

**UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

**Faculdade de Ciências e Tecnologia**

**Departamento de Engenharia Civil**

**Modelação Numérica de Edifícios Históricos de Alvenaria**

Por  
Rui Vasques Camelo

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da  
Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de  
Mestre em Engenharia Civil, Perfil de Construção

Orientador: Doutor João Carlos Rocha de Almeida

**Lisboa  
2010**



## **Agradecimentos**

Para a realização deste trabalho foi fundamental o acompanhamento e disponibilidade do meu orientador de dissertação Professor Doutor João Rocha de Almeida que me incentivou a ultrapassar todos os desafios que se colocaram ao longo destes meses de trabalho.

Agradeço, também à Universidade Nova de Lisboa e a todos os Professores que contribuíram para aumentar os meus conhecimentos de Engenharia.

Para a minha Família, em especial para os meus pais, Pai e Mãe, um agradecimento especial por toda a educação que me proporcionaram.

Por fim, e porque são muitos, agradeço a todos os AMIGOS e em especial à CRISTINA pelo tempo subtraído à sua companhia.

A todos um grande MUITO OBRIGADO



## Resumo

A construção de alvenaria é a tecnologia de construção mais antiga ainda utilizado actualmente na concepção de edifícios residenciais e públicos. No entanto, a análise de estruturas de alvenaria histórica constitui um desafio complexo, em particular quando comparado com estruturas actuais de alvenaria, atendendo a que aspectos relativos à geometria ou caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados em construções históricas são frequentemente inexistentes.

Desde que os Romanos começaram a utilizar arcos e abóbadas em grande escala, de modo a alcançar maiores vãos e desse modo construir edifícios maiores, estes passaram a estar presentes em quase todas as construções de alvenaria histórica. Para além da sua forte componente decorativa, os arcos e abóbadas têm também uma importante função estrutural de distribuição de cargas e foram por isso motivo de análise neste trabalho.

Neste trabalho utiliza-se um programa de elementos finitos, ADINA, para a análise sísmica de diversos modelos de um edifício antigo de alvenaria histórica. Nomeadamente, são analisados modelos numéricos de cálculo adequados, baseados em dados obtidos com base em bibliografia diversa no âmbito das alvenarias antigas. O edifício em estudo é constituído por paredes exteriores de alvenaria de camadas múltiplas, com um sistema de arcos e abóbadas no seu interior e um coro alto com uma abóbada poli-nervurada rebaixada. Estuda-se posteriormente a influência da alteração da geometria e das características mecânicas dos materiais de construção no desempenho estrutural do edifício.

Na análise dinâmica a acção sísmica é simulada recorrendo a um espectro de resposta elástico horizontal. Utiliza-se o Eurocódigo 8 para definição da acção sísmica. As verificações de segurança estrutural são realizadas com base nos Eurocódigos disponíveis para o efeito.

Com base em resultados dos estudos paramétricos efectuados, é possível concluir que a modelação computacional de edifícios históricos, embora condicionada por limitações relacionadas com o nível de incerteza dos parâmetros adoptados, constitui uma ferramenta de grande utilidade para avaliação da capacidade resistente de construções históricas e de eventuais medidas de reforço.

---

## **Abstract**

Masonry structures are the oldest method of construction still used today for designing residential and public buildings. However, the analysis of historical masonry structures is still a major challenge when compared with existing masonry structures. Simple aspects of geometry and characterization of mechanical properties of materials used in historic buildings are often nonexistent.

Since the Romans started using arches and vaults on a large scale in order to achieve greater spans and thereby build larger buildings, they are usually present in almost all masonry constructions. Apart from their decorative function, arches and vaults also have an important structural function of load distribution and therefore were analyzed in this dissertation.

In this work, a finite element program, ADINA, is used for the seismic analysis of several models of an old masonry building, including the implementation of suitable calculation models based on data from diverse bibliography. The building under study consists of masonry exterior walls of multiple layers, with a system of arches and vaults in the interior and a choir with a ribbed vault. The influence of changes in geometry and mechanical properties of construction materials are studied in this work.

In the dynamic analysis, the seismic action is simulated using an horizontal elastic response spectrum. Eurocode 8 was used for the definition of the seismic action. The structural safety verification is carried out based on the Eurocodes available for this purpose.

Based on the results of parametric studies conducted, it is concluded that, computational modeling of historic buildings although constrained by limitations related to the uncertainty of the parameters adopted, constitutes a valuable tool for evaluation of historic buildings resistance and possible strengthening measures.

---

## **Palavras Chave**

ADINA

Alvenaria histórica

Método dos Elementos Finitos

Arco

Abóbada

Eurocódigos

Espectro de resposta

Resposta sísmica

Verificação da segurança estrutural

## ***Keywords***

ADINA

Historic masonry

Finite Element Method

Arch

Eurocodes

Response spectrum

Seismic response

Structural safety verification

## Lista de Símbolos

<b>a</b>	Aceleração do solo
<b>A<sub>Ed</sub></b>	Valor da acção sísmica de projecto
<b>a<sub>gR</sub></b>	Valores de aceleração de referência
<b>a<sub>g</sub></b>	Valor da aceleração de projecto em rocha
<b>E</b>	Módulo de elasticidade
<b>G</b>	Módulo de distorção
<b>E<sub>E</sub></b>	Valor da acção sísmica
<b>G<sub>k,j</sub></b>	Acções permanentes
<b>Q</b>	Coefficiente de comportamento
<b>R<sub>d</sub></b>	Resistência de projecto de um elemento
<b>T<sub>B</sub></b>	Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante
<b>T<sub>C</sub></b>	Limite superior do ramo espectral de aceleração constante
<b>T<sub>D</sub></b>	Valor que define o início do ramo de deslocamento constante
<b>T<sub>i</sub> e T<sub>j</sub></b>	Períodos de modos consecutivos i e j
<b>Γ<sub>i</sub></b>	Factor de importância
<b>ν</b>	Coefficiente de Poisson
<b>ψ<sub>E,i</sub></b>	Coefficiente de combinação para a acção variável i
<b>f<sub>ct</sub></b>	Resistência à tracção por compressão
<b>F</b>	Carga máxima, N
<b>L</b>	Comprimento
<b>d</b>	Diâmetro do provete
<b>σ<sub>c</sub></b>	Valor de resistência à compressão uniaxial
<b>H<sub>min</sub></b>	Impulso mínimo
<b>H<sub>máx</sub></b>	Impulso máximo
<b>H<sub>i</sub>(r,s,t)</b>	Função de interpolação correspondente ao nó i
<b>(r,s,t)</b>	Coordenadas isoparamétricas
<b>q</b>	Coefficiente de comportamento
<b>x<sub>i</sub>y<sub>i</sub>z<sub>i</sub></b>	Coordenadas dos nós
<b>u<sub>i</sub>v<sub>i</sub>w<sub>i</sub></b>	Deslocamentos dos nós
<b>B</b>	Matriz de deslocamentos do elemento
<b>I<sub>r</sub>, I<sub>s</sub>, I<sub>t</sub></b>	Momentos de inércia no eixos principais
<b>A</b>	Área da secção transversal
<b>A<sub>s</sub><sup>sh</sup></b>	Área de corte efectiva na direcção s
<b>A<sub>t</sub><sup>sh</sup></b>	Área de corte efectiva na direcção t
<b>K</b>	Matriz de rigidez
<b>M</b>	Matriz de massa

