplicação do reforço, sendo que neste caso se verifica a maior influência da ação do reforço da alvenaria estrutural (Figura 80.b) do que pela ligação da cobertura às paredes (Figura 80.c). Situação confirmada na Figura 83.

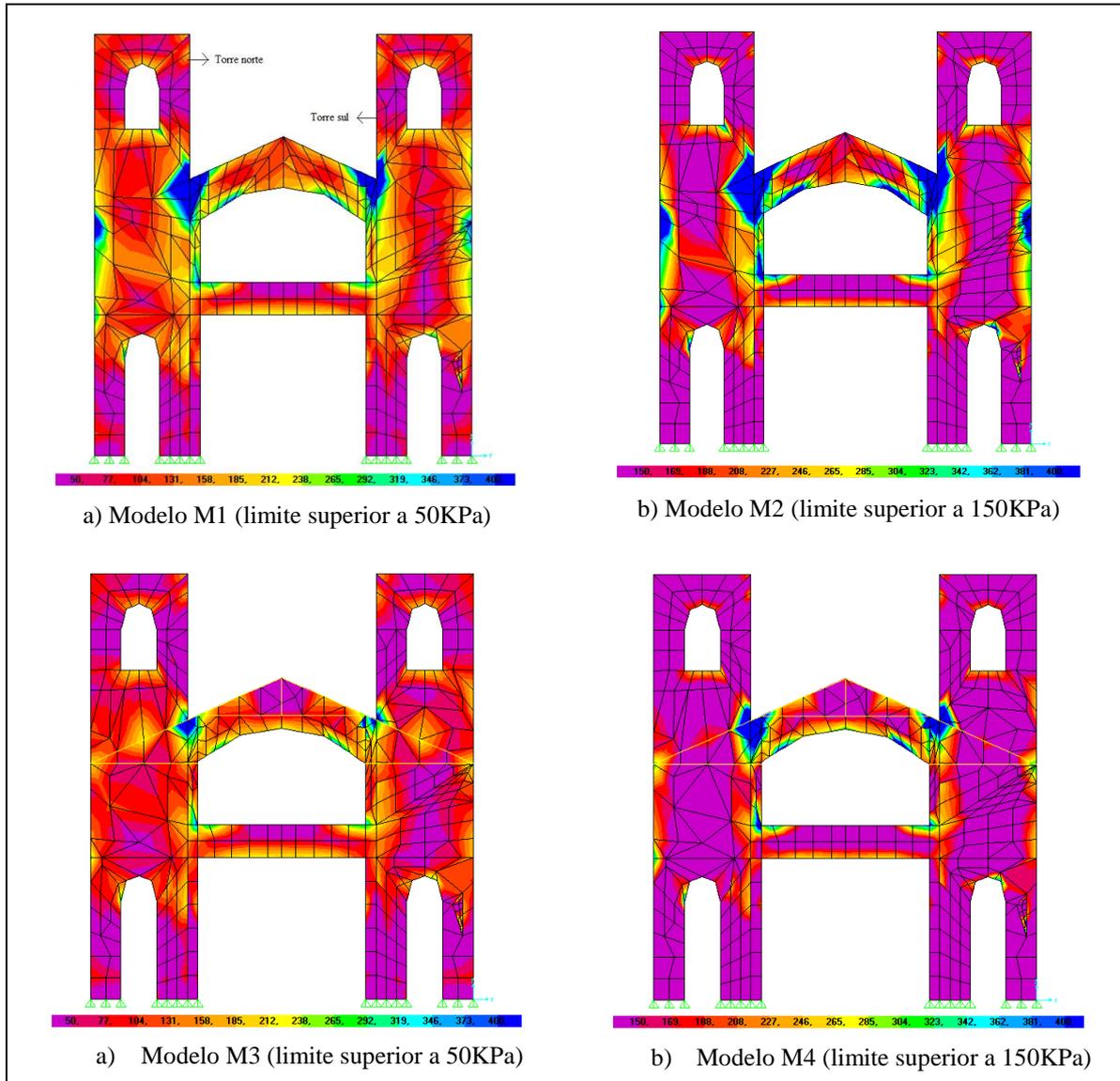
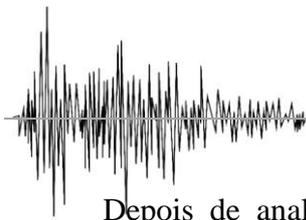


Figura 80. Distribuição das tensões principais máximas de tração (σ_1) nas paredes interiores das torres sineiras para a combinação dos modos das ações sísmicas.



Depois de analisados os deslocamentos nodais para fora do plano na zona de ligação das torres sineiras com as paredes exteriores (pontos fragilizados com a ligação da cobertura à estrutura) e na direção da fachada principal verifica-se os modelos M1 e M3 têm deslocamentos similares, acontecendo o mesmo nos modelos M2 e M4. Este comportamento é justificável pela aceleração sísmica a que os modelos estão respetivamente sujeitos (Figura 72.a).

De salientar que, dada a elevada altura das torres, sem considerar os pináculos (16,80 m) os deslocamentos no topo são acentuados, mas estão dentro dos limites de segurança, através dos valores do drift (D'Ambrisi et al., 2013).

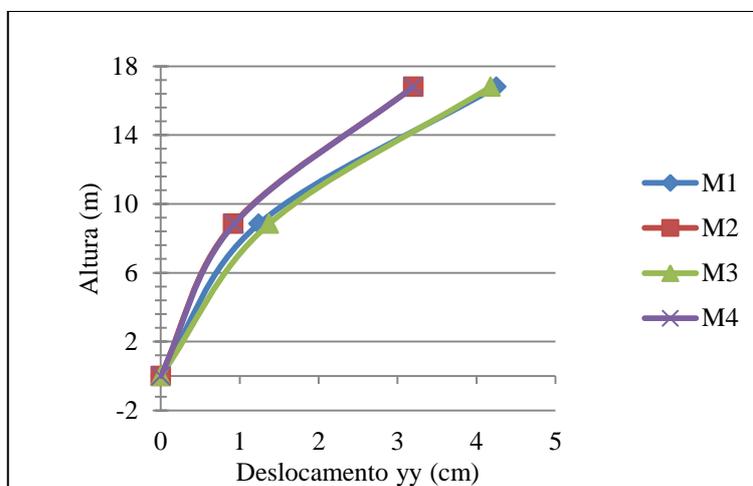


Figura 81. Deslocamentos nodais da ligação entre a torre sineira norte e a parede norte (fora do plano).

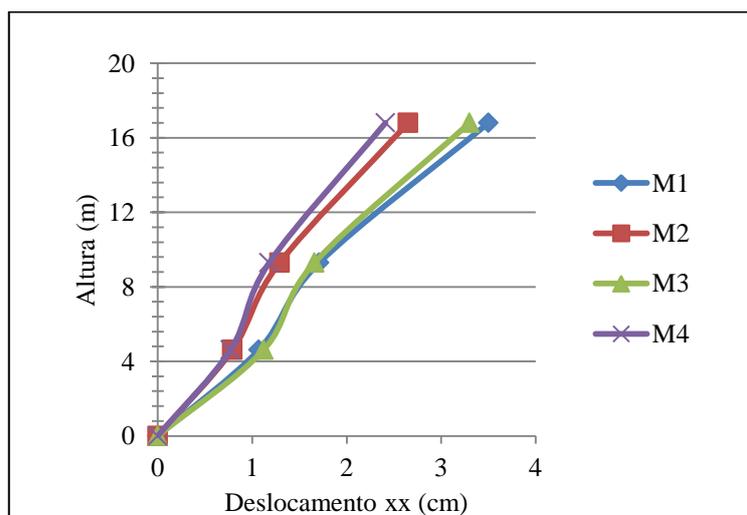


Figura 82. Deslocamentos nodais da ligação entre a torre sineira norte e a fachada principal (fora do plano).



5.3.4. Fachada Principal

A Figura 83 mostra a comparação de tensões principais máximas de tração para toda a fachada principal, incluindo as torres sineiras e o frontispício dos quatro modelos numéricos da igreja de Santa Maria Madalena.

