



**Universidade do Minho**

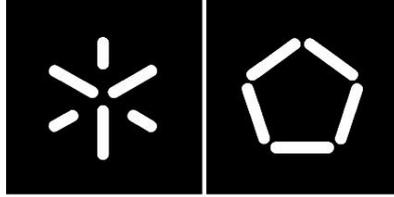
Escola de Engenharia

Diana Celina Bueno Cadena

**Análise estrutural da Igreja de Nossa  
Senhora da Conceição**

Novembro de 2016





**Universidade do Minho**

Escola de Engenharia

Diana Celina Bueno Cadena

**Análise estrutural da Igreja de Nossa  
Senhora da Conceição**

Dissertação de Mestrado

Ciclo de estudos Integrados em Engenharia Civil

Áreas de especialização: Estruturas e Geotecnia

Duplo-grau: Universidade do Minho – Universidad  
Industrial de Santander

Trabalho efetuado sob a orientação do

**Doutor Nuno Adriano Leite Mendes**

e do:

**Professor Doutor Alvaro Viviescas Jaimes**

Novembro de 2016

Com todo o meu amor  
por *Samuel*,  
Minha fonte de motivação.

## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero expressar os meus sinceros agradecimentos ao meu orientador de tese, Doutor Nuno Mendes. Obrigada pelo seu inestimável apoio, interesse, paciência, orientação, pela sua cuidadosa revisão da tese e especialmente por guiar-me para a realização de um trabalho de qualidade.

Eu gostaria de agradecer ao Engenheiro Alberto Barontini pelo seu apoio incondicional em todas as minhas dúvidas e por guiar-me adequadamente na preparação e execução dos modelos numéricos, que sem as suas sugestões não teria sido possível completar este trabalho. Gostaria de agradecer ao Professor Alvaro Viviescas, que desde o início acreditou em mim e tornou possível viver esta experiência. Obrigada pelos seus conselhos, pelo apoio contínuo e por partilhar os seus conhecimentos durante a minha tese.

Agradeço à Universidad Industrial de Santander, a minha universidade de origem que me permitiu expandir os meus conhecimentos através do convénio de duplo grau estabelecido com a Universidade do Minho.

Agradeço também à Universidade do Minho por me acolher na sua comunidade e transmitir-me o conhecimento necessário para completar os meus estudos. A experiência adquirida nos meus estudos é inestimável. Agradeço também ao Diretor de Curso, Professor Rui Ramos, pelo seu apoio em tempos difíceis.

Finalmente, gostaria de agradecer a minha família pelo o apoio incondicional e especialmente ao meu pai, Edgar Bueno, pelo seu amor, os seus conselhos, sacrifícios e sobre tudo por sempre acreditar em mim.

Esta página é deixada propositadamente em branco.

## RESUMO

**PALAVRAS-CHAVE:** Construções históricas, Alvenaria, Igrejas, Anomalias, Modelação numérica.

### **DESCRIÇÃO:**

A Igreja de Nossa Senhora da Conceição, localizada na Vila de Monforte (Portalegre), está classificada como Imóvel de Interesse Público. Esta igreja faz parte de um conjunto de três igrejas (Igreja do Calvário e Igreja de S. João Batista) que formam o triângulo mágico-religioso de Monforte. Apesar da sua data de construção não ser exatamente conhecida, a documentação existente indica que a Igreja de Nossa Senhora da Conceição poderá ter origem no século XVII.

A igreja é constituída pela nave, cabeceira, sacristia e por um corredor de acesso ao púlpito. As paredes foram construídas em alvenaria de pedra irregular e apresentam diferentes espessuras. As paredes possuem também oito contrafortes com diferente geometria. A igreja foi alvo de vários trabalhos de reabilitação, que podem ser agrupados em dois grupos principais de intervenções espaçadas de cerca 130 anos: (a) Intervenções realizadas entre 1775 e 1840; (b) Intervenções realizadas em 1973. Durante o primeiro período, e devido às infiltrações das águas pluviais, foram efetuadas pequenas reparações, tais como substituição de telhas. Estes trabalhos foram realizados com recurso a materiais compatíveis com os existentes. No segundo período de intervenções (1973), a Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) efetuou a reconstrução das coberturas.

Atualmente, a igreja não se encontra em uso e apresenta dano severo na abóbada da nave e fendas com severidade moderada nas paredes transversais. O pavimento exterior apresenta dano devido assentamentos do solo. Além do dano estrutural, a igreja apresenta outros tipos de anomalias, tais como manchas de humidade nas abóbadas e na base das paredes de alvenaria, deterioração dos frescos interiores, destacamento do reboco exterior das paredes, deterioração das pinturas exteriores, presença de vegetação e telhas partidas nas coberturas.

O presente estudo tem como principal objetivo avaliar o desempenho estrutural da igreja e identificar as principais causas do dano estrutural existente. O trabalho envolveu a preparação e calibração de um modelo de referência e a análise não linear estática para as forças gravíticas. Além disso, consideraram-se três aspetos que podem ter influência no dano da estrutura, nomeadamente, a influência do enchimento nas abóbadas, a influência do esquema estrutural da cobertura e a interação solo-estrutura. O dano foi avaliado com recurso às curvas de capacidade, deslocamentos e extensões principais de tração. Em geral, os resultados obtidos apresentam semelhanças com o padrão de dano da igreja e permitiram verificar que o dano parece estar associado ao impulso das coberturas no topo das paredes de alvenaria e à flexibilidade da parte sul da igreja. No entanto, recomenda-se a realização de trabalhos de diagnóstico, tais como a inspeção das coberturas e ensaios geotécnicos, que permitam validar esta conclusão.

Esta página é deixada propositadamente em branco.

## ABSTRACT

**KEY WORDS:** Historical constructions, Masonry, Church, Damage, Numerical modeling.

### DESCRIPTION:

The Our Lady of Conception Church, located in village of Monforte (Portugal), is classified as a Public Interest Building. This church is part of a set of three churches (Calvary Church, the St. John the Baptist Church and the Our Lady of Conception Church), which form the magic-religious triangle of Monforte. Despite its not exactly known construction date, the existing documentation states that the Our Lady of Conception Church may have been constructed in the seventeenth century.

The church is constituted by the nave, the chancel, the sacristy and the corridor to access the pulpit. The walls were built in irregular masonry stone with different thickness. The walls also have eight buttresses with different geometry. The church has been object of several rehabilitation works, which can be grouped into two main groups interventions spaced about 130 years: (a) Interventions carried out between 1775 and 1840; (b) Interventions performed in 1973. During the first period, and due to infiltration of rainwater, minor repairs were made, such as replacement of tiles. These studies were performed with use of materials compatible with the existing ones. In the second period of the works (1973) the General Directorate of National Buildings and Monuments (DGEMN) carried out the reconstruction of the roofs.

Currently, the church is not in use and presents severe damage in the vault of the nave and cracks with moderate severity in the transversal walls. The external floor has damage due to the soil settlements. Besides the structural damage, the church has other types of anomalies such as moisture stains in the vaults and at the base of the masonry walls, deterioration of interior paintings, detachment of the external plaster walls, deterioration of external paints, the presence of vegetation and damage in the tiles.

This study aims at evaluating the structural performance of the church and to identify the main causes of the existing structural damage. This work involved the preparation and calibration of a numerical model of reference and the nonlinear static analysis for the gravitational loads. Furthermore, three aspects that can have influence on the structure damage were considered, namely, the influence of the filling in the vaults, the influence of the structural scheme of the structure of the roof and the soil-structure interaction. The damage was evaluated based on the capacity curves, displacements and principal strains. In general, the results are similar to the crack pattern of the church and allowed to conclude that the damage seems to be related to the horizontal forces caused by the roof on the top of the walls and to the flexibility of the south part of the structure. However, it is recommended to carry out a diagnosis, namely the roof inspection and geotechnical tests, aiming at validating the previous conclusions.

Esta página é deixada propositadamente em branco.

# ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. Motivação.....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.3. Metodologia.....	2
1.4. Organização da dissertação .....	3
<b>2. IGREJA DE NOSSA SENHORA DA CONCEIÇÃO.....</b>	<b>4</b>
2.1. Localização geográfica e contexto histórico .....	4
2.1.1. Localização geográfica e características do concelho de Monforte .....	4
2.1.2. História de Monforte.....	5
2.1.3. Enquadramento histórico da Igreja de Nossa Senhora da Conceição.....	7
2.1.4. Contexto religioso.....	9
2.2. Descrição geral da igreja .....	10
2.2.1. Descrição geométrica.....	10
2.2.2. Descrição da arquitetura exterior.....	13
2.2.3. Descrição da arquitetura interior .....	14
2.3. Intervenções efetuadas no passado .....	16
2.4. Anomalias.....	17
2.4.1. Dano estrutural .....	17
2.4.2. Dano não estrutural.....	19
2.5. Ensaios de identificação dinâmica.....	22
<b>3. PREPARAÇÃO E CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>25</b>
3.1. Preparação do modelo .....	25
3.2. Propriedades dos materiais .....	27
3.3. Propriedades geométricas.....	28
3.4. Calibração do modelo .....	29
3.5. Análise linear estática .....	31
<b>4. ANÁLISE NUMÉRICA .....</b>	<b>35</b>
4.1. Metodologia.....	35
4.2. Propriedades não lineares dos materiais .....	37
4.3. Modelo de referência .....	38
4.3.1. Curvas de capacidade.....	39
4.3.2. Deslocamentos.....	40

Esta página é deixada propositadamente em branco.

4.3.3. Dano .....	42
4.4. Enchimento das abóbadas .....	45
4.4.1. Curvas de capacidade.....	46
4.4.2. Deslocamentos.....	48
4.4.3. Dano .....	50
4.5. Esquema estrutural da cobertura.....	55
4.5.1. Curvas de capacidade.....	56
4.5.2. Deslocamentos.....	57
4.5.3. Dano .....	59
4.6. Interação solo – estrutura .....	62
4.6.1. Curvas de capacidade.....	62
4.6.2. Deslocamentos.....	64
4.6.3. Dano .....	65
4.7. Discussão dos resultados.....	68
<b>5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>72</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>75</b>

Esta página é deixada propositadamente em branco.

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localização geográfica do concelho de Monforte. (wikipedia, 2005).....	5
Figura 2. Castelo de Monforte. (Sapofotos, 2013) .....	6
Figura 3. Vista exterior da Igreja de Nossa Senhora da Conceição.....	8
Figura 4. Decoração no interior da Igreja de Nossa Senhora da Conceição. ....	8
Figura 5. Enquadramento espacial do triângulo mágico-religioso do Rossio da vila de Monforte. (Rossio da vila de Monforte, 1996).....	9
Figura 6. Igrejas do triângulo mágico-religioso. (Visitar Portugal, 2015).....	10
Figura 7. Planta geral da Igreja de Nossa Senhora da Conceição. (Unidades: m) .....	11
Figura 8. Alçados e corte da Igreja de Nossa Senhora da Conceição. (Unidades: m).....	12
Figura 9. Vista dos telhados da igreja. ....	13
Figura 10. Vista do intradorso das abóbadas. ....	13
Figura 11. Vistas das paredes exteriores da Igreja de Nossa Senhora da Conceição. ....	14
Figura 12. Pinturas do corpo central da igreja. ....	15
Figura 13. Altares da igreja. ....	15
Figura 14. Pulpito da igreja. ....	16
Figura 15. Fendas no interior da igreja. ....	18
Figura 16. Padrão de fendilhação. ....	19
Figura 17. Exemplos de anomalias não estruturais.....	20
Figura 18. Dano no pavimento exterior. ....	21
Figura 19. Padrão de humidade das abóbadas da capela-mor e da nave.....	21
Figura 20. Configurações dos acelerómetros dos ensaios de identificação dinâmica. ....	23
Figura 21. Primeiros quatro modos de vibração estimados com recurso aos ensaios de identificação dinâmica. ....	24
Figura 22. Vistas gerais do modelo da Igreja de Nossa Senhora da Conceição em AutoCAD. ....	25
Figura 23. Modelo da igreja dividido em macro-elementos. ....	26
Figura 24. Tipos de elementos utilizados no modelo numérico. (DIANA FEA, 2016) .....	26
Figura 25. Malha do modelo. ....	27
Figura 26. Espessura das paredes, abóbadas, contrafortes e lajes de betão. (As linhas vermelhas representam as vigas) .....	29
Figura 27. Primeiros quatro modos de vibração numéricos e experimentais.....	31
Figura 28. Deformação da igreja devido ao seu peso próprio. (Unidades: mm).....	32

Esta página é deixada propositadamente em branco.

Figura 29. Tensões verticais da análise linear devido ao peso próprio. (Unidades: MPa) .....	33
Figura 30. Tensões principais da análise linear devido ao peso próprio. (Unidades: Mpa).....	33
Figura 31. Método de controlo comprimento de arco.....	36
Figura 32. Localização dos nós de controlo. ....	37
Figura 33. Curvas de capacidade para deslocamentos verticais do modelo de referência. ....	39
Figura 34. Curvas de capacidade para deslocamentos horizontais do modelo de referência...	40
Figura 35. Resultantes dos deslocamentos do modelo de referência. (Unidades: mm) .....	41
Figura 36. Extensões principais de tração nas paredes do modelo de referência. ....	43
Figura 37. Extensões principais de tração nas abóbadas do modelo de referência. ....	44
Figura 38. Configurações admitidas para o enchimento das abóbadas. (Unidades: m) .....	46
Figura 39. Curvas de capacidade para o deslocamento vertical e horizontal dos modelos com e sem enchimento nas abóbadas. ....	47
Figura 40. Resultantes dos deslocamentos nas paredes dos modelos com enchimento nas abóbadas. (Unidades: mm) .....	49
Figura 41. Resultantes dos deslocamentos nas abóbadas dos modelos com enchimento nas abobadas. (Unidades: mm) .....	50
Figura 42. Extensões principais de tração nas paredes dos modelos com enchimento. (Face externa 1).....	51
Figura 43. Extensões principais de tração nas abóbadas dos modelos com enchimento. (intradorso).....	53
Figura 44. Extensões principais de tração nas abóbadas dos modelos com enchimento. (extradorso).....	54
Figura 45. Reações nos apoios das lajes das coberturas. (paredes e abóbadas) .....	55
Figura 46. Curvas de capacidade do modelo da influência da estrutura da cobertura.....	57
Figura 47. Resultantes dos deslocamentos do modelo com um possível contato entre as abóbadas e as lajes de cobertura. (Unidades: mm) .....	58
Figura 48. Extensões principais de tração nas paredes do modelo com um possível contato entre as abóbadas e as lajes de cobertura. ....	60
Figura 49. Extensões principais de tração nas abóbadas do modelo com um possível contato entre as abóbadas e as lajes de cobertura. ....	61
Figura 50. Curvas de capacidade para deslocamento vertical e horizontal do modelo da interação solo–estrutura. (Deslocamento relativo à base da igreja).....	63
Figura 51. Resultantes dos deslocamentos do modelo com interação solo–estrutura. (Unidades: mm) .....	64

Esta página é deixada propositadamente em branco.

Figura 52. Extensões principais de tração nas paredes do modelo com interação solo– estrutura.....	66
Figura 53. Extensões principais de tração nas abóbadas do modelo com interação solo– estrutura.....	67
Figura 54. Dano existente.....	68
Figura 55. Extensões principais de tração no intradorso das abóbadas dos modelos.....	69
Figura 56. Extensões principais de tração na superfície interior da fachada principal dos modelos.....	70
Figura 57. Extensões principais de tração no arco do interior da nave dos modelos.....	71

Esta página é deixada propositadamente em branco.

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Resultados dos ensaios de identificação dinâmica. ....	24
Tabela 2. Propriedades iniciais dos materiais. ....	28
Tabela 3. Propriedades geométricas dos elementos viga. ....	28
Tabela 4. Valores assumidos e calibrados dos módulos de elasticidade. ....	30
Tabela 5. Comparação entre as frequências experimentais e as frequências numéricas. ....	30
Tabela 6. Propriedades não lineares dos materiais. ....	38
Tabela 7. Deslocamentos máximos para o modelo de referência. ....	42



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Motivação

A Igreja de Nossa Senhora da Conceição localizada na vila de Monforte (Portalegre), está classificada como Imóvel de Interesse Público e pertence a um conjunto de três igrejas (Igreja do Calvário e Igreja de S. João Baptista), formando o triângulo mágico-religioso de Monforte. O interior da igreja apresenta vários elementos decorativos e simbólicos, tais como pinturas religiosas. Este edifício corresponde a um local de culto com os valores culturais e sociais da região.

As estruturas históricas não foram construídas de acordo com uma idade para qual devem manter as condições adequadas em serviço. Assim, um desempenho adequado no passado não é uma garantia de segurança no futuro. A história tem mostrado que a acumulação de dano pode causar o colapso de estruturas históricas de alvenaria em longo prazo sem alterações nas condições de carga (Verstrynge, Schueremans, Van Gemert, & Hendriks, 2011). Além disso, o colapso súbito pode estar associado aos fenómenos naturais, aos agentes humanos e ao comportamento de alvenaria de longo prazo devido aos fenómenos de fluência, causados por cargas elevadas contínuas, envelhecimento dos materiais e os fenómenos de congelamento e descongelamento (Martins da Silva, 2013). A avaliação da estabilidade deste tipo de estruturas é uma tarefa complexa e requer uma avaliação fiável do estado de dano atual e da possível acumulação de danos.

Existem vários exemplos de colapso de edifícios importantes do património cultural, tais como a torre da catedral de Chichester (Reino Unido) em 1861, o campanário de San Marco em Veneza (Itália) em 1902, a torre cívica de Pavia (Itália) em 1989, a Igreja St. Martinus de Kerksken (Bélgica) em 1990, a Igreja St. Magdalena em Goch (Alemanha) em 1992 e a catedral de Noto (Itália) em 1996 (Verstrynge, Schueremans, Van Gemert, & Hendriks, 2011). Atualmente, a Igreja de Nossa Senhora da Conceição não está em uso e apresenta várias anomalias estruturais e não estruturais, tais como fendas nas abóbadas e na fachada. Assim, é necessário avaliar os danos e intervir na estrutura, tendo por objetivo garantir a sua preservação.

As intervenções em edifícios do património cultural devem ser consideradas apenas após uma análise detalhada, incluindo o diagnóstico, a avaliação da segurança e a avaliação de várias soluções de intervenção, tendo em consideração as recomendações (ICOMOS, 2005). De

acordo com esta metodologia, a modelação numérica é uma ferramenta valiosa para avaliar o comportamento estrutural das construções históricas (Martins da Silva, 2013).

## **1.2. Objetivos**

O principal objetivo deste trabalho é a análise estrutural da Igreja de Nossa Senhora da Conceição, nomeadamente identificar as principais causas do dano estrutural existente. A Igreja de Nossa Senhora da Conceição apresenta dano estrutural nas paredes transversais e na abóbada da nave. Além disso, apresenta outros tipos de anomalias, tais como exemplo destacamento do reboco das paredes e assentamento do pavimento exterior. Esta igreja foi alvo de uma intervenção que envolveu a aplicação de novos elementos em betão armado nas coberturas, o que pode estar corresponder a uma das principais causas do dano estrutural existente na igreja. O solo de fundação pode ter também umas das principais causas do dano da igreja. Assim, a interação solo-estrutura foi também avaliada neste trabalho. Além disso, foi analisada a influência do enchimento das abóbadas e a influência de um possível contato entre as lajes das coberturas e as abóbadas no comportamento da estrutura.

## **1.3. Metodologia**

Os objetivos desta dissertação foram alcançados com recurso a um modelo numérico de referência preparado no programa de cálculo estrutural DIANA (DIANA, 2015), baseado no Método de Elementos Finitos, e calibrado relativamente às propriedades dinâmicas estimadas nos ensaios de identificação dinâmica. O modelo de referência corresponde ao estado atual da estrutura e é calibrado através de algoritmos avançados de otimização, nos quais a função objetivo corresponde à minimização dos erros entre as propriedades dinâmicas experimentais e as propriedades dinâmicas numéricas (frequências naturais). O estudo numérico foi realizado com recurso à análise não linear estática.

Posteriormente, foram preparados outros modelos numéricos que permitiram analisar todos os aspetos da estrutura considerados neste estudo. A interação solo-estrutura foi estudada com recurso à aplicação de elementos interface na base das paredes do modelo com propriedades representativas do solo de fundação, e teve por objetivo avaliar a influência das propriedades do solo de fundação na resposta estrutural da igreja. A influência do enchimento no extradorso das abóbadas foi verificada com recurso à aplicação de cargas verticais distribuídas nas abóbadas. O possível contato das lajes das coberturas com as abóbadas foi

estudado com recurso à aplicação de cargas verticais no topo das paredes longitudinais, bem como nos pontos em que as pendentes das coberturas são tangentes às abóbadas (nave e capela-mor).

A resposta da estrutura quando sujeita à ação das forças gravíticas foi avaliada com recurso às curvas de capacidade, à deformação da estrutura e às extensões principais de tração (indicador do dano). As respostas numéricas foram comparadas com padrão de fendilhação da estrutura, permitindo concluir sobre as principais causas do dano existente na igreja.

#### **1.4. Organização da dissertação**

Esta dissertação está organizada através dos seguintes capítulos:

- Capítulo 1: Este capítulo apresenta a motivação, objetivos, metodologia e organização da dissertação.
- Capítulo 2: Este capítulo é composto por uma breve descrição da localização, da história, das principais características, das intervenções efetuadas e das anomalias da Igreja de Nossa Senhora da Conceição.
- Capítulo 3: Este capítulo descreve a preparação e calibração do modelo numérico de referência.
- Capítulo 4: Este capítulo apresenta resultados dos modelos numéricos obtidos com recurso à análise não linear estática, incluindo a análise comparativa relativamente ao dano existente na igreja.
- Capítulo 5: Este capítulo apresenta as principais conclusões obtidas nesta dissertação, bem as recomendações para trabalhos futuros.

## **2. IGREJA DE NOSSA SENHORA DA CONCEIÇÃO**

Este capítulo apresenta uma revisão da história e, geralmente, da Igreja de Nossa Senhora da Conceição, com uma descrição da sua localização, o seu contexto histórico, sua geometria, as intervenções das quais foi alvo, os danos atualmente apresentados e os ensaios realizados. Esta contextualização é vital para compreender o comportamento da estrutura atual. A localização geográfica e a época na qual a igreja foi construída dão uma percepção dos materiais utilizados e das técnicas de construção usadas, que, juntamente com o dimensionamento geométrico, fornecem as bases para recriar uma representação precisa da igreja. Tratando-se de uma construção antiga, deve levar em conta as mudanças que ocorreram ao longo da história. Estas têm afetado significativamente o seu comportamento, além do passo do tempo deteriorou em geral a estrutura.

### **2.1. Localização geográfica e contexto histórico**

#### **2.1.1. Localização geográfica e características do concelho de Monforte**

A Igreja de Nossa Senhora da Conceição localiza-se no concelho de Monforte, uma vila portuguesa no Distrito de Portalegre, região Alentejo e sub-região do Alto Alentejo. Esta vila tem cerca de 1380 habitantes e está localizada no sudoeste do Portugal (Figura 1). Possui um clima marcadamente mediterrânico, caracterizado por uma estação seca bem acentuada no verão. A precipitação ronda os 500 mm entre os meses de Outubro e Março e os 170 mm no semestre mais seco. No município predominam as atividades ligadas ao sector primário, ou seja, a agricultura e a criação de gado, seguidas das do sector secundário, representada pelas indústrias de exploração do granito. No que se refere à agricultura, destacam-se os cultivos de cereais para grão, os prados temporários e culturas forrageiras, as culturas industriais, o pousio, o olival, os prados e pastagens permanentes. A pecuária tem também alguma importância, nomeadamente na criação de suínos, ovinos e bovinos. (Wikipédia, 2016)



**Figura 1.** Localização geográfica do concelho de Monforte. (wikipedia, 2005)

### 2.1.2. História de Monforte

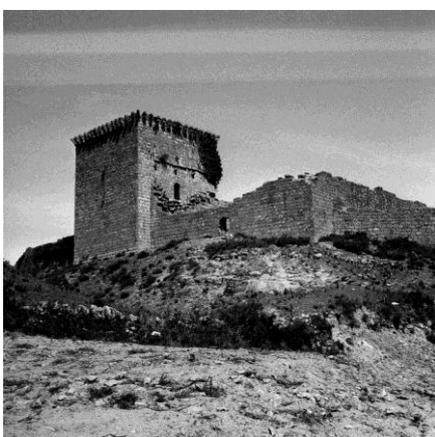
A presença humana nesta freguesia tem origem no período neolítico, comprovada pela presença de várias antas nos atuais limites administrativos. Foi conquistada pela primeira vez aos muçulmanos no ano 1139 por D. Afonso Henriques, aquando da sua ofensiva. Contudo, voltou para a posse dos muçulmanos pouco tempo depois, tornando-se uma zona muito desabitada e destruída pela guerra. Em data ainda incerta, é reconquistada a sua posse. D. Afonso III reconstituiu-a no ano de 1257 e concedeu-lhe a Carta de Foral, concedendo amplos privilégios e regalias aos seus moradores e habitantes como forma de fixar a população.

Em 1281, o Rei D. Dinis doou a posse da Vila de Monforte a sua esposa D. Isabel como dote de casamento. Cerca do ano de 1309, ordenou a construção do Castelo de Monforte (Figura 2), provavelmente sobre uma fortificação primitiva. Foi edificado no contexto de uma primeira linha de fortalezas que defendiam a fronteira portuguesa desta região no sentido Norte – Sul. D. Pedro I, no ano de 1357, entregou este castelo a um dos seus vassalos de nome Ayres Afonso. No período da crise de 1383 - 1385, a Vila de Monforte tomou o partido da facção pró-Castela, resistindo ao cerco de D. Nuno Álvares Pereira logo após a Batalha dos Atoleiros, aquando de romagem do Condestável em direção ao Assomar. D. Afonso V, no ano de 1445, concedeu a posse da alcaidaria do castelo da vila de Monforte a D. Fernando com todas as suas rendas e direitos. Em 1455, a posse da vila passou para as mãos da poderosa Casa de Bragança através da doação de D. Afonso V ao Conde de Arraiolos. Esta posse foi confirmada a seu filho no ano de 1463, o Conde de Guimarães, D. Fernando.

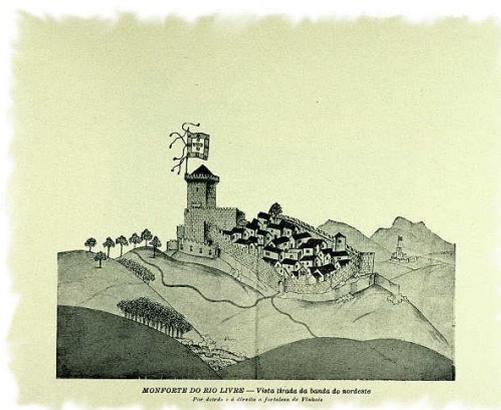
No ano de 1476, D. Afonso V concedeu a vila de Monforte e seu castelo com todas as suas rendas e jurisdições ao Duque de Guimarães. Em 1483, D. João II retira a posse da vila de Monforte ao Duque de Bragança, fazendo-a regressar à posse da coroa, concedendo simplesmente amplos privilégios aos seus moradores. Pelo contrário, D. Manuel I faz regressar a posse desta vila à Casa de Bragança através da carta de doação ao duque de Bragança D. Jaime, no ano de 1501, concedendo o castelo da vila com todos os seus direitos e rendas. A partir desta data nunca mais a Casa de Bragança deixou a posse administrativa e judicial da vila de Monforte, incluindo a posse das igrejas paroquiais que existiam na vila. D. Manuel I, no contexto da reforma dos antigos forais medievais, concedeu uma nova Carta de Foral à vila de Monforte no ano de 1512.

O século XVI assistiu à fundação de um importante mosteiro feminino denominado “Mosteiro do Bom Jesus” da vila de Monforte, fundado entre 1515 e 1520, pelo padre Fernão Zebreyro Moutoso. O século XVII foi dominado pela guerra da Restauração, após a subida ao trono de D. João IV, com constantes ataques e incursões de tropas espanholas no termo de Monforte, culminando com a sua conquista temporária pelas forças de D. João d’Áustria no verão de 1662, voltando pouco tempo depois para a posse das tropas de Portugal.

Face à importância geoestratégica da fortaleza de Monforte, como forma de sustentar os sucessivos ataques do exército espanhol sediado desde muito cedo com um forte dispositivo militar na próxima fortaleza de Arronches, foi edificada uma segunda linha de muralhas, construída com terra e barro, da qual já não resta nenhum vestígio. Por outro lado, a primeira metade do século XVII assiste ao enriquecimento do interior de algumas das igrejas, com especial destaque para a Igreja de Nossa Senhora da Conceição, situada na área do Rossio de Monforte, fora das muralhas, que escapou completamente às guerras da Restauração.