---

<b><math>\Lambda</math></b>	Vector dos valores próprios
<b><math>\Phi</math></b>	Vectores próprios associados aos valores próprios
<b>KL</b>	Nível de conhecimento ( <i>Knowledge Level</i> )
<b>CF</b>	Factor de confiança ( <i>Confidence Factor</i> )
<b>D</b>	Dimensão da parede no plano
<b>D'</b>	Dimensão da parede comprimida, no plano
<b>H<sub>o</sub></b>	Distância entre a secção da parede onde a capacidade resistente à flexão é atingida e o ponto de inversão da curvatura
<b>v<sub>d</sub></b>	Esforço axial normalizado
<b>f<sub>vd</sub></b>	Resistência ao corte da alvenaria tendo em conta a presença de esforço axial
<b>f<sub>vm0</sub></b>	Resistência média ao corte na ausência de esforço axial
<b>f<sub>m</sub></b>	Resistência média à compressão
<b>f<sub>k</sub></b>	Resistência à compressão característica
<b>CF<sub>m</sub></b>	Factor de confiança para a alvenaria
<b>f<sub>vk</sub></b>	Resistência ao corte
<b>f<sub>vk0</sub></b>	Resistência ao corte sob compressão nula
<b>f<sub>b</sub></b>	Resistência à compressão das unidades
<b>t</b>	Espessura da parede
<b>ε<sub>p</sub></b>	Extensão de pico
<b>σ<sub>d</sub></b>	Tensão de cálculo normal ao plano de corte
<b>σ<sub>max</sub></b>	Tensão máxima
<b>T<sub>max</sub></b>	Resistência máxima ao corte
<b>τ</b>	Tensão de corte actuante
<b>β</b>	Parâmetro maximizador da tensão de corte média
<b>ω</b>	Peso específico

# 1 Índice

Resumo.....	i
<i>Abstract</i> .....	ii
Palavras Chave.....	iii
<i>Keywords</i> .....	iii
Lista de Símbolos.....	iv
Índice de Figuras.....	ix
Índice de Tabelas.....	xiii
2 Introdução.....	1
2.1 Justificação.....	1
2.2 Estado da arte.....	2
2.3 Objectivos do trabalho.....	3
2.4 Organização do trabalho.....	4
3 Estruturas de Alvenaria Histórica.....	5
3.1 Introdução.....	5
3.2 Estruturas de alvenaria ao longo do tempo.....	5
3.3 Caracterização da alvenaria histórica.....	12
3.3.1 Materiais e tecnologias de construção.....	12
3.4 Pesquisa experimental em estruturas de alvenaria.....	17
3.4.1 Ensaios e monitorização <i>in situ</i> .....	18
3.4.2 Ensaios laboratoriais.....	25
4 Comportamento de Arcos e Abóbadas.....	29
4.1 Funcionamento estrutural de arcos e abóbadas.....	29
4.1.1 Componentes e funcionamento.....	29
4.2 Mecanismos de colapso em arcos e abóbadas.....	32
4.2.1 Cargas verticais.....	33
4.2.2 Deslocamentos dos apoios.....	34
5 Programa de elementos finitos ADINA.....	37
5.1 Elementos utilizados no programa ADINA.....	37
5.1.1 Elemento finito sólido 3d.....	37
5.1.2 Elemento finito de viga.....	40

5.1.3	Elemento finito de casca .....	41
5.2	Cálculo de frequências próprias .....	42
6	Análise Dinâmica e Verificações de Segurança Estrutural .....	45
6.1	Eurocódigo 8 – Parte 3 .....	45
6.1.1	Recolha de informação do edifício .....	46
6.1.2	Nível de conhecimento ( <i>KL – Knowledge Level</i> ) .....	49
6.1.3	Factor de confiança ( <i>CF – Confidence Factor</i> ) .....	50
6.1.4	Seleccção do nível de segurança .....	50
6.1.5	Seleccção do método de análise .....	52
6.1.6	Modelação da estrutura .....	53
6.1.7	Verificação da segurança .....	53
6.1.8	Decisão de intervenção .....	59
6.2	Representação da acção sísmica .....	59
6.2.1	Espectro de resposta elástico horizontal .....	59
6.2.2	Combinação da acção sísmica .....	62
7	Modelação de um Edifício Histórico de Alvenaria .....	65
7.1	Geometria .....	65
7.2	Materiais de construção .....	67
7.2.1	Características mecânicas .....	68
7.2.2	Valores característicos .....	71
7.3	Modelo 1 .....	73
7.4	Modelo 2 .....	78
7.5	Modelo 3 .....	83
7.6	Modelo 4 .....	88
7.7	Modelo 5 .....	93
7.8	Modelo 6 .....	98
7.9	Modelo 7 .....	103
7.10	Verificação de segurança .....	107
7.10.1	Verificação da capacidade global da estrutura .....	113
7.10.2	Verificação da capacidade de resistência dos elementos .....	115
8	Conclusões .....	121

---

9	Bibliografia .....	123
---	--------------------	-----

## Índice de Figuras

Figura 1 – Torre descoberta e escavada na cidade de Jericó por Kathleen Kenyon, com 8m de diâmetro e 8m de altura, datada de 7000-8000AC. ....	6
Figura 2 - Templo de Hefesto, no centro de Atenas, na Grécia.....	7
Figura 3 - a) Alvenaria de pedra irregular; b) Alvenaria de pedra paralelepédica disposta na diagonal; c) Alvenaria de tijolos à face. ....	8
Figura 4 - Exemplo de construção romana: Pont du Gard, sul de França. ....	9
Figura 5 – Cúpula da Basílica de Santa Sofia (Hagia Sophia), em Istambul .....	9
Figura 6 - Catedral de Notre-Dame, Paris, França. ....	10
Figura 7 - Corte da estrutura da Igreja de Santa Maria del Fiore, em Florença.....	11
Figura 8 - Diferentes formas de assentamento de tijolos: a) tijolo ao alto; b) à meia vez; c) a uma vez; d) uma vez e meia .....	14
Figura 9 - Deformação e ruptura de uma parede de camada dupla. (Binda & Saisi, 2003).....	15
Figura 10 - a) alvenaria não aparelhada; b) aparelhada numa face; c) aparelhamento parcial disposto em camadas; d) perpianho .....	16
Figura 11 - Alvenaria de pedra de duas faces, com e sem travamento. ....	16
Figura 12 - Exemplo de aplicação de ensaio de impulso sónico (-prüfung, 2004). ....	19
Figura 13 - Exemplo de aplicação de ensaio de impulsos ultra-sónicos (-prüfung, 2004). ....	20
Figura 14 - Esquematização de ensaio de tomografia (-prüfung, 2004). ....	20
Figura 15 - Mapas de isolinhas de velocidade de propagação de: a) impulsos sónicos numa secção transversal de parede; b) impulsos ultra-sónicos à face de uma parede. ....	21
Figura 16 - Representação 2D de um ensaio de uma secção utilizando um radar. As reflexões visíveis representam diversas fendas ao longo da secção da parede. ....	22
Figura 17 - Exemplo de imagem obtida numa câmara de infra-vermelhos, quando utilizada numa parede de alvenaria. ....	22
Figura 18 - Carote extraída e respectiva reconstrução (Binda & Saisi, 2003). ....	23
Figura 19 - Ensaio com macacos planos: a) Inserção do macaco plano no rasgo efectuado na parede; b) Ensaio com macaco plano simples; c) Ensaio com macacos planos duplos. ....	24
Figura 20 - Ensaio com boroscópio; a) Observação boroscópica de uma parede; b) Imagem boroscópica do interior de uma parede de alvenaria (Oz - diagnóstico, levantamento e controlo da qualidade em estruturas e fundações, Ida., 2007). ....	25
Figura 21 - Ensaio de compressão diametral. ....	26
Figura 22 - Ensaio de compressão uniaxial.....	27
Figura 23 - Componentes de um arco. ....	30
Figura 24 - Exemplos da geometria de três abóbadas tipo: a) berço ou cilíndrica; b) aresta; c) ogiva nervurada (Lança, 2006). ....	30
Figura 25 - Elementos constituintes de uma abóbada de cruzeiro ogival tipo (Lança, 2006). ....	31
Figura 26 – Conceito de núcleo central: possível linha de pressões de um arco de volta perfeita. ....	32
Figura 27 - Estado de equilíbrio de um arco fissurado devido ao afastamento dos apoios. ....	33