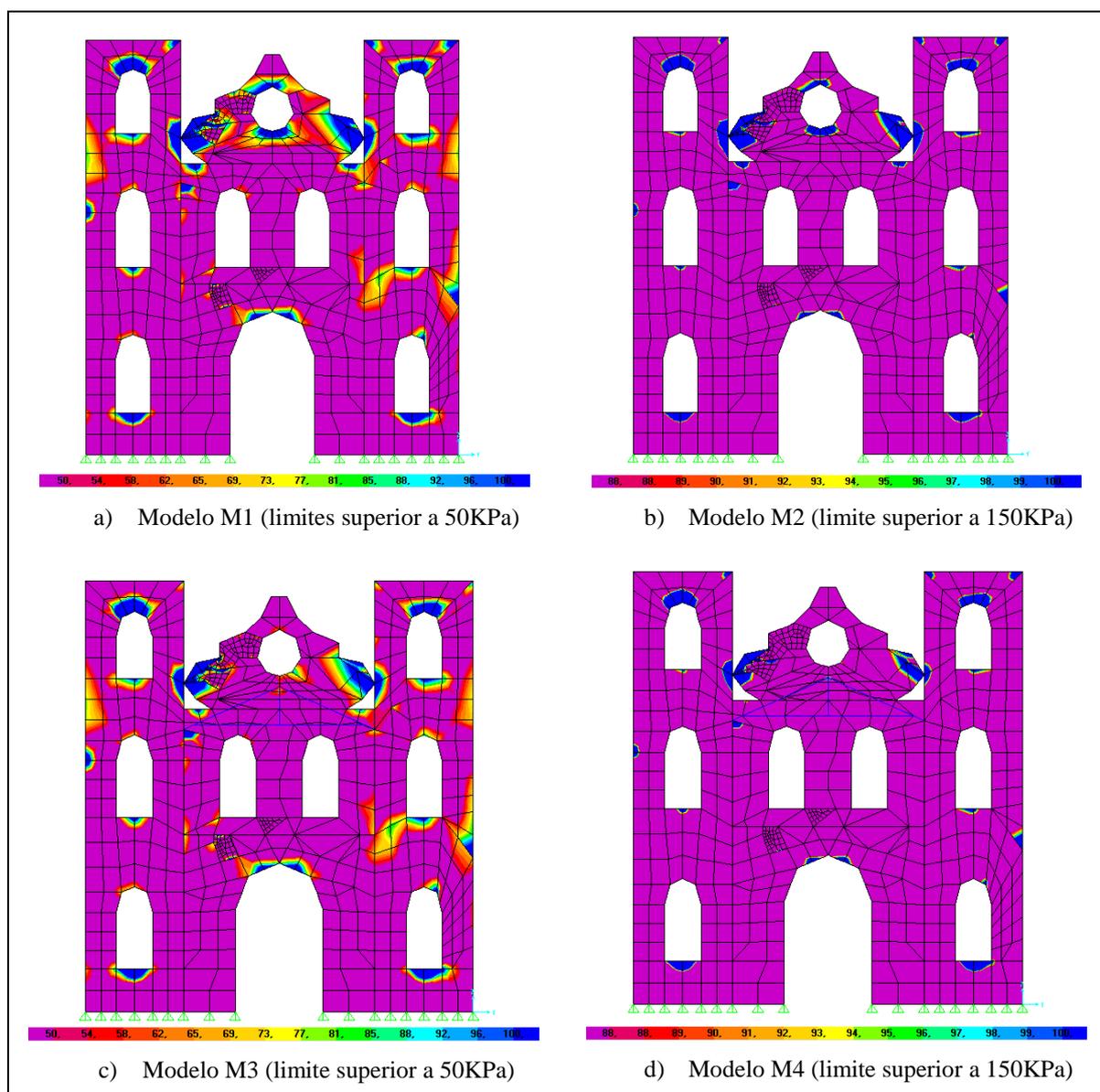
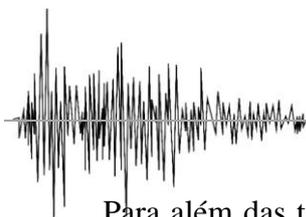


Figura 83. Distribuição de tensões principais máximas de tração (σ_1) da fachada principal para a combinação dos modos das ações sísmicas.

Numa primeira observação da Figura 83 confirma-se que, de forma análoga aos restantes elementos em estudo, o modelo M2 possui a maior influência sobre a capacidade de resposta face às tensões de tração.



Para além das torres sineiras, o frontispício é o elemento da fachada principal que tem a pior resposta às tensões de tração, e como tal torna-se o elemento mais frágil à fissuração. Sabendo que o modelo M4 é uma sobreposição dos efeitos do reforço dos modelos M2 e M3 verifica-se que no frontispício, tal como na restante estrutura, o modelo M2 é o que mais influencia a resposta final.

Pela observação dos deslocamentos nodais da fachada principal avalia-se igualmente a melhoria do comportamento da estrutura com a atribuição de reforços. Neste caso, para verificar a melhoria do modelo M1 para o modelo M4, espera-se que o deslocamento dos modelos reforçados nos pontos críticos da fachada seja gradualmente inferior ao deslocamento dos modelos não reforçados.

Nesta análise, coloca-se em estudo o elemento mais frágil da fachada principal, no caso o frontispício, e regista-se os deslocamentos provocados pelas diversas ações sísmicas (Figura 84).

No caso a aplicação gradual de reforço aumenta a resistência do frontispício face às ações sísmicas, dada a diminuição dos deslocamentos nodais do modelo menos reforçado (M1) para o modelo mais reforçado (M4). O facto do deslocamento do modelo M2 ser inferior ao deslocamento do modelo M3 deve-se à melhor capacidade de resposta do modelo face às ações sísmicas introduzidas, apenas pela aplicação do reforço na alvenaria estrutural.

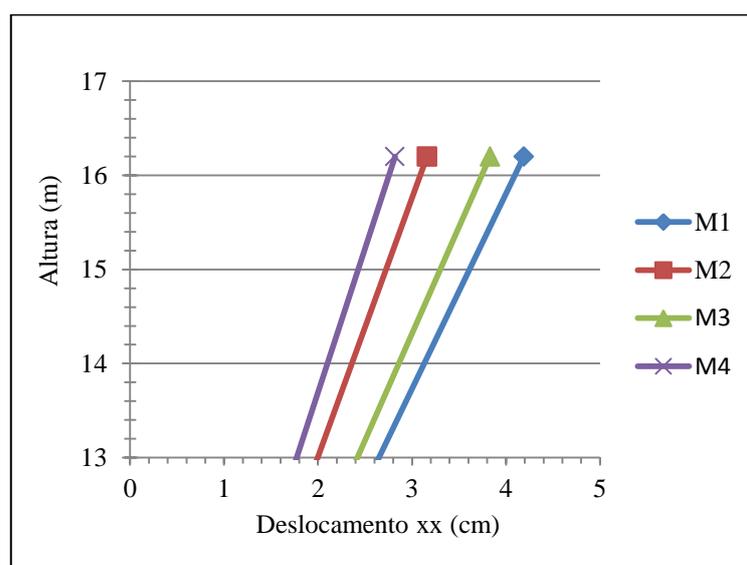


Figura 84. Deslocamentos nodais do frontispício.



5.4. Padrões de fissuração

De acordo com os resultados obtidos através do programa SAP2000 é possível definir zonas de fissuração bem como as suas direções de propagação. As figuras seguintes descrevem de modo elucidativo a localização da fissuração relevante.

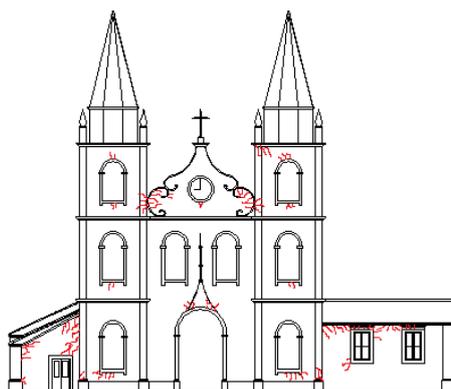


Figura 85. Alçado frontal com padrão de fissuração da fachada principal e sacristias em anexo.