(a) Vestígios do castelo



(b) Desenho do castelo e a vila

**Figura 2.** Castelo de Monforte. (Sapofotos, 2013)

Já no final do século (1693), como resultado de algum desenvolvimento económico, D. Pedro II concede à Câmara Municipal de Monforte alvará para uma festa anual nos dias 19, 20 e 21 de Agosto na área do Rossio de Monforte. Ao longo do século XVIII, o ouro do Brasil também se fez sentir em Monforte, destacando-se o aumento da área ocupada pelo Mosteiro do Bom Jesus da Vila de Monforte. O enriquecimento da sua igreja que fica completamente coberta com painéis de azulejos, a construção e remodelação de igrejas e capelas, e ainda o surgimento de uma classe aristocrata rural que edificou alguns dos mais belos edifícios setecentistas que subsistem atualmente na vila. Por sua vez, o século XIX, ficou fortemente associado e condicionado pela extinção das Ordens Religiosas. Em 1834, resultou o declínio do Mosteiro do Bom Jesus da Vila de Monforte e posterior venda em hasta pública do seu património rural e urbano, incluindo o próprio edifício, adquirido por um particular, Duarte Borges Coutinho de Medeiros da Câmara. D. Carlos I, no ano de 1890, concede-lhe o título honorífico de Marques da Praia e de Monforte em 2ª Vida.

Em termos políticos – administrativos o ano de 1895 foi terrífico para o concelho de Monforte, que foi extinto como resultado da reforma de João Franco, transitando a sua tutela administrativa para o concelho de Arronches. Contudo, esta situação durou cerca de três anos. No ano de 1898 (13 de Janeiro) o concelho de Monforte foi restaurado, voltando à sua posse Freguesia de Monforte. Já nos inícios do século XX (1910), a instauração da República trouxe consigo outra alteração bastante significativa na morfologia urbana da vila. De acordo com a Lei da Nacionalização dos Bens da Igreja, o Convento do Bom Jesus desta vila foi vendido por parcelas aos particulares, assistindo-se à sua total desagregação e destruição física. Assim, entre 1913 e 1928, a sua estrutura mural é totalmente partida ao meio, sendo construída uma nova avenida, denominada, Av. Marquez da Praia e de Monforte, prestando homenagem ao seu último proprietário, hoje Av. General Humberto Delgado.

### **2.1.3. Enquadramento histórico da Igreja de Nossa Senhora da Conceição**

A data exata da construção da Igreja de Nossa Senhora da Conceição é desconhecida, no entanto apresenta determinadas características que permitem identificá-la como uma igreja do estilo Manuelino-Mudéjar pelos elementos arquitetónicos do seu exterior (Figura 3) tais como: os contrafortes rematados por pináculos de forma cónica, as ameias ao longo de toda a cimalha em redor da igreja, o arco triunfal de volta perfeita, a fachada com um óculo e um frontão triangular. Estas características arquitetónicas possibilitam datar a sua construção em finais do século XVI com fortes influências das capelas renascentistas de Pavia, Borba, Évora,

Vila Viçosa e Castelo de Vide, inserindo-se deste modo na tipologia de igreja comum na região alentejana nos finais do século XVI e inícios do século XVII.



**Figura 3.** Vista exterior da Igreja de Nossa Senhora da Conceição.

Outra evidência é a sua decoração do espaço interior (Figura 4), quer no que se refere às pinturas do intradorso da abóbada, quer no que se refere ao revestimento em azulejos do tipo padrão policromático que forram as paredes dos dois corpos desta igreja. Estes aspetos demonstram as fortes influências das grandes obras arquitetónicas regionais, com particular destaque para Évora (a grande capital da cultura no século XVI), Vila Viçosa (nomeadamente na primeira metade do século XVII), ou ainda Elvas e mesmo Estremoz.

Um dos materiais mais utilizados na construção das abóbadas de cobertura das igrejas do Tardo-Gótico alentejano foi o tijolo, que difere das restantes zonas do país.



(a) Pinturas no intradorso da abóbada da igreja



(b) Revestimento em azulejos na superfície interior das paredes

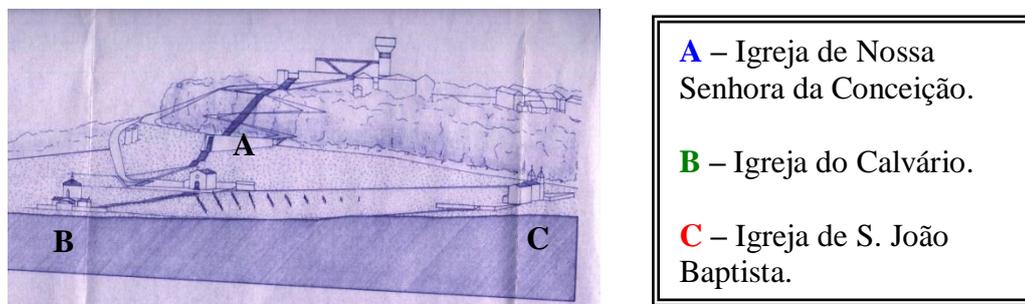
**Figura 4.** Decoração no interior da Igreja de Nossa Senhora da Conceição.

Ao longo da sua existência sofreu várias intervenções de reparação e manutenção que se podem agrupar em dois períodos cronológicos. O primeiro período, compreendido entre os anos de 1775 e 1840, foi caracterizado por pequenas reparações e substituição de telhas da sua cobertura. O segundo período, a partir de 1973, com a reconstrução da cobertura do seu corpo central pela Direcção-Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais – Monumentos do Sul. (Ver Secção 2.3).

Em 24 de janeiro do ano 1983, a igreja foi declarada como Imóvel de interesse Público por representar um importante testemunho da pintura mural regionalista característica da primeira metade do século XVII. Devido à localização geográfica, muitos fiéis deslocavam-se a esta capela, manifestando junto da Nossa Senhora da Conceição a sua devoção religiosa, expressa muitas das vezes através do pagamento de promessas ou através da concessão de ex-votos que são simbolizados através de velas ou outros objetos pessoais. A sua festa máxima continua a realizar-se no dia 8 de Dezembro de cada ano, composta por uma missa e uma procissão noturna. Nesta cerimónia religiosa a imagem de Nossa Senhora da Conceição percorre um percurso com larga participação da comunidade local, constituindo deste modo o crepúsculo do sentido e força da religiosidade.

#### 2.1.4. Contexto religioso

A Igreja de Nossa Senhora da Conceição faz parte de um conjunto de três igrejas denominado o triângulo mágico-religioso (Figura 5). Na religião cristã, o triângulo é símbolo da trindade dos deuses (Santíssima Trindade) e faz alusão às tríades: corpo, alma e espírito. Assim a Igreja de Nossa Senhora da Conceição juntamente com a Igreja do Calvário e a Igreja de S. João Baptista (Figura 6) formam um espaço de profundo significado religioso, de romaria, tanto de cariz popular e profano.



**Figura 5.** Enquadramento espacial do triângulo mágico-religioso do Rossio da vila de Monforte. (Rossio da vila de Monforte, 1996)

Atualmente não é conhecida a data exata da construção de nenhuma das igrejas. No entanto, tendo em conta os documentos presentes no Arquivo Municipal do Conselho de Elvas, a Igreja de Nossa Senhora da Conceição, num ponto mais elevado em relação às restantes, foi a primeira a ser construída no século XVII, seguido pela Igreja de S. João Baptista (século XVIII) e, finalmente, a Igreja do Calvário (final do século XVIII ou início do século XIX). Com tudo, esta cronologia não está correta quando comparada com os documentos do século XVIII. No Inquérito Nacional, realizado após o terremoto de Lisboa de 1755, verifica-se que a Igreja do Calvário já existia com a configuração atual. Na ausência de evidências históricas que permitem datar com precisão a construção das igrejas, o contexto histórico que se segue pode ser assumido: (a) Igreja de Nossa Senhora da Conceição (século XVII); (b) Igreja do Calvário (século XVIII); (c) Igreja de S. João Baptista (final do século XVIII).



(a) Igreja de Nossa Senhora da Conceição

(b) Igreja do Calvário

(c) Igreja de S. João Baptista

**Figura 6.** Igrejas do triângulo mágico-religioso. (Visitar Portugal, 2015)

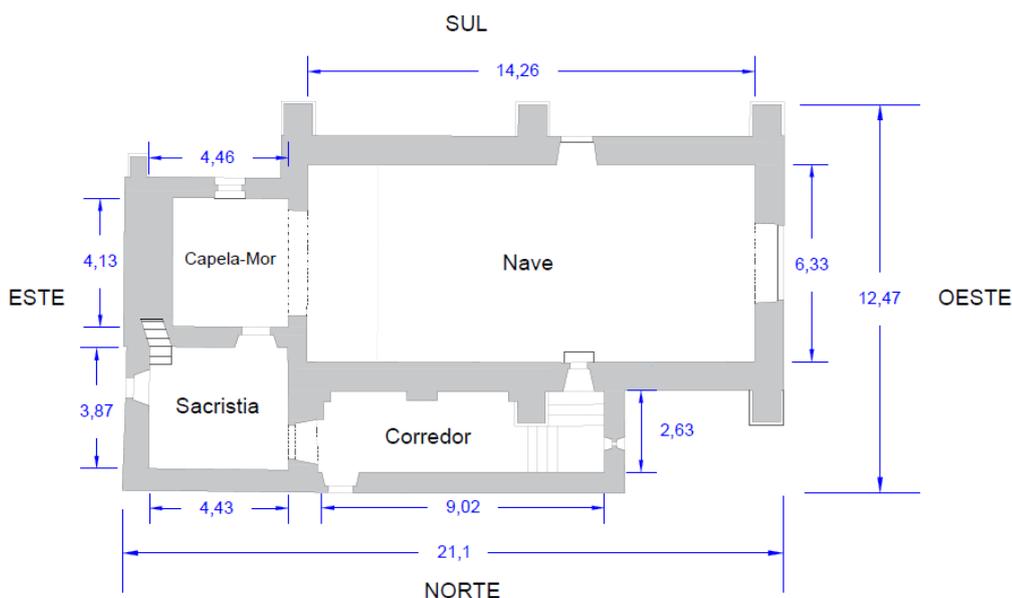
## 2.2. Descrição geral da igreja

### 2.2.1. Descrição geométrica

A Igreja de Nossa Senhora da Conceição apresenta uma configuração simples com quatro divisões. Na parte frontal sudoeste encontra-se o corpo central da igreja, composto pela nave, que se encontra ligado à capela-mor localizada na direção sudeste. Localizada ao lado da capela na direção nordeste, situa-se a sacristia. Por último, encontra-se o corredor, na direção noroeste da igreja, que dá acesso ao púlpito (Figura 7).

Com base nos documentos do arquivo do Gabinete de Apoio Técnico (GAP), obteve-se a planta e os alçados da igreja em formato digital. A igreja tem um comprimento total na

direção longitudinal igual a 21.10 m e na direção transversal igual a 12.47 m. A nave apresenta uma configuração retangular em planta e as suas dimensões são 14.26 m e 6.33 m, na direção longitudinal e transversal, respetivamente. A capela-mor tem 4.46 m e 4.13 m, na direção longitudinal e transversal, respetivamente. O corredor com forma retangular apresenta 9.02 m na direção longitudinal e 2.63 m na direção transversal. A sacristia tem 4.43 m na direção longitudinal e 3.87 m na direção transversal.

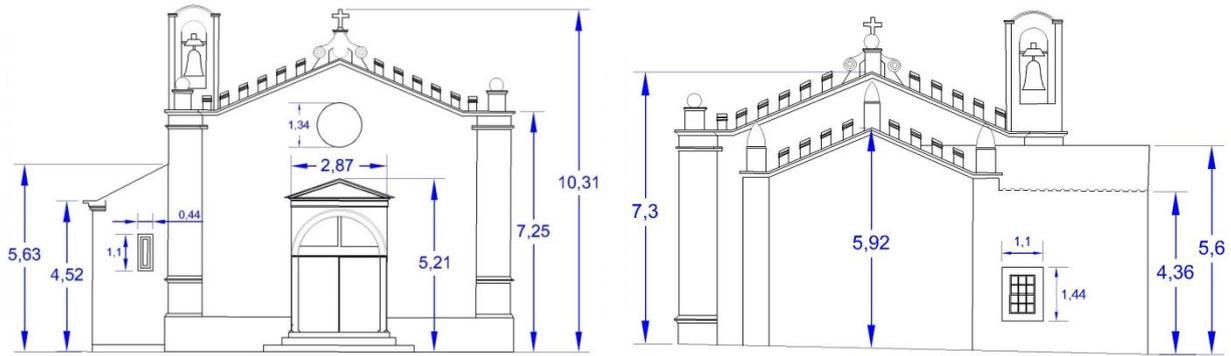


**Figura 7.** Planta geral da Igreja de Nossa Senhora da Conceição. (Unidades: m)

A igreja tem uma altura máxima de 10.31 m. À fachada principal da igreja tem um óculo com 1.34 m de diâmetro, e também tem uma porta com 5.21 m de altura e 2.87 m de largura (Figura 8 (a)). A altura máxima do corredor é igual a 5.63 m e a altura mínima é igual a 4.52 m. A capela-mor tem uma altura máxima de 5.92 m. Sacristia tem uma altura máxima igual a 5.60 m e uma altura mínima igual a 4.36 m (Figura 8 (b)).

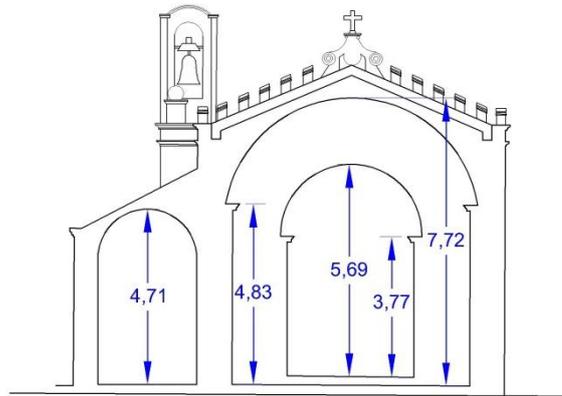
No interior da igreja, o arco de volta perfeito das abóbadas apresenta as seguintes propriedades geométricas: (a) O ponto máximo do arco da nave apresenta-se a 7.72 m do seu piso térreo; (b) O arco da capela-mor está á cota de 5.69 m relativamente ao do seu piso térreo; (c) O arco do corredor apresenta uma altura máxima de cerca 4.71 m (Figura 8 (c)).

No exterior, a estrutura apresenta oito contrafortes de seção quadrada, que cumprem a função de reforçar as paredes da nave central e da capela-mor. A nave tem seis contrafortes com 1.10 m de espessura e 7.25 m de altura. Os contrafortes das paredes da capela-mor tem uma espessura igual a 0.50 m e uma altura igual a 4.67 m (Figura 8 (d)).

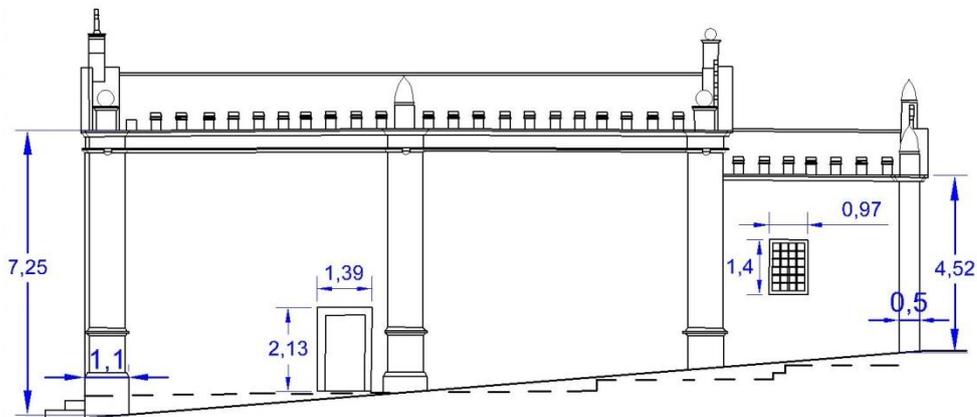


(a) Fachada principal

(b) Fachada de tardez



(c) Corte transversal



(d) Alçado sul

**Figura 8.** Alçados e corte da Igreja de Nossa Senhora da Conceição. (Unidades: m)

As paredes da igreja foram construídas em alvenaria de pedra irregular e sua espessura varia entre 0.65 m na capela-mor e no corredor, 0.70 m na sacristia e 0.92 m na nave. A igreja apresenta telhados de duas águas na nave, na capela e na sacristia. O corredor apresenta um telhado de uma água (Figura 9). Todas as coberturas incluem abóbadas (Figura 10) com

desenvolvimento na direção longitudinal da igreja, com exceção da sacristia que apresenta uma abóbada na direção sul-norte (Direção transversal da igreja).



(a) Telhados de duas águas na nave, capela e sacristia



(b) Telhado do corredor

**Figura 9.** Vista dos telhados da igreja.



(a) Abóbada da nave



(b) Abóbada do corredor



(c) Abóbada da sacristia

**Figura 10.** Vista do intradorso das abóbadas.

### 2.2.2. Descrição da arquitetura exterior

A cor das paredes no exterior é branca e tem uma borda amarela ocre na base das paredes, o que é típico da tradição Alentejana. De acordo com o estilo Manuelino-Mudéjar, que a igreja apresenta, os contrafortes estão rematados por pináculos de forma esférica nas extremidades da nave e apresentam forma cónica piramidal a meio da nave e nos contrafortes da capela-mor. Há dois contrafortes no lado esquerdo da igreja que se encontram no interior do corredor e apenas a sua parte superior é visível. As ameias ao longo de toda a cimalha em redor da igreja tem forma retangular (Figura 11 (b)). A fachada principal apresenta um frontão triangular (Figura 11 (a)). Além disso, a nave tem uma porta no alçado sul (Figura 11 (c)). A

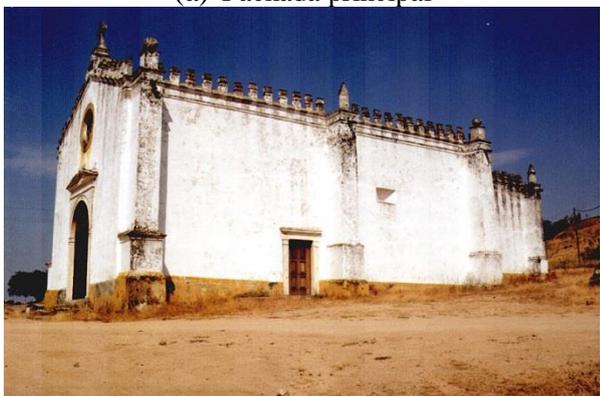
sacristia tem uma janela na parede este, e o corredor tem uma janela na parede norte (Figura 11 (d)).



(a) Fachada principal



(b) Fachada de tardo



(c) Alçado lateral sul



(d) Alçado lateral norte

**Figura 11.** Vistas das paredes exteriores da Igreja de Nossa Senhora da Conceição.

### 2.2.3. Descrição da arquitetura interior

No interior da igreja existem vários elementos decorativos que enriquecem o seu caráter religioso. Estes elementos correspondem a pinturas religiosas no intradorso da abóbada da nave, aos altares decorados da nave, ao altar central na capela-mor e os azulejos policromados de estilo mudéjar que revestem as paredes.

As pinturas desempenham um papel importante dentro da igreja, pois mesmo não se conhecendo a sua data exata e seu o autor, apresentam uma mensagem com códigos e simbologia da cultura religiosa portuguesa, criando uma atmosfera de piedade aos fiéis, como se tratasse de uma Bíblia aberta. Nas pinturas são representados anjos, santos e episódios bíblicos (Figura 12). (Besca, 2012)



**Figura 12.** Pinturas do corpo central da igreja.

Os altares laterais localizados nas extremidades do arco entre a nave e a capela-mor são de mármore e de estuque. Os altares permitem que os fiéis possam louvar os santos que estão no interior. No altar da esquerda encontra-se a estátua de São Pedro e no lado direito é a estátua de São Paulo (Figura 13). No fundo da capela-mor situa-se o principal altar com uma estátua da padroeira de Portugal, Nossa Senhora da Conceição.



(a) Altar da esquerda



(b) Altar da direita



(c) Vista total

**Figura 13.** Altares da igreja.

Na parte interior esquerda da igreja, numa posição elevada ergue-se o púlpito (Figura 14), construído em mármore branco, com uma base quadrada em consola, formando uma varanda protegida por grades. Esta plataforma é usada para pregar aos fiéis e é acessível através do corredor. As paredes laterais da nave e da capela-mor são totalmente revestidas por azulejos

de padrão geométrico característico da primeira metade do século XVII. Nesta igreja foram utilizados dois tipos de azulejos. Na parte inferior das paredes utilizaram-se azulejos em azul e branco com desenhos florais geométricos. No topo das paredes é revestido por azulejos policromados com maiores molduras e de cor branco, amarelo e azul.



**Figura 14.** Pulpito da igreja.

### **2.3. Intervenções efetuadas no passado**

A igreja foi alvo de vários trabalhos de conservação e reabilitação, que podem ser agrupados em dois grupos principais de intervenções espaçados de cerca 130 anos: (a) Intervenções realizadas entre 1775 e 1840; (b) Intervenções realizadas em 1973.

Durante o primeiro período, e devido às infiltrações das águas pluviais através do telhado que danificaram as pinturas do teto, foram efetuadas pequenas reparações, tais como substituição de telhas. Estes trabalhos foram realizados com recurso a materiais compatíveis com os existentes. De acordo com o Livro de Despesas da Irmandade de Nossa Senhora da Conceição de 1774 – 1853, os seguintes trabalhos foram efetuados:

- Reedificação dos telhados da igreja
- Substituição de seiscentas telhas e trezentos e trinta ladrilhos
- Caição das paredes da nave e sacristia com cal branca (interior e exterior)
- Pintura da igreja
- Aplicação de vidros na janela da capela-mor
- Arranjo do adro da igreja
- Reparação da porta principal da igreja

No segundo período de intervenções (1973), a Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) efetuou a reconstrução das coberturas. De acordo com a DGEMN foram realizados os seguintes trabalhos (Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, 1973):

- Mapeamento dos telhados em ruína e respetiva estrutura
- Demolição de elementos de alvenaria do topo das paredes
- Construção de vigas de bordadura em betão armado no topo das paredes de alvenaria
- Construção de lajes aligeiradas com vigotas pre-esforçadas nas coberturas e aplicação de isolamento com produto asfáltico
- Construção de telhados, utilizando telhas portuguesas nas coberturas
- Reconstrução e reparação de ameias e pináculos
- Reparação de gárgulas
- Caição das paredes

Ao longo do tempo tornou-se evidente que a execução destes trabalhos, especialmente a intervenção no telhado, era prejudicial para uma conservação adequada das pinturas representativas da época. Provavelmente, as anomalias que resultaram destas intervenções estão relacionadas com o uso de novos materiais de construção e do uso de técnicas inadequadas para a execução da obra. A igreja apresenta outras reparações de betão efetuadas no passado, localizados nas abóbadas, no teto do corredor e junto da janela da sacristia. No entanto não existem registos destas intervenções. (Besca, 2012)

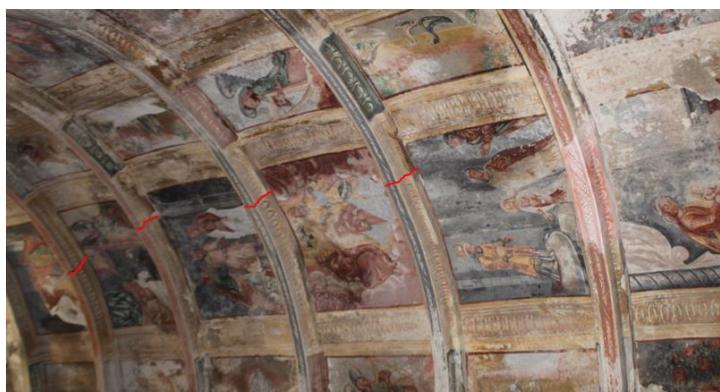
## **2.4. Anomalias**

A igreja não se encontra atualmente em uso devido à gravidade do seu estado de conservação. A igreja apresenta dano severo nas abóbadas e nas paredes. Os materiais apresentam deterioração e conseqüentemente o seu aspeto foi também afetado. As anomalias da igreja podem ser organizadas em dois grupos: (a) Danos estruturais que afetam a sua estabilidade; (b) Danos não estruturais que incluem a deterioração dos materiais e o aspeto estético da igreja.

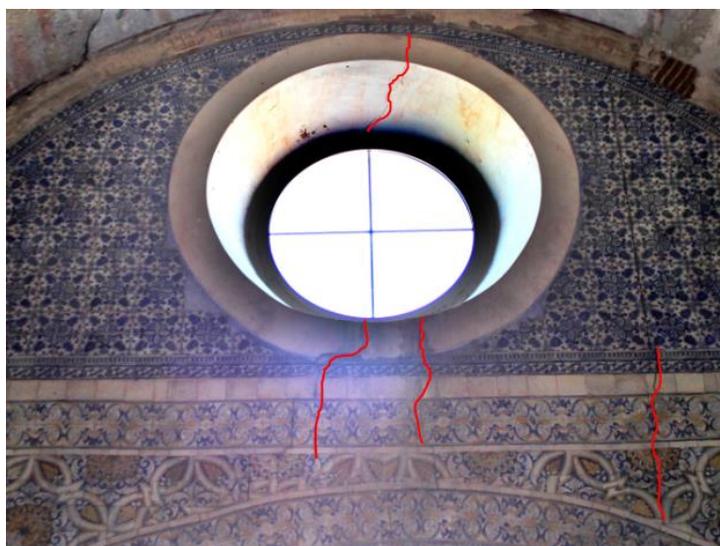
### **2.4.1. Dano estrutural**

Os principais danos estruturais encontram-se na nave da igreja, tais como fendas na abóbada e nas paredes transversais, nomeadamente varias fendas junto da janela circular na fachada

principal (Figura 15 (a) e (b)). A capela-mor apresenta também fendas de severidade moderada, especialmente no arco do altar principal (Figura 15 (c)).



(a) Abóbada da nave



(b) Janela circular da fachada principal



(c) Arco da capela-mor

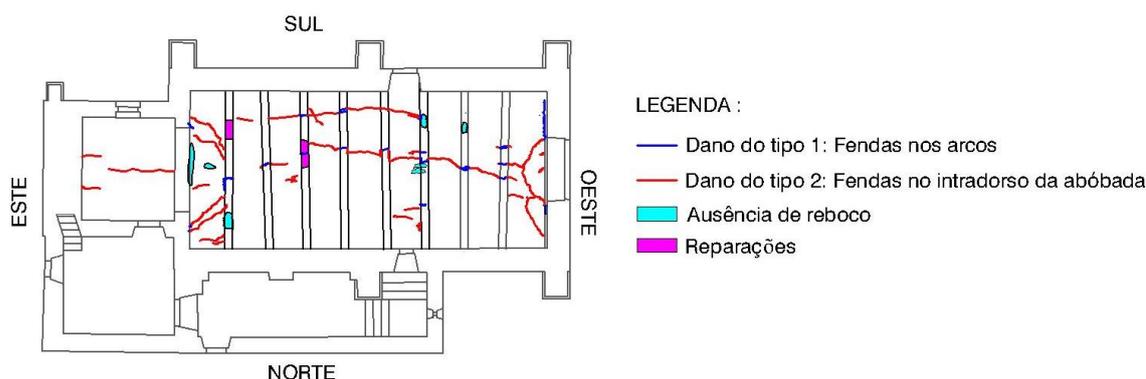
**Figura 15.** Fendas no interior da igreja.

As abobadas da nave e da capela-mor apresentam fendas, entre as quais as fendas mais severas estão situadas aproximadamente a meio vão e junto da parede sul da igreja. Estas fendas foram classificadas em dois grupos: (a) Dano tipo 1, que corresponde às fendas nos

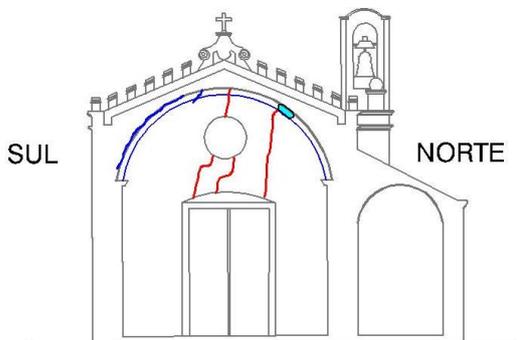
arcos das abóbadas; (b) Fendas do tipo 2, que corresponde às fendas entre arcos (intradorso da abóbada) (Figura 16 (a)).

A abóbada da nave apresenta uma fenda que se destaca pelo seu comprimento na direção longitudinal da nave. A ligação entre o primeiro arco da abóbada e a fachada principal apresenta também fendas. A abóbada da capela-mor tem uma fenda que desenvolve longitudinalmente ao longo do seu eixo.

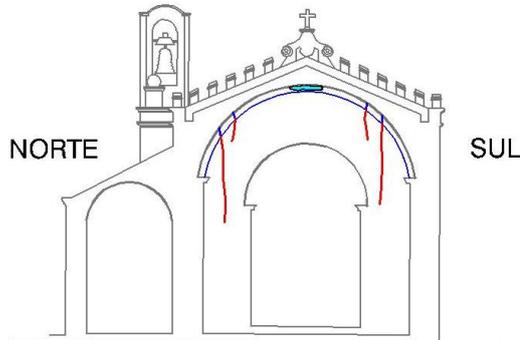
As paredes transversais da nave apresentam também fendas (Figura 16 (b) e (c)).