Figura 28 - Fissuração tipo em arcos e abóbadas sujeitos a cargas verticais: a) rebaixadas; b) semicirculares.....	33
Figura 29 - Fissuração tipo devido a cargas verticais em arcos e abóbadas ogivais.....	34
Figura 30 - Deslocamento dos apoios nos arcos, e respectivos impulsos: a) Impulso mínimo devido a afastamento dos apoios; b) Impulso máximo devido a aproximação dos apoios.....	35
Figura 31 - Elementos 3d de: a) 20, 21 e 27 nós; b) 8 nós; c) 8, 10 e 11 nós; d) prismas de 6 e 15 nós; e) elementos de transição.....	37
Figura 32 - Utilização de elementos sólidos 3d. a) problema considerado; b) modelação com elementos 1d; c) modelação com elementos 3d.....	38
Figura 33 - Convenções utilizadas para as coordenadas dos nós e deslocamentos dos elementos sólidos 3d.....	38
Figura 34 - Convenções utilizadas na viga de Hermite de 2 nós.....	40
Figura 35 - Diagrama idealizado Força-Deslocamento elasto-perfeitamento plástico.....	56
Figura 36 - Espectro de resposta elástico - Solo Tipo B para a zona de Setúbal.....	61
Figura 37 - Modelo do Edifício em estudo no software ADINA.....	66
Figura 38 - Pormenores construtivos do edifício: a) pormenor dos contrafortes; b) pormenor dos pilares e arcobutantes; c) pormenor da metade de abóbada à entrada do coro alto; d) abóbada poli-nervurada do coro alto.....	66
Figura 39 - Pormenor do modelo estrutural do interior do edifício, utilizando o programa ADINA.....	67
Figura 40 - Relação tensão-deformação: a) expectável; b) adoptada pela EN1996. - Parte 1.....	69
Figura 41 - Tensões na alvenaria considerada como um material compósito formado por unidades de pedra e argamassa.....	70
Figura 42 - Distribuição das tensões de corte na alvenaria.....	71
Figura 43 - Variação das características dos 7 modelos desenvolvidos para o estudo paramétrico.....	72
Figura 44 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 1).....	74
Figura 45 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 1).....	74
Figura 46 - Esforço axial em pilares (Modelo 1).....	75
Figura 47 - Deslocamentos nos pilares segundo o eixo Z (Modelo 1).....	75
Figura 48 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 1).....	76
Figura 49 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 1).....	76
Figura 50 - Esforço axial nas nervuras da nave em Newton (Modelo 1).....	77
Figura 51 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 1).....	77
Figura 52 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 2).....	79
Figura 53 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 2).....	79
Figura 54 - Esforço axial nos pilares (Modelo 2).....	80
Figura 55 - Deslocamentos nos pilares segundo o eixo Z (Modelo 2).....	80
Figura 56 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 2).....	81
Figura 57 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 2).....	81
Figura 58 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 2).....	82
Figura 59 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 2).....	82

Figura 60 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 3). .....	84
Figura 61 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 3). .....	84
Figura 62 - Esforço axial nos pilares (Modelo 3). .....	85
Figura 63 - Deslocamentos nos pilares segundo o eixo Z (Modelo 3). .....	85
Figura 64 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 3). .....	86
Figura 65 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 3). .....	86
Figura 66 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 3). .....	87
Figura 67 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 3). .....	87
Figura 68 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 4). .....	89
Figura 69 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 4). .....	89
Figura 70 - Esforço axial nos pilares (Modelo 4). .....	90
Figura 71 - Deslocamentos nos Pilares segundo o eixo Z (Modelo 4). .....	90
Figura 72 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 4). .....	91
Figura 73 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 4). .....	91
Figura 74 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 4). .....	92
Figura 75 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 4). .....	92
Figura 76 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 5). .....	94
Figura 77 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 5). .....	94
Figura 78 - Esforço axial nos pilares (Modelo 5). .....	95
Figura 79 - Deslocamentos nos Pilares segundo o eixo Z (Modelo 5). .....	95
Figura 80 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 5). .....	96
Figura 81 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 5). .....	96
Figura 82 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 5). .....	97
Figura 83 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 5). .....	97
Figura 84 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 6). .....	99
Figura 85 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 6). .....	99
Figura 86 - Esforço axial nos pilares (Modelo 6). .....	100
Figura 87 - Deslocamentos nos Pilares segundo o eixo Z (Modelo 6). .....	100
Figura 88 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 6). .....	101
Figura 89 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares do (Modelo 6). .....	101
Figura 90 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 6). .....	102
Figura 91 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 6). .....	102
Figura 92 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 7). .....	104
Figura 93 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 7). .....	104
Figura 94 - Esforço axial nos pilares (Modelo 7). .....	105
Figura 95 - Deslocamentos nos pilares segundo o eixo Z (Modelo 7). .....	105
Figura 96 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 7). .....	106
Figura 97 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares do (Modelo 7). .....	106
Figura 98 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 7). .....	107
Figura 99 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 7). .....	107

---

Figura 100 - Numeração utilizada para identificar as paredes..... 115

## Índice de Tabelas

Tabela 1 - Quantificação do conhecimento dos níveis de inspeções e dos testes por categoria.....	49
Tabela 2 – Tabela 3.1 da Parte 3 do Eurocódigo 8: Níveis de Conhecimento e correspondentes métodos de análise (LS: análise estática linear; LD: análise dinâmica linear; CF: factor de confiança.).....	50
Tabela 3 - Resultados da análise vs Estados Limites (Casanova, Bento, & Lopes, 2007). .....	54
Tabela 4 - Factores de segurança parcial a utilizar para o material alvenaria para a verificação dos Estados Limite Últimos. ....	55
Tabela 5 - Verificação de segurança em edifícios existentes em alvenaria (Casanova, Bento, & Lopes, 2007). ....	58
Tabela 6 - Parâmetros de definição do espectro de resposta elástico para o terreno tipo B e para a acção sísmica tipo 1 e 2 .....	61
Tabela 7- Valores de referência dos parâmetros (máximos e mínimos) e peso específico médio para diferentes tipologias de alvenaria histórica (Lourenço, 2010). ....	72
Tabela 8 - Parâmetros de definição (Modelo 1).....	73
Tabela 9 - Parâmetros de definição (Modelo 2).....	78
Tabela 10 - Parâmetros de definição (Modelo 3).....	83
Tabela 11 - Parâmetros de definição (Modelo 4).....	88
Tabela 12 - Parâmetros de definição (Modelo 5).....	93
Tabela 13 - Parâmetros de definição (Modelo 6).....	98
Tabela 14 - Parâmetros de definição do Modelo 7. ....	103
Tabela 15 - Número de modos de vibração, combinações modais e percentagens de massa mobilizadas para a verificação sísmica dos modelos.....	109
Tabela 16 - Principais modos de vibração das estruturas estudadas e respectiva percentagem de massa mobilizada. ....	110
Tabela 17 - Principais modos de vibração das estruturas estudadas e respectiva percentagem de massa mobilizada (continuação).....	111
Tabela 18 - Principais modos de vibração das estruturas estudadas e respectiva percentagem de massa mobilizada (continuação).....	112
Tabela 19 - Verificação da capacidade global de resistência ao sismo dos modelos estudados, para o Sismo Tipo 1.....	114
Tabela 20 – Verificação da capacidade global de resistência ao sismo dos modelos estudados para o Sismo Tipo 2.....	114
Tabela 21 - Verificação de segurança das paredes ao sismo do tipo 1.....	116
Tabela 22 - Verificação de segurança das paredes ao sismo do tipo 2.....	117
Tabela 23 - Redistribuição dos esforços obtidos na verificação para os Modelos 3 e 7. ....	120



## 2 Introdução

### 2.1 Justificação

A estrutura de alvenaria é o método de construção mais antigo ainda utilizado actualmente na concepção de edifícios residenciais e públicos. A simples sobreposição de pedras ou tijolos, com junta seca ou ligados com argamassa, revelou-se como uma técnica bem sucedida durante milhares de anos, devido principalmente à facilidade do processo construtivo e à durabilidade que estas construções têm demonstrado ao longo do tempo. Apesar da simplicidade associada à construção em alvenaria, a análise do comportamento mecânico de estruturas de alvenaria continua a ser um desafio complexo. Efectivamente, a alvenaria apresenta propriedades anisotrópicas devido às juntas de argamassa, que funcionam como planos de descontinuidade. Consequentemente, as estruturas de alvenaria exibem um comportamento mecânico complexo, essencialmente não linear.

A análise de estruturas de alvenaria histórica constitui um desafio ainda maior quando comparado com estruturas de alvenaria actuais. De facto, diversos aspectos relativos à geometria ou caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados em construções históricas são frequentemente inexistentes. Esta ausência de conhecimento deve-se também à escassa informação que pode ser recolhida a partir dos projectos e construções originais. De facto, muitas memórias de cálculo e desenhos de pormenor de peças foram perdidos. Na caracterização das propriedades mecânicas existe ainda grande heterogeneidade, devido aos métodos de fabrico artesanais e ao uso de materiais naturais, bem como à existência de danos na estrutura difíceis de detectar. Além disso, não existem ainda regulamentos e códigos específicos para avaliação da segurança de estruturas históricas em alvenaria.