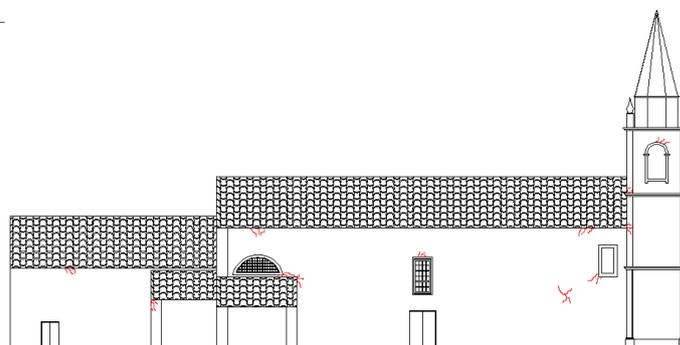


Figura 86. Alçado norte com padrão de fissuração.

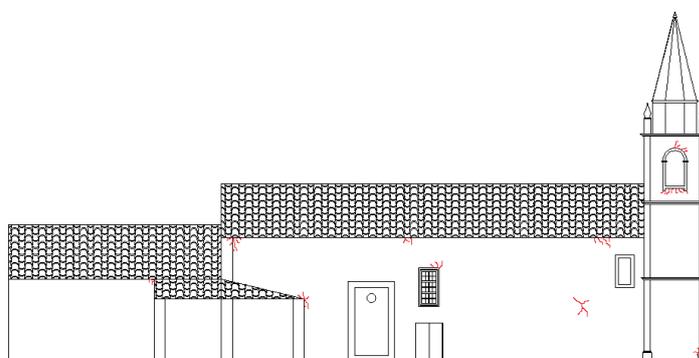


Figura 87. Alçado sul com padrão de fissuração.

Capítulo 6.
Conclusões



Capítulo 6. Conclusões

6.1. Conclusões da análise sísmica do caso de estudo

As paredes de alvenaria de pedra constituem um dos elementos estruturais mais importantes das construções antigas apresentando uma constituição interna diversificada, dependendo da época, dos costumes e do local de construção (D. M. Martins, 2011). De acordo com os constituintes da alvenaria estrutural, o comportamento e respetivos danos observados são diferentes, isto porque o comportamento das paredes de alvenaria depende do tipo de pedra; dimensão das pedras; tipo de assentamento; argamassa; ligação entre faces; ligação a outras paredes, etc. (Vicente, 2008). Este contexto diz respeito à vulnerabilidade da estrutura - sendo a vulnerabilidade uma propriedade intrínseca das construções, que depende da forma como estas são concebidas e executadas, independentemente da perigosidade do local de implantação das mesmas (Vicente, 2008). Outro fator associado às paredes e ao comportamento da estrutura é a ligação destas com a cobertura, pois daqui se formam os constrangimentos que limitam as deformações e tensões da igreja. Assim sendo, o comportamento global da estrutura depende da constituição da estrutura - disposição em planta, incluindo o arranjo espacial das paredes e das massas, fator importante para que não ocorram torções adicionais que causam danos ou rutura (A. Costa & Vasconcelos, 1999b). Por isso os danos da igreja da Madalena, enumerados no capítulo 3.2. desta dissertação, estão diretamente associados à estrutura de alvenaria da igreja.

Da observação de danos em construções antigas de alvenaria após recentes sismos é evidente a tendência para que a concentração de tensões revele zonas de fragilidade e deformações, quer pela geometria da estrutura quer pelo seu modo de execução. Como se sabe a alvenaria de pedra é um material resistente à compressão, o que não acontece face à tração. Isto significa que as alvenarias de pedra possuem bom comportamento face a ações verticais de compressão e uma má resposta às solicitações para fora do plano das paredes (Vicente, Varum, Rodrigues, & Silva, 2008). Por isso nos modelos numéricos da igreja de Santa Maria Madalena se considerou a análise e estudo das tensões principais de tração e



dos deslocamentos para fora do plano de todos os principais elementos estruturais (arcos longitudinais, paredes estruturais, torres sineiras e fachada principal).

Depois de introduzidos os diferentes modelos numéricos no programa automático SAP2000, procede-se à calibração através dos resultados entre as frequências de vibração e respetivos modos de vibração de cada um dos elementos estruturais em estudo. Analisando as primeiras frequências de vibração conclui-se que os arcos longitudinais e as paredes exteriores tanto nos modelos sem cobertura (M1 e M2) como nos modelos com cobertura (M3 e M4) são os primeiros elementos a reagir à solicitação sísmica, devido à sua menor rigidez.

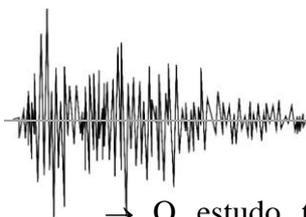
Na comparação entre o comportamento dos primeiros três modos globais de vibração, entre cada um dos modelos, evidencia-se uma semelhança associativa dos modelos M1 e M2 e dos modelos M3 e M4, como esperado. Em relação ao comportamento de modelos de diferente constituição verifica-se uma uniformidade da estrutura dos modelos M3 e M4 na resposta sísmica, sendo que as paredes exteriores e arcos longitudinais funcionam como um só. Nos modelos M1 e M2 os elementos estruturais deslocam-se sem qualquer impedimento, existindo uma maior vulnerabilidade das paredes exteriores e dos arcos longitudinais aos movimentos para fora do plano. Para os modos superiores surgem movimentos de torção e conseqüentemente movimentos para fora do plano das paredes associadas, tais como as sacristias.

A análise do comportamento sísmico da igreja passa também por uma **avaliação das tensões de tração** dos principais elementos estruturais, a fim de conhecer o comportamento tensorial e padrões de fissuração. De salientar que na observação das tensões dos elementos em estudo tem-se em conta diferentes forças de excentricidade devido à assimetria da estrutura da igreja.

Como última análise sísmica compara-se **os deslocamentos nodais com a aceleração sísmica** a fim de saber se resultados são equivalentes ou não.

Nestes parâmetros opta-se por um estudo separado de cada um dos elementos em que as conclusões finais são apresentadas em itens.

Arcos longitudinais:



- O estudo tensorial dos arcos longitudinais revela que dos modelos não reforçados (M1 e M2) para os modelos reforçados (M3 e M4) existe uma diminuição significativa das tensões de tração;
- As maiores zonas de fragilidades da igreja de Santa Maria Madalena, em termos de tensões de tração, encontram-se nas aduelas e na ligação dos arcos longitudinais às paredes do arco triunfal e do coro alto.
- Comparando a aceleração sísmica a que cada modelo está sujeito com o deslocamento, verifica-se que existe um maior aumento da aceleração sísmica do modelo M1 para o modelo M2 sendo por isso aceitável que o valor do deslocamento deste seja similar com o deslocamento do modelo M3 para os arcos longitudinais.
- Conclui-se que o reforço de alvenaria estrutural é a solução mais eficaz.

Paredes exteriores:

- Entre as duas paredes exteriores que acompanham a nave principal salienta-se como zonas críticas na existência de fissuração: as aberturas de janelas e portas; os pontos de ligação à cobertura (nos modelos M3 e M4); a ligação das paredes com o coro alto e a ligação às sacristias correspondentes.
- Do modelo M1 para o modelo M4 denota-se uma melhoria do comportamento face à resposta sísmica da igreja traduzido pela redução das zonas de maiores tensões principais de tração. No entanto é o modelo M2 que possui a maior influência sobre a resposta final da igreja.
- Comparando as tensões de tração do modelo M1 para o modelo M2 verifica-se que as tensões de tração aumentam, dado o maior deslocamento a que a estrutura está sujeita, no entanto as zonas em segurança face à presença de fissuração aumentam devido ao reforço da alvenaria estrutural.
- Comparando as tensões de tração do modelo M1 com o modelo M3 verifica-se que as tensões são reduzidas significativamente com a ligação da cobertura às paredes. No entanto esta redução não denota influência sobre a resposta final da estrutura reforçada no modelo M4 devido à menor força de aceleração sísmica a que o modelo M3 está sujeito e ao deslocamento que é maior do que o esperado, dado o comportamento conjunto das paredes com os arcos longitudinais.