(a) Abóbada da capela-mor e da nave



(b) Fachada principal (vista pelo interior)



(c) Arco da capela-mor

**Figura 16.** Padrão de fendilhação.

#### 2.4.2. Dano não estrutural

A igreja também apresenta anomalias que não afetam diretamente o seu comportamento estrutural, mas refletem de seu estado de degradação tais como manchas de humidade nas abóbadas e na base das paredes de alvenaria, deterioração dos frescos interiores, destacamento do reboco exterior das paredes, deterioração das pinturas exteriores, presença de vegetação e telhas partidas nas coberturas (Figura 17).

Em geral, as paredes exteriores da igreja apresentam-se um mau estado de conservação, apresentando destacamento e queda do reboco, manchas de humidade e deterioração da pintura. A presença de vegetação nos telhados agrava o seu estado de conservação, pois impede o escoamento eficaz das águas pluviais. A porta de madeira na entrada da igreja encontra-se em boas condições. Os caixilhos das janelas, as ameias e pináculos apresentam dano ligeiro.

O estado de conservação do interior da igreja apresenta também aspetos relevantes. O gesso dos altares laterais está severamente danificado, enquanto parte da armadura de ferro no interior do altar já é visível.



(a) Humidade no teto



(b) Humidade na parede



(c) Deterioração dos frescos



(d) Destacamento do reboco



(e) Vegetação na cobertura



(f) Telhas partidas

**Figura 17.** Exemplos de anomalias não estruturais.

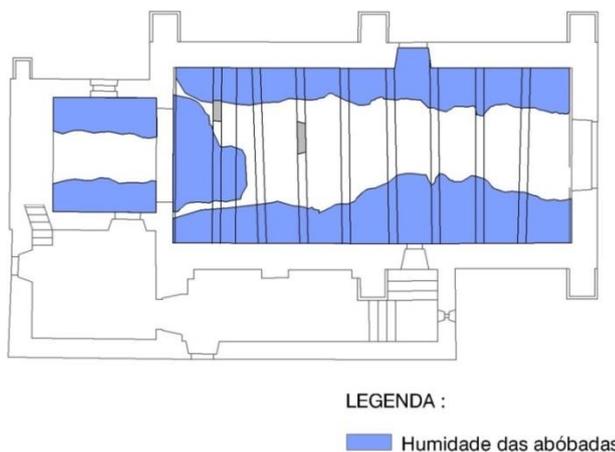
Além deste dano referido anteriormente, o pavimento exterior apresenta também danos na parte norte da igreja, que pode estar relacionado com assentamentos do solo (Figura 18). De acordo com alguns relatos, no passado foi efetuada uma escavação no terreno exterior, junto da parte sudoeste da igreja, que foi usada como aterro.



**Figura 18.** Dano no pavimento exterior.

As anomalias do sistema de escoamento das águas pluviais causaram infiltração dessas águas nas coberturas e danificaram as pinturas da igreja. Esta situação é evidente nos frescos que decoram o teto da nave. Apesar dos esforços realizados no passado para reparar as infiltrações de cobertura, esta situação tem-se agravado até o estado atual de deterioração.

As manchas de humidade situadas principalmente junto das extremidades das abóbadas (Figura 19) danificaram o património artístico da igreja e têm vindo a diminuir gradualmente as propriedades mecânicas dos materiais.



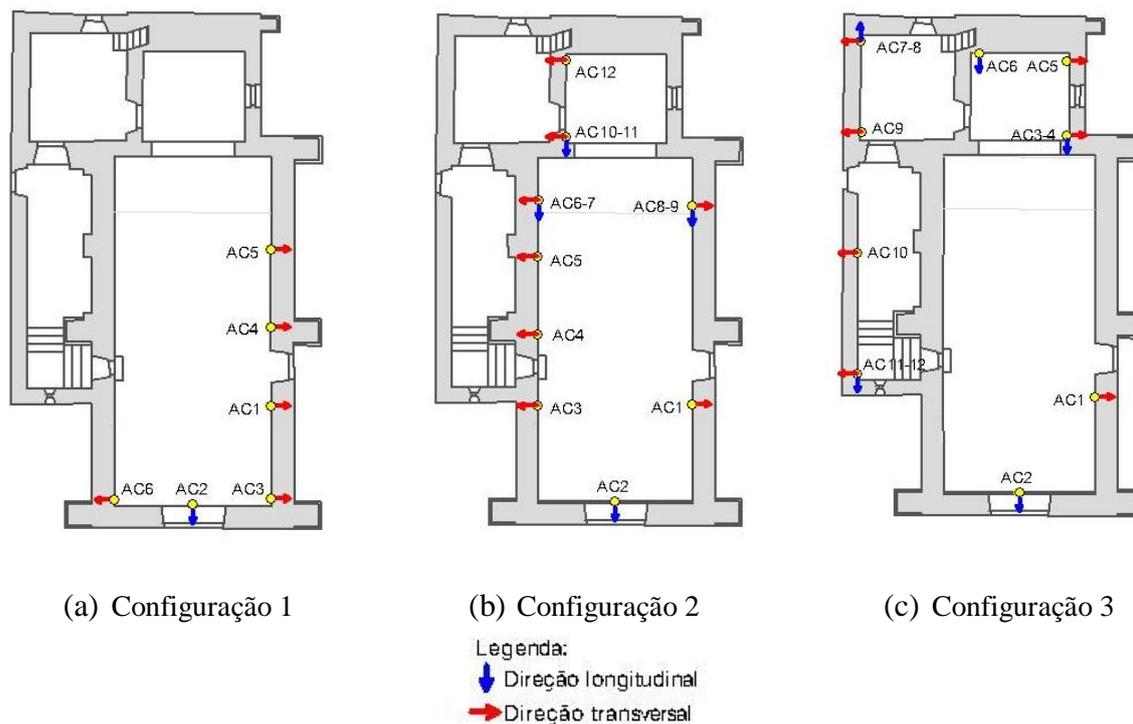
**Figura 19.** Padrão de humidade das abóbadas da capela-mor e da nave.

## 2.5. Ensaios de identificação dinâmica

No âmbito dos trabalhos experimentais realizados pela Universidade do Minho, foram efetuados ensaios de identificação dinâmica com recurso à vibração ambiental. Os ensaios de identificação dinâmica tiveram por objetivo estimar as propriedades dinâmicas da igreja (frequências, modos de vibração e coeficientes de amortecimento).

A instrumentação necessária para realização destes ensaios incluiu 12 acelerómetros (10 V/g; domínio de frequência de 0.15 a 1000 Hz; amplitude  $\pm 0.5$  g), cabos coaxiais e um sistema de aquisição de dados de 24 bits com o programa desenvolvido pela Universidade do Minho. (Mendes, B, Besca, Trufelli, & Barontini, 2016)

Os acelerómetros foram colocados nas zonas da estrutura onde são esperados os maiores deslocamentos modais, previamente identificados através de um modelo numérico preliminar da igreja (Figura 20). Com base nos resultados do modelo numérico preliminar, foram definidas três configurações de ensaio, em que apenas foram registadas as acelerações horizontais. Na primeira configuração foram utilizados sete acelerómetros, enquanto na segunda e terceira foram utilizados doze acelerómetros. Para cada configuração foi definido uma disposição de sensores diferentes, com exceção dos primeiros dois sensores, que estão posicionados como pontos de referência. Os acelerómetros foram colocados ao longo da estrutura em alturas diferentes: (a) Na nave a 5 m de altura a partir da base da parede; (b) Na sacristia cerca de 3 m de altura; (c) Na capela-mor a 3.8 m de altura; (d) No corredor a cerca de 2 m de altura. Os acelerómetros de referência (AC1 e AC2) foram colocados na parede lateral sul (direção transversal) e no meio da fachada principal (direção longitudinal). (Mendes, B, Besca, Trufelli, & Barontini, 2016)

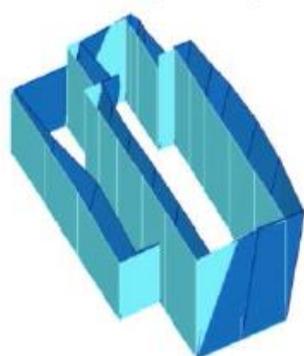


**Figura 20.** Configurações dos acelerómetros dos ensaios de identificação dinâmica.

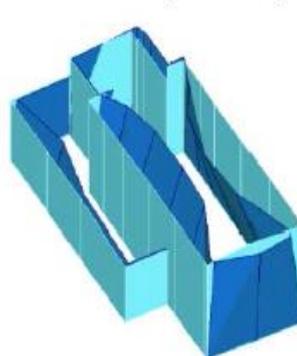
A Tabela 1 apresenta os resultados dos testes de identificação dinâmica, nomeadamente as frequências naturais e os coeficientes de amortecimento. Foram estimadas oito frequências naturais que variam entre os 6.23 Hz a 14.00 Hz. O coeficiente de variação (COV) das frequências estimadas é inferior a 2%, indicando uma boa qualidade dos resultados estimados. No que se refere aos modos de vibração (Figura 21), o primeiro modo corresponde ao primeiro modo global na direção transversal da igreja (6.23 Hz). O segundo modo é principalmente um modo das paredes longitudinais da nave na direção transversal (8.17 Hz), (paredes longitudinais da nave com fases opostas). O terceiro modo (10.09 Hz) corresponde ao segundo modo global da igreja com a curvatura dupla. O quarto modo (10.46 Hz) corresponde a um modo da fachada principal na direção longitudinal (modo local). (Mendes, B, Besca, Trufelli, & Barontini, 2016)

**Tabela 1.** Resultados dos ensaios de identificação dinâmica.

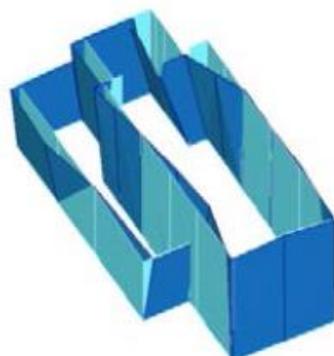
	<b>f (Hz)</b>	<b>COV (%)</b>	<b><math>\xi</math> (%)</b>	<b>COV (%)</b>
<b>Modo 1</b>	6.23	0.71	1.85	19.46
<b>Modo 2</b>	8.17	0.42	1.72	11.63
<b>Modo 3</b>	10.09	0.96	2.21	34.84
<b>Modo 4</b>	10.46	2.29	2.52	57.14
<b>Modo 5</b>	11.62	0.68	2.73	15.75
<b>Modo 6</b>	12.84	0.78	1.64	29.27
<b>Modo 7</b>	13.69	1.31	3.91	2.81
<b>Modo 8</b>	14.00	0.86	2.90	35.17



(a) Modo 1 (6.23 Hz)



(b) Modo 2 (8.17 Hz)



(c) Modo 3 (10.09 Hz)



(d) Modo 4 (10.46 Hz)

**Figura 21.** Primeiros quatro modos de vibração estimados com recurso aos ensaios de identificação dinâmica.

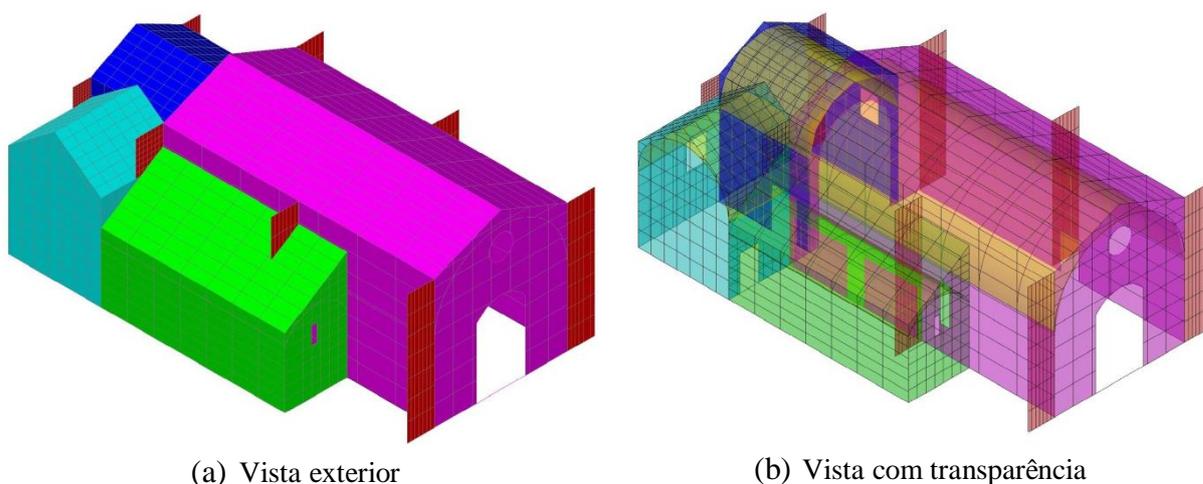
### 3. PREPARAÇÃO E CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Este capítulo descreve a metodologia necessária para a preparação de um modelo numérico que represente as características e o comportamento estrutural da Igreja da Nossa Senhora da Conceição. As maiores dificuldades em construir este modelo centram-se, sobretudo na definição das propriedades dos materiais com os quais a igreja foi construída e com falta de documentação sobre as propriedades geométricas dos elementos estruturais.

A alvenaria é um material composto e heterogéneo cujo comportamento depende de vários fatores, tais como o tamanho e tipo de unidades, tipo de argamassa e a morfologia da secção transversal. Devido a essa complexidade inerente da alvenaria e à dimensão da estrutura em estudo, o modelo numérico foi preparado de acordo com uma abordagem de macro-modelação e com base no Método dos Elementos Finitos (MEF). Além disso, o modelo numérico foi calibrado relativamente às frequências dos modos estimados nos ensaios de identificação dinâmica.

#### 3.1. Preparação do modelo

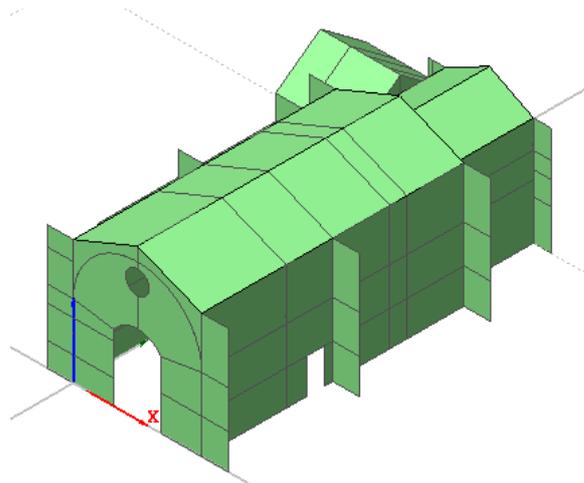
Numa primeira fase da preparação do modelo de elementos finitos da estrutura foram definidas as dimensões de acordo com as plantas e alçados da Figura 7 e da Figura 8. A geometria da igreja foi primeiramente desenhada no programa AutoCAD (Figura 22) e posteriormente importada no programa DIANA (midas FX+, 2013).



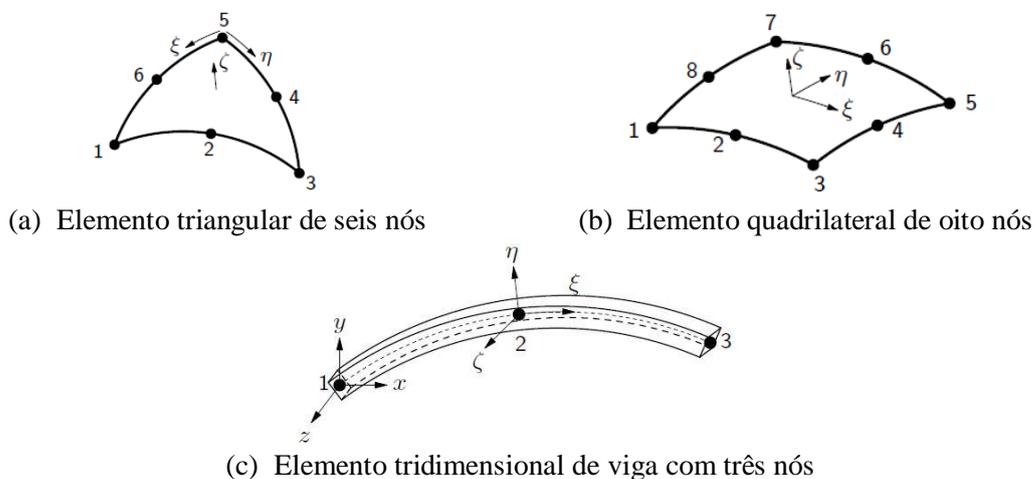
**Figura 22.** Vistas gerais do modelo da Igreja de Nossa Senhora da Conceição em AutoCAD.

Antes de se efetuar a malha de elementos finitos dividiram-se todas as superfícies em macro elementos (Figura 23), tendo por objetivo garantir a compatibilidade dos nós da malha e controlar mais facilmente a sua qualidade. Após este passo, criou-se a malha, em que o tamanho dos elementos é, em média, de aproximadamente 0.2 m. Os elementos de alvenaria e os elementos da laje de cobertura foram modelados através de elementos de casca curva isoparamétricos com oito nós (CQ40S) e elementos triangulares de seis nós (CT30S). As vigas de reforço, localizadas no topo das paredes de alvenaria, foram simuladas com recurso a elementos tridimensionais do tipo viga de três nós (CL18B) (Figura 24). No que se refere às condições de fronteira, os graus de liberdade de translação da base das paredes foram restringidos.

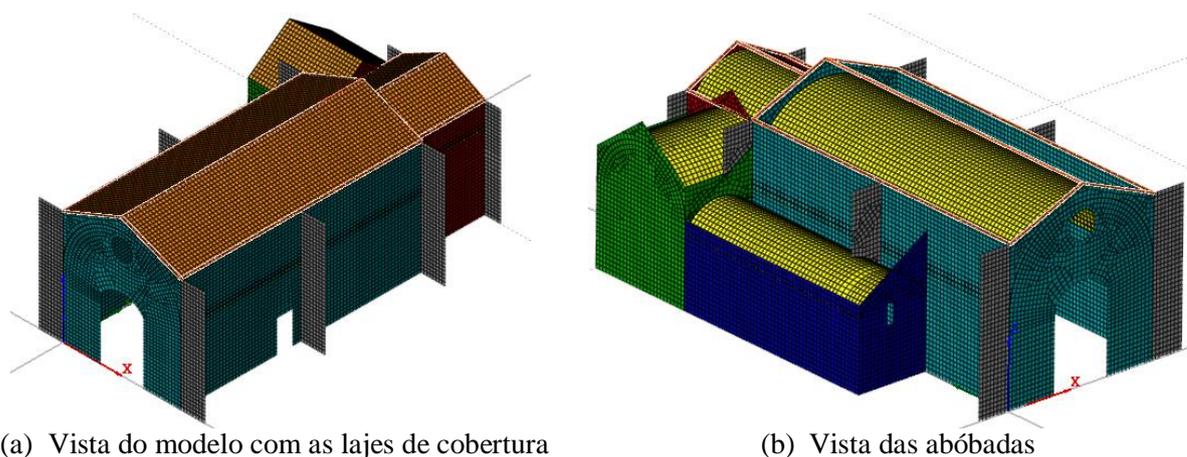
O modelo numérico tem 31869 elementos (436 elementos de viga e 31433 elementos de casca) e 94200 nós. A Figura 25 apresenta a malha de elementos finitos do modelo numérico.



**Figura 23.** Modelo da igreja dividido em macro-elementos.



**Figura 24.** Tipos de elementos utilizados no modelo numérico. (DIANA FEA, 2016)



**Figura 25.** Malha do modelo.

### 3.2. Propriedades dos materiais

A alvenaria não é um material homogêneo, uma vez que corresponde a uma combinação de dois elementos com características mecânicas bastante diferentes (unidades, em geral, ligadas por juntas de argamassa). No entanto, devido às elevadas dimensões do modelo numérico e uma vez que o principal objetivo deste estudo é avaliar o comportamento global da igreja, admitiu-se que os materiais são homogêneos e a alvenaria foi modelada de acordo com abordagem de macro-modelação.

O modelo inclui sete materiais, nomeadamente os materiais das paredes da nave, da capela-mor, da sacristia, do corredor, das abóbadas, das lajes de cobertura e das vigas de reforço.

Neste subcapítulo são apresentados apenas os parâmetros elásticos lineares necessários para calcular os modos de vibração e efetuar uma análise estática, ou seja, o módulo de elasticidade ( $E$ ), a densidade ( $\delta$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\gamma$ ) (Tabela 2). As propriedades não lineares dos materiais, tais como a resistência à compressão, a energia de fratura à compressão, a resistência à tração e a energia de fratura de tração são apresentados no subcapítulo 4.2.

Na ausência de dados sobre as propriedades dos materiais desta igreja, recorreu-se às recomendações disponíveis na literatura para a sua definição. A Tabela 2 apresenta os valores iniciais considerados para as propriedades dos materiais.

**Tabela 2.** Propriedades iniciais dos materiais.

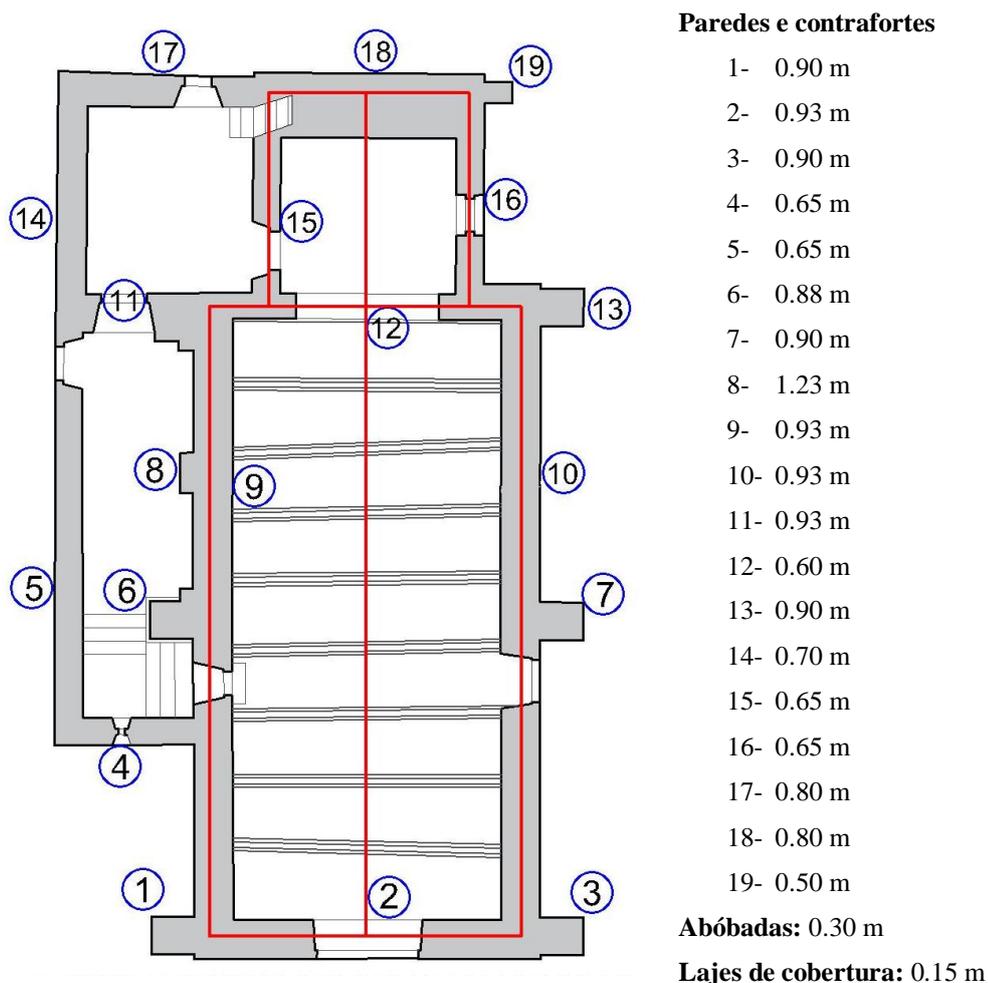
Material	$\nu$	$\delta$ [kg/m <sup>3</sup> ]	E [GPa]
Alvenaria da abóbada	0.2	1800	1.18
Alvenaria da capela	0.2	1800	1.00
Alvenaria da nave	0.2	1800	1.33
Alvenaria da sacristia	0.2	1800	1.00
Alvenaria do corredor	0.2	1800	1.00
Betão das lajes de cobertura	0.2	1500	19.30
Betão das vigas de reforço	0.2	2500	29.00

### 3.3. Propriedades geométricas

Foram considerados elementos de viga e de casca no centro geométrico dos respectivos elementos estruturais (paredes, abóbadas, contrafortes, lajes e vigas). A Tabela 3 apresenta as propriedades geométricas das vigas de betão. A Figura 26 apresenta a espessura das paredes, das abóbadas, dos contrafortes e das lajes de betão. Note-se que a espessura das vigas de betão, das abóbadas e das lajes de betão corresponde a valores estimados com recurso às peças desenhadas e orçamentos de intervenções realizadas na igreja.

**Tabela 3.** Propriedades geométricas dos elementos viga.

Base [m]	0.3
Altura [m]	0.2
Área da secção transversal [m <sup>2</sup> ]	0.06
Área momento de inércia (I <sub>y</sub> ) [m <sup>4</sup> ]	0.00045
Área momento de inércia (I <sub>z</sub> ) [m <sup>4</sup> ]	0.0002
Área momento de inércia (I <sub>t</sub> ) [m <sup>4</sup> ]	0.0004704
Rigidez à torção (wt) [m <sup>4</sup> ]	0.002772



**Figura 26.** Espessura das paredes, abóbadas, contrafortes e lajes de betão. (As linhas vermelhas representam as vigas)

### 3.4. Calibração do modelo

O modelo numérico foi calibrado relativamente às propriedades dinâmicas estimadas nos ensaios de identificação dinâmica. A calibração do modelo foi efetuada através do método proposto por Douglas e Reid (1982), em que as variáveis selecionadas para calibração corresponderam aos módulos de elasticidade dos materiais, nomeadamente o módulo de elasticidade das paredes da nave, das paredes da capela-mor, das paredes do corredor, das paredes da sacristia, das abóbadas e dos elementos de betão.

De acordo com a metodologia de calibração, assumiram-se três valores para cada variável, nomeadamente um valor base, um limite inferior e um limite superior, tendo em consideração os dados disponíveis na literatura. A Tabela 4 apresenta os valores assumidos para cada parâmetro.

Primeiramente, foram calculadas as frequências dos modos numéricos assumindo o valor base para todas as variáveis de calibração. Posteriormente, foram efetuadas mais doze análises para determinar as frequências dos modos numéricos correspondentes a cada variação não simultânea de cada variável de calibração. Por último, utilizou-se um processo de otimização para obter os valores das variáveis de calibração que correspondem à menor diferença entre as frequências numéricas e as frequências experimentais dos primeiros quatro modos de vibração. A Tabela 4 apresenta os valores calibrados dos módulos de elasticidade. Tabela 5 apresenta as frequências numéricas bem como os erros entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, na qual se verifica que o erro médio é igual a 2%.

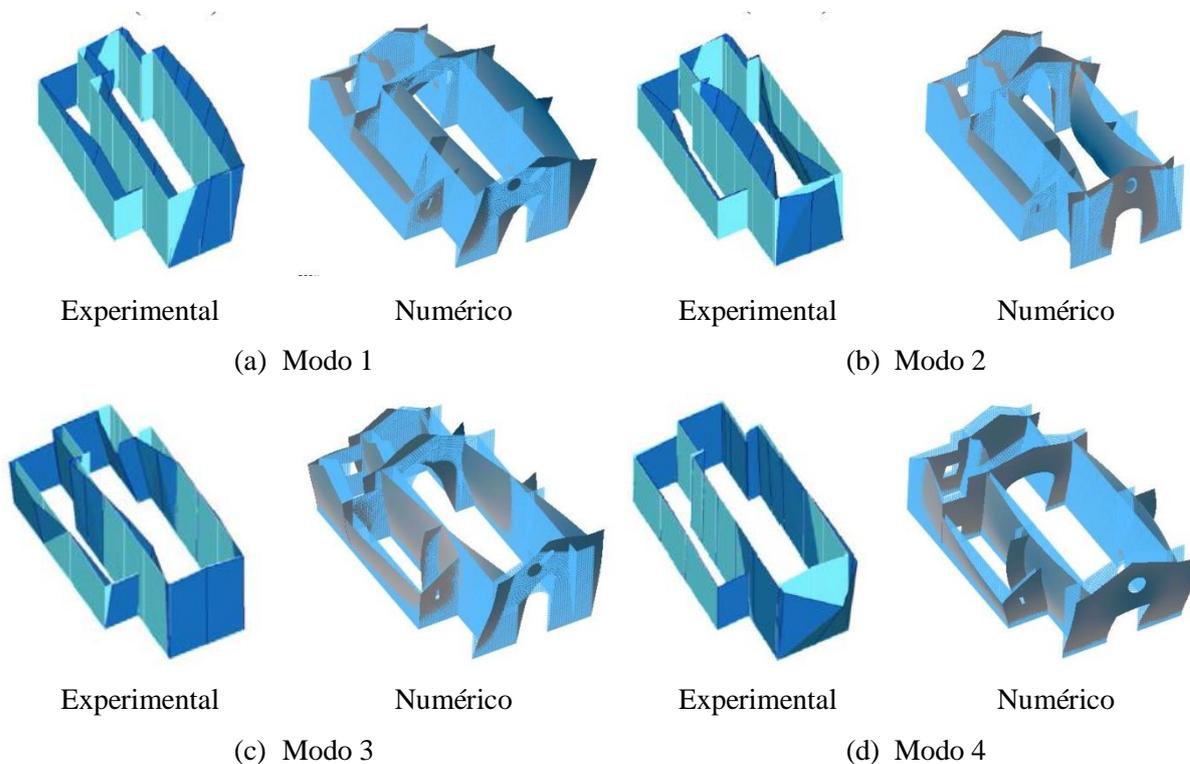
**Tabela 4.** Valores assumidos e calibrados dos módulos de elasticidade.