Os edifícios antigos construídos em alvenaria que permanecem até aos dias de hoje provam o bom desempenho destas estruturas face às acções a que são submetidas ao longo da sua vida, tais como peso próprio, vento e sismo. O seu comportamento estrutural depende de factores como a regularidade da forma e da construção, bem como da utilização de materiais de construção adequados para fornecer resistência.

Pode-se classificar uma estrutura como histórica quando esta faz parte do património cultural de um país ou região. Para além da linguagem arquitectónica visível, outras características, como a estrutura, os materiais aplicados e as técnicas de construção utilizadas, fazem parte da história da humanidade. Por isso, deve haver um esforço da engenharia no sentido de colocar os seus conhecimentos ao serviço da cultura, a fim de respeitar o valor histórico do património arquitectónico e garantir níveis de segurança adequados, de preferência alterando tão pouco quanto possível o projecto original.

A investigação na área de edifícios históricos de alvenaria é, portanto, essencial para compreender as suas especificidades, caracterizar o seu comportamento, definir métodos fiáveis e consistentes para avaliar o seu nível de segurança e aplicar medidas preventivas. Para atingir estes fins, alguns investigadores têm tentado reproduzir o comportamento estaticamente indeterminado e não linear de construções históricas de alvenaria, procurando analisá-lo com um aceitável grau de precisão. Para alcançar este objectivo, exige-se

um esforço considerável centrado em programas de investigação multidisciplinares, capazes de combinar a pesquisa experimental na modelação do comportamento dos materiais e das estruturas com o desenvolvimento de modelos numéricos consistentes calibrados por resultados experimentais. Estes últimos, embora de grande importância, são limitados por factores como o tempo e o orçamento disponíveis.

Neste trabalho utiliza-se um programa de elementos finitos, ADINA, para a análise sísmica de diversos modelos de um edifício de alvenaria antiga, abordando-se nomeadamente a execução de modelos de cálculo adequados baseados em dados obtidos a partir de bibliografia diversa e estudando-se a influência da alteração da geometria e das características mecânicas dos materiais de construção. Numa segunda fase do trabalho, após a realização da modelação, é utilizado um espectro de resposta elástico linear para analisar o comportamento dinâmico da estrutura face a um sismo. Com os valores retirados do programa após a análise sísmica, pretende-se definir os mecanismos mais prováveis de rotura da estrutura e efectuar as verificações necessárias segundo os Eurocódigos, para os vários estados limite últimos e estados limite de serviço considerados, de modo a satisfazer requisitos de segurança ao colapso e de limitação de danos.

## 2.2 Estado da arte

Seguidamente, referem-se alguns trabalhos relacionados com o tema em estudo.

Desde meados do século XV, com Leonardo da Vinci, existem estudos sobre a resistência dos materiais e em particular sobre arcos, vigas e pilares com o desenvolvimento do Princípio dos Trabalhos Virtuais (Crocì, 1979). Mais tarde, Galileu considerou a análise da resistência de uma estrutura, tendo desenvolvido em 1638 estudos sobre o comportamento à tracção e flexão de elementos estruturais. No entanto, foi no final do século XX que a análise numérica em edifícios de alvenaria antiga se tornou mais efectivo com o aparecimento de *software* de elementos finitos capaz de obter soluções através de métodos iterativos.

Muitos outros documentos foram realizados, concedendo-se aos seguintes especial relevo, uma vez que estão ligados ao estudo efectuado neste trabalho.

(Roque & Lourenço, 2004) fazem uma avaliação do estado das construções históricas, nomeadamente edifícios com paredes de alvenaria antiga, perante o cenário de ameaça sísmica em que o território português se enquadra. Neste contexto apresentam e explicam, para uma amostra nacional de cinquenta e oito igrejas em diferentes zonas sísmicas, métodos simplificados para a avaliação da resistência sísmica. Apresentam ainda uma análise crítica dos resultados da amostra e fazem recomendações para a utilização destes métodos em Portugal.

(Ramos, 2002) realizou uma análise experimental com o objectivo de caracterizar o comportamento mecânico de uma rocha usada na construção de paredes de alvenaria com junta seca e uma análise numérica de uma construção histórica, recorrendo ao método dos elementos finitos. Na análise

experimental, realizou duas campanhas de ensaios: uma campanha para estudar o comportamento cíclico ao corte em alvenaria de junta seca; e uma campanha para estudar o comportamento do material submetido à tracção directa, também com carregamentos cíclicos. O principal objectivo dos ensaios experimentais foi a possível contribuição para a calibração de modelos numéricos de implementação computacional. Na análise numérica realizou um conjunto de simulações com o objectivo de caracterizar o comportamento sísmico do edifício em estudo.

(Mourão, Oliveira, & Lourenço, 2002) utilizam modelos numéricos para melhor compreender as patologias e dimensionar o reforço de uma construção histórica. É demonstrado que o conhecimento do comportamento estrutural do edifício baseado em métodos numéricos de análise pode reduzir a extensão das intervenções de reforço a realizar.

O Governo Civil da Catânia em Itália, organizou um grupo de trabalho multi-disciplinar com o objectivo de investigar técnicas de reforço estrutural e realizar análises numéricas de edifícios históricos por fim a corrigir e melhorar as intervenções em edifícios históricos na região. No âmbito desse trabalho, (Carocci, Cocina, Gavarini, Tocci, & Valente, 2001) estudaram o processo de evolução da Igreja de San Nicolò, que já havia sido alvo de dois eventos sísmicos (1818 e 1848). Os dados obtidos nesta investigação foram utilizados para desenvolver um critério de selecção de intervenções de reforço sísmico em edifícios históricos.

## 2.3 Objectivos do trabalho

Após um estudo inicial de documentos relacionados com o trabalho, identificam-se os seguintes objectivos:

- Levantamento geométrico de um edifício histórico de alvenaria antiga;
- Estudo do funcionamento do programa ADINA;
- Modelação de uma estrutura de alvenaria recorrendo a elementos de viga, elementos de casca e elementos tridimensionais;
- Análise sísmica com recurso a um espectro de resposta elástico;
- Verificação dos Estado Limite Último para a combinação de acções condicionante, a acção sísmica.
- Estudo da influência da alteração dos valores de geometria e características mecânicas dos materiais no comportamento estrutural do edifício.

## 2.4 Organização do trabalho

Este trabalho está dividido em 7 Capítulos, estando organizado da seguinte forma:

No Capítulo 1, apresentam-se os objectivos que levaram à realização deste trabalho e a definição do problema a analisar.

No Capítulo 2 descreve-se a evolução histórica dos materiais e tecnologias de construção utilizados em estruturas de alvenaria antiga. Enumeram-se diversos métodos de análise de edifícios de alvenaria antiga, incluindo ensaios *in situ* e ensaios laboratoriais.

No Capítulo 3 apresentam-se algumas teorias sobre o comportamento de arcos e abóbadas em estruturas de alvenaria.

O Capítulo 4 tem como objectivo sintetizar os conceitos inerentes à formulação do Método de Elementos Finitos, que constitui a base do programa de cálculo automático, ADINA, assim como os comandos que servem de apoio à construção do modelo computacional utilizado neste trabalho.

No Capítulo 5 enunciam-se os fundamentos teóricos para uma análise sísmica recorrendo a um espectro de resposta elástico horizontal, utilizando os princípios definidos na norma EN 1998-1 e EN 1998-3. Definem-se ainda os Estados Limite Últimos a verificar, de modo a garantir a segurança estrutural de edifícios de alvenaria.

No Capítulo 6 é feita a análise dos modelos utilizados neste trabalho no programa ADINA. Consideram-se sete modelos onde se variam as características mecânicas e geométricas. Efectuam-se as verificações de segurança segundo a EN 1998-1 e a EN 1998-3 e comparam-se os resultados.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões deste trabalho.