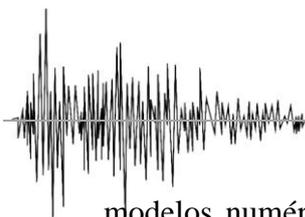


Torres Sineiras:

- As tensões nas torres sineiras são estudadas segundo a direção xx e yy , na direção da ligação com as paredes exteriores e na direção da ligação com a fachada principal e com o coro alto, respetivamente.
- Do modelo M1 para o modelo M4, em todas as direções, o comportamento das torres sineiras é caracterizado por uma diminuição das tensões principais de tração, acompanhando o reforço gradual dos modelos.
- De acordo com o estudo de tensões de tração em todos os modelos numéricos chega-se à conclusão que a fissuração tem maior incidência sobre todas as aberturas, e pontos de ligação entre as torres e as paredes exteriores respetivas.
- Aplicando o reforço de ligação da cobertura às paredes estruturais (modelo M3 e M4) verifica-se que as elevadas tensões de tração na ligação das torres às paredes exteriores são reduzidas até valores de segurança.
- Dadas as diferentes forças de excentricidade provocadas pela assimetria da estrutura da igreja de Santa Maria Madalena, o comportamento das tensões e deslocamentos das duas torres norte e sul não são exatamente iguais.
- Nas duas direções de estudo xx e yy os deslocamentos nodais das torres sineiras revelam que o reforço da alvenaria estrutural (modelo M2) é o que possui mais influência na resposta do modelo de reforço final M4, já que a força de aceleração sísmica a que o modelo M2 está sujeita é maior que a força do modelo M3.

Fachada Principal:

- Do modelo M1 para o M4 denota-se uma redução substancial dos padrões das tensões de tração devido ao correspondente reforço sísmico, com a ligação da cobertura as paredes estruturais e reforço da alvenaria.
- A fissuração é mais incidente sobre as aberturas das janelas e portas e na ligação do frontispício à restante fachada principal.
- O elemento mais problemático da fachada principal é o frontispício onde na abertura (para colocar o relógio) e na ligação à restante, as tensões principais de tração são elevadas e revelam problemas de aparecimento de fissuração, nos quatro



modelos numéricos, sendo que no modelo M2 se nota a maior atenuação destas tensões de tração.

- Como elemento representativo do comportamento da fachada principal estuda-se o deslocamento nodal do frontispício, dado este ser o elemento mais frágil e crítico da fachada.
- Da observação dos deslocamentos nodais conclui-se que o modelo M2, ou seja, o reforço da alvenaria estrutural, é o mais eficaz no contexto da resposta final do reforço pela cobertura e pela alvenaria. Esta afirmação é justificável pela comparação da força de aceleração sísmica a que o modelo M2 está sujeito com o deslocamento que este tem para o frontispício.

As intervenções estruturais de reforço para melhorar o desempenho das construções antigas de alvenaria, face às ações sísmicas, devem ser medidas que respeitem a conceção arquitetónica original e os materiais aplicados.

Como no caso de estudo se verificou uma fragilidade acentuada das paredes de alvenaria, principalmente ao nível dos arcos longitudinais (dadas as elevadas tensões de tração), como medida sugere-se a consolidação destas paredes através da aplicação de uma malha galvanizada de metal, posteriormente argamassada, ligando as paredes à cobertura através da aplicação de elementos de ligação em madeira.

Com o objetivo de limitar os movimentos para fora do plano de todas as paredes de alvenaria, aconselha-se o uso de tirantes ao nível da cobertura, principalmente aplicados nos quatro cantos da nave principal e ancorados nas zonas de interseção para travamento entre paredes.

Numa solução ideal os reforços executados devem evitar alterar as frequências e modos de vibração naturais da igreja, uma vez que podem, caso contrário, incrementar a própria ação sísmica.



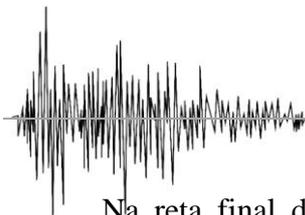
6.2. Comentários Finais

O reforço estrutural de edifícios surge da necessidade de manter requisitos mínimos de salubridade, segurança e conforto, melhorando a resistência sísmica de um edifício.

A abordagem do presente estudo de análise comparativa foi efetuada segundo a elaboração de modelos representativos da igreja de Santa Maria Madalena. Estes modelos foram realizados no programa SAP2000 com base nas plantas e pormenores construtivos fornecidos. A característica de diferenciação dos modelos será a ausência e presença de ligação de cobertura às paredes e reforço ao nível da alvenaria estrutural. Após a elaboração dos modelos foi efetuada a calibração definindo valores do módulo de elasticidade e consequente resistência dos materiais, comparando com frequências retiradas de ensaios já estudados. Após a devida calibração determinaram-se pontos de fragilidade e tensões principais de tração nas paredes de alvenaria da igreja, já que esta é a tensão responsável pelo aparecimento de fissuração.

A análise desenvolvida permitiu compreender melhor a resposta, o comportamento sísmico e as deficiências deste tipo característico de construções. Como conclusão, as zonas de concentração de tensões visualizadas no modelo M1 (estrutura simples da igreja de Santa Maria Madalena) são atenuadas pelas graduais soluções de reforço: reforço da alvenaria estrutural (M2); aplicação de cobertura (M3) e, as duas medidas em simultâneo (M4), sendo a solução de reforço da alvenaria estrutural a que mais contribui para a segurança da estrutura final.

De estudos e documentos publicados e em resultado da experiência da análise destes edifícios de património histórico conclui-se que nem sempre uma análise mais complexa obtém melhores resultados que uma análise simplificada. Sendo fundamental a adequação entre a ferramenta de análise e as informações solicitadas; a disponibilidade de ferramentas de análise para o profissional envolvido no projeto e, os recursos financeiros serem compatíveis com o investimento. A melhor compreensão do comportamento de construções antigas em alvenaria e a compatibilização de eventuais intervenções é conseguida através da escolha adequada de técnicas e materiais tradicionais, valorizando os edifícios em termos de autenticidade arquitetónica e histórica.



Na reta final deste trabalho e tendo em atenção os aspetos respeitantes à ação sísmica, fica clara a necessidade do engenheiro civil ter uma visão multidisciplinar sobre as diversas matérias que constituem a área do saber denominada de engenharia civil.

6.3. Perspetivas de trabalho futuro

A prevenção sísmica é uma aposta em termos económicos e patrimoniais. Como tal a criação de um software capaz de prever e analisar estruturas com as problemáticas específicas das construções antigas de alvenaria é uma mais-valia, de forma a aumentar significativamente a eficiência dos projetos e reduzir a possibilidade de erros técnicos.

No caso de estudo da igreja de Santa Maria Madalena foi realizada uma análise linear simplificada, no entanto esta ação não traduz uma situação real onde a estrutura se comporta de forma não-linear. Aconselha-se uma análise não-linear da igreja em causa a ponto de comparação de resultados entre análises lineares e não-lineares.

Referências Bibliográficas



Referências Bibliográficas

- Araújo, S. B. (2012). Administração de desastres, conceitos & tecnologias (pp. 7). Retirado de:http://scholar.googleusercontent.com/scholar?q=cache:E7ncr5QuNOAJ:scholar.google.com/+sismo+de+1755+70000+peessoas+morreram&hl=pt-PT&as_sdt=0,5
- Arêde, A., Costa, A., Moreira, D., & Neves, N. (2008). Análise e reforço sísmico de igrejas da ilha do Pico. Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. Nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (1º Edição - Julho 2008, pp. 625-646).
- Azevedo, J., & Guerreiro, L. (2008). Danos verificados nas Igrejas: uma primeira avaliação. Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. Nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (1º Edição - Julho 2008, pp. 297-314).
- Blacksmoker. (2010, 16/01/2010). Isossistas no mar. Retirado em 20/03/2013, de <http://blacksmoker.wordpress.com/2010/01/16/isossistas-no-mar/>
- Camelo, R. V. (2010). *Modelação Numérica de Edifícios Históricos de Alvenaria* Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Perfil de Construção - Faculdade de Ciências e Tecnologia (UNL)
- Computers&Structures Inc. (2012, 2013). SAP2000, de <http://www.csiberkeley.com/sap2000>
- Cosenza, E., Iervolino, I., & Guglielmo, E. (2003). *Seismic performance improvement of the bell tower in Serra S. Quirico by composites*. Apresentado no 6º Simpósio Internacional sobre "Fibre Reinforced Polymer" e Reforço de Estruturas de Concreto, Singapura.