<b>Materiais</b>	<b>Variável</b>	<b>Valor base</b>	<b>Valor superior</b>	<b>Valor inferior</b>	<b>Valor calibrado</b>
Alvenaria das abóbadas	E1 [GPa]	1.0	2.0	0.8	1.10
Alvenaria das paredes da capela-mor	E2 [GPa]	1.0	2.0	0.8	1.18
Alvenaria das paredes da nave	E3 [GPa]	1.0	2.0	0.8	1.07
Alvenaria das paredes da sacristia	E4 [GPa]	1.0	2.0	0.8	1.79
Alvenaria das paredes do corredor	E5 [GPa]	1.0	2.0	0.8	1.51
Betão da laje do telhado	E6 [GPa]	20.0	25.0	15.0	20.01

**Tabela 5.** Comparação entre as frequências experimentais e as frequências numéricas.

	<b>Frequências</b>		<b>Erro [%]</b>		
	<b>Experimentais [Hz]</b>	<b>Numéricas [Hz]</b>			
Modo 1	6.23	6.18	0.8%	2.4%	2%
Modo 2	8.17	8.49	3.9%		
Modo 3	10.09	9.94	1.5%	2.4%	
Modo 4	10.46	10.80	3.3%		

A Figura 27 apresenta a comparação entre os modos de vibração experimentais e numéricos. Os resultados permitem verificar que as configurações dos modos de vibração numéricas apresentam de acordo com os resultados estimados através dos ensaios de identificação dinâmica.

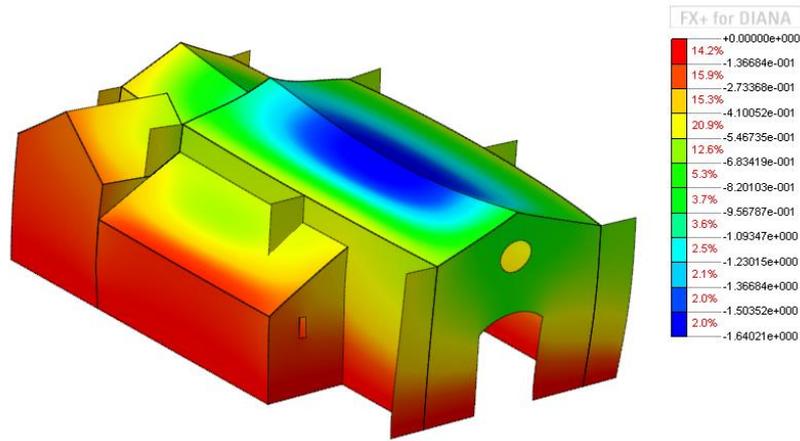


**Figura 27.** Primeiros quatro modos de vibração numéricos e experimentais.

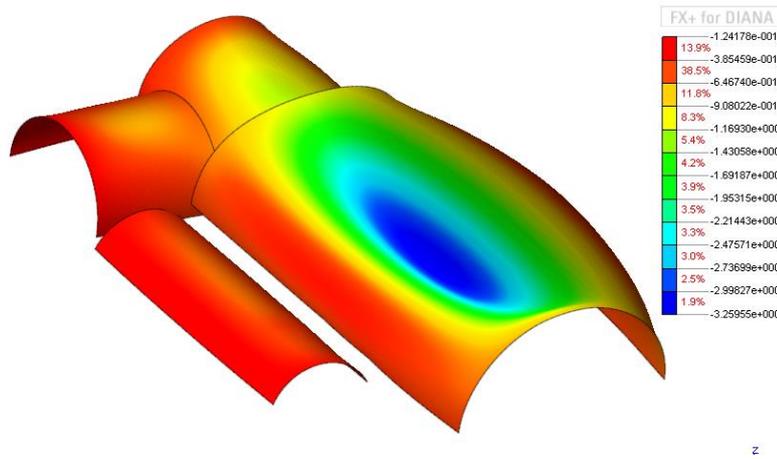
### 3.5. Análise linear estática

Após calibração foi efetuada uma análise linear estática da Igreja de Nossa Senhora da Conceição quando sujeita à ação do seu peso próprio. Esta análise teve por objetivos fazer uma avaliação preliminar da resposta da estrutura, bem como verificar a existência de aspetos inadequados no modelo.

A Figura 28 apresenta a deformação vertical da estrutura. O deslocamento vertical máximo é de aproximadamente 3.26 mm e ocorre a meio vão da abóbada da nave. A nave é a parte da igreja que apresenta os deslocamentos mais elevados, no entanto muito reduzidos para a estrutura. A parte central da sua cobertura apresenta um deslocamento vertical igual a 1.64 mm. A estrutura apresenta também deslocamentos para fora do plano, nomeadamente a fachada principal e as paredes longitudinais da nave.



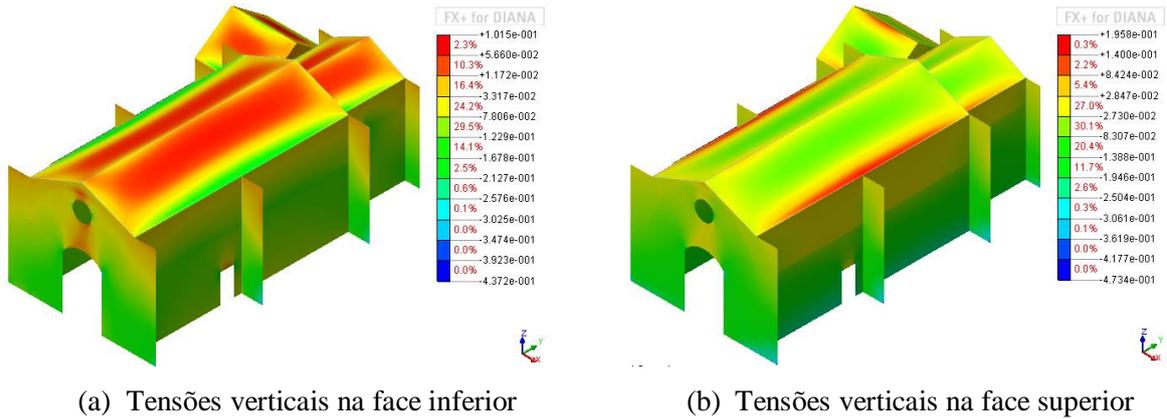
(a) Deslocamento vertical das paredes e das coberturas  
(FD=1000)



(a) Deslocamento vertical das abóbadas  
(FD=1000)

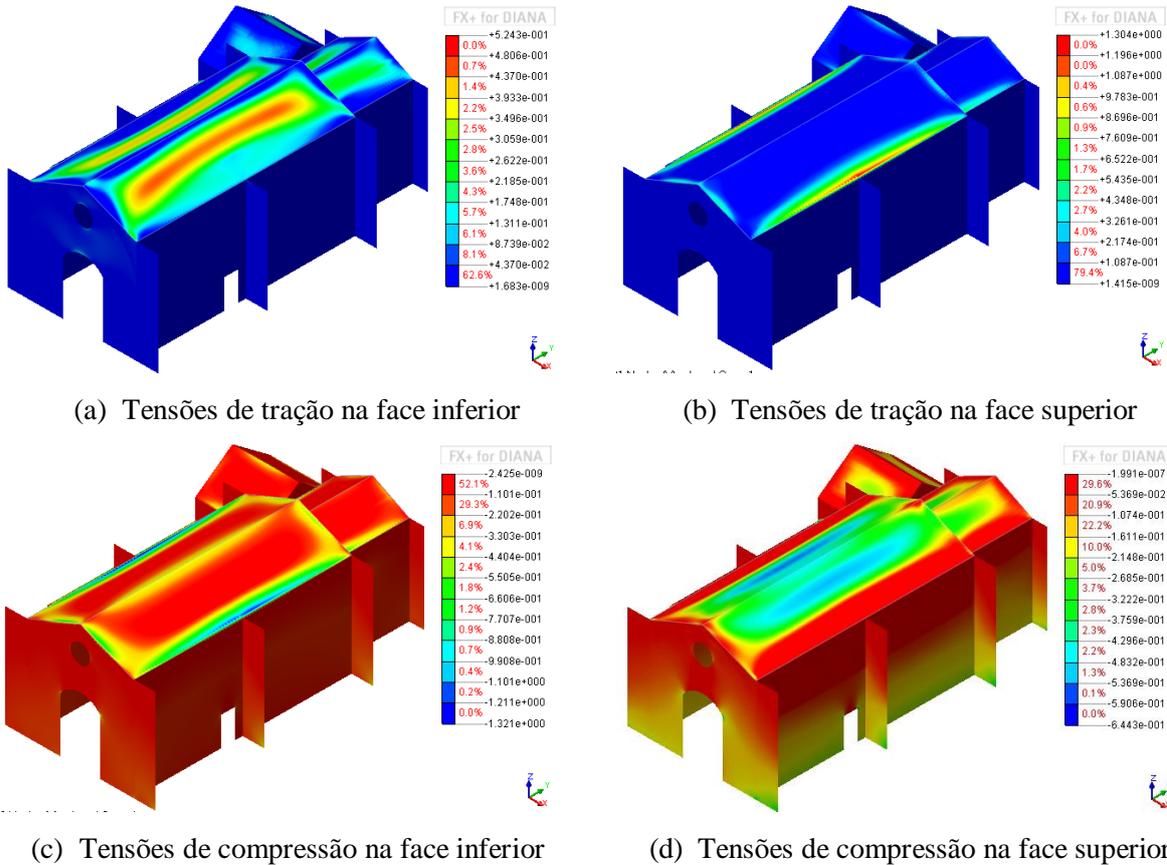
**Figura 28.** Deformação da igreja devido ao seu peso próprio. (Unidades: mm)  
(FD corresponde ao fator de deformação).

A Figura 29 apresenta as tensões verticais da análise linear estática devido ao peso próprio, na qual se verifica que o valor máximo da tensão de compressão é 0.47 MPa e situa-se na base das paredes e na base dos contrafortes para a face inferior e superior dos elementos. A tensão de tracção máxima vertical é igual a cerca de 0.20 MPa e está localizada nas extremidades da laje de cobertura da nave para a face superior dos elementos, no caso da face inferior dos elementos está localizada no meio da laje de cobertura da nave e da capela-mor.



**Figura 29.** Tensões verticais da análise linear devido ao peso próprio. (Unidades: MPa)

As tensões principais ocorrem nas ligações entre a laje de cobertura e as paredes longitudinais da nave. A tensão principal de compressão é igual a 1.32 MPa na face inferior dos elementos e a tensão principal de tração é de 1.30 MPa na face superior dos elementos (Figura 30).



**Figura 30.** Tensões principais da análise linear devido ao peso próprio. (Unidades: MPa)

Tendo por objetivo validar o modelo, comparou-se o peso total da estrutura calculado através do programa DIANA e calculado manualmente. O valor obtido através do programa DIANA é igual a  $-1.042 \times 10^4$  kN e o peso total calculado manualmente é igual a  $-1.037 \times 10^4$  kN, o que corresponde a uma diferença bastante reduzida (0.5%).

## 4. ANÁLISE NUMÉRICA

No presente estudo avalia-se o comportamento estrutural da Igreja de Nossa Senhora da Conceição quando sujeita a diferentes três situações que podem ter influência no dano da estrutura através de análises numéricas não lineares. Este capítulo aborda a metodologia utilizada na obtenção dos resultados e também são apresentados os valores das propriedades não lineares dos materiais. Seguidamente, efetua-se uma primeira análise não linear da estrutura quando sujeita ao peso próprio, o que tem como objetivo compreender o mecanismo de falha, a capacidade máxima de carga e a distribuição do dano. Além disso, são realizadas outras análises que representam as possíveis causas que foram consideradas mais consistentes com os danos existentes. No final, é feita uma comparação entre o dano obtido com as análises e o dano existente.

Portanto, o objetivo deste estudo é reproduzir o padrão de fendilhação apresentados nos elementos estruturais, o mecanismo de falha e a deformação correspondente com modelos numéricos e análises não lineares para encontrar a causa do estado atual de dano que a igreja apresenta.

### 4.1. Metodologia

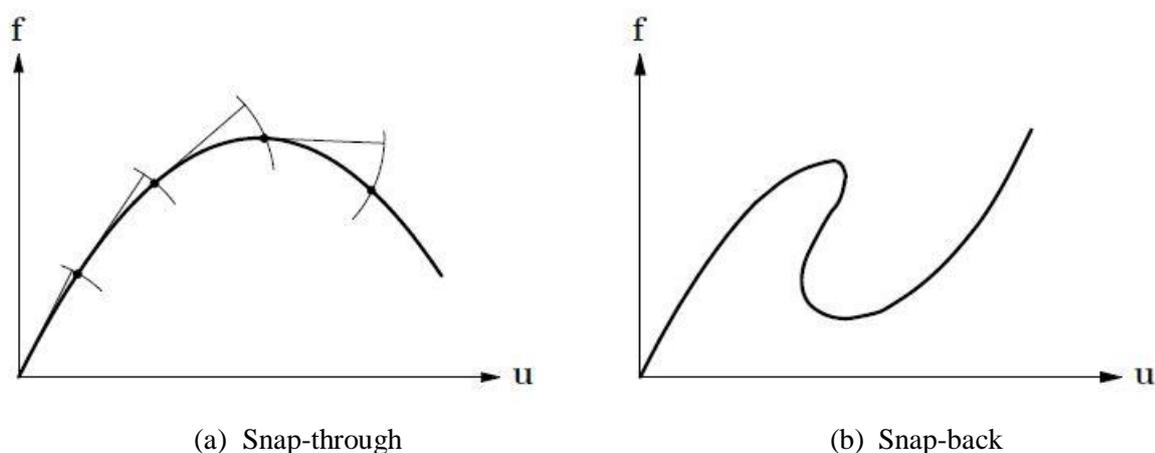
Por meio do software DIANA (DIANA, 2015) foi utilizada a técnica de análise Pushover a fim de obter a resposta estrutural não linear da Igreja de Nossa Senhora da Conceição, sob a ação do seu peso próprio. Esta técnica de análise é realizada através de um processo iterativo incremental. Nesta análise a estrutura é carregada de forma incremental, em cada incremento, a resistência estrutural é avaliada, a matriz de rigidez, que representa a relação entre a carga e o deslocamento, é atualizada, e um novo estado de equilíbrio é calculado para conseguir a convergência numérica. Para os passos subsequentes, a carga aumenta para o colapso da estrutura ou para obter um valor predeterminado de deformação.

No software (DIANA, 2015) estão disponíveis três métodos iterativos a fim de controlar o erro cometido nos processos de cálculo, nomeadamente, o método de Newton-Raphson, o método de Quase-Newton e o método de rigidez constante. Para este estudo, adoptou-se o método de Newton-Raphson modificado que é uma subdivisão do método de Newton-Raphson. Neste método, a matriz de rigidez é calculada apenas com cada incremento da carga, o que quer dizer que a atualização sempre é alcançada num estado de equilíbrio convergente. Somente o deslocamento incremental e a carga interna são avaliados para cada

iteração. Este método requer geralmente mais iterações, mas cada iteração tem um custo computacional menor do que o método regular, o que significa que pode ser eficaz em modelos maiores. (Martins da Silva, 2013)

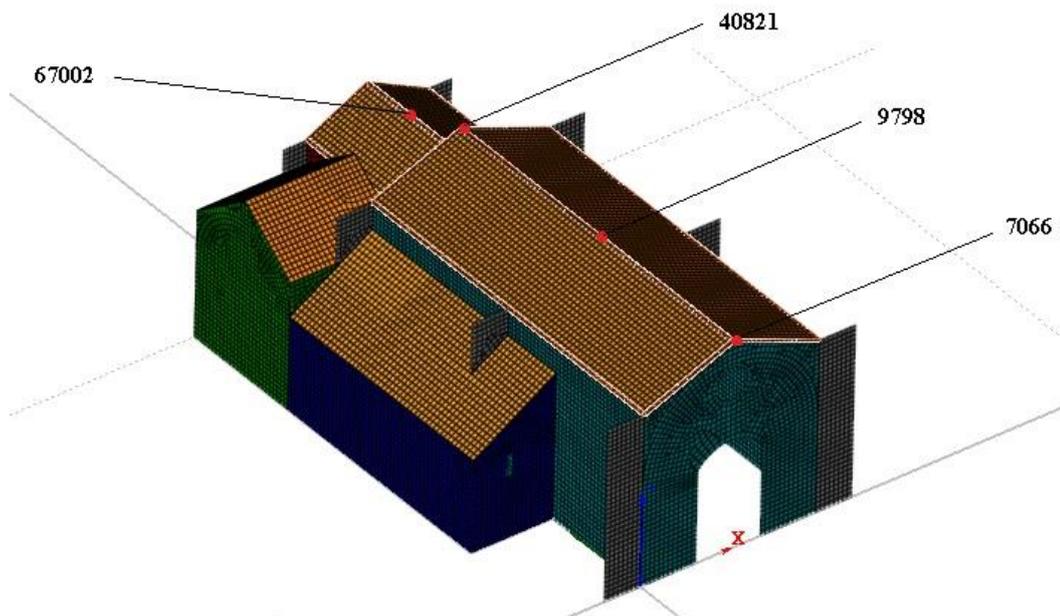
O processo de iteração deve ser parado quando são obtidos resultados satisfatórios. Para este fim, o software DIANA dispõe de vários critérios de convergência, nomeadamente, o critério de deslocamento, o critério da força, o critério de resíduos e o critério baseado em energia, este último é adoptado neste estudo, em que a energia deve ser igual  $1.0 \times 10^{-4}$  para parar as iterações. Além de parar a iteração no caso de convergência, o processo de iteração também para se a iteração leva a divergência ou se chegou a um número máximo de iterações (DIANA FEA, 2016), neste caso são 50 iterações que o software deve realizar antes de parar.

Para o procedimento iterativo apenas descrito, foi utilizado o método de controlo Arc-length ou comprimento de arco. Durante o processo iterativo, podem existir vários problemas numéricos especialmente relacionados com uma matriz de rigidez horizontal (Snap-through) (Figura 31 (a)) e uma matriz de rigidez vertical (Snap-back) (Figura 31 (b)). Para solucionar estes dois comportamentos, este método de controlo ajusta o tamanho de passo de acordo com os resultados do passo atual.

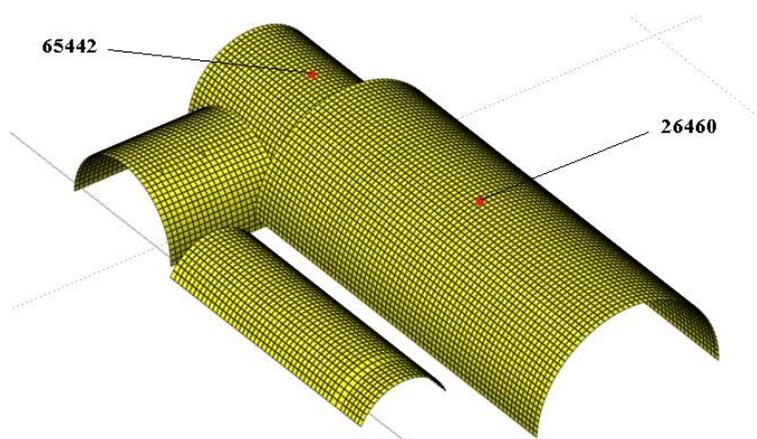


**Figura 31.** Método de controlo comprimento de arco.

Seis nós de controlo foram atribuídos para a análise. Os nós estão localizados na posição mais elevada das paredes da estrutura, na laje de cobertura e nas abóbadas, para ter um melhor controlo do deslocamento. Estes nós são identificados na Figura 32.



(a) Nós na laje de cobertura



(b) Nós nas abóbadas

**Figura 32.** Localização dos nós de controlo.

#### 4.2. Propriedades não lineares dos materiais

Para definir os parâmetros de resistência dos elementos de alvenaria e de betão, foram utilizadas como referência as indicações dadas em: Material data to use: Structural Analysis Techniques – Masonry modeling and homogenisation do Professor Paulo B. Lourenço.

Para a alvenaria, o valor da resistência média em compressão é relacionado, ao módulo de elasticidade. Para alvenaria nova usa-se  $f = E/1000$ , para alvenaria tradicional e antiga usa-se um valor entre  $E/200$ - $E/1000$ , normalmente um valor médio, neste caso foi usado:

$$f_c = \frac{E}{700} \quad (1)$$

Segundo (fib Model Code for Concrete Structures, 2010) a energia da fratura a compressão para a alvenaria com resistência a compressão menor a 12 [MPa] definiu-se como se segue:

Para  $f_c < 12 [N/mm^2]$   $d = 1.6 mm$

$$G_c = d \cdot f_c \quad (2)$$

Por outro lado e tendo como base o trabalho experimental de (Van der Pluijm, 1992) a resistência à tensão e a energia de fratura à tensão da alvenaria variam dentro dos seguintes valores:

$$f_t = (0.1 - 0.2)[MPa] \quad (3)$$

$$G_t = (5 - 20)[N/m] \quad (4)$$

Na Tabela 6, são apresentados os valores das propriedades não lineares dos materiais, nomeadamente, a resistência à tração  $f_t$ , a energia de fratura de tração  $G_t$ , a resistência à compressão  $f_c$ , e a energia de fratura de compressão  $G_c$ . Foram admitidos os valores das propriedades das lajes de cobertura e das vigas de reforço.

**Tabela 6.** Propriedades não lineares dos materiais.

MATERIAL	$f_t$ [MPa]	$G_t$ [N/m]	$f_c$ [MPa]	$G_c$ [N/m]
Alvenaria da abóbada	0.10	15	1.57	2510
Alvenaria da capela	0.10	15	1.68	2688
Alvenaria da nave	0.10	15	1.52	2439
Alvenaria da sacristia	0.10	15	2.55	4087
Alvenaria do corredor	0.10	15	2.15	3447
Betão das lajes de cobertura	2.20	133	28.00	24218
Betão das vigas de reforço	2.20	133	28.00	24218

### 4.3. Modelo de referência

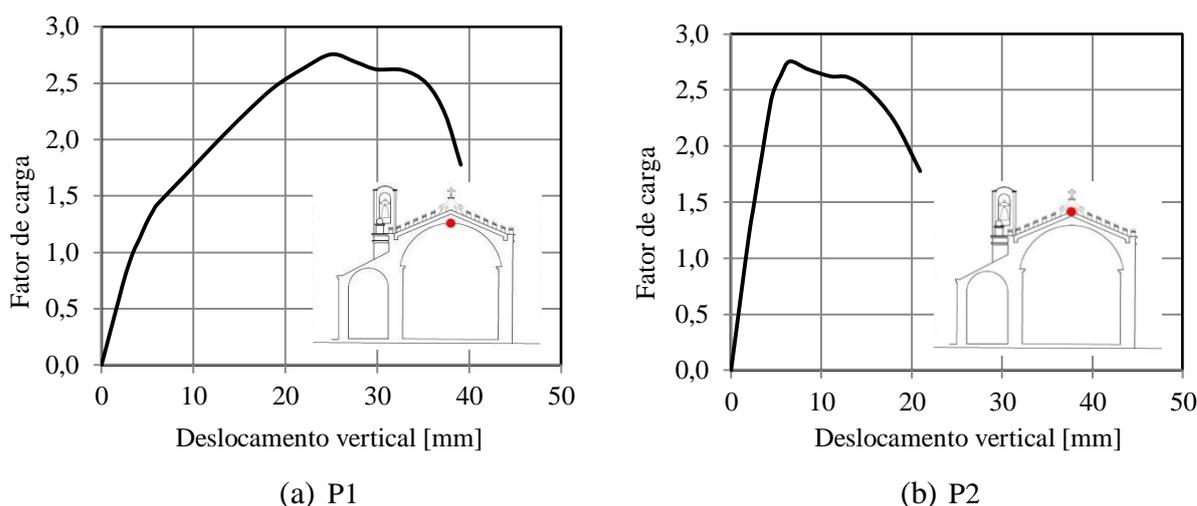
Numa primeira fase do estudo numérico efetuou-se a análise não linear estática do modelo numérico calibrado da igreja (modelo de referência). Esta análise tem por objetivo avaliar o comportamento estrutural da igreja quando sujeita à ação do seu peso próprio.

### 4.3.1. Curvas de capacidade

As curvas de capacidade da estrutura relacionam o fator de carga e o deslocamento para um ponto de controlo. O fator de carga corresponde ao rácio entre a força aplicada na estrutura e o peso próprio.

Nesta análise apresentam-se quatro curvas de capacidade, nomeadamente, duas curvas que avaliam os deslocamentos verticais e duas curvas que avaliam os deslocamentos horizontais. Para controlo da resposta da estrutura consideram-se os deslocamentos verticais no centro da abóbada e da laje de cobertura da nave e os deslocamentos horizontais no topo da parede longitudinal sul da nave.

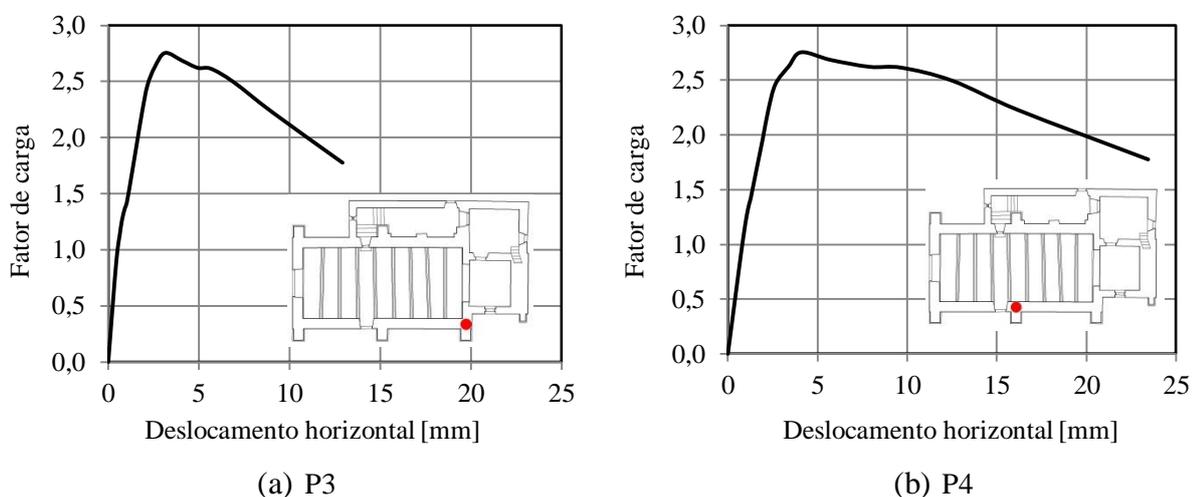
Figura 33 apresenta as curvas de capacidade para deslocamentos verticais. As curvas permitem verificar que o final do comportamento linear da abóbada da nave (P1) ocorre para um fator de carga igual 1.4 e apresenta deslocamentos verticais superiores aos da laje de cobertura da nave (P2). O final do regime linear das lajes de cobertura ocorre para um fator de carga igual a 2.5. Os resultados indicam que a capacidade máxima em força do modelo de referência é igual a 2.8 do seu peso próprio, para a qual os pontos P1 e P2 apresentam deslocamentos verticais iguais a 25 mm e 7 mm, respetivamente. Os deslocamentos verticais máximos obtidos no final da análise são iguais a 39 mm e 21 mm nos pontos P1 e P2, respetivamente.



**Figura 33.** Curvas de capacidade para deslocamentos verticais do modelo de referência.

Os resultados permitiram verificar que os deslocamentos horizontais mais elevados ocorrem nas paredes sul da igreja, o que devido à assimetria longitudinal da igreja se encontra de

acordo com o esperado. Assim, a Figura 34 apresenta as curvas de capacidade para os deslocamentos horizontais na direção transversal da igreja. O limite do regime linear do comportamento do cunhal sudeste da nave (P3) ocorre para um fator de carga igual a 1.4 da capacidade de carga da estrutura (primeira variação ligeira de rigidez). Por sua vez, o centro da parede sul da nave (P4), que corresponde a uma zona mais flexível da estrutura, apresenta um comportamento com variações reduzidas de rigidez até ao fator de carga igual a 2.4. Os deslocamentos horizontais no ponto de capacidade máxima em força (2.8) são iguais a 3 mm e 4 mm para o P3 e P4, respetivamente. Tal como esperado, o centro apresenta os deslocamentos horizontais mais elevados. No final da análise, os deslocamentos horizontais máximos são iguais a 13 mm e 23 mm para o P3 e P4, respetivamente.