### 3 Estruturas de Alvenaria Histórica

#### 3.1 Introdução

As construções de alvenaria histórica sofrem inevitavelmente danos com o passar do tempo, devido a sismos, assentamentos e deslizamentos do solo, degradação dos materiais e ausência de manutenção adequada. Estes factores são apontados como as principais causas de danos estruturais nestas construções. Por conseguinte, torna-se necessário efectuar e programar inspecções cuidadas e periódicas, a fim de avaliar correctamente o nível real de segurança da estrutura. No entanto, realizar uma análise estrutural de uma construção de alvenaria histórica é, em geral, uma tarefa muito complexa, uma vez que a engenharia de estruturas é apenas uma das disciplinas a considerar quando se pretende delinear um plano coerente de intervenção para uma dada construção. Na verdade, todos os componentes de uma construção histórica devem ser tidos em conta quando se lida com o desenvolvimento de uma intervenção, já que tanto a sua estrutura como a sua aparência e o estilo arquitectónico são partes importantes da mesma. Outro aspecto importante que traduz o significado cultural de uma construção é a sua idade. Assim, em qualquer intervenção estrutural, para além de um reforço estrutural satisfatório, é necessário garantir que sejam preservadas tanto a imagem como a substância das construções históricas

Pesquisas na área de alvenaria não reforçada revestem-se, pois, de extremo interesse. Tais pesquisas devem incluir experiências laboratoriais adequadas, desenvolvimento de modelos constitutivos realistas, execução de ensaios *in situ* e quando necessário, monitorização contínua. A pesquisa histórica também é de grande importância para a obtenção de informações históricas da construção.

#### 3.2 Estruturas de alvenaria ao longo do tempo

Existem dois problemas estruturais fundamentais na construção de estruturas de alvenaria: o incremento de altura e área e a criação de aberturas, ou seja, a expansão vertical e horizontal dos espaços livres. A expansão vertical é feita recorrendo a colunas, paredes e torres, e a horizontal usando paredes, vigas e arcos. Além disso, alguns elementos estruturais, tais como abóbadas e cúpulas podem simultaneamente contribuir para a expansão vertical e horizontal da construção. Juntamente com a madeira, a alvenaria é o material mais antigo ainda vulgarmente utilizado na construção de edifícios. A colocação de pedra ou de blocos de tijolo sobrepostos, com juntas secas ou com argamassa, revelou-se uma técnica muito bem sucedida, em face da simplicidade e durabilidade das construções. Provavelmente, a alvenaria resultou inicialmente do simples empilhamento de pedras naturais seleccionadas. Caso existisse alguma argamassa, esta era de terra batida entre as pedras. À medida que mais ferramentas foram ficando disponíveis e as técnicas de construção se foram desenvolvendo, os blocos de pedra começaram a ser moldados em formas mais regulares. Os primeiros tijolos eram feitos de barro e argila moldada, sendo posteriormente secos ao Sol. Os tijolos eram depois colocados com argamassa essencialmente de lama para formar as paredes. Este processo simples tem sido amplamente utilizado desde há milénios para

construir habitações. A prática da cozedura do tijolo constituiu uma evolução natural e contribuiu decisivamente para tornar o tijolo no primeiro componente pré-fabricado utilizado em construção. Este processo fez aumentar a resistência e a durabilidade dos tijolos, exigindo contudo a utilização de um combustível que nem sempre estava disponível.

Como material mais forte e durável, a pedra era mais difícil de moldar e, devido ao seu peso, mais difícil de transportar. A sua utilização estava limitada às construções mais valiosas. Por outro lado, o tijolo era fácil de produzir e moldar, o que, associado à sua durabilidade, fez da alvenaria de tijolo o material de construção principal até ao século XIX.

- **Antiguidade**

Diversas escavações arqueológicas revelaram edifícios de alvenaria próximos do Lago Hullen, no território Palestino (9000-8000 AC), onde diversas construções tal como as da Figura 1 foram encontradas e classificadas como uma das mais antigas obras de construção civil. Outro exemplo antigo de construção civil são as Paredes de Jericó (8000 AC). Estas estruturas de defesa militar eram construídas em pedra calcária ligeiramente trabalhada, preenchida com argamassa de terra. Ainda na mesma zona, pesquisas arqueológicas encontraram paredes mais recentes (3000 AC), feitas de tijolos secos ao sol e argamassa.



**Figura 1 – Torre descoberta e escavada na cidade de Jericó por Kathleen Kenyon, com 8m de diâmetro e 8m de altura, datada de 7000-8000AC.**

As estruturas religiosas eram construídas com materiais de melhor qualidade e recorrendo a mão-de-obra mais qualificada do que as habitações comuns. Assim, oferecem maior resistência à degradação natural e constituem os melhores exemplos de construção antiga. Em particular, a forma das pirâmides representa uma das configurações estruturais mais estáveis e representa o desenvolvimento lógico das pilhas de pedra. Excluindo possíveis assentamentos ou deslizamentos, o seu comportamento estrutural não apresenta qualquer problema particular, já que o espaço interno é limitado e as tensões são baixas, logo perfeitamente compatíveis com a resistência do material. As pirâmides mais famosas são as pirâmides egípcias de Gizé, as únicas sobreviventes das Sete Maravilhas do Mundo Antigo e que se mantiveram como as estruturas mais altas no mundo, com aproximadamente 140m de altura, até ao século XX.

- **Antiguidade Clássica**

Posteriormente, o comportamento estrutural começou a desempenhar um papel mais importante na construção de templos, e tornou-se comum o uso de padieiras de pedra para apoiar a alvenaria acima das aberturas nas paredes.

Durante o período clássico, as colunas e os respectivos capitéis foram os elementos mais distintivos. Nessa época, a reduzida distância entre colunas resultou essencialmente de uma necessidade estrutural. De facto, era difícil executar grandes vãos entre colunas devido à necessidade de transportar grandes blocos de pedra e à baixa resistência à tracção da pedra que impedia a execução de grandes vãos.

A arquitectura grega, em geral, e dos seus templos em particular, era esteticamente perfeita e baseada em regras estritas de proporção e simetria entre os diferentes elementos, o que representou um marco importante na história dos edifícios. O calcário era geralmente a pedra mais utilizada para construir os elementos estruturais como paredes, pilares e vigas. O Templo de Hefesto (século 5 AC) representa a mais bem conservada construção da arquitectura grega, ver Figura 2.

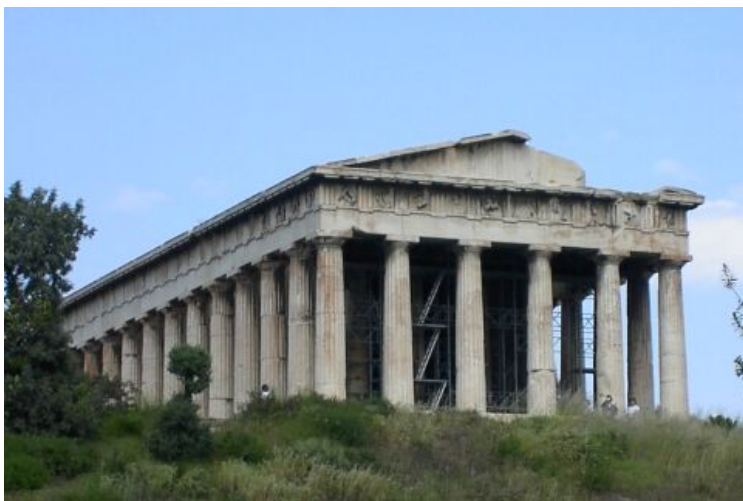


Figura 2 - Templo de Hefesto, no centro de Atenas, na Grécia.

Os romanos, com um império forte e centralizado, deram passos importantes na construção de edifícios. A arquitetura Romana, apesar de ser derivada da Grega, não se ocupava apenas da construção de templos e anfiteatros, mas estava presente também em obras como estradas, pontes, aquedutos e portos. Nesta época, foram introduzidas muitas inovações relacionadas com os materiais, conceitos estruturais e processos de construção.

Para além da melhoria da qualidade dos tijolos, o tamanho dos tijolos tornou-se mais padronizado e foram produzidas diferentes formas para determinados fins. Além disso, a produção de cimento à base de entulho, cal e areia vulcânica especial (pozolana) revolucionou a construção civil. Durante o período romano, foram introduzidas técnicas inovadoras na construção de paredes, utilizando tijolos ou pedras à face para um bom acabamento e preenchendo o espaço interno com pedra ou terra, como se mostra na Figura 3. Foram também os Romanos os primeiros a utilizar alvenaria mista de pedra e tijolo.