- Costa, A., Arêde, A., & Costa, A. (2008). Técnicas e reforço sísmico. Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. Nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (1ª Edição - Julho 2008, pp. 445-462).
- Costa, A., & Vasconcelos, Ó. (1999a). *Desenhos das soluções adoptadas na elaboração do projecto - Igreja da Madalena*. Equipa M. M. - Trabalhos de Engenharia Civil.
- Costa, A., & Vasconcelos, Ó. (1999b). *Memória descritiva da solução a adoptar na elaboração do projecto - Igreja da Madalena*. Equipa M. M. - Trabalhos de Engenharia Civil.
- Costa, A. A., Arêde, A., Costa, A., & Oliveira, C. S. (February 2012). Out-of-plane behaviour of existing stone masonry buildings: experimental evaluation *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. Volume 10, pp. 93-111): Springer Netherlands.
- D'Ambrisi, A., Stefano, M. D., Tanganelli, M., & Viti, S. (2013). Influence of the Variability of Concrete Mechanical Properties on the Seismic Response of Existing RC Framed Structures *Seismic Behaviour and Design of Irregular and Complex Civil Structures Geotechnical* (Vol. Volume 24, pp. 59-72): Springer Netherlands.
- Dias, A. G., Guimarães, P., & Rocha, P. (2004). Junção tripla dos Açores. Em A. G. Dias, P. Guimarães & P. Rocha (Eds.), *Geologia 10º Ano*: Areal Editores.
- Dias, J. A. (2000, Abril/2000). Sismos - Ondas Sísmicas, 2013, de http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA5_Sismos/52_Sismologia/5203_OndasSismicas.html
- EN, (1998); CEN (2010) Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *Lisboa: IPQ*, pp.230.



Ferrinha, N. M. C. (2011). *Isolamento sísmico em edifícios históricos - O caso do Palazzo Margherita em L'Aquila*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em engenharia civil - especialização em Estruturas, Universidade do Porto.

Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni (Julho 2006).

Guedes, J. H. C. (2008). Caracterização e reabilitação do património monumental na sequência do sismo dos Açores de 1998. Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. Nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (1º Edição - Julho 2008 ed., pp. 575-611).

Guerreiro, L. (2011). *Estratégias para melhoria do comportamento sísmico de edifícios*. Apresentado no Seminário de Reabilitação Sísmica de Edifícios, Lisboa.
http://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&frm=1&source=web&cd=2&ved=0CDEQFjAB&url=http%3A%2F%2Fwww.ordemengenheiros.pt%2Ffotos%2Fdocs%2Fartigo%2F2011_06_03_reabilitacaosismicaedificios_luisguerreiro13466420334defa18836f52.pdf&ei=Vi1QUb2-KeSw7Ab4v4CIAQ&usg=AFQjCNHVRBiCoQuYHXV8LcwpvIkuA0TC7w

ICIET Engineering srl. (2010). *L'Aquila –Basilica di San Bernardino–* (2010), 2013, de <http://www.iciet.com/l-aquila-basilica-di-san-bernardino-2010.html>

Indirli, M., Clemente, P., Cami, R., Procaccio, A., Bettinali, F., Gatti, F., Viskovic, A. (2004). *Restauro ed isolamento sismico della chiesa romanica di San Giovanni Battista ad Apagni*. Apresentado no XI Congresso Nacional “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova

Jornal Correio dos Açores. (1998). Colectânea de notícias sobre o sismo de 9 de Julho de 1998 - Açores. pp. 8.



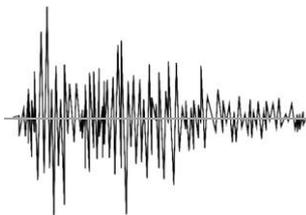
- Kelley, S. J., Šendova, V., & Gavrilovič, P. (2000). *Seismic Protection of Byzantine Churches*. Apresentado na Conferência internacional "Seismic Performance of Traditional Buildings", Istanbul, Turkey: ICOMOS.
- Lagomarsino, S. (2009). Damage assessment of churches after L'Aquila earthquake (2009). *Bulletin of Earthquake Engineering* 10.1 (2012) (pp 73-92): Springer Science+Business Media B.V. 2011.
- Lima, D. A. (2009). *Comportamento Sísmico dos Edifícios - Caracterização Sísmica dos Edifícios*. Memória monográfica para obtenção do grau de licenciatura em Engenharia de Construção Civil, Universidade Jean Piaget de Cabo Verde.
- Lourenço, P. B. (2004). *Analysis and restoration of ancient masonry structures Guidelines and Examples*. Universidade do Minho.
- Luís, A. L., & Ferreira, M. (2008). Análise sócio-económica: o antes e pós-sismo de 1998. Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. Nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (1ª Edição - Julho 2008, pp. 647-653).
- Magalhães, J. N. (2009). *Vulnerabilidade sísmica do património religioso das Ilhas do Faial e do Pico, Açores*. Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- Martins, D. M. (2011). *Estrutura geral de custos em obras de reabilitação de edifícios em alvenaria de pedra existentes*. Tese de Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação, Instituto Politécnico de Viseu.
- Martins, N. (2009). *Análise de Soluções de Reforço Usadas na Reabilitação da Ilha do Faial*. Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Universidade de Aveiro.



- Martins, N. F. S. (2012). *Reforço de paredes de edifícios antigos com base em soluções que incorporem confinamento transversal - Levantamento, técnicas de aplicações e características*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Perfil de Construção, Universidade Nova de Lisboa.
- Miguel, A. (2008). *Estudo das vibrações e da resposta sísmica de uma capela (Património Municipal)*. (pp. 25-75). Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em engenharia civil - especialização em Estruturas, Universidade do Porto.
- Moreira, D. (2008). *Casos Práticos - Análise Sísmica da Madalena na Ilha do Pico*. Apresentação em Power Point. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Naia, M. (2008). A reconstrução das igrejas nas ilhas do Faial e Pico, na perspectiva do coordenador do gabinete de apoio técnico e administrativo (GAT). Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. Nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (1ª Edição - Julho 2008, pp. 557-573).
- Nascimento, F. (2008). Presidente do conselho de administração da sociedade de promoção e reabilitação da habitação e infra-estruturas (SPRHI, S.A.). Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (pp. 21).
- Neves, F., Costa, A., Vicente, R., Oliveira, C. S., & Varum, H. (2012). Seismic vulnerability assessment and characterisation of the buildings on Faial Island, Azores. Em A. Ansal (Ed.), *Bulletin os Earthquake Engineering, Official publication of the European Association for Earthquake Engineering (EAEE)* (Vol. Volume 10, pp. 27-33): Springer.

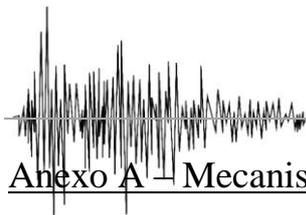


- Nunes, J. C. (2008). Caracterização sumária da sismicidade da Região dos Açores. Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. Nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (1ª Edição - Julho 2008 ed., pp. 63).
- Nunes, J. C., Forjaz, V. H., & Oliveira, C. S. (2004). *Catálogo Sísmico da Região dos Açores. Versão 1.0 (1850-1998)* (pp. pp. 349-358). Procedente do 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.
- Oliveira, C. S. (2005). Os sismos e as construções (pp. pp 1-23): Universidade Técnica de Lisboa.
- Pereira, D. F. (2009). *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos - Reforço e análise não linear*. (pp. 17-48). Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Universidade Técnica de Lisboa.
- Rodrigues, R. (2008). Violento sismo abalou as ilhas do "Triângulo". Em C. S. Oliveira, A. Costa & J. C. Nunes (Eds.), *Sismo 1998 - Açores, Uma década depois* (1ª Edição - Julho 2008, pp. 253).
- Sampaio, P., & Martins, J. G. (2006a). Análise de Estruturas - Noções de análise sísmica de edifícios. Em *Estruturas (Series Ed.)*, (pp. 13-17).
- Silva, R. A. M. d. (2008). *Caracterização Experimental de Alvenaria Antiga: Reforço e Efeitos Diferidos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho
- Tassios, T. P. (2010). Seismic engineering of monuments - the first Prof. Nicholas Ambraseys distinguished lecture. Em M. Garevski & A. Ansal (Eds.), *Earthquake Engineering in Europe* (pp. 1-42): Springer Netherlands.
- USGS. (2012, 03/12/2012). Earthquakes with 50,000 or More Deaths, de http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/most_destructive.php