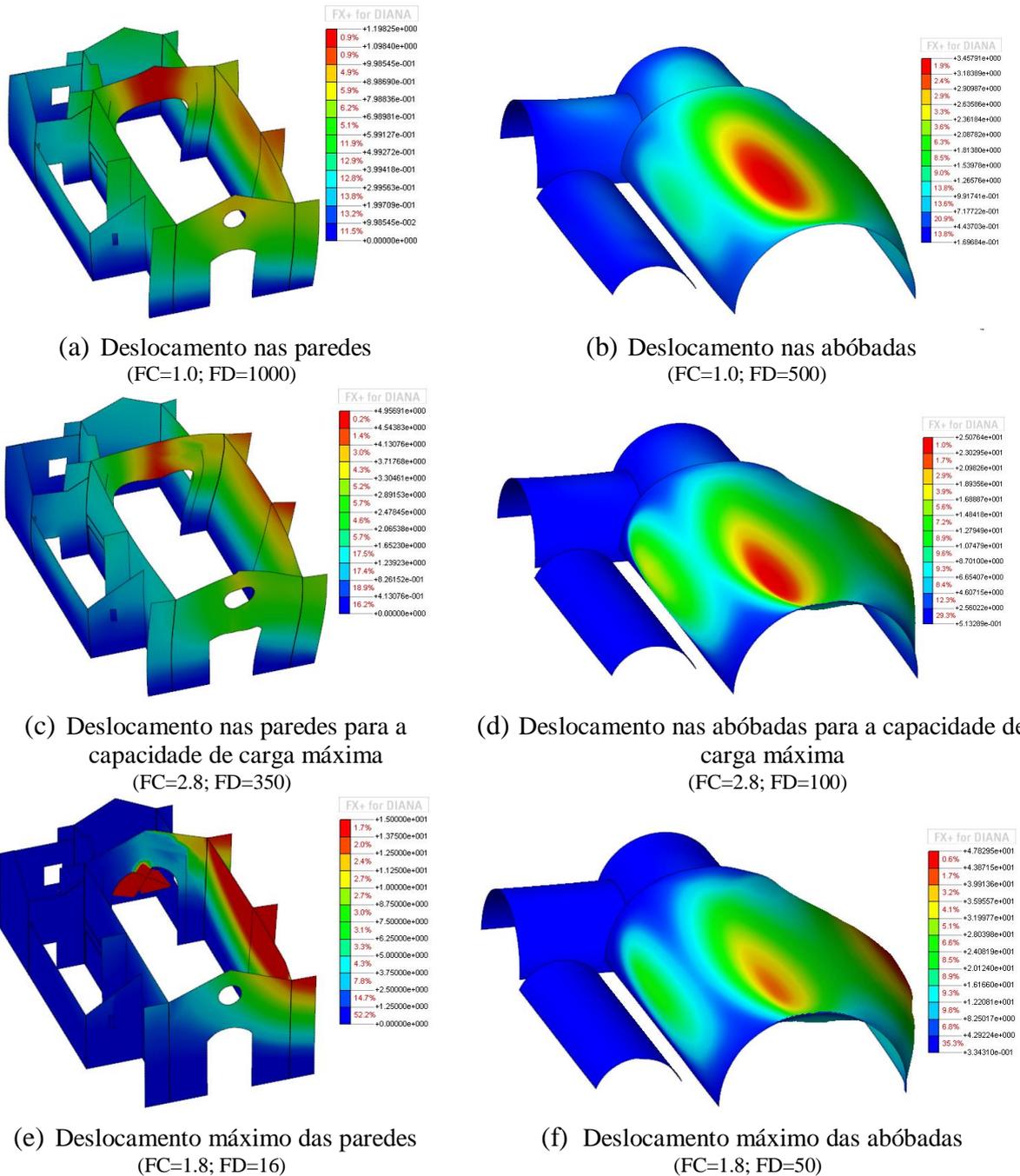
**Figura 34.** Curvas de capacidade para deslocamentos horizontais do modelo de referência.

As curvas de capacidade do modelo de referência indicam que a abóbada da nave corresponde ao elemento estrutural da igreja mais vulnerável para ação do peso próprio. No entanto, apresenta comportamento linear (sem dano) para fator de carga igual a 1.0. Por outro lado, a resposta para fora do plano das paredes apresenta variações reduzidas de rigidez até o fator de carga máximo (2.8).

#### 4.3.2. Deslocamentos

A Figura 35 apresenta os deslocamentos das paredes, dos contrafortes e das abóbadas da igreja para diferentes fatores de carga. A Figura 35 (a) e (b) a resultante dos deslocamentos para o fator de carga igual a 1.0. A Figura 35 (c) e (d) corresponde à resultante dos

deslocamentos no ponto de capacidade máxima em força da estrutura (2.8). Por ultimo, Figura 35 (e) e (f) apresenta os deslocamentos máximos para o fator de carga igual a 1.8.



**Figura 35.** Resultantes dos deslocamentos do modelo de referência. (Unidades: mm)  
(FC corresponde ao fator de carga; FD corresponde ao fator de deformação)

Os resultados permitem verificar que em geral a igreja apresenta deformação vertical das abóbadas acompanhada por deformações horizontais das paredes. As paredes da nave correspondem às paredes com maiores deformações para fora do plano. A fachada principal

da igreja apresenta deformações significativas no seu plano após a estrutura atingir a sua capacidade de carga máxima. Em geral, os deslocamentos verticais mais elevados ocorrem no centro das lajes da cobertura da nave e da capela-mor até a capacidade máxima ser atingida. Após a estrutura alcançar a sua capacidade máxima, os deslocamentos máximos concentram-se na parte sul da igreja, o que está associado ao dano e à assimetria longitudinal da igreja. Os elementos estruturais de alvenaria que apresentam as maiores deformações são as abóbadas e o arco interior. A abóbada da nave é aquela que apresenta a maior deformação, nomeadamente no seu centro, o que está de acordo com as suas propriedades geométricas. A Tabela 7 apresenta os valores máximos dos deslocamentos do modelo de referência. Com exceção do comportamento pós-pico, os deslocamentos são reduzidos. Após alcançada a capacidade de carga máxima da estrutura, o arco da parede posterior da nave apresenta dano localizado, causando um aumento significativo dos deslocamentos (cerca de seis vezes superior).

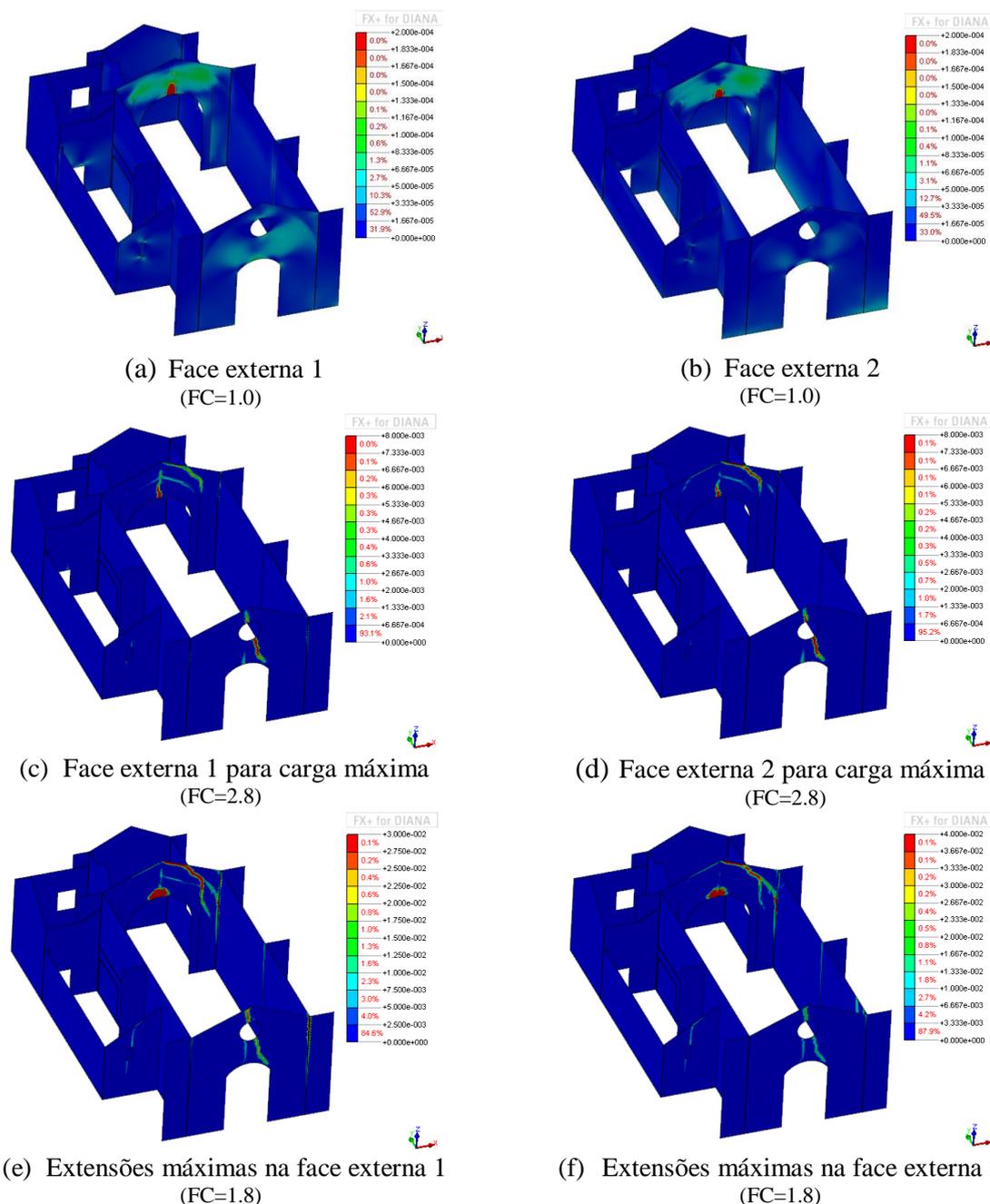
**Tabela 7.** Deslocamentos máximos para o modelo de referência.

Fator de carga	Deslocamentos verticais		Deslocamentos horizontais	
	Valor [mm]	Localização	Valor [mm]	Localização
1.0	3	No centro da abóbada da nave	2	Na parte sul da abóbada da nave
2.8	25	No centro da abóbada da nave	21	Na parte sul da abóbada da nave
1.8	127	No centro do arco interior	325	No centro do arco interior

#### 4.3.3. Dano

O dano do modelo de referência foi avaliado com recurso às extensões principais de tração. Para o fator de carga igual a 1.0, as extensões principais de tração concentram-se na fachada principal e na parede posterior da nave, com maior destaque, no centro do arco interior (Figura 36 (a) e (b)). Quando a estrutura atinge a sua capacidade de carga máxima (Figura 36 (c) e (d)), o dano evolui e concentra-se nos mesmos elementos da estrutura. A fachada principal apresenta uma fenda diagonal que atravessa a abertura circular e a parede posterior apresenta uma fenda vertical no meio do arco. Apresenta ainda fendas na ligação entre a

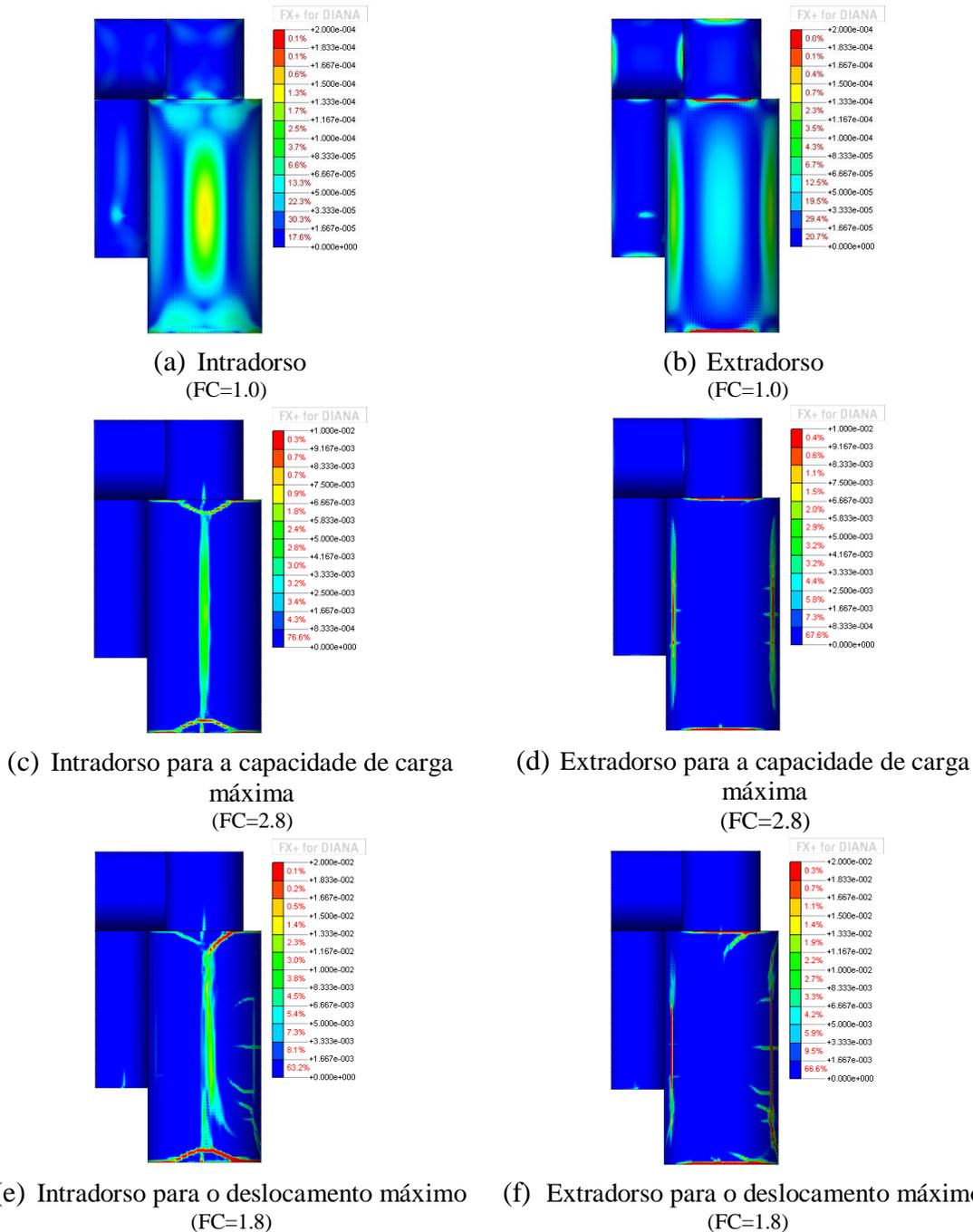
parede posterior da nave e a abóbada da capela-mor. No final da análise (Figura 36 (e) e (f)), em que a estrutura apresenta a maior deformação, o dano acentuasse nas mesmas zonas e surge dano também nos cunhais sul da nave, o que está associado ao impulso horizontal da cobertura.



**Figura 36.** Extensões principais de tração nas paredes do modelo de referência.

A Figura 37 apresenta as extensões principais de tração no intradorso e no extradorso das abóbadas da igreja. Para o fator de carga igual a 1.0 (Figura 37 (a) e (b)), a resposta da

estrutura apresenta concentração de dano no centro e nas laterais da abóbada da nave, e nas suas ligações à fachada principal e à parede posterior da nave (intradorso e extradorso).



**Figura 37.** Extensões principais de tração nas abóbadas do modelo de referência.

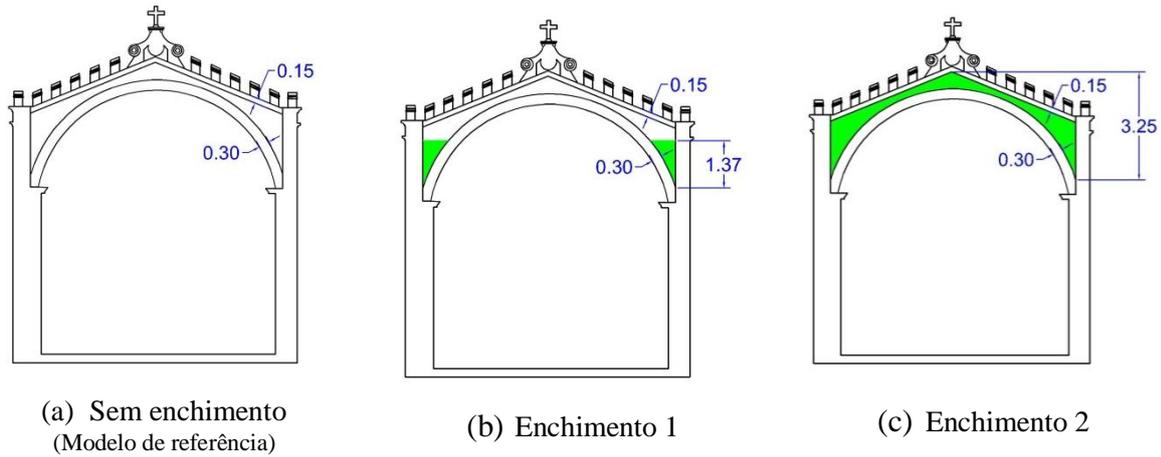
Quando a capacidade de carga máxima é alcançada os danos com maior severidade correspondem à fenda no intradorso da abóbada da nave ao longo do eixo longitudinal, que se encontra ligada duas fendas diagonais junto das paredes de alvenaria transversais (Figura 37 (c)). A abóbada da capela-mor apresenta também uma fenda com extensão reduzida junto da

ligação da parede posterior da nave, que está associada ao dano e deformação do arco interior. O extradorso da abóbada da nave apresenta duas fendas nas laterais aproximadamente simétricas que se desenvolvem na direção longitudinal. Além disso, apresenta dano nas ligações com as paredes transversais da nave (Figura 37 (d)). No final da análise, as abóbadas apresentam em geral o mesmo padrão de dano (Figura 37 (e) e (f)). No entanto, o dano agrava-se na vertente sul da cobertura, destacando as novas fendas diagonais e na direção transversal. Além disso, a abóbada do corredor apresenta uma fenda de severidade reduzida. Em geral, o dano obtido na análise do modelo de referência quando sujeito à ação do peso próprio concentra-se nas abóbadas e nas paredes transversais da nave, o que está associado ao impulso da cobertura e à maior capacidade de deformação da parte sul da igreja.

#### **4.4. Enchimento das abóbadas**

De acordo com a técnica construtiva tradicional de abóbadas de igrejas antigas de alvenaria, o extradorso das abóbadas apresenta material de enchimento. O enchimento tem por objetivo melhorar a estabilidade da abóbada, reduzindo os deslocamentos horizontais nos apoios (Alberti, 1988). Apesar de não ter sido feita uma inspeção das coberturas da Igreja de Nossa Senhora da Conceição que permitisse concluir sobre a existência de enchimento nas abóbadas, é esperado que as abóbadas apresentem enchimento no extradorso. Assim, avaliou-se a influência do enchimento das abóbadas relativamente à resposta do modelo de referência.

O enchimento foi considerado através da aplicação de uma carga vertical distribuída nas abóbadas da igreja com diferentes configurações, nomeadamente: (a) Extradorso das abóbadas sem enchimento (modelo de referência); (b) Enchimento até 50% da altura das abóbadas (extradorso) (enchimento 1); (c) Enchimento para extradorso das abóbadas totalmente preenchido (enchimento 2). No corredor, cobertura só com uma água, o enchimento 2 foi considerado até o topo do extradorso da abóbada. A Figura 38 apresenta as configurações de enchimento consideradas.



**Figura 38.** Configurações admitidas para o enchimento das abóbadas. (Unidades: m)

O valor da carga distribuída ( $q$ ) que representa o peso do material de enchimento foi determinado com recurso à seguinte equação:

$$q = \gamma \cdot h \quad (5)$$

onde:

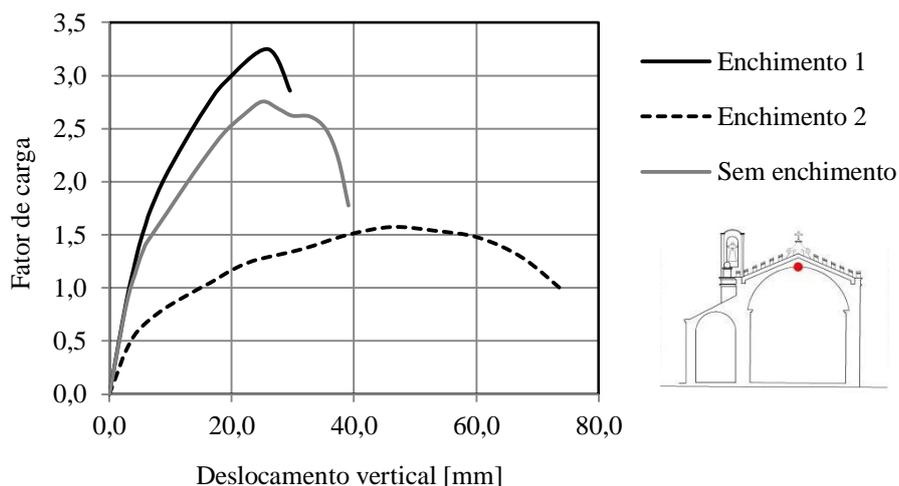
$\gamma$  é a densidade do material de enchimento ( $1700 \text{ kg/m}^3$ ) (material compactado ou material solto com possível camada de regularização de betão);

$h$  corresponde à altura variável do enchimento ao longo da abóbada.

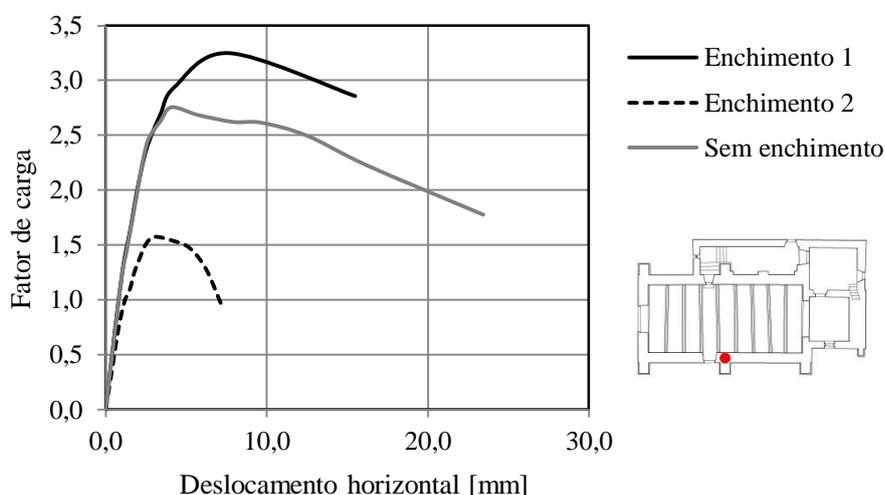
#### 4.4.1. Curvas de capacidade

A Figura 39 apresenta as curvas de capacidade para o deslocamento vertical no centro da abóbada da nave e o deslocamento horizontal no topo da parede sul da nave do modelo com enchimento no extradorso das abóbadas, para as três configurações admitidas do enchimento. O fator de carga determinado neste modelo corresponde ao rácio entre a força aplicada em cada passo da análise e o peso próprio total da igreja, incluindo o peso do material de enchimento das abóbadas.

As curvas permitem verificar que o modelo em que o extradorso das abóbadas está totalmente preenchido (enchimento 2) a menor capacidade de carga e os deslocamentos verticais mais elevados. Por sua vez, o modelo com o enchimento até 50% da altura do arco (enchimento 1) apresenta a maior capacidade em força e os menores deslocamentos verticais. O modelo sem enchimento (modelo de referência) que apresenta um comportamento estrutural situado entre as duas hipóteses referidas anteriormente, no entanto mais próximo do modelo com enchimento 1.



(a) P1



(b) P4

**Figura 39.** Curvas de capacidade para o deslocamento vertical e horizontal dos modelos com e sem enchimento nas abóbadas.

Quando o fator de carga é igual a 1,0, os deslocamentos verticais são iguais a 3 mm, 14 mm e 3 mm para o enchimento 1, enchimento 2 e sem enchimento, respectivamente. Para o mesmo fator de carga, os deslocamentos horizontais são iguais a 1 mm para as três configurações, o que corresponde a uma deformação horizontal reduzida no topo das paredes. O comportamento do modelo com o enchimento 1 mantém-se igual ao do modelo sem enchimento até o fator de carga igual a 1,4. A capacidade máxima do modelo de enchimento 2 é igual a 1,6 (cerca 57% da capacidade do modelo de referência). O modelo de enchimento 1 apresenta uma capacidade máxima igual a 3,2 (cerca 114% da capacidade do modelo de referência e cerca 200% da capacidade do modelo com enchimento 2). O final da análise, o

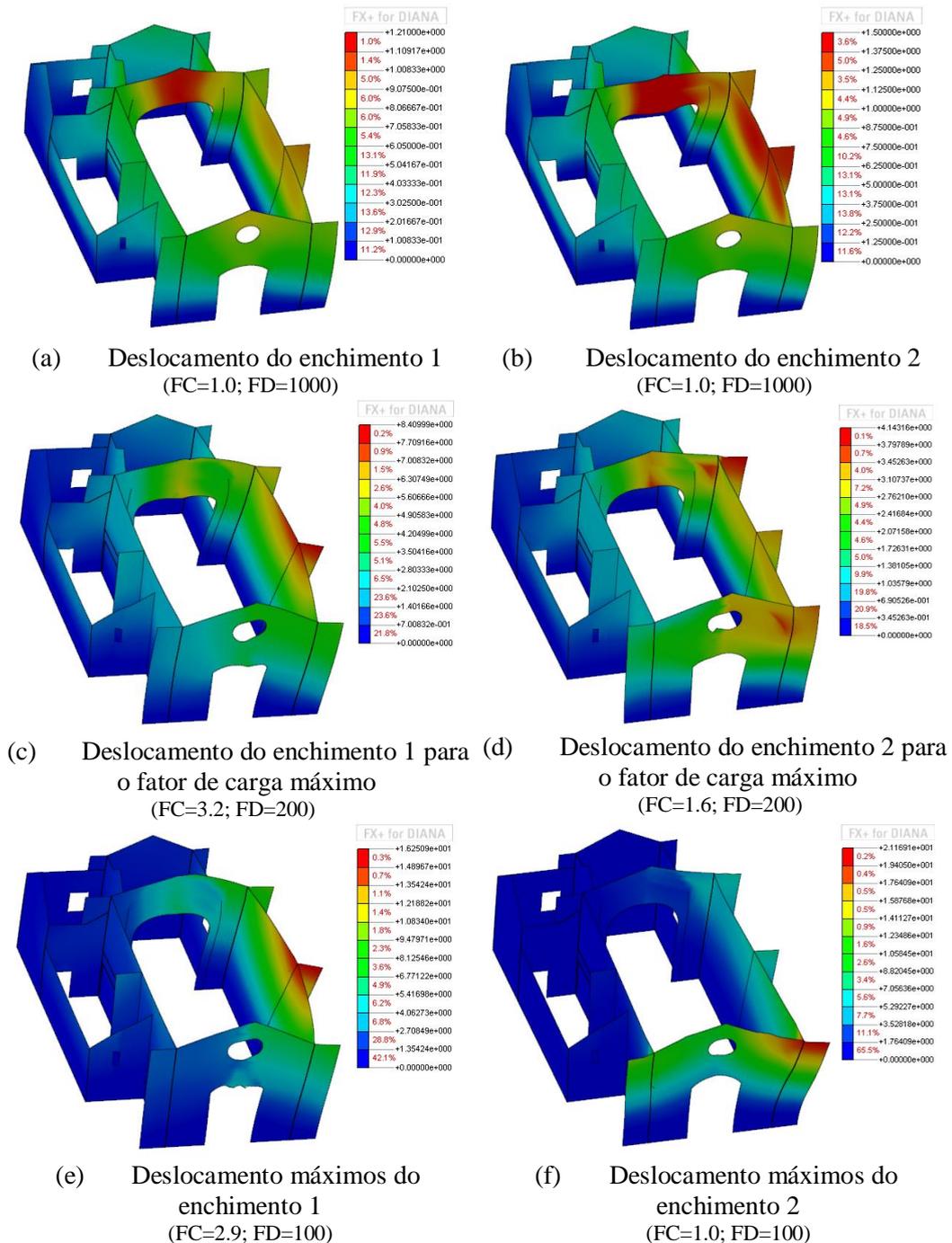
modelo com o enchimento 1 apresenta deslocamento vertical máximo igual a 29 mm e deslocamento horizontal máximo igual a 15 mm. O modelo com o enchimento 2 apresenta deslocamento vertical máximo igual a 74 mm e deslocamento horizontal máximo igual a 7 mm. Note-se que os deslocamentos máximos estão associados a diferentes fatores de carga.

Em geral, o enchimento até a metade da altura do arco parece influenciar positivamente o comportamento estrutural da abóbada da nave, tal como esperado. Por outro lado, o modelo que considera o preenchimento total do extradorso das abóbadas apresenta uma capacidade de carga inferior ao modelo de referência (sem enchimento).