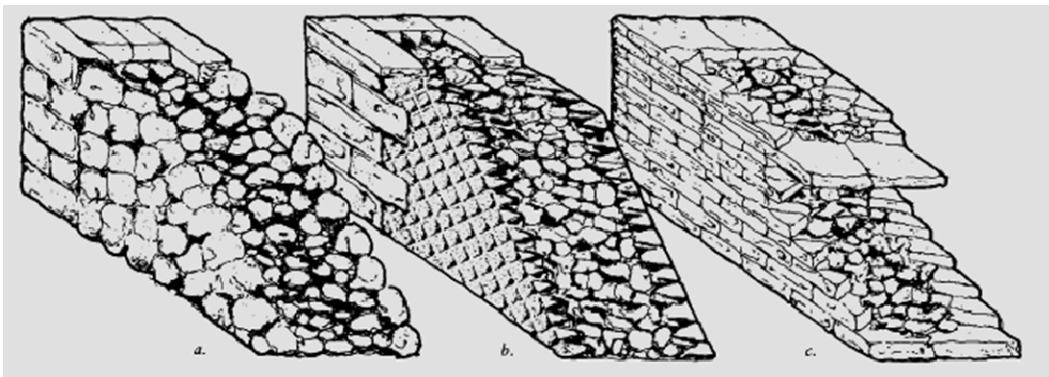


Figura 3 - a) Alvenaria de pedra irregular; b) Alvenaria de pedra paralelepédica disposta na diagonal; c) Alvenaria de tijolos à face.

A técnica do bloco de pedra seca, onde não é utilizado qualquer tipo de argamassa, também foi aperfeiçoada, e estruturas notáveis foram construídas, como o Coliseu de Roma e o aqueduto de Segóvia (século 1 DC).

Outro avanço significativo foi a mudança das tradicionais estruturas lineares para estruturas curvilíneas, ou seja, arcos e abóbadas. O desenvolvimento do arco permitiu a substituição das pedras pesadas e madeiras frágeis nos lintéis por alvenaria de pedra ou tijolo, com aberturas maiores. Ao contrário de aberturas rematadas a trave, onde a carga vertical se exerce directamente sobre um lintel, que pode eventualmente deformar ou quebrar, o arco funciona em compressão e transporta o peso da construção para os pilares de suporte e paredes (impulso lateral e diagonal) permitindo a abertura de vãos maiores sem risco de colapso. O arco é composto por blocos em cunha que, quando justapostos, se travam uns aos outros em compressão e mantêm a forma curva. Além disso, a secção transversal dos blocos é suficientemente grande para evitar instabilidade ou alteração de forma. A capacidade de resistência e adaptação dos arcos à deformação ou movimento é considerável, e apenas a perda do impulso horizontal nos apoios ou a degradação das juntas entre blocos pode levar a estrutura ao colapso.

Explorando a forma estrutural do arco, os romanos construíram grandes pontes e aquedutos por todo o seu império. Um dos exemplos mais marcantes é a Pont du Gard, no sul de França visualizada na Figura 4, um enorme aqueduto formado por três níveis de arcos em alvenaria de pedra seca, com exceção do último nível com juntas em argamassa.



Figura 4 - Exemplo de construção romana: Pont du Gard, sul de França.

As abóbadas podem ser vistas como a extensão tridimensional do arco. Da mesma forma, as cúpulas podem ser consideradas como a forma gerada por um arco em rotação sobre um eixo vertical. Abóbadas e cúpulas permitiram a construção de extensas e duráveis coberturas, permitindo a criação de edifícios que ainda hoje permanecem intactos. Um excelente exemplo deste tipo de construção é a Basílica de Santa Sofia, em Istambul (século VI DC), na Figura 5 visualiza-se a respectiva cúpula. Contudo, os edifícios gerados a partir de abóbadas e cúpulas, embora elegantes na geometria, são geralmente extremamente maciços na sua construção de forma a acomodar as linhas de tensões no interior dos edifícios.

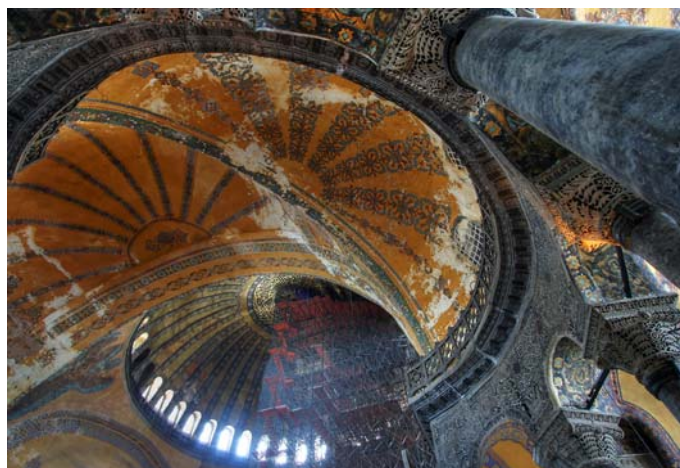


Figura 5 – Cúpula da Basílica de Santa Sofia (Hagia Sophia), em Istambul

- **Era Gótica**

A queda do Império Romano do Ocidente provocou um período de anonimato na arquitectura ocidental e só a partir do século XI se verificaram avanços estruturais com a utilização de arcos e abóbadas semicirculares e o aparecimento dos arcos ogivais. Igrejas e outros edifícios foram marcados pela presença de torres de alvenaria. Surgiram então outras interessantes formas estruturais, como os castelos que se espalharam rapidamente da Europa para o Médio Oriente.

A arquitectura Gótica, que teve origem no século XII, procurou seguir a arquitectura Românica e representou um passo à frente ao tentar que a arquitectura e estrutura se apresentassem integradas entre si. Foram introduzidos três importantes desenvolvimentos que permitiram a converter o aspecto pesado e maciço das construções românicas na leveza das construções góticas. Em primeiro lugar, foram incorporadas vigas em arco nas estruturas das coberturas, permitindo a redução da espessura da alvenaria entre vigas. Em segundo lugar, a substituição do arco semicircular pelo arco ogival permitiu uma redução no peso, pois o último permite que a estrutura siga mais facilmente as linhas de tensão. O arco ogival proporcionou grande flexibilidade arquitectónica, já que a sua forma ajudou a resolver os complicados problemas geométricos de linhas de tensão formadas pela intersecção de diferentes arcos da mesma altura mas de comprimentos diferentes. Em terceiro lugar, os pesados contrafortes que suportavam as tensões horizontais que davam continuação aos arcos foram substituídos por arcobutantes e torres mais alinhadas com os eixos. Estas três grandes evoluções conduziram à adopção de estruturas em alvenaria sustentadas por elementos lineares trabalhando apenas à compressão. Ainda na tentativa de tornar a estrutura mais leve e com vantagem em termos de iluminação interior, muitas paredes foram substituídas por grandes vitrais. Um dos mais marcantes e famosos exemplos da arquitectura Gótica é a Catedral de Notre-Dame em Paris, França construída no século XII e representada na Figura 6, onde são visíveis algumas inovações do estilo gótico, como os arcobutantes e os grandes vitrais.



Figura 6 - Catedral de Notre-Dame, Paris, França.

- **Era Renascentista**

Seguindo a arquitectura Gótica, a arquitectura Renascentista, nascida em Florença, trouxe novos conceitos de forma e proporções, caracterizando-se os edifícios por possuírem formas regulares de geometria simétrica em planta e em altura. Contrastando com os edifícios góticos de proporções muito superiores ao do ser humano com o objectivo de dominar o observador, o objectivo passou a ser o de integrá-lo de forma natural nas divisões. As igrejas, e em particular as suas cúpulas, são de grande interesse estrutural. Entre as mais marcantes está, sem dúvida, a igreja de Santa Maria del Fiore, em Florença (século XV), representada na Figura 7 e caracterizada pela construção de duas cúpulas ligadas entre si por reforços nas suas bases. Este arranjo reduz o peso durante a construção e permite uma melhor solução para mudar a forma interior e exterior da cúpula. Enquanto a cúpula interior é de raio fixo, a exterior é de raio variável, aumentando no sentido do topo. Desta forma, é facilitada a condução das tensões para os reforços colocados na base das cúpulas.