- USGS. (2013, 12/02/2013). Seismicity of the Earth 1900-2010, de http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/seismicity_maps/index.php
- Viaggi Spirituali. (2012, 26/10/2012). Santuario San Bartolo della Castagna – Serra S. Quirico (Ancona), 2013, de <http://www.viaggispirituali.it/2012/10/santuario-san-bartolo-della-castagna-serra-s-quirico-ancona/>
- Vicente, R. (2008a). *Estratégias e metodologias para intervenção de reabilitação urbana - avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edifício da Baixa de Coimbra*. (pp. 226-372) Tese apresentada para obtenção de grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- Vicente, R., Varum, H., Rodrigues, H., & Silva, J. A. R. M. d. (2008, 25 a 28/Junho/2008). *Avaliação numérica de soluções de reforço para edifícios antigos*. Apresentado no 4º CINPAR - Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Aveiro.
- Vicente, R., Varum, H., & Silva, J. A. R. M. d. (2008). *Anomalias estruturais correntes em edifícios antigos*. Universidade de Aveiro. Retirado de <http://ria.ua.pt/handle/10773/8223>
- Wikipédia. (2012, 02/03/2012). Igreja de Santa Maria Madalena (Madalena), 2013, de [http://pt.wikipedia.org/wiki/Igreja_de_Santa_Maria_Madalena_\(Madalena\)](http://pt.wikipedia.org/wiki/Igreja_de_Santa_Maria_Madalena_(Madalena))
- Wikipédia. (2013a, 15/03/2013). Arco (Arquitetura). Retirado em 21/03/2013, de [http://pt.wikipedia.org/wiki/Arco_\(arquitetura\)](http://pt.wikipedia.org/wiki/Arco_(arquitetura))
- Wikipédia. (2013b, 14/03/2013). Sismo. Retirado em 21/03/2013, de <https://pt.wikipedia.org/wiki/Sismo>

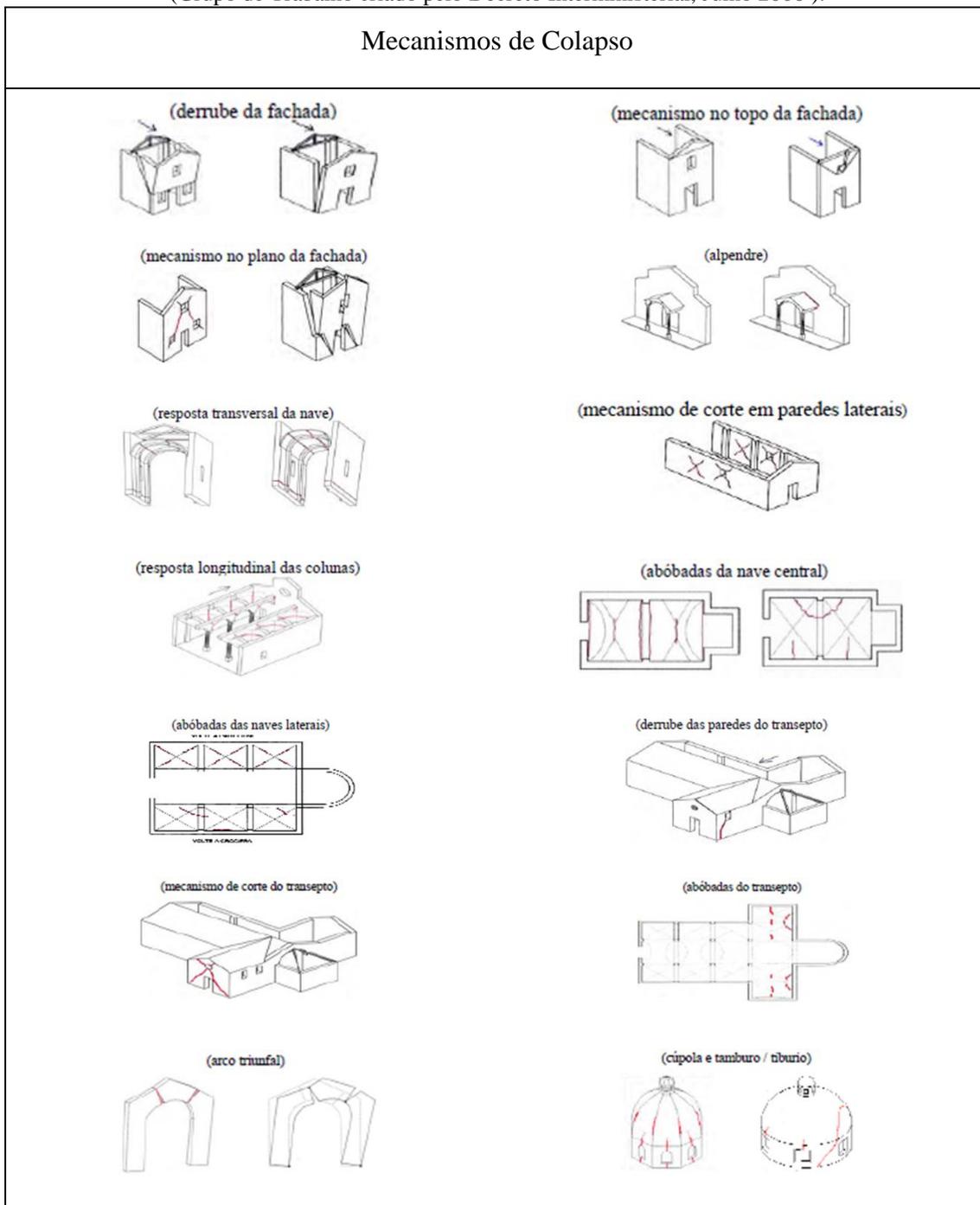
Anexos

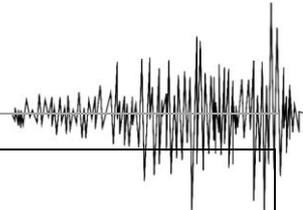


Anexo A – Mecanismos de Colapso

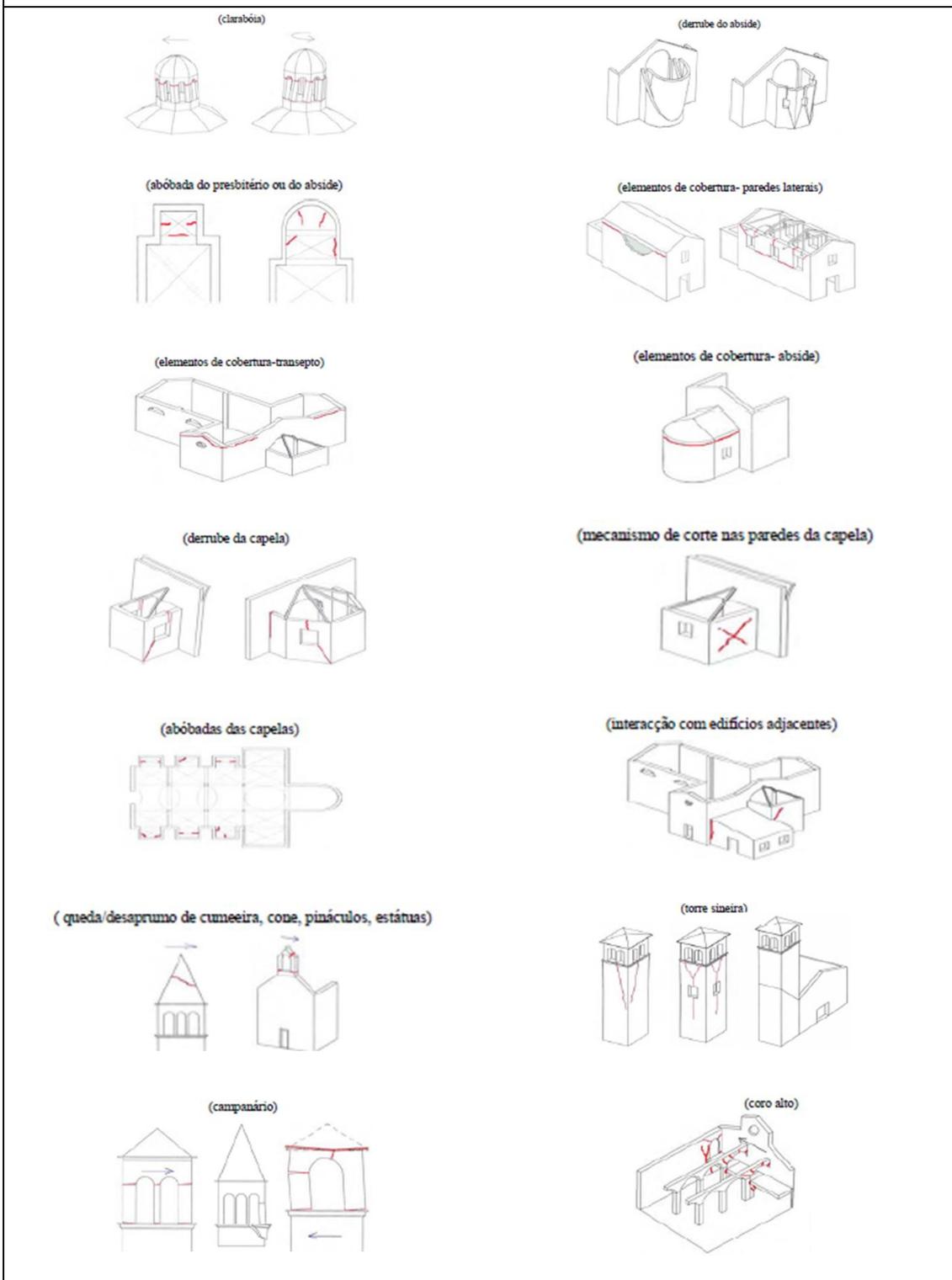
No presente anexo é apresentada uma compilação dos diferentes mecanismos de colapso característicos e habituais em construções antigas em alvenaria, de foro religioso.