#### **4.4.2. Deslocamentos**

A Figura 40 apresenta os deslocamentos nas paredes e nos contrafortes da igreja. A Figura 41 apresenta os deslocamentos nas abóbadas para diferentes fatores de carga e para duas configurações de enchimento. Apresenta-se a resultante dos deslocamentos para o fator de carga igual a 1.0, a resultante dos deslocamentos no ponto de capacidade máxima em força da estrutura. Por último, apresentam-se os deslocamentos máximos obtidos no final das análises.

Os modelos com duas configurações admitidas para o enchimento apresentam diferentes deformações. Para o fator de carga igual a 1.0, o modelo com o enchimento 1 apresenta os deslocamentos mais elevados no centro da parede posterior da nave (arco interior) (Figura 40 (a)). Por sua vez, o modelo com o enchimento 2 apresenta os deslocamentos mais elevados no arco interior bem como no topo da parede sul da nave (Figura 40 (b)), o que está associado a um impulso horizontal mais elevado causado no topo das paredes longitudinais e à flexibilidade da parte sul da igreja. Quando os modelos atingem a sua capacidade máxima de carga, os deslocamentos do modelo com enchimento 1 (Figura 40 (c)) concentram-se no meio do topo da parede sul da nave. O arco interior e a fachada principal (junto das aberturas) apresentam também deformações. Os deslocamentos para o fator de carga máximo do modelo com o enchimento 2 (Figura 40 (d)) ocorrem no arco interior e no cunhal sudeste da nave. Os deslocamentos máximos obtidos para o modelo com o enchimento 1 (Figura 40 (e)) são semelhantes aos obtidos para capacidade de carga máxima. Por outro lado, os deslocamentos máximos do modelo com o enchimento 2 (Figura 40 (f)) estão concentrados no cunhal sudoeste da nave, o que está também associado à deformação para fora do plano da fachada principal.

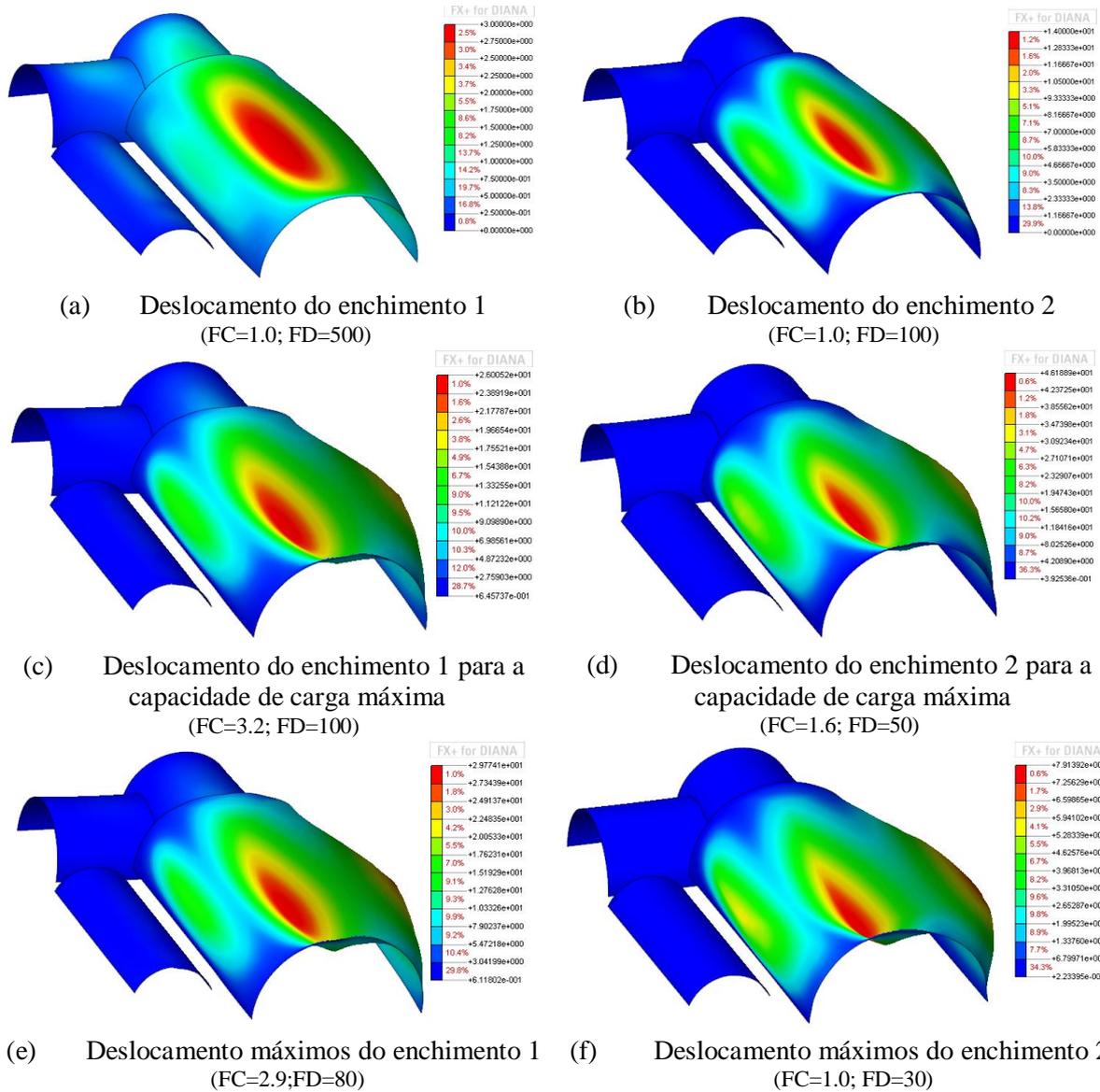


**Figura 40.** Resultantes dos deslocamentos nas paredes dos modelos com enchimento nas abóbadas. (Unidades: mm)

(FC corresponde ao fator de carga; FD corresponde ao fator de deformação)

Os resultados da Figura 41 permitem verificar que a maior deformação das abóbadas ocorre no seu centro. Para fator de carga igual a 1.0, a maior deformação ocorre no modelo com o enchimento 2. A deformação nas duas configurações parece seguir o mesmo comportamento, com dano no centro da abóbada da nave e nas laterais. Após atingir a capacidade máxima de carga, o lado sul da abóbada da nave apresenta maior deformação para ambos os modelos.

Este comportamento mantém-se e evidencia-se com maior clareza no final das análises, quando a estrutura atinge a sua maior deformação.



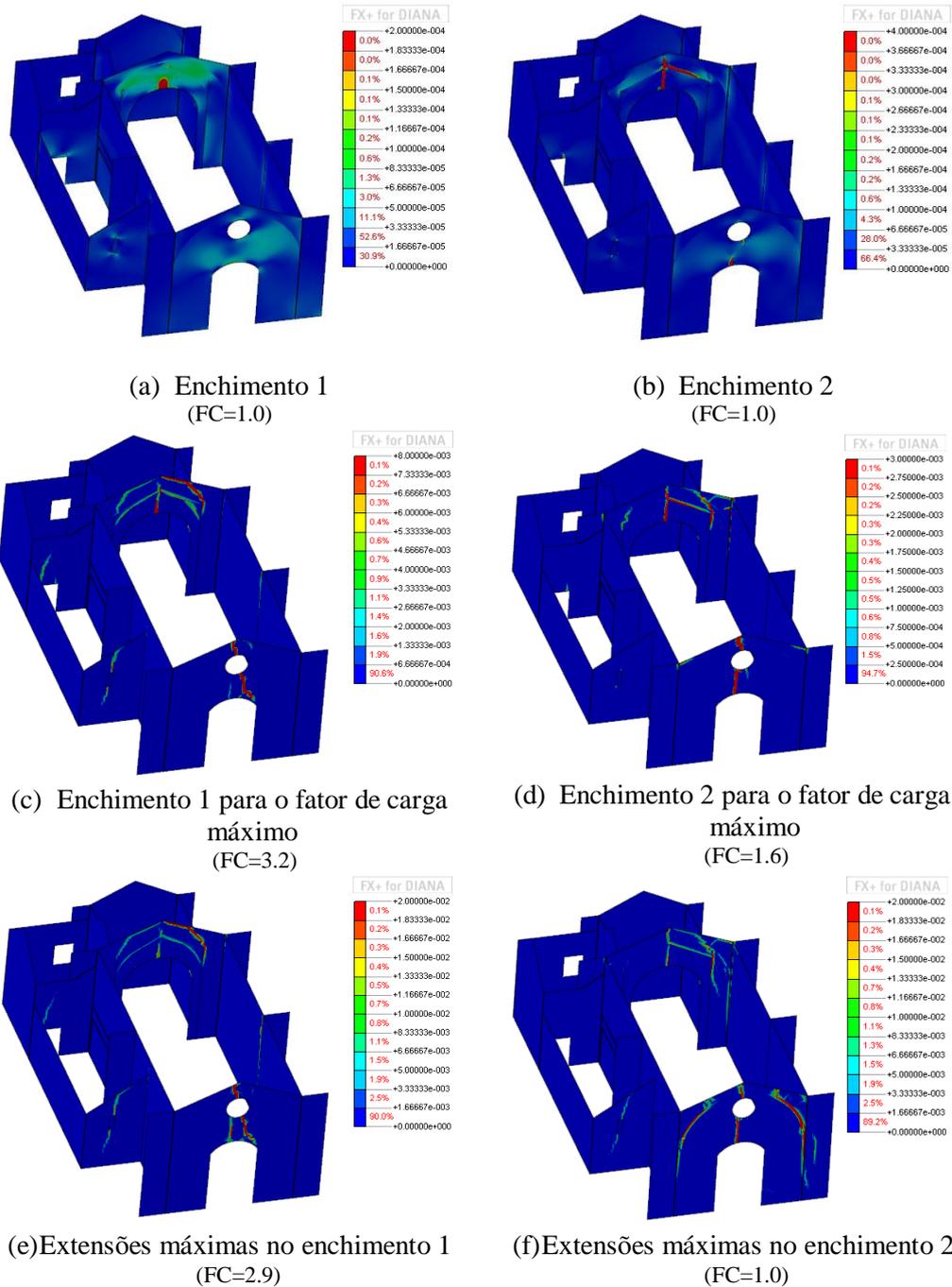
**Figura 41.** Resultantes dos deslocamentos nas abóbadas dos modelos com enchimento nas abobadas. (Unidades: mm)

(FC corresponde ao fator de carga; FD corresponde ao fator de deformação)

#### 4.4.3. Dano

O dano dos modelos do efeito do enchimento foi uma vez mais avaliado com recurso às extensões principais de tração. As extensões principais de tração para as faces externas são semelhantes, pelo que se apresenta os resultados apenas para a face externa 1 (Figura 42).

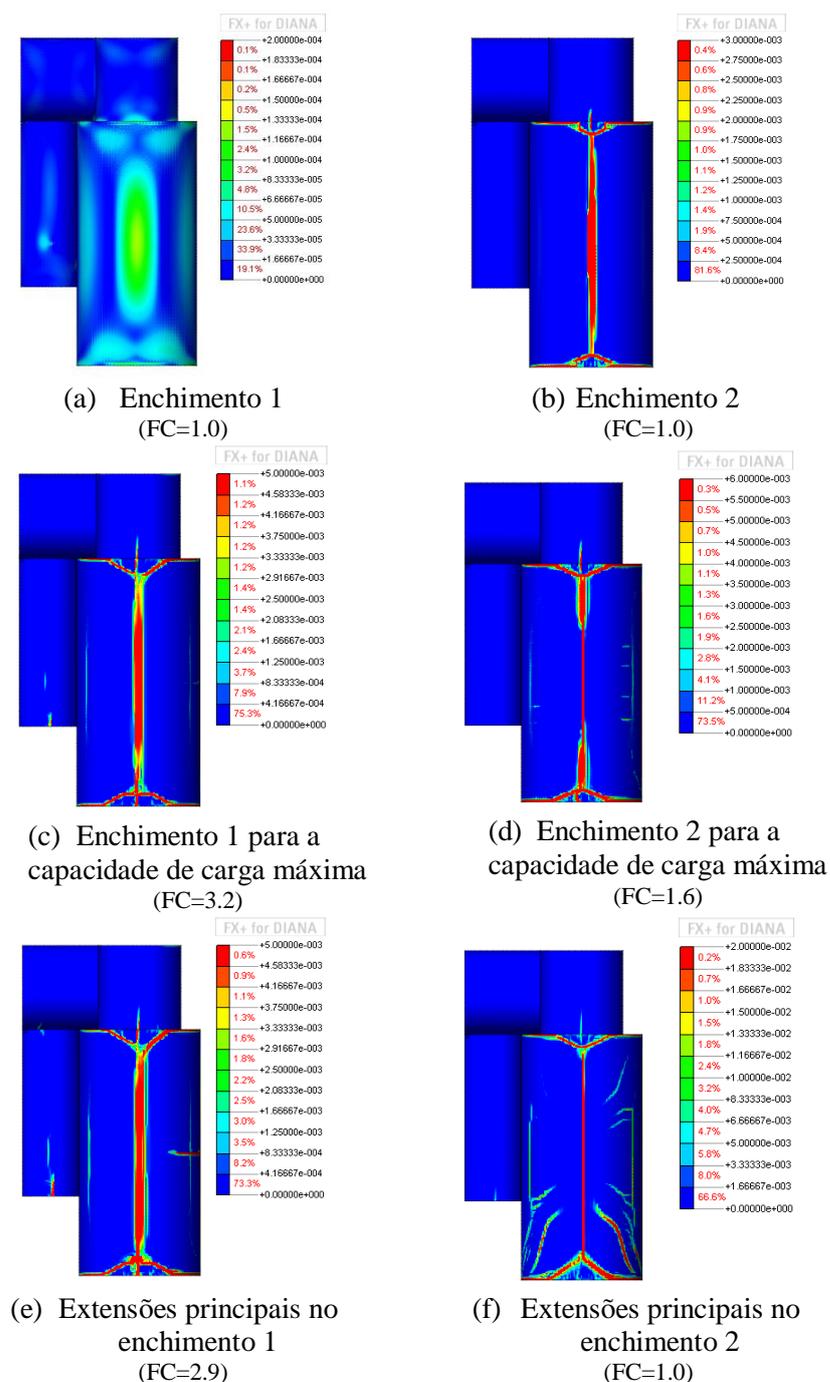
Para o fator de carga igual a 1.0, as extensões principais de tração concentram-se na fachada principal e na parede posterior da nave, com maior destaque, no centro do arco interior (Figura 42 (a) e (b)). Estes resultados permitem verificar que o modelo com o enchimento 2 apresenta dano mais severo.



**Figura 42.** Extensões principais de tração nas paredes dos modelos com enchimento. (Face externa 1)

Quando a estrutura atinge a sua capacidade de carga máxima (Figura 42 (c) e (d)), o dano evolui e concentra-se nos mesmos elementos da estrutura. No modelo com o enchimento 1, a fachada principal apresenta duas fendas, uma diagonal que atravessa a abertura circular e uma fenda vertical que tem origem na porta principal. A parede posterior apresenta uma fenda vertical no centro do arco, e duas fendas nas ligações entre a parede posterior da nave e a abóbada e a cobertura da capela-mor. Apresenta ainda uma fenda diagonal junto da janela do corredor e uma fenda vertical na porta junto à sacristia. No modelo com o enchimento 2, as fendas da fachada principal e da parede posterior da nave são verticais. Além disso, este modelo apresenta duas fendas diagonais na parte sul da parede posterior da nave. No final da análise (Figura 42 (e) e (f)), em que a estrutura apresenta a maior deformação, o dano do modelo com o enchimento 1 mantém-se em geral igual ao verificado anteriormente, no entanto com maior severidade. No modelo com o enchimento 2, surgem duas fendas na ligação entre a fachada principal e abóbada da nave.

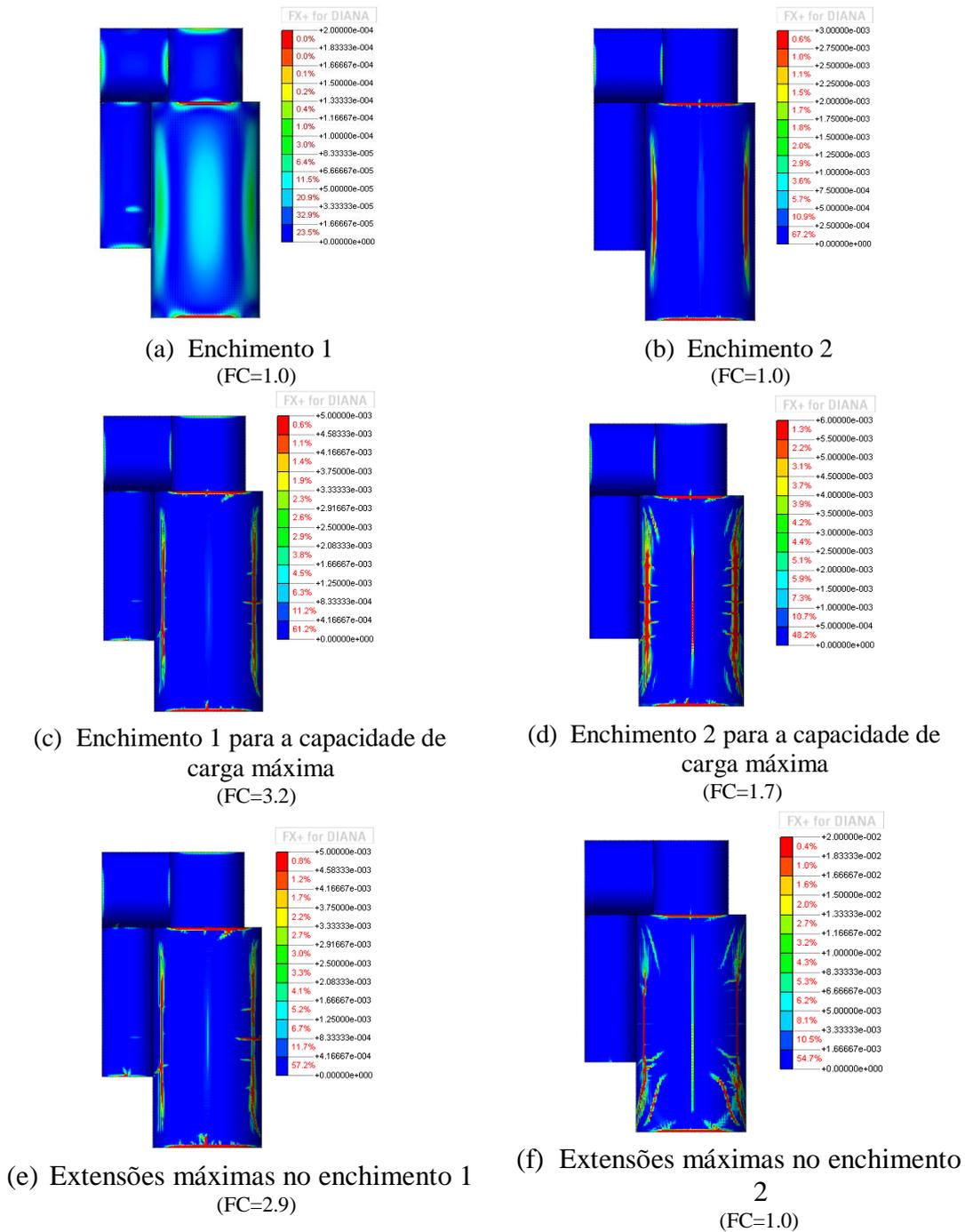
A Figura 43 apresenta as extensões principais de tração no intradorso das abóbadas da igreja para os modelos com enchimento. Para o fator de carga igual a 1.0 (Figura 43 (a) e (b)), a resposta da estrutura apresenta concentração de dano no centro e nos extremos da abóbada da nave, e nas suas ligações à fachada principal e à parede posterior da nave. O modelo com o enchimento 2 corresponde ao modelo com dano mais severo. Quando a capacidade de carga máxima é alcançada (Figura 43 (c) e (d)), ambos os modelos apresentam uma fenda ao longo do eixo longitudinal da nave e que se encontra ligada duas fendas diagonais junto das paredes de alvenaria transversais. A abóbada da capela-mor apresenta também uma fenda com extensão reduzida junto da ligação da parede posterior da nave, que está associada ao dano e deformação do arco interior. No final da análise, as abóbadas apresentam em geral o mesmo padrão de dano (Figura 43 (e) e (f)). No modelo com o enchimento 2 surgem fendas diagonais que têm origem nos cunhais oeste e prolongam-se na direção do centro da abóbada da nave. No modelo com o enchimento 1, surge uma fenda longitudinal com extensão reduzida no corredor e uma fenda transversal a meio da abóbada da nave.



**Figura 43.** Extensões principais de tração nas abóbadas dos modelos com enchimento. (intradorso)

A Figura 44 apresenta as extensões principais de tração no extradorso das abóbadas da igreja. Para o fator de carga igual a 1.0 (Figura 44 (a) e (b)), a resposta da estrutura apresenta concentração de dano nas laterais da abóbada da nave, e nas suas ligações à fachada principal e à parede posterior da nave. O dano mais severo ocorre igualmente no modelo com o enchimento 2. Quando a capacidade de carga máxima é alcançada (Figura 44 (c) e (d)), o extradorso da abóbada da nave apresenta duas fendas nas laterais aproximadamente simétricas

que se desenvolvem na direção longitudinal. No modelo com o enchimento 2, surge uma fenda longitudinal no meio da abóbada da nave e fendas transversais de extensão reduzida. No final da análise, as abóbadas apresentam em geral o mesmo padrão de dano (Figura 44 (e) e (f)). No modelo com o enchimento 2, surgem fendas diagonais muito semelhantes às apresentadas no intradorso para o mesmo fator de carga.



**Figura 44.** Extensões principais de tração nas abóbadas dos modelos com enchimento. (extradorso)

#### 4.5. Esquema estrutural da cobertura

A cobertura foi alvo de uma intervenção que envolveu a aplicação de lajes aligeiradas com vigotas pré-esforçadas e de vigas de betão no topo das paredes de alvenaria. No entanto, os pormenores construtivos desta intervenção não são conhecidos. Assim, avaliou-se o efeito na resposta da estrutura de um possível contato/apoio das lajes das coberturas nas abóbadas da nave e da capela-mor.

A modelação desta hipótese foi efetuada com base no modelo de referência, na qual se admitiu que o peso próprio das lajes de cobertura é representado por cargas lineares distribuídas, está aplicado no topo das paredes longitudinais da nave e da capela-mor, bem como nos pontos em que as pendentes das coberturas são tangentes às abóbadas. A carga distribuída devido ao peso das lajes de cobertura ( $q$  em  $\text{kN/m}^2$ ) foi determinada de acordo com a seguinte equação:

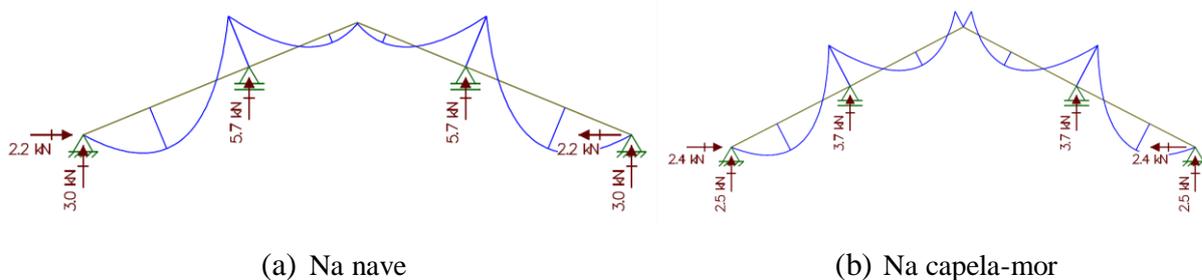
$$q = \gamma \cdot s \quad (6)$$

em que:

$\gamma$  é a densidade da laje da cobertura ( $15 \text{ kN/m}^3$ );

$s$  é a espessura da laje da cobertura ( $0.15 \text{ m}$ );

As cargas linearmente distribuídas nos apoios das paredes e nas abóbadas devido ao peso próprio das lajes de cobertura foram determinadas com recurso a um modelo de vigas preparado no programa de cálculo de estruturas FTOOL (Martha, 2012). A carga linearmente distribuída do peso próprio das lajes, por metro de largura das lajes das coberturas, é igual a  $2.25 \text{ kN/m}$ . Os valores das reações (cargas nos apoios das lajes das coberturas) estão representados na Figura 45. As reações obtidas foram aplicadas nas paredes longitudinais da nave e da capela-mor (forças verticais e horizontais) e nos pontos em que as lajes das coberturas são, possivelmente, tangentes às abóbadas (forças verticais).



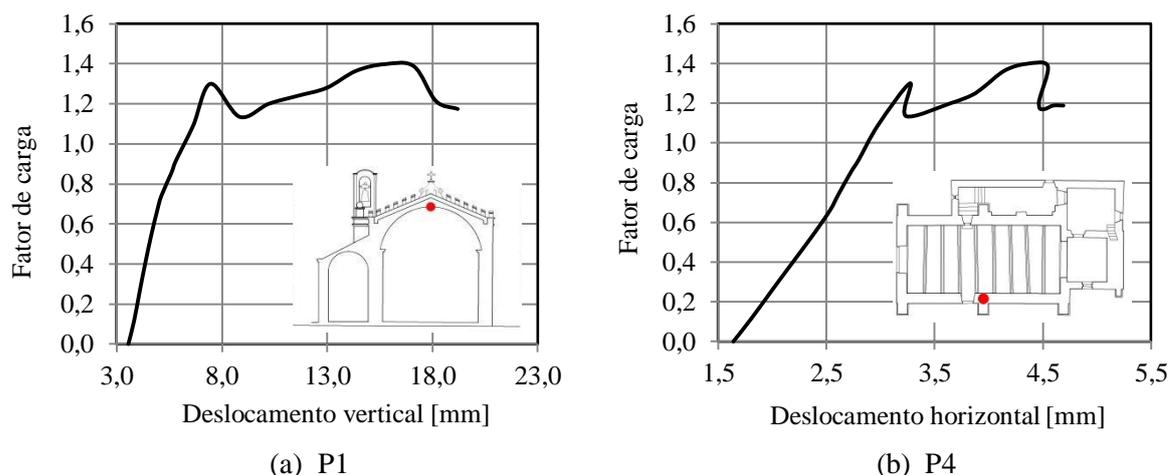
**Figura 45.** Reações nos apoios das lajes das coberturas. (paredes e abóbadas)

O efeito de possível contato entre as lajes das coberturas e as abóbadas foi considerado através de uma análise por fases, de acordo com o processo construtivo. Na primeira fase, o modelo de referência sem as lajes das coberturas foi submetido à ação do seu peso próprio. Na segunda fase, foram adicionadas as cargas correspondentes do peso das lajes das coberturas da nave e da capela-mor. Nas secções seguintes apresentam-se os resultados da segunda fase da análise.

#### **4.5.1. Curvas de capacidade**

Nesta análise apresentam-se duas curvas de capacidade, nomeadamente, uma curva que avalia os deslocamentos verticais e uma curva que avalia os deslocamentos horizontais. O fator de carga desta fase da análise corresponde à relação entre a força aplicada em cada passo da análise e o peso das lajes da cobertura da nave e da capela-mor. Para os deslocamentos verticais foi considerado o ponto de controlo no centro da abóbada da nave (P1). Na curva de capacidade para os deslocamentos horizontais considerou-se o ponto de controlo situado no meio da parede longitudinal sul da nave (P4).

Como foi referida anteriormente, a análise foi efetuada por fases, tendo por objetivo representar o processo construtivo. As curvas de capacidade da Figura 46 apresentam os resultados da segunda fase, quando a estrutura é submetida à ação do peso adicional das coberturas. Nesta fase da análise, a estrutura apresenta uma deformação inicial devido à ação do peso próprio das paredes e das abóbadas. Os pontos P1 e P4 apresentam um deslocamento inicial de cerca 3.6 mm e 1.6 mm, respetivamente. Os resultados permitem verificar que o final do comportamento linear da abóbada da nave ocorre por um fator de carga de cerca 0.8-0.9 com ligeiras alterações na rigidez. Os resultados indicam que as curvas de capacidade apresentam dois máximos. O fator de carga do primeiro máximo é igual a 1.3. Após este dano a estrutura tem ainda capacidade para absorver mais força e atinge a sua capacidade máxima em força para um fator de carga igual a 1.4 (segundo máximo), no qual os pontos P1 e P4 apresentam deslocamentos iguais a 16 mm (deslocamento vertical) e 4 mm (deslocamento horizontal), respectivamente. No final da análise (fator de carga igual a 1.2), os deslocamentos máximos são iguais a 19 mm e 4 mm nos pontos P1 e P4, respetivamente.