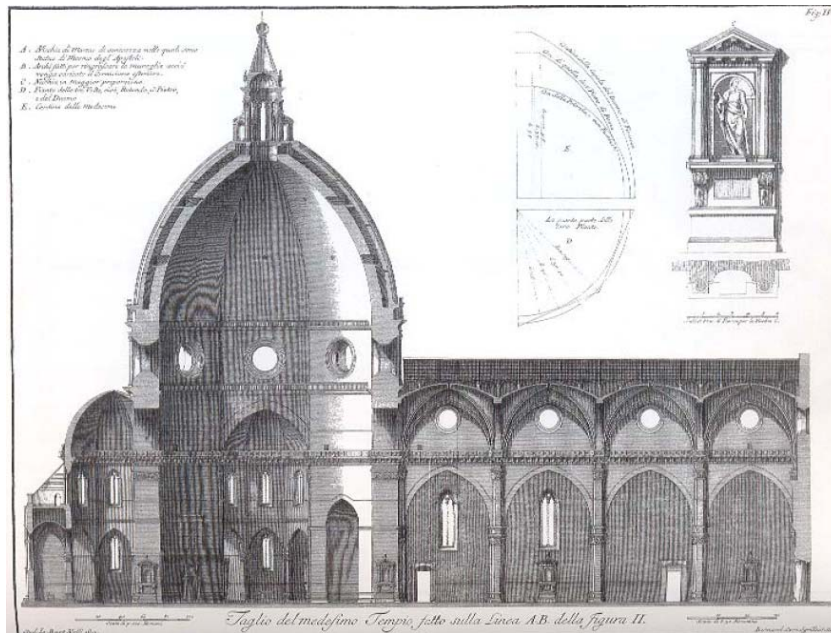


Figura 7 - Corte da estrutura da Igreja de Santa Maria del Fiore, em Florença

- **Período Barroco**

Durante o período Barroco, não foram desenvolvidas soluções estruturais especialmente inovadoras. Na verdade, os conceitos estruturais foram mais influenciados pela procura de novas formas de expressão artística do que pelo refinamento da função estrutural.

- **Revolução Industrial**

A revolução industrial Inglesa dos séculos XVIII e XIX representa um marco importante na história da indústria da construção. O aparecimento de novos materiais de construção, como o aço e o betão armado, levou a uma revolução nas técnicas de construção. As estruturas mais características deste período são as pontes de aço de grandes dimensões, como a Ponte de Dona Maria Pia, no Porto.

- **Actualidade**

Hoje, em Portugal, a utilização de alvenaria como material estrutural é pouco relevante, devido à adopção progressiva de outros materiais estruturais, nomeadamente o betão e o aço. A sua utilização tem sido reduzida principalmente a elementos não estruturais, tais como paredes divisórias e sistemas de revestimentos. No entanto, em vários países desenvolvidos, especialmente nos E.U.A., Canadá, Inglaterra, Alemanha e Países Baixos, as melhorias significativas introduzidas nos processos de produção, nos métodos de design e nas técnicas de construção têm contribuído decisivamente para a afirmação da alvenaria estrutural como material de construção competitivo.

### **3.3 Caracterização da alvenaria histórica**

As diferenças entre os diversos tipos de alvenarias antigas não se devem apenas aos diferentes materiais utilizados, que normalmente variam com a disponibilidade existente no local onde se encontra o edifício, mas também às diferentes tecnologias implementadas, que variam consoante os recursos financeiros à data da construção e o fim a que se destina a construção.

Atendendo à extensa variedade de alvenarias estruturais antigas existentes, deve-se pois procurar investigar as diferentes geometrias e tecnologias de construção, tendo em conta a possível existência de diferentes camadas e de eventuais elementos que possam contribuir para a ligação entre as mesmas.

Um estudo das percentagens de argamassa, pedra e vazios de cada uma das camadas da parede pode ser um bom começo para a avaliação estrutural da alvenaria. Outros parâmetros que devem ser tidos em consideração são: forma das unidades utilizadas, quantidade e qualidade da argamassa, características da secção, existência de ligações entre panos e homogeneidade dos materiais.

#### **3.3.1 Materiais e tecnologias de construção**

A alvenaria é um material heterogéneo, composto por blocos (unidades) de origem natural ou artificial (unidades) emparelhados com juntas secas ou de argamassa que, no seu conjunto, formam o elemento de alvenaria.

O desempenho estrutural da alvenaria só pode ser obtido quando forem conhecidos os seguintes factores: (Binda & Saisi, 2003)

- A sua geometria;
- As suas características (um ou mais panos, ligação entre os panos, juntas secas ou preenchidas, características físicas, químicas e mecânicas dos componentes);
- As características da alvenaria em termos globais (funcionando como um todo).

Pedras irregulares, pedras de cantaria, adobes, tijolos e blocos são usados como material de enchimento. Como descrito anteriormente, esses materiais podem ser unidos com argamassa (geralmente argila, cal ou argamassa), ou por sobreposição simples. Com esses dois componentes, pode ser criado um infinito número de arranjos, gerados a partir de diferentes combinações e organização dos materiais e das suas ligações. No entanto, o comportamento mecânico dos diferentes tipos de alvenaria apresenta em geral, uma característica comum: reduzida resistência à tracção. Esta importante propriedade é a que desde sempre mais condicionou as estruturas das construções históricas. Seguidamente, descrevem-se os tipos mais relevantes de alvenaria histórica, como as de tijolo, pedra e mista.

### **3.3.1.1 Alvenaria de tijolo**

No caso da alvenaria de tijolo, e mais concretamente em construções recentes, a sua resistência pode ser calculada em função dos seus componentes individuais, uma vez que, em princípio, tais componentes estarão correctamente definidos. Os tijolos vulgarmente utilizados na construção de edifícios antigos, são o tijolo maciço ou o tijolo furado. Este apresenta normalmente as dimensões de 0,23 x 0,11 x 0,07m, e as juntas de argamassa não excedem 1cm de espessura. A argamassa de aplicação, para além de apresentar alguma consistência, deve também preencher os vazios. As paredes de tijolo são normalmente de menor espessura relativamente às de pedra, principalmente porque a maior regularidade das peças de tijolo permite uma melhor sobreposição, aumentando a resistência e diminuindo a condutibilidade térmica. Para a criação de diversas espessuras de paredes, são utilizadas diferentes formas de assentamento que seguidamente se descrevem e são exemplificadas na Figura 8.

- Pano de tijolo ao alto, ou ao cutelo, onde o tijolo é aplicado ao alto, e é utilizado em paredes divisórias de fraca espessura, reforçadas no máximo de 2m em 2m por prumos de madeira ou de aço. Utiliza-se em construções de carácter provisório;
- À meia vez, utilizado em divisórias e chaminés, assentando os tijolos na horizontal de forma que a sua largura corresponda à espessura da parede;

- A uma vez, em que os tijolos são colocados como se de perpianhos de pedra se tratassem, dado que a espessura da parede é igual ao seu comprimento;
- Uma vez e meia, com uma espessura de 35cm; pode ser executado de várias formas, sendo mais usual a que corresponde à colocação de cada fiada de uma fila de tijolos a uma vez e outra a meia vez, alternando em cada fiada.
- Duas vezes; nestes casos, a espessura da parede é múltipla da largura do tijolo.