Tabela A. 1. Síntese dos diferentes mecanismos de colapso característicos em edifícios de foro religioso, (Grupo de Trabalho criado pelo Decreto Interministerial, Julho 2006).





Mecanismos de Colapso



Anexo B – Cálculo de ações

No presente anexo procede-se ao cálculo da força equivalente do peso próprio da cobertura considerada para verificação da calibração do modelo numérico da igreja de Santa Maria Madalena (capítulo 4.5. da presente dissertação).

Segundo valores disponibilizados nas tabelas técnicas obtém-se um peso próprio da cobertura, incluindo ripas, varas, madres, asnas, telhas e forros, de $1,3 \text{ KN/m}^3$. Segundo a combinação fundamental de ação sísmica este valor será somado de uma sobrecarga de 1 KN/m^3 afetado de um coeficiente de segurança $\psi_2 = 0,4$.



Figura B. 1. Planta com áreas da cobertura.

O cálculo das forças a aplicar no programa automático SAP2000 dá-se pela seguinte fórmula:

$$F_t(\text{KN/m}) = \frac{1,7 (\text{KN/m}^2) \times A_d(\text{m}^2)}{P_s (\text{m})}$$

Em que,

F_t → força distribuída do peso próprio e da carga na cobertura;

A_d → área da superfície da cobertura;

P_s → perímetro da superfície da cobertura que se pretende traduzir em forças.

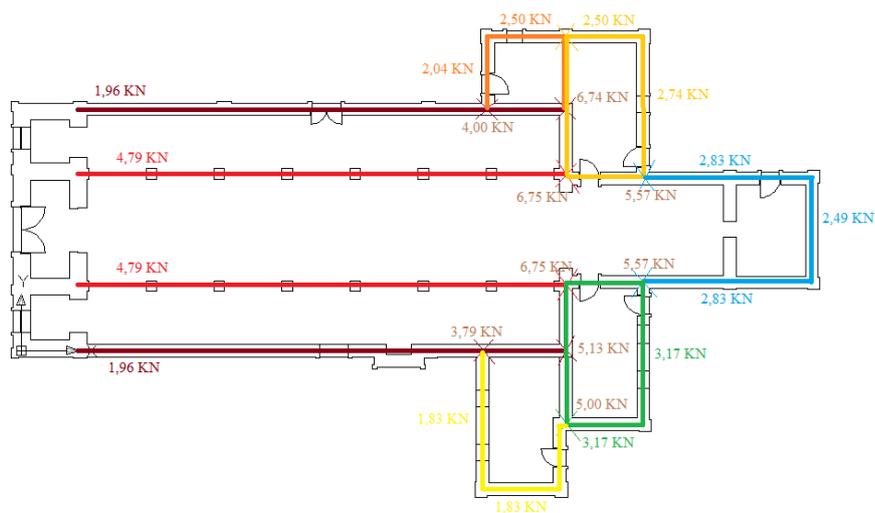
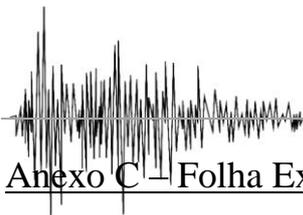


Figura B. 2. Valor das cargas calculadas

Observação: De reparar que estes valores não são necessários de introduzir no programa automático SAP2000 devido à opção de atribuir igual massa aos modelos numéricos.



Anexo C – Folha Excel de análise espectral

No presente anexo apresenta-se as folhas de cálculo auxiliar do gráfico do espectro de resposta sísmica segundo a formulação de ação sísmica do Eurocódigo 8.

ESPECTROS DE RESPOSTA de CALCULO		NP 1998-1 2009
FORMULAÇÃO DA ACCÃO SISMICA - Espectro Elastico		
Componentes Horizontais	Componentes Verticais	Parametros Gerais
$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_e \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$ $T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_e \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$ $T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_e \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$ $T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_e \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$	$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{ve} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right]$ $T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{ve} \cdot \eta \cdot 3.0$ $T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{ve} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$ $T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{ve} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$	Localidade (Concelho) <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">Açores - Pico - Lajes do Pico</div> i) Classe Estrutural <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">Classe III</div> ii) Tipo de Terreno <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">A</div> ii) Coef. Comportamento (q) <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">2,5</div> iii) Coef. Amortecimento (ξ %) <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">5</div>

Figura C. 1. Formulação da ação sísmica segundo EC8.

Localidade

Classe Estrutural

Tipo terreno

Coeficiente Comportamento

Coeficiente Amortecimento

η

Figura C. 2. Considerações para cálculo do espectro de resposta.

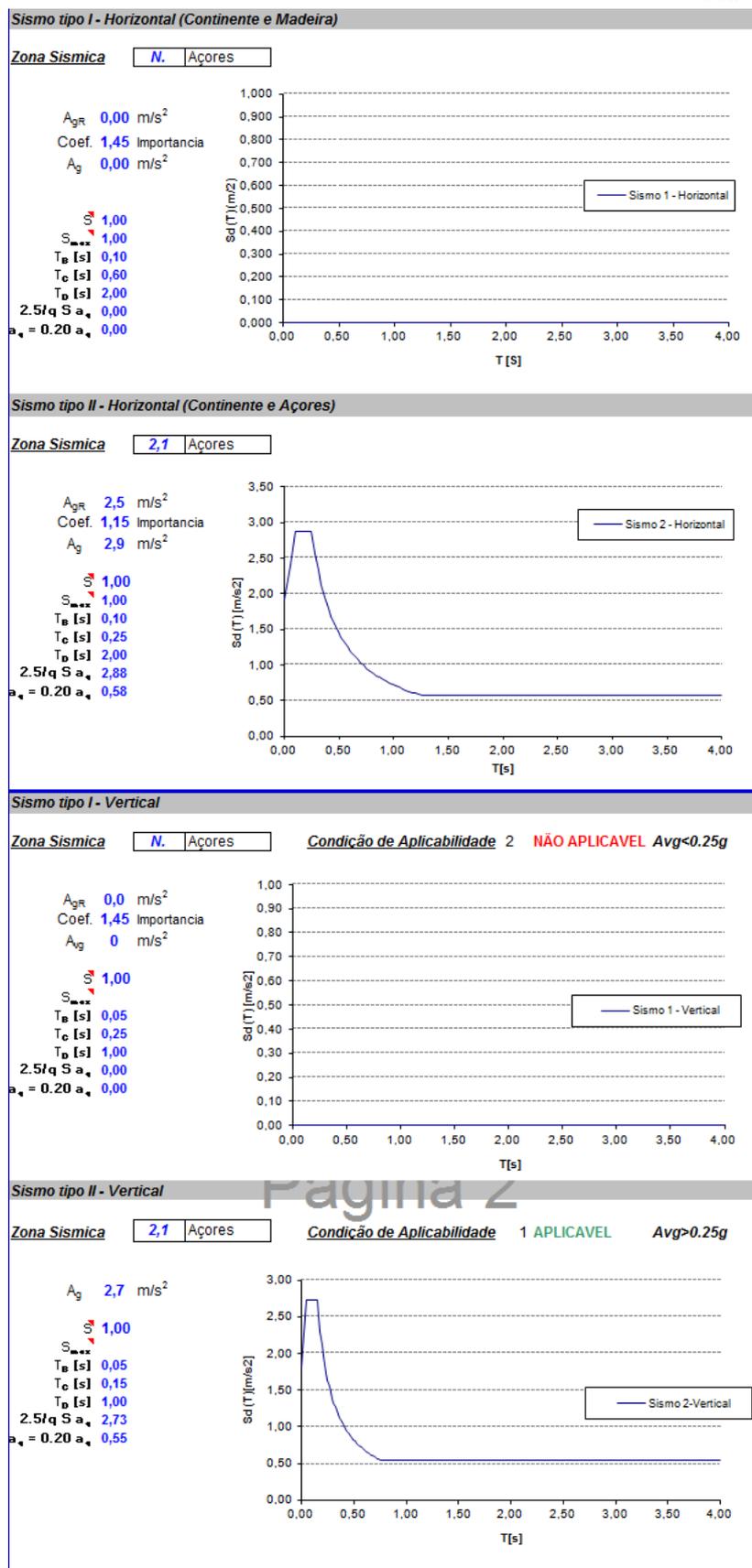
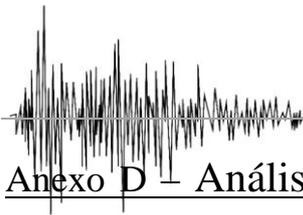