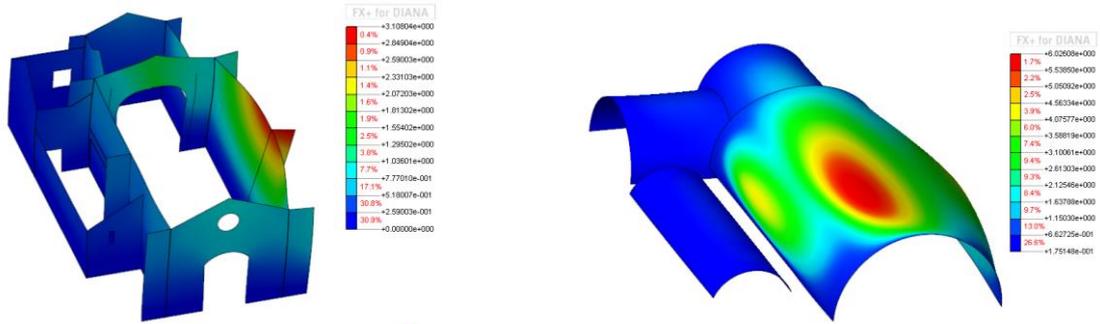


**Figura 46.** Curvas de capacidade do modelo da influência da estrutura da cobertura.  
(Fator de carga relativamente ao peso das lajes de cobertura)

#### 4.5.2. Deslocamentos

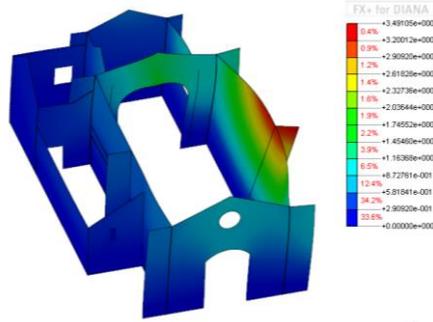
A Figura 47 apresenta os deslocamentos das paredes, dos contrafortes e das abóbadas da igreja para diferentes fatores de carga da análise de um possível contato entre a estrutura da cobertura e as abóbadas. A Figura 47 (a) e (b) apresenta a resultante dos deslocamentos para o fator de carga igual a 1.0 (100% do peso próprio das paredes e das abóbadas mais 100% do peso das lajes das coberturas). A Figura 47 (c) e (d) correspondem à resultante dos deslocamentos no primeiro máximo da resposta (fator de carga igual a 1.3). A Figura 47 (e) e (f) apresenta a resultante dos deslocamentos no ponto da capacidade máxima em força da estrutura (fator de carga igual a 1.4). Por ultimo, a Figura 47 (g) e (h) apresenta os deslocamentos máximos para o fator de carga igual a 1.2.

Em geral, a deformação concentra-se na parede longitudinal sul da nave e no centro da sua abóbada. O topo da parede longitudinal sul da nave apresenta as maiores deformações, sobretudo para fora do seu plano. Inicialmente a deformação concentra-se a meio da parede, junto do contraforte central, até o primeiro máximo do fator de carga (1.3). Na capacidade de carga máxima (fator de carga igual a 1.4), a deformação máxima no topo da parede longitudinal da nave altera a sua posição, concentrando-se entre o contraforte central e o cunhal sudeste da nave. As deformações mais significativas da abóbada da nave localizam-se no seu centro e na lateral sul, sobretudo junto da ligação da abóbada com a parede longitudinal sul da nave. Note-se ainda que quando a estrutura atinge a sua capacidade máxima de carga (fator de carga igual a 1.4) a fachada principal apresenta deslocamento para fora do seu plano.

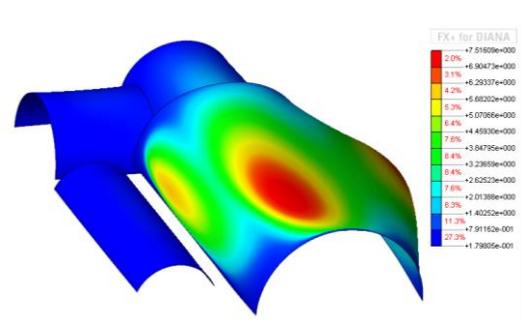


(a) Deslocamento nas paredes  
(FC=1.0; FD=500)

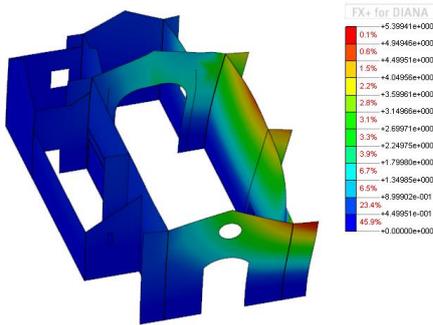
(b) Deslocamento nas abóvedas  
(FC=1.0; FD=300)



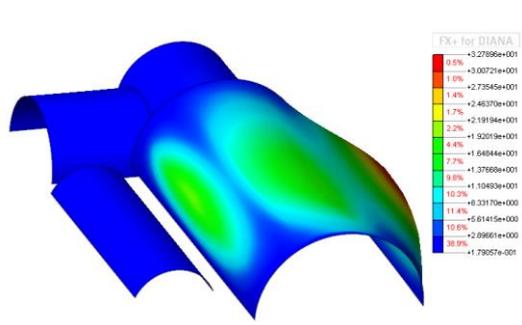
(c) Deslocamento nas paredes para o primeiro máximo  
(FC=1.3; FD=500)



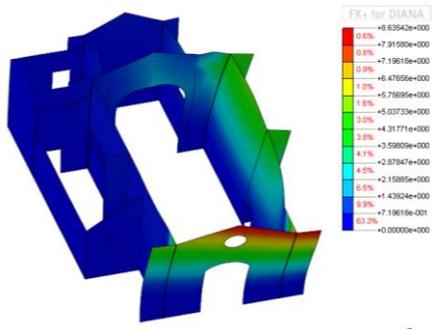
(d) Deslocamento nas abóvedas para o primeiro máximo  
(FC=1.3; FD=300)



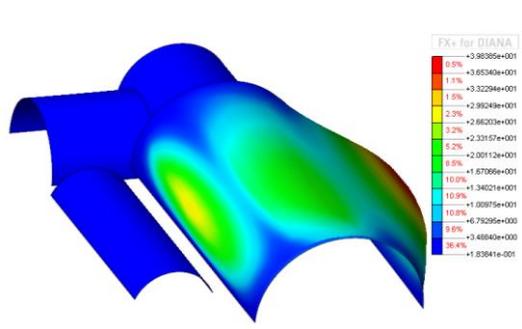
(e) Deslocamento nas paredes para a capacidade de carga máxima  
(FC=1.4; FD=300)



(f) Deslocamento nas abóvedas para a capacidade de carga máxima  
(FC=1.4; FD=50)



(g) Deslocamento máximo das paredes  
(FC=1.2; FD=300)



(h) Deslocamento máximo das abóvedas  
(FC=1.2; FD=50)

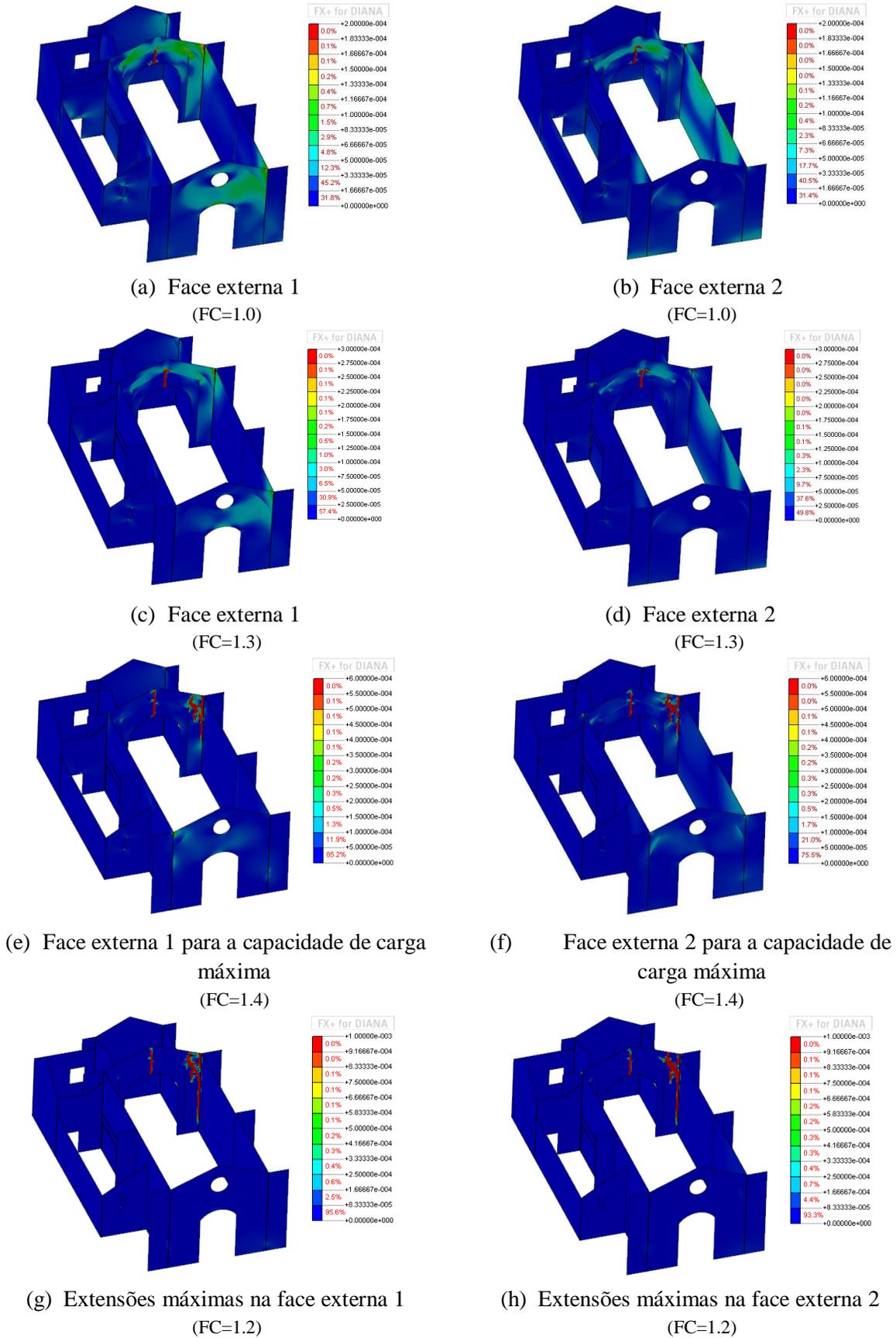
**Figura 47.** Resultantes dos deslocamentos do modelo com um possível contato entre as abóvedas e as lajes de cobertura. (Unidades: mm)

(FC corresponde ao fator de carga; FD corresponde ao fator de deformação)

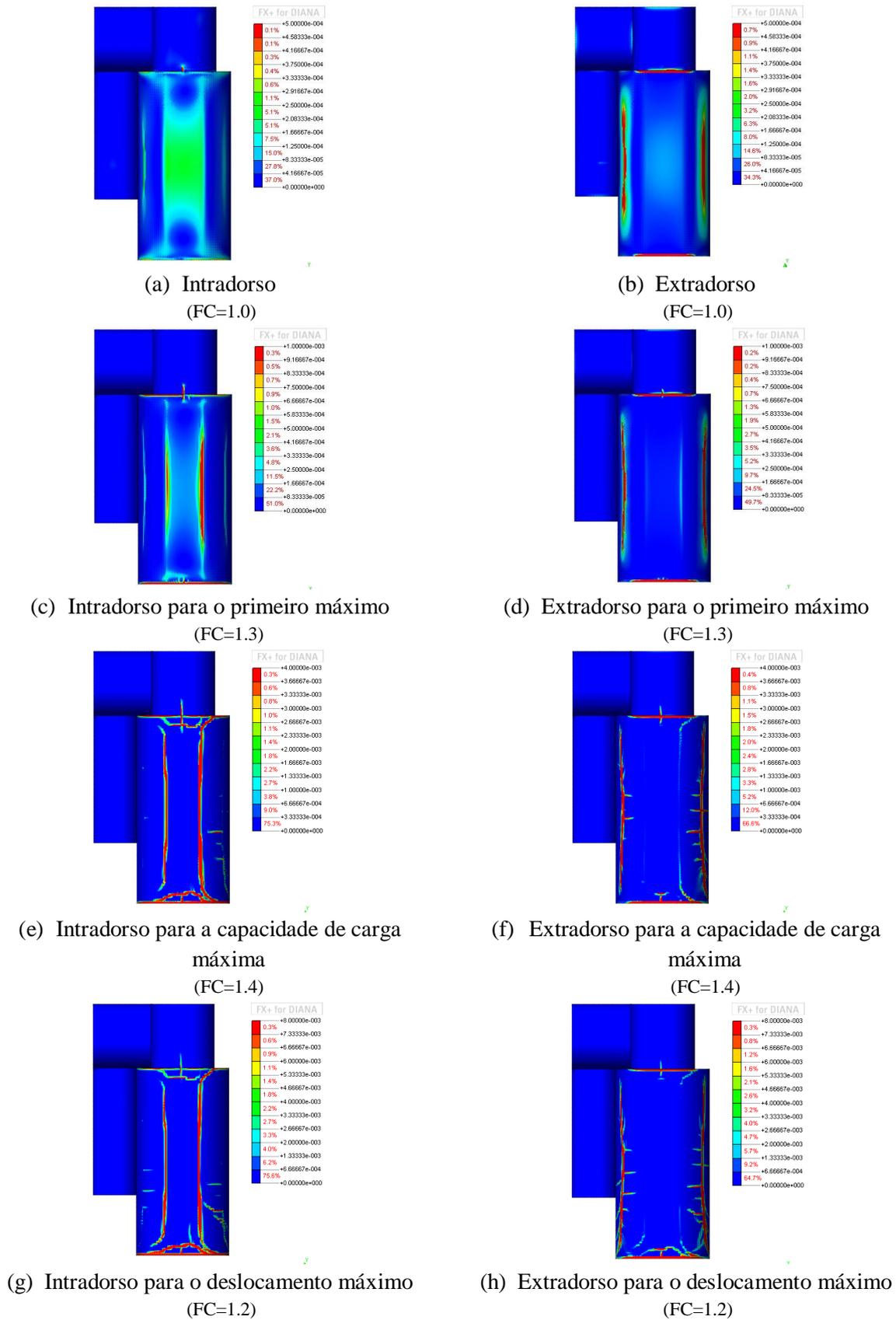
### 4.5.3. Dano

A avaliação do dano do modelo com um possível contato da estrutura da cobertura nas abóbadas foi efetuado com recurso às extensões principais de tração. Para o fator de carga igual a 1.0 (100% do peso próprio das paredes e abóbadas mais 100% do peso das lajes das coberturas), as extensões principais de tração concentram-se na fachada principal e na parede posterior da nave, em que surge uma fenda vertical no centro do arco interior (Figura 48 (a) e (b)). Para o fator de carga igual a 1.3 (Figura 48 (c) e (d)), o dano concentra-se, sobretudo no arco interior. Quando a estrutura atinge a sua capacidade de carga máxima (fator de carga igual a 1.4) (Figura 48 (e) e (f)), o dano concentra-se igualmente na parede posterior da nave. Além disso, surge um conjunto de fendas na ligação da parede posterior com a parede sul da nave (cunhal sudeste da nave). No final da análise (Figura 48 (g) e (h)), em que a estrutura apresenta a maior deformação, a fenda vertical do arco interior prolonga-se até o topo da parede. Do mesmo modo, as fendas junto do cunhal sudeste da nave prolongam-se igualmente na direção da base das paredes, o que se encontra de acordo às deformações referidas anteriormente (ver Secção 4.5.2).

A Figura 49 apresenta as extensões principais de tração no intradorso e no extradorso das abóbadas no modelo com um possível contato entre as abóbadas e as lajes de cobertura. Para o fator de carga igual a 1.0 (Figura 49 (a) e (b)), o dano no intradorso da abóbada da nave prolonga-se longitudinalmente no seu centro e no extradorso surgem duas fendas longitudinais nos laterais da nave. A abóbada da nave apresenta também dano na ligação com as paredes transversais. Para o fator de carga igual a 1.3 (Figura 49 (c) e (d)), que corresponde ao primeiro máximo de capacidade de carga, observa-se um aumento significativo nas zonas de aplicação das cargas devido ao peso da cobertura no intradorso da abóbada da nave. O dano no extradorso da abóbada evolui e concentra-se nas mesmas zonas. Quando a estrutura atinge a sua capacidade máxima de carga (Figura 49 (e) e (f)), o dano concentra-se nas mesmas zonas e surgem também fendas diagonais no intradorso da abóbada junto da sua ligação com as paredes transversais. No extradorso, as fendas longitudinais aumentam a sua severidade e surgem também pequenas fendas na direção transversal. Quando a estrutura apresenta a maior deformação (Figura 49 (g) e (h)), o padrão de dano apresenta a mesma configuração, verificando um aumento da severidade das fendas.



**Figura 48.** Extensões principais de tração nas paredes do modelo com um possível contato entre as abóbadas e as lajes de cobertura.



**Figura 49.** Extensões principais de tração nas abóbadas do modelo com um possível contato entre as abóbadas e as lajes de cobertura.

Os resultados desta análise permitem verificar que o dano das abóbadas apresenta uma configuração simétrica, no qual se destacam as fendas longitudinais no intradorso da abóbada da nave com simetria relativamente ao eixo longitudinal, o que não se verifica de acordo com o dano existente na estrutura. Assim, os resultados parecem indicar que as lajes das coberturas não devem estar em contato com as abóbadas.

#### 4.6. Interação solo – estrutura

O dano estrutural observado na Igreja de Nossa Senhora da Conceição pode estar também associado a possíveis assentamentos do solo de fundação (Figura 18). Esta hipótese é avaliada através de uma análise em que se considerou o efeito do solo na resposta da estrutura.

Tendo por base o modelo de referência, preparou-se um novo modelo com elementos de interface na base da estrutura. Os elementos de interface tiveram por objetivo simular as propriedades lineares do solo, nomeadamente o módulo de rigidez normal e módulo de rigidez de corte. Uma vez que não existem resultados de ensaios geotécnicos disponíveis para o solo da Igreja de Nossa Senhora da Conceição, adotaram-se duas formulações para estimar as propriedades do solo, nomeadamente a equação de Terzaghi-Peck (7) (Bowles, 1988) e a equação simplificada proposta por Bowles (8) (Bowles, 1988).

$$k_v = 4.7 \left( \frac{e + 0.3}{2 \cdot e} \right)^2 \cdot 0.01 [N/mm^3] \quad (7)$$

$$k_h = 2 \cdot k_v [N/mm^3] \quad (8)$$

em que:

$K_v$  é o módulo de rigidez de corte (0.018 a 0.03 N/mm<sup>3</sup>);

$K_h$  é o módulo de rigidez normal (0.036 a 0.06 N/mm<sup>3</sup>);

$e$  é a espessura das paredes;

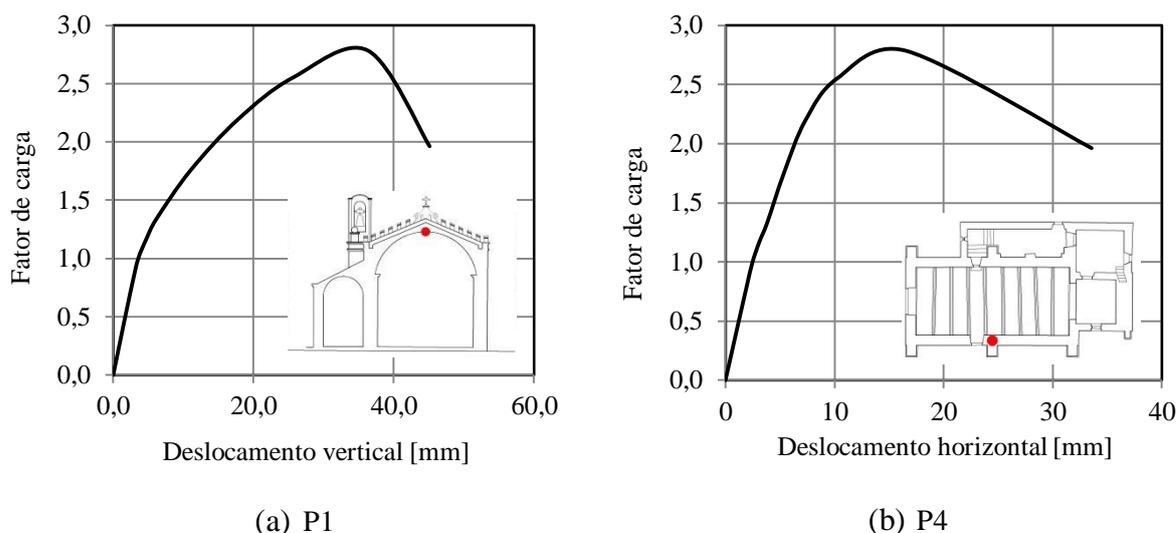
Os elementos interface foram aplicados na base das paredes de alvenaria. Além disso, foram aplicadas condições de fronteira na face inferior dos elementos de interface, impedindo o movimento para todos os seus graus de liberdade.

##### 4.6.1. Curvas de capacidade

Nesta análise apresentam-se duas curvas de capacidade, uma para avaliar os deslocamentos horizontais e uma para os deslocamentos verticais. O controlo da resposta da estrutura

efetuou-se nos mesmos pontos de controlo do modelo de referência, ou seja, P1 para o deslocamento vertical e P4 para o deslocamento horizontal.

A Figura 50 (a) apresenta a curva de capacidade para o deslocamento vertical no centro da abóbada da nave (deslocamento relativo à base da igreja). O final do comportamento linear e redução da rigidez ocorrem para um fator de carga igual a 1.4. Para o deslocamento horizontal no topo da parede longitudinal sul da nave (relativo à base da igreja), o final do comportamento linear ocorre para um fator de carga igual a 2.2, como é apresentado na Figura 50 (b). A capacidade máxima em força do modelo da interação solo-estrutura é igual a 2.8 do peso próprio da estrutura. Os deslocamentos correspondentes à capacidade máxima de carga são iguais a 36 mm e 17 mm, para deslocamento vertical (P1) e horizontal (P4), respectivamente. Os deslocamentos máximos obtidos no final da análise são iguais a 45 mm (deslocamento vertical) e 34 mm (deslocamento horizontal) e ocorrem para um fator de carga igual a 2.0.



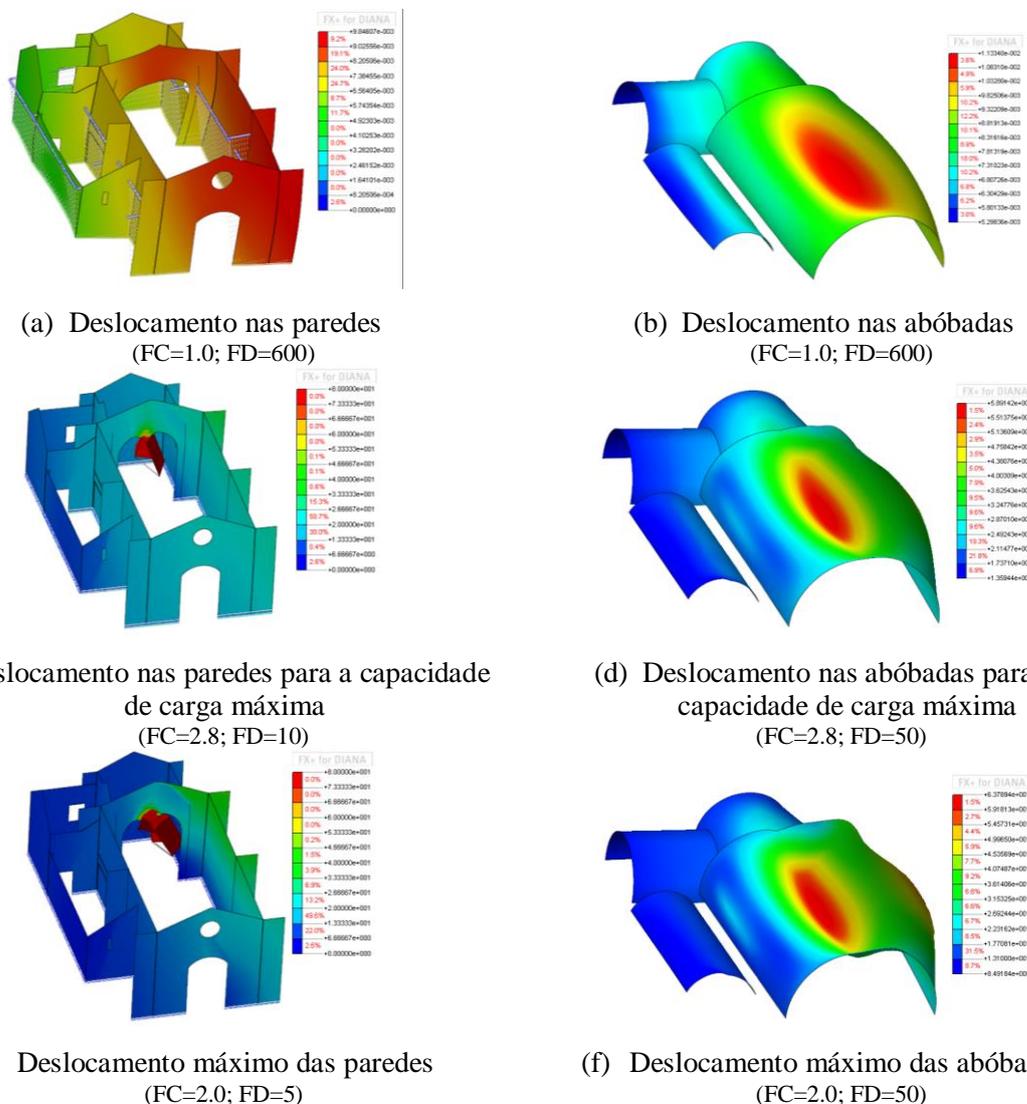
**Figura 50.** Curvas de capacidade para deslocamento vertical e horizontal do modelo da interação solo-estrutura. (Deslocamento relativo à base da igreja)

As curvas de capacidade do modelo da interação solo-estrutura indicam que após atingir a sua capacidade máxima de carga, a abóbada da nave apresenta um comportamento frágil, que se destaca por uma diminuição significativa do fator de carga associado a um aumento ligeiro do deslocamento. Os resultados permitem verificar que a interação do solo tem uma influência significativa na deformação da igreja, relativamente ao modelo de referência. A capacidade de carga máxima do modelo com interação solo-estrutura é igual à capacidade máxima do

modelo de referência (2.8). Além disso, o início do regime não linear ocorre para valores de fatores de carga semelhantes aos do modelo de referência.

#### 4.6.2. Deslocamentos

A Figura 51 apresenta os deslocamentos das paredes, dos contrafortes e das abóbadas da igreja para o modelo da interação solo–estrutura. A Figura 51 (a) e (b) apresenta a resultante dos deslocamentos para o fator de carga igual a 1.0. A Figura 51 (c) e (d) correspondem à resultante dos deslocamentos no ponto de capacidade máxima em força da estrutura (fator de carga igual a 2.8). Por ultimo, Figura 51 (e) e (f) apresentam os deslocamentos máximos para o fator de carga igual a 2.0.



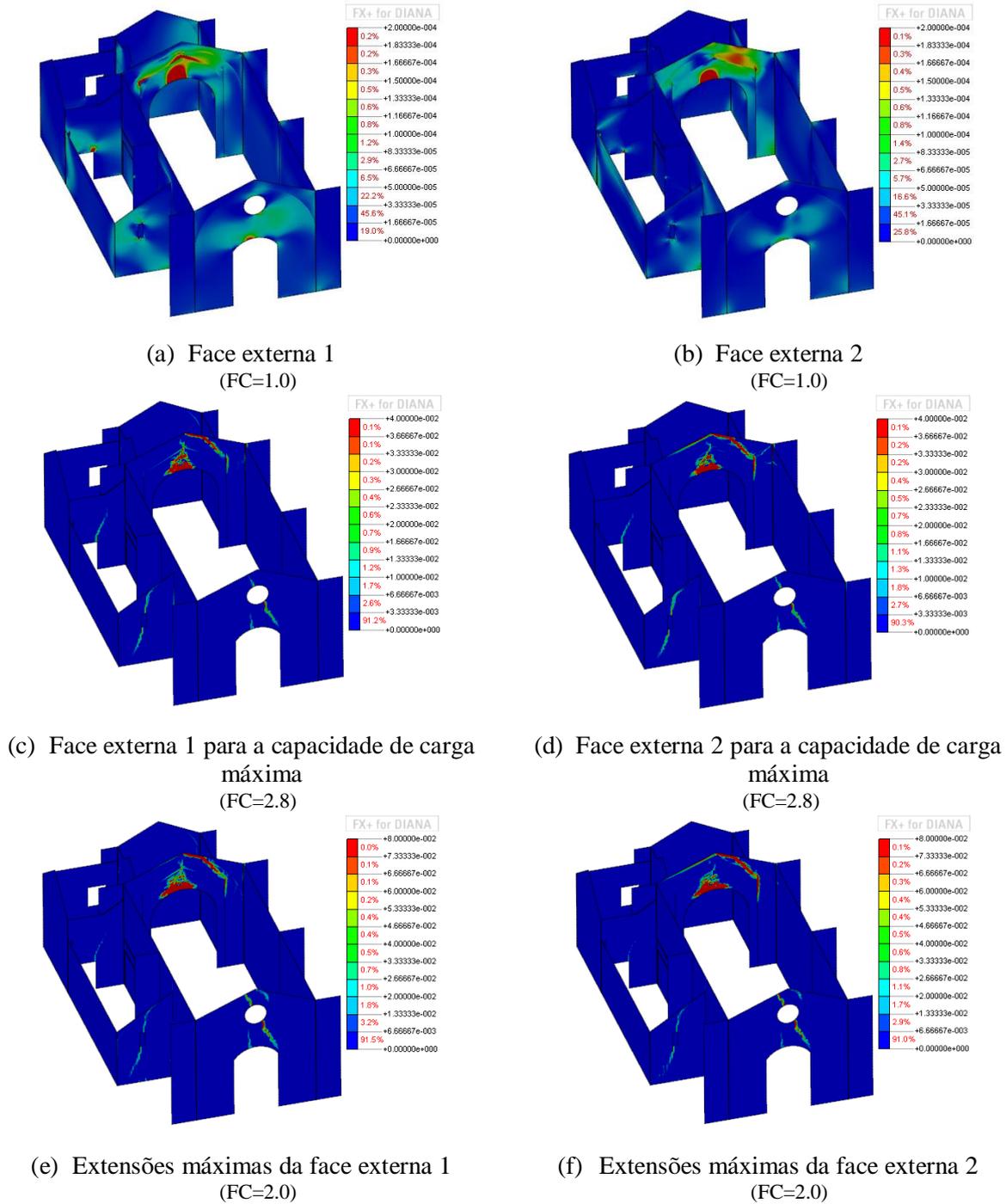
**Figura 51.** Resultantes dos deslocamentos do modelo com interação solo–estrutura. (Unidades: mm)

(FC corresponde ao fator de carga; FD corresponde ao fator de deformação)

Os resultados permitem verificar que o modelo apresenta assentamentos do solo mais significativos no lado sul da igreja, ou seja, na parte mais flexível da estrutura. Quando o fator de carga é igual a 1.0, a base da estrutura apresenta assentamentos com uma ligeira inclinação na direção sudoeste (Figura 51 (a)). As abóbadas da igreja acompanham a deformação global da restante estrutura, no qual se destaca a deformação no centro da abóbada da nave (Figura 51 (b)). Quando a capacidade máxima é alcançada, os deslocamentos mais elevados concentram-se no centro do arco interior (Figura 51 (c)). Na abóbada da nave, a deformação concentra-se também no seu centro, com um aumento ligeiro da deformação no lado sul (Figura 51 (d)). Após a estrutura atingir a sua capacidade máxima, os deslocamentos no arco interior aumentam significativamente, assim como no cunhal no sudeste da nave (Figura 51 (e)). A abóbada da nave apresenta uma deformação não uniforme, no qual se destaca a deformação significativa da parte sul (Figura 51 (f)), o que está também associado ao assentamento mais significativo nas bases das paredes nesta parte do modelo.

#### 4.6.3. Dano

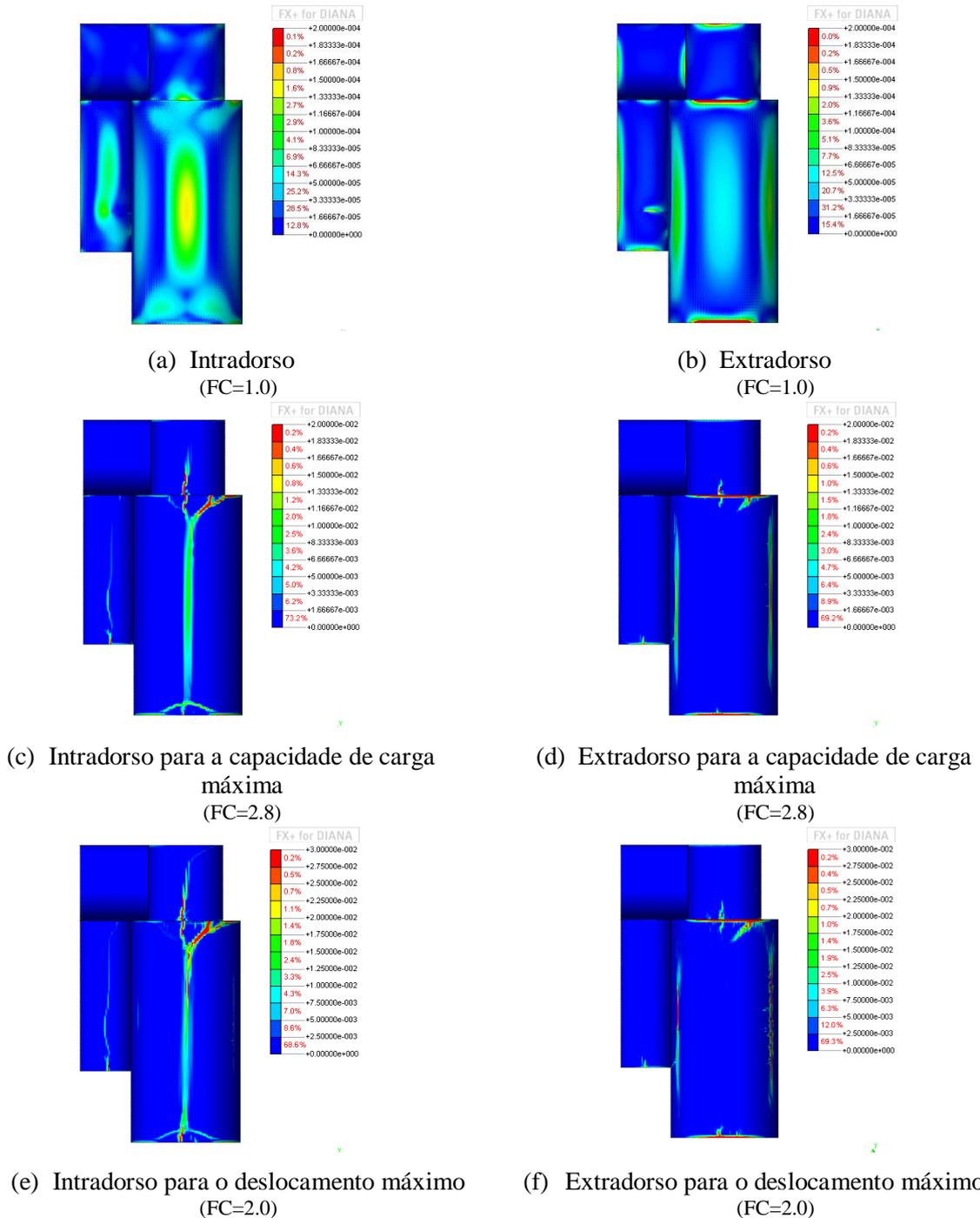
O dano do modelo da interação solo-estrutura foi igualmente avaliado com recurso às extensões principais de tração. Para o fator de carga igual a 1.0, as extensões principais de tração concentram-se na fachada principal, na parede posterior da nave e nas paredes transversais do corredor. As extensões mais elevadas ocorrem nas aberturas, com maior destaque no centro do arco interior e na ligação entre a parede posterior da nave e a cobertura da capela-mor (Figura 52 (a) e (b)). Quando a estrutura atinge a sua capacidade máxima, o dano evolui e concentra-se nos mesmos elementos estruturais (Figura 52 (c) e (d)). A fachada principal apresenta uma fenda diagonal que atravessa a abertura circular, as paredes transversais do corredor apresentam uma fenda diagonal que atravessa a janela e uma fenda no canto superior da porta junto da sacristia. O dano mais severo ocorre na parede posterior da nave, nomeadamente a fenda vertical situada no centro do arco interior e uma fenda diagonal que tem origem no topo da parede e prolonga-se na direção do cunhal sudeste da nave. Quando a estrutura apresenta a maior deformação (Figura 52 (e) e (f)), o padrão de fendilhação apresenta a mesma configuração e as fendas aumentam a sua severidade.



**Figura 52.** Extensões principais de tração nas paredes do modelo com interação solo–estrutura.

Figura 53 apresenta as extensões principais de tração no intradorso e no extradorso das abóbadas para o modelo com interação solo–estrutura. Para o fator de carga igual a 1.0, a resposta da estrutura apresenta a maior concentração de dano no centro e nas laterais da abóbada da nave. Além disso, o intradorso da abóbada do corredor apresenta dano no seu

centro. Os extradorsos das abóbadas da nave, da capela e da sacristia, também apresentam dano nas ligações com as respetivas paredes transversais (Figura 53 (a) e (b)).



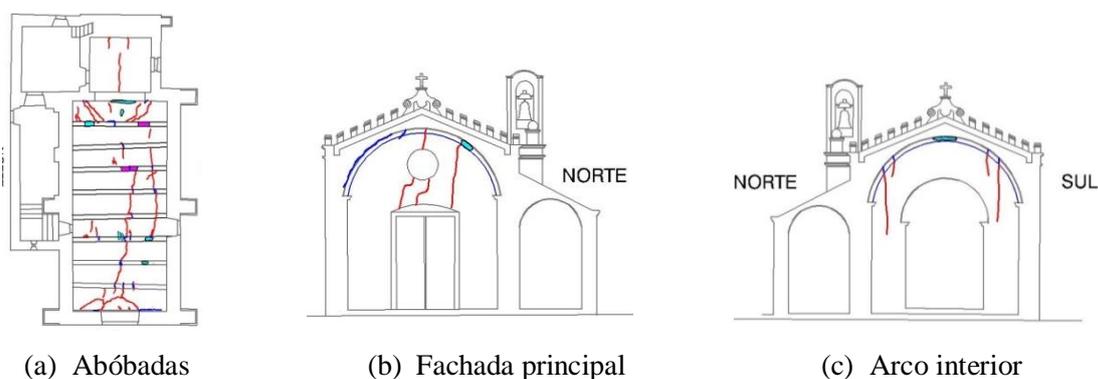
**Figura 53.** Extensões principais de tração nas abóbadas do modelo com interação solo-estrutura.

Quando a capacidade máxima é atingida (Figura 53 (c) e (d)), o centro da abóbada da nave apresenta uma fenda longitudinal que se prolonga na abóbada da capela-mor (intradorso) e a

abóbada do corredor apresenta também uma fenda longitudinal de menor severidade (intradorso). Além disso, a abóbada da nave apresenta fendas diagonais no intradorso, junto das paredes transversais. As fendas que apresentam maior severidade correspondem às fendas localizadas na ligação da abóbada da nave com a abóbada da capela-mor (intradorso e extradorso). O extradorso da abóbada da nave apresenta duas fendas longitudinais nas laterais. No final da análise (Figura 53 (e) e (f)), as fendas aumentam a sua severidade e concentram-se nas mesmas zonas das abóbadas, destacando-se as fendas longitudinais da abóbada da nave (centro e laterais) e as fendas diagonais nesta mesma abóbada junto das paredes transversais. O dano obtido na análise do modelo com interação do solo-estrutura quando submetido à ação do peso próprio apresenta um padrão semelhante ao obtido no modelo de referência, embora com maior severidade. Além disso, o modelo com interação solo-estrutura apresenta dano no corredor e na capela-mor.

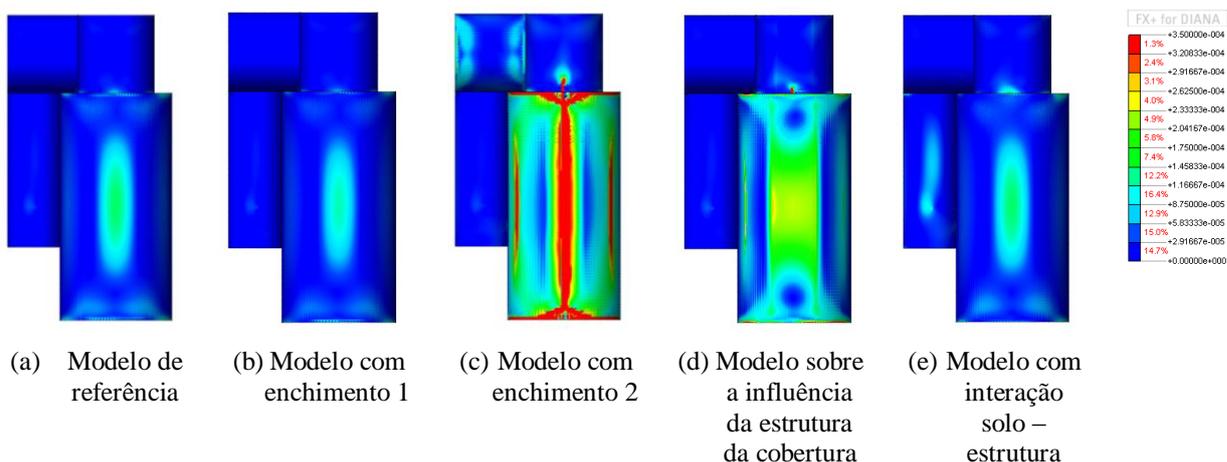
#### 4.7. Discussão dos resultados

Após uma análise detalhada e individualizada dos resultados obtidos na modelação numérica, esta secção tem por objetivo avaliar os resultados obtidos através de uma análise global, nomeadamente através de uma análise comparativa entre o dano obtido na modelação numérica e o dano existente na Igreja de Nossa Senhora da Conceição. A avaliação do dano obtido através da modelação numérica foi efetuada com recurso às extensões principais de tração para o fator de carga igual a 1.0 (100% do peso próprio da estrutura). Uma vez que a Igreja de Nossa Senhora da Conceição apresenta dano nas abóbadas, na fachada principal e na parede posterior da nave, recorreu-se a estes elementos estruturais para a análise comparativa. A Figura 54 apresenta o dano existente para os três tipos de elementos estruturais considerados.



**Figura 54.** Dano existente.

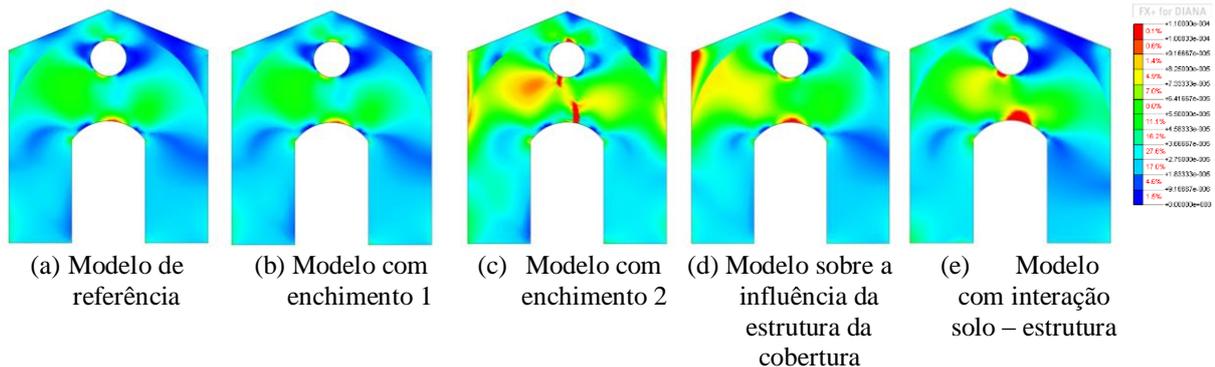
A Figura 55 apresenta as extensões principais de tração no intradorso das abóbadas dos modelos numéricos. Os resultados permitem verificar a concentração de dano situa-se no centro da abóbada da nave para todos os modelos, o que em geral se encontra de acordo com o dano existente. O modelo em que o extradorso das abóbadas encontra-se totalmente preenchido por material de enchimento (enchimento 2) e o modelo em que se considera o contato entre as lajes das coberturas e as abóbadas apresentam o dano mais elevado. No entanto, o dano apresentado pelo modelo com contato entre as lajes das coberturas e as abóbadas apresenta uma configuração composta, sobretudo por duas fendas longitudinais, o que não se encontra de acordo com o dano existente. Os resultados das abóbadas da análise da interação solo - estrutura são semelhantes ao dano existente, no entanto, apresenta dano na abóbada do corredor, o que não se observa no padrão de fendilhação da igreja. Os resultados do modelo com enchimento até 50% da altura das abóbadas (enchimento 1) são semelhantes aos danos obtidos no modelo de referência. Em geral, os danos nas abóbadas apresentam um padrão semelhante ao dano existente, no entanto ocorre para diferentes fatores de carga. O único modelo que apresenta dano severo nas abóbadas corresponde ao modelo em que o extradorso está totalmente preenchido com material de enchimento. Note-se ainda que, em geral, os modelos apresentam dano na ligação entre a abóbada da nave e as paredes transversais, o que se verifica igualmente no padrão fendilhação da igreja.



**Figura 55.** Extensões principais de tração no intradorso das abóbadas dos modelos.

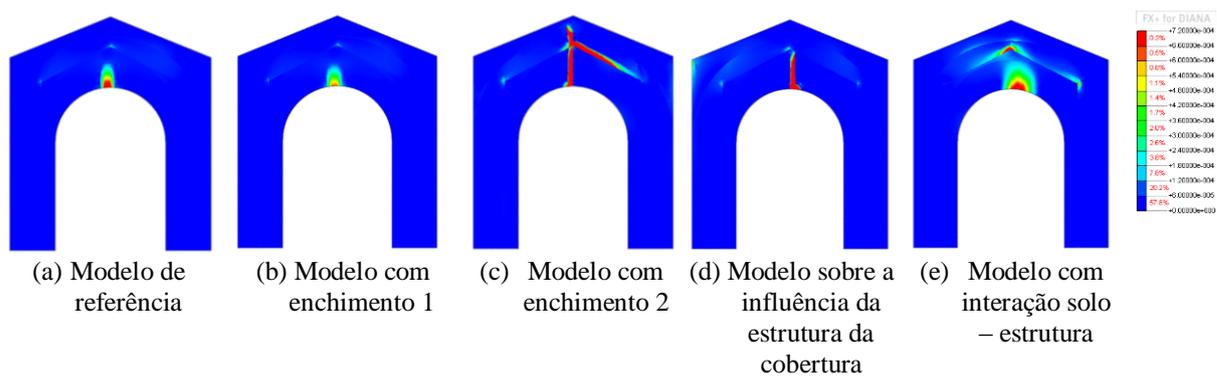
A Figura 56 apresenta as extensões principais de tração na fachada principal para os diferentes modelos numéricos. O padrão de fendilhação da igreja (Figura 54 (b)) apresenta uma fenda diagonal que atravessa a abertura circular, com origem nas aberturas da fachada (janela circular e porta principal). Além disso, apresenta uma fenda vertical no lado norte da

fachada. Em geral, os resultados obtidos nas análises numéricas encontram-se de acordo com o dano existente na igreja. Para fatores de carga superiores a 1.0 é possível observar-se mais claramente estas fendas na fachada para os diferentes modelos. No entanto, para o fator de carga igual a 1.0, os modelos, com exceção do modelo com enchimento 2, apresentam dano pouco severo. O maior dano obtido na fachada dos modelos encontra-se junto das aberturas e junto do cunhal sudoeste da nave.



**Figura 56.** Extensões principais de tração na superfície interior da fachada principal dos modelos.

A Figura 57 apresenta as extensões principais de tração na parede posterior da nave nas análises numéricas. O padrão de fendilhação da igreja (Figura 54 (c)) apresenta quatro fendas verticais nesta parede junto dos cunhais, que têm origem no topo da parede. O dano obtido através da modelação numérica apresenta uma fenda vertical no centro do arco, o que não se encontra de acordo com o dano existente. O modelo que considera o contato entre as lajes das coberturas e as abóbadas apresenta-se uma fenda vertical no centro do arco que se prolonga até a cobertura da capela-mor. O dano mais severo ocorre para o modelo com enchimento 2, em que a fenda vertical no centro do arco prolonga-se até a laje de cobertura da capela-mor. Além disso, este modelo apresenta dano severo na ligação entre a cobertura da capela-mor e a parede posterior. Os resultados parecem indicar que a ligação entre as lajes de coberturas e as paredes transversais pode ter influência significativa na severidade da fenda vertical no centro do arco. Além disso, o modelo com enchimento 1 reduz a severidade desta fenda.



**Figura 57.** Extensões principais de tração no arco do interior da nave dos modelos.

## 5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

A preservação do património histórico tem como um dos principais objetivos proteger e conservar os testemunhos da nossa história. Os edifícios antigos possuem uma contribuição imaterial de grande importância em termos de enriquecimento cultural e social. Deste modo, a preservação e conservação destes edifícios são consideradas como tarefas fundamentais.

A Igreja de Nossa Senhora da Conceição localizada em Monforte (Portugal) está classificada como imóvel de interesse público. Atualmente, a igreja não está em uso e apresenta dano severo, o que requer um estudo detalhado desenvolvido por uma equipa multidisciplinar.

Neste trabalho estudou-se o comportamento estrutural não linear da Igreja de Nossa Senhora da Conceição, tendo por principal objetivo avaliar as principais causas que podem estar associadas ao dano estrutural existente. Numa primeira fase preparou-se um modelo numérico de referência baseado no método dos elementos finitos, que foi posteriormente calibrado com base nas frequências dos modos de vibração estimados através de ensaios de identificação dinâmicos. A resposta do modelo de referência, quando sujeita à ação do seu peso próprio, foi obtida com recurso à análise não linear estática. Além disso, foram avaliadas três situações que podem ter influência no dano da estrutura, nomeadamente, a influência do enchimento nas abóbadas, a influência do esquema estrutural da cobertura e a interação solo-estrutura. Para cada hipótese considerada foi preparado um modelo numérico baseado no modelo de referência e efetuou-se a análise não linear estática. O comportamento estrutural dos modelos foi analisado através das curvas de capacidade, deslocamentos e extensões principais de tração, que correspondem a um indicador do dano.

Os resultados do modelo de referência (sem material de enchimento nas abóbadas) permitiram verificar que o dano nas paredes de alvenaria concentra-se nas paredes transversais e que em geral, com exceção da fenda vertical no centro do arco interior, encontra-se de acordo com o dano existente. A abóbada da nave apresenta uma fenda longitudinal a meio vão e fendas diagonais junta da sua ligação com as paredes transversais, o que se assemelha ao padrão de dano da igreja. Este dano está associado, sobretudo ao impulso horizontal das abóbadas e lajes de cobertura, bem como à maior flexibilidade da parte sul da igreja. Note-se que para o fator de carga igual a 1.0 o dano é pouco severo.

Os modelos com material de enchimento nas abóbadas permitem concluir que o enchimento tem uma influência significativa na capacidade resistente da estrutura. Os fatores de carga correspondem de cerca 57% e 114% do fator de carga máximo do modelo de referência (2.8)

para o modelo com enchimento até metade da altura das abóbadas e para o modelo com o extradorso totalmente preenchido, respetivamente.

O modelo numérico que considera um possível contato entre as lajes das coberturas e as abóbadas apresenta um padrão de dano nas abóbadas diferente do dano existente, indicando que esta hipótese parece não corresponder ao esquema estrutural das coberturas atualmente existente.

O modelo que considera a interação solo-estrutura apresenta assentamentos mais elevados junto do cunhal sudoeste da nave, o que causa um aumento da severidade nesta parte da estrutura. Note-se que foi admitido que as propriedades do solo fossem uniformes na área de implantação da igreja.

Em geral, este trabalho permitiu concluir que o dano existente está associado ao impulso horizontal das abóbadas e das coberturas, e à flexibilidade da parte sul da nave da igreja, no qual o enchimento das abóbadas e, possivelmente, as propriedades do solo de fundação parecem ter uma influência significativa no comportamento estrutural da igreja. Deste modo, recomendam-se as seguintes tarefas futuras, tendo por objetivo melhorar as conclusões sobre as causas do dano existente na igreja:

- Levantamento e inspeção das coberturas, tendo por objetivo avaliar o enchimento nas abóbadas, o dano no extradorso das abóbadas e o esquema estrutural das coberturas, incluindo as suas ligações às paredes de alvenaria.
- Avaliação do comportamento estrutural da igreja considerando propriedades resistentes da alvenaria (tensão resistente de compressão e energia de fratura de compressão) inferiores aos valores assumidos no modelo de referência, tendo por objetivo concluir sobre sua influência na severidade do dano para o fator de carga igual a 1.0.
- Avaliação da influência das ligações entre as lajes das coberturas e as paredes transversais da igreja com recuso à modelação numérica, tendo por objetivo avaliar a sua influência na severidade da fenda vertical no centro do arco interior verificada nos modelos numéricos e não identificada no padrão de fendilhação da estrutura.
- Realização de ensaios geotécnicos SPT (*Standard Penetration Test*) e abertura de poços de inspeção das fundações das paredes de alvenaria, tendo por objetivo caracterizar o solo, incluindo a variação das suas propriedades na área de implantação da igreja, bem como identificar o nível e tipo de material das fundações.

Por último, e tendo em consideração as anomalias existentes, nomeadamente o dano estrutural; deve-se avaliar uma intervenção que inclua medidas corretivas e preventivas, tais

como substituição das coberturas com estrutura em lajes de betão com vigotas pré-esforçadas por nova estrutura em madeira com subtelha e nova telha, tendo por objetivo diminuir o impulso horizontal no topo das paredes e aberturas das abóbadas; injeção das fendas existentes com argamassa de reparação à base de cal e argamassa fluída com retração compensada, e aplicação de tirantes e/ou pregagens nas paredes transversais da nave.

.

**BIBLIOGRAFIA**

- Alberti, L. (1988). *On the art of building in ten books*. Cambridge, Mass: MIT Press.
- Besca, M. (2012). *Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici in muratura. Igreja de Nossa Senhora da Conceicao*. Tese de Mestrado. Università degli Studi di Perugia.
- Bowles, J. (1988). *Foundation analysis and design*. New York: McGraw-Hill.
- DIANA (Versão 9.6.0) [Software]. (2015). The Netherlands: DIANA FEA BV.
- DIANA FEA, BV (2016). *User's Manual - Theory*. 1st ed. The Netherlands: Jonna Manie and Gerd-Jan Schreppers.
- fib Model Code for Concrete Structures*. (2010). Ernst & Sohn.
- Guimarães, R. (2010). *Análise Dinâmica do Arco em Alvenaria O efeito do Enchimento do Extradorso*. Mestre. Universidade Técnica de Lisboa.
- ICOMOS, International Council on Monument and Sites, (2005). *Recommendation for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*.
- Igreja de Nossa Senhora da Conceição. (1973). [Memória descritiva] Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, DGMEN, Évora, Portugal.
- Lourenço, P. (2005). Aplicações das recomendações ICOMOS sobre conservação de estruturas antigas: do elemento construtivo à estrutura global. In: *A intervenção no património - Práticas de conservação e reabilitação*. [online] Available at: [http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/4630/1/Lourenco\\_CN%28CE%202005.pdf](http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/4630/1/Lourenco_CN%28CE%202005.pdf) [Accessed 15 Sep. 2016].
- Lourenço, P. and Krakowiak, K. (2004). Estabilidade das abóbadas da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos. [online] Available at: [https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/3027/1/2004\\_Lourenco\\_Krakovak.pdf](https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/3027/1/2004_Lourenco_Krakovak.pdf) [Accessed 1 Oct. 2016].
- Marques dos Santos, J. (2014). *Estudo Construtivo e Estrutural de Abóbadas Alentejanas*. Mestre. Universidade Técnica de Lisboa
- Martha, L. (2012). *Ftool - Two-Dimensional Frame Analysis Tool* (Versão Educacional 3.00) {Software}. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica - PUC. Obtido de: <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>
- Martins da Silva, L. (2013). *Analysis of Christchurch Catholic Basilica, New Zealand*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho.
- Mendes N., Lourenço P.B., Besca M., Truffelli E., Barontini A. (2016). *Diagnosis and seismic*

*analysis of the Our Lady of Conception Church, Portugal. Case Studies of Building Pathology in Cultural Heritage. Building Pathology and Rehabilitation, Volume 7* Springer. João M.P.Q. Delgado (Ed.). ISBN 978-981-10-0638-8. DOI 10.1007/978981-10-0639-5\_10

Midas FX+ (Versão 3.3.0) [Software]. (2013). Obtido de: <http://www.midasuser.com/>: MIDAS Information Technology Co., Ltd.

Roque J. A., Oliveira D. V., and Lourenço P. B., (2007). Avaliação do comportamento sísmico da Igreja de Santa Maria de Belém. In: *7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*. [online] Available at: [https://bibliotecadigital.ipb.pt/bitstream/10198/7096/1/Sismica2007\\_Roque,%20Oliveira%20%26%20Lourenco.pdf](https://bibliotecadigital.ipb.pt/bitstream/10198/7096/1/Sismica2007_Roque,%20Oliveira%20%26%20Lourenco.pdf) [Accessed 4 Oct. 2016].

Rossio da vila de Monforte. (1996). [Imagem] Câmara municipal, Monforte.

Sapofotos, (2013). *Castelo Monforte do Rio Livre*. [Image] Available at: <http://fotos.sapo.pt/profvalbom/albuns/?aid=10> [Accessed Mar. 2016].

Van der Plujim, R. (1992). *Material properties of masonry and its components under tension and shear*.

Verstryngne, E., Schueremans, L., Van Gemert, D. and Hendriks, M. (2011). Modelling and analysis of time-dependent behaviour of historical masonry under high stress levels. *Engineering Structures*, 33(1), pp.210-217.

Visitar Portugal, (2015). *Triângulo de igrejas de Monforte*. [image] Available at: <http://www.visitarportugal.pt/distritos/d-portalegre/c-monforte/monforte/triangulo-igrejas> [Accessed Mar. 2016].

www.wikipedia.com, (2005). *Local Monforte*. [Image] Available at: <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/0/0c/LocalMonforte.svg/2000px-LocalMonforte.svg.png?uselang=pt> [Accessed Mar. 2016].