Figura C. 3. Gráficos de espectros de resposta segundo aplicabilidade via EC8.



Anexo D – Análise dos primeiros modos de vibração globais dos modelos

Para cada hipótese de modelação as Tabelas D.1, D.2, D.3 e D.4 apresentam os modos de vibração analisados com descrição abreviada dos principais elementos estruturais envolvidos na deformação.

Os valores da aceleração sísmica presentes nas tabelas são retirados por correspondência dos respetivos períodos e segundo o gráfico do espectro de resposta elástico apresentado no capítulo 4.2 da presente dissertação.

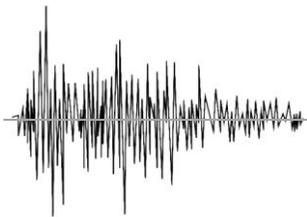
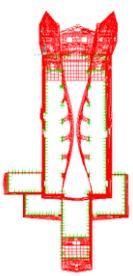
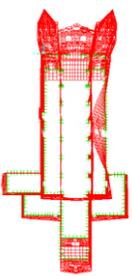
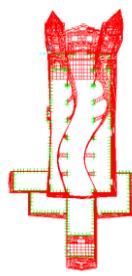
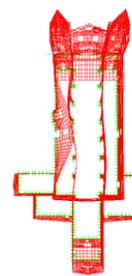
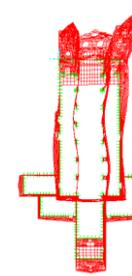
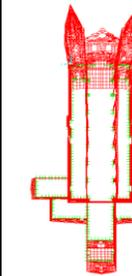
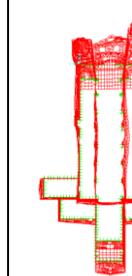
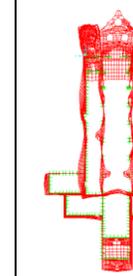


Tabela D.1. Análise de 1ºs modos de vibração dos elementos do Modelo M1.

Modo de vibração	1	3	4	6	7	8	11	20	23
									
Elemento deformado	Arcos (1c)	Parede norte	Arcos (2c)	Parede sul	Tudo	Torres (simétrico)	Torres (anti-simétrico)	Frontispício	Sacristias
Frequência (Hz)	0,42	0,81	1,03	1,06	1,37	1,59	1,80	2,87	3,14
Aceleração (m/s^2)	0,79	1,31	1,68	1,73	2,23	2,53	2,95	4,76	5,23

Nota: 1c = curvatura simples flexão; 2c = dupla curvatura flexão.



Tabela D.2. Análise de 1ºs modos de vibração dos elementos do Modelo M2.

Modo de vibração	1	3	4	6	7	8	11	23	30
Elemento deformado	Arcos (1c)	Parede norte	Arcos (2c)	Parede sul	Tudo	Torres (simétrico)	Torres (anti-simétrico)	Frontispício	Sacristias
Frequência (Hz)	0,55	1,07	1,36	1,40	1,81	2,10	2,38	4,15	4,89
Aceleração (m/s ²)	0,88	1,73	2,14	2,32	2,96	3,31	3,77	5,78	6,47

Nota: 1c = curvatura simples flexão; 2c = dupla curvatura flexão.

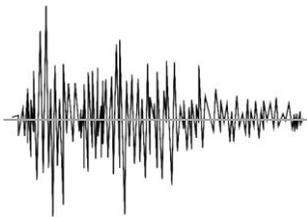
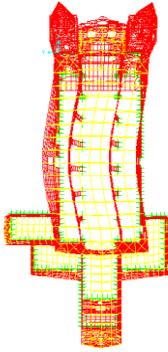
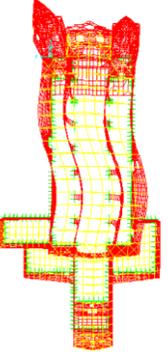
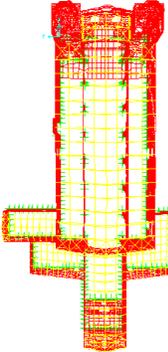
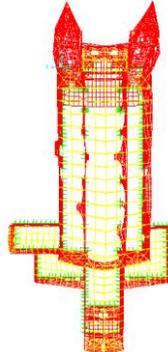
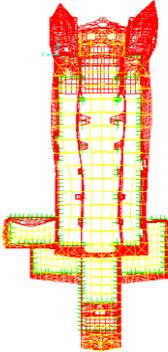


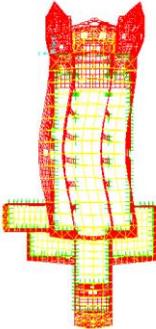
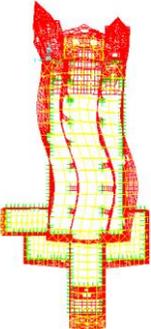
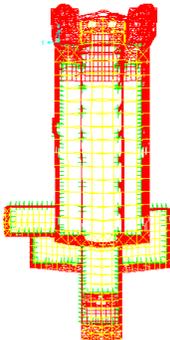
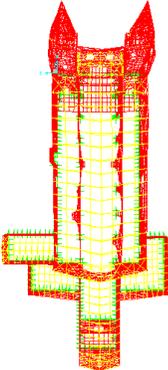
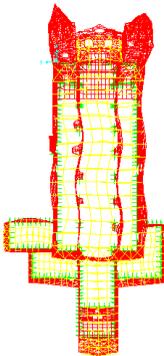
Tabela D.3. Análise de 1ºs modos de vibração dos elementos do Modelo M3.

Modo de vibração	1	2	4	16	37
					
Elemento deformado	Arcos/Paredes (1c)	Arcos/Paredes (2c) Torres (anti-simétrico)	Torres (simétrico)	Frontispício	Sacristias
Frequência (Hz)	0,71	1,31	1,65	2,99	4,90
Aceleração (m/s²)	1,15	2,14	2,67	4,75	6,47

Nota: 1c = curvatura simples flexão; 2c = dupla curvatura flexão.



Tabela D.4. Análise de 1ºs modos de vibração dos elementos do Modelo M4.

Modo de vibração	1	2	4	18	52
					
Elemento deformado	Arcos/Paredes (1c)	Arcos/Paredes (2c) Torres (anti-simétrico)	Torres (simétrico)	Frontispício	Sacristias
Frequência (Hz)	0,92	1,72	2,15	3,82	6,22
Aceleração (m/s²)	1,49	2,80	3,53	6,47	6,47

Nota: 1c = curvatura simples flexão; 2c = dupla curvatura flexão.