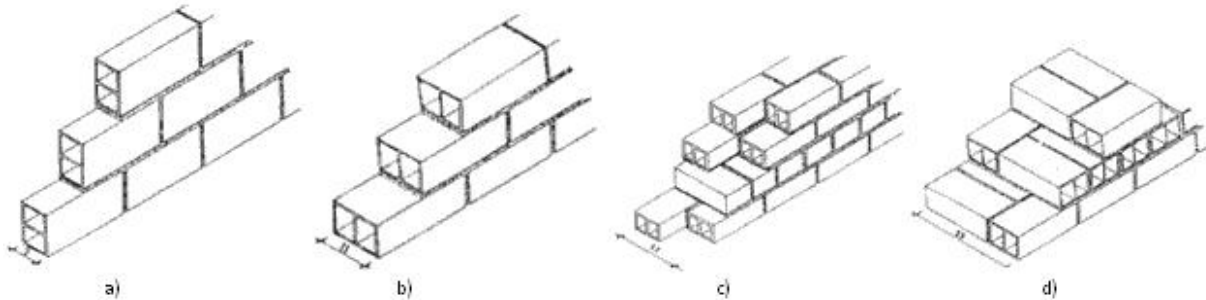


Figura 8 - Diferentes formas de assentamento de tijolos: a) tijolo ao alto; b) à meia vez; c) a uma vez; d) uma vez e meia

### 3.3.1.2 Alvenaria de Pedra

Um dos maiores defeitos que se pode detectar na alvenaria histórica é a ausência de comportamento monolítico das paredes na direcção horizontal. Tal facto ocorre principalmente em paredes de alvenaria simples executada com pequenos blocos ou pedras, ou em alvenaria composta por duas camadas exteriores de blocos de pedra, onde o interior é preenchido com material de pior qualidade como terra ou entulho. Estes tipos de construção podem exibir alguma instabilidade quando sujeitos a carregamentos horizontais ou quando existe excentricidade na actuação das cargas verticais, ver Figura 9.

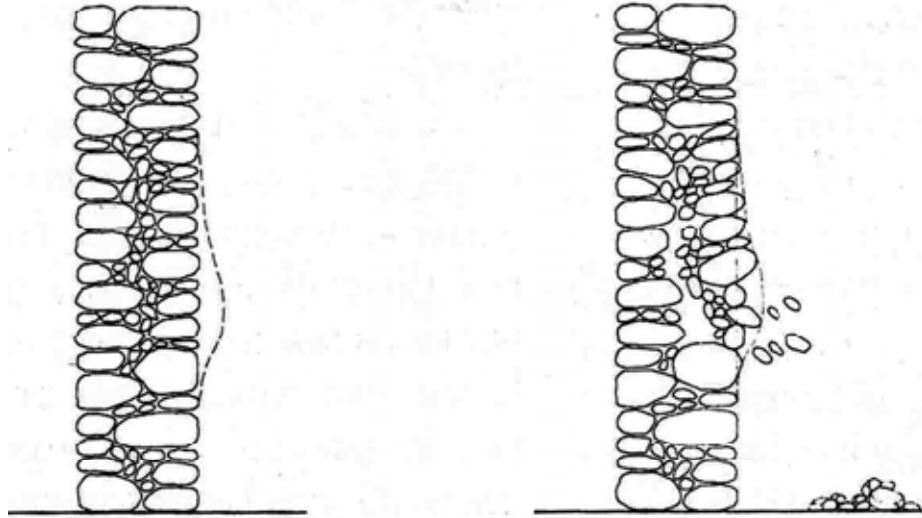


Figura 9 - Deformação e ruptura de uma parede de camada dupla. (Binda & Saisi, 2003)

No caso das alvenarias de pedra, conseguir uma caracterização precisa e detalhada da estrutura e dos seus materiais, que permita a execução de análises estruturais através de modelos numéricos avançados, é, na maioria das vezes, uma tarefa muito exigente tanto em termos de tempo como de custo.

A escolha do sistema construtivo para uma dada parede depende de vários factores, entre os quais se destacam: custos, prazo de execução, natureza de recursos, materiais de ligação e mão-de-obra disponível. Portanto, não existem à partida critérios que definam de imediato a solução a adoptar; no entanto, a distribuição geográfica parece ser o factor com maior influência.

Assim:

- Na zona norte do País, predomina o granito;
- Na zona centro, predomina o xisto;
- Na região de Lisboa e Alentejo, predominam os calcários.

As pedras utilizadas nas paredes dos edifícios antigos são normalmente ligadas entre si por argamassas de cal.

Existem essencialmente, três grupos de alvenarias de pedra antiga:

- Sem aparelhamento;
- Com aparelhamento;
- De duas faces.

As primeiras, sem aparelhamento ou ordinárias, são paredes de pedra tosca, angulosas e irregulares em forma e dimensão, ou roladas, ligadas entre si por argamassas ordinárias, ver Figura 10 a). Este tipo de construção encontra-se por todo o país, mas é mais comum na região Centro e Lisboa, provavelmente por este tipo de material ser mais abundante, muitas vezes proveniente de demolições. Normalmente apresentam-se rebocadas e caiadas para protecção dos agentes atmosféricos, nomeadamente a água.

Passando para as paredes aparelhadas, podem variar desde apenas uma face aparelhada, até em perpianho, mais regulares e constituídas por pedras trabalhadas para o efeito, dispostas em camadas e ligadas entre si por argamassas, ou simplesmente dispostas umas sobre as outras, ver Figura 10 b), c) e d). Este tipo de arranjo é mais comum na zona Norte do País, maioritariamente com pedra à vista.

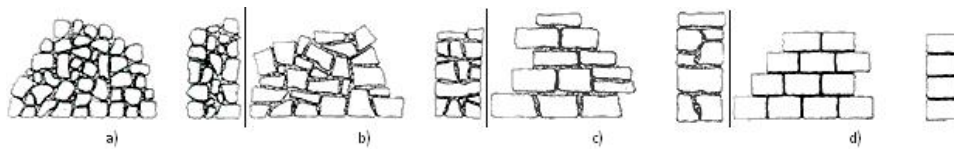


Figura 10 - a) alvenaria não aparelhada; b) aparelhada numa face; c) aparelhamento parcial disposto em camadas; d) perpianho

Por fim, as paredes de duas faces são paredes de pedra argamassada, normalmente irregular e de forma angulosa disposta em duas folhas, uma interior e outra exterior, sendo preenchidas no centro por material de pequenas dimensões e argamassa ordinária. O seu travamento é conseguido com recurso a ligadores de pedra, madeira ou ferro, que atravessam a parede em toda a espessura, ver Figura 11.

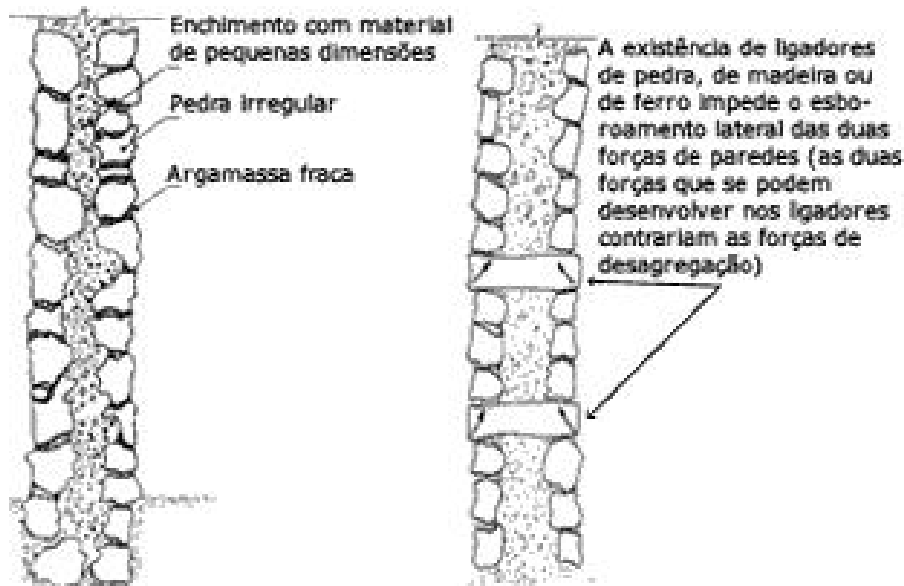


Figura 11 - Alvenaria de pedra de duas faces, com e sem travamento.

### 3.3.1.3 Alvenaria mista de pedra e tijolo

Como alvenaria estrutural, existe ainda a alvenaria mista de pedra e tijolo. Muito utilizada principalmente pelos Romanos, apresenta uma mistura das duas alvenarias anteriormente descritas.

## 3.4 Pesquisa experimental em estruturas de alvenaria

O elevado número de diferentes tipos de secções que as alvenarias históricas podem apresentar, assim como a influência que as tecnologias de construção têm no seu comportamento, levam a que seja necessário um extensivo trabalho de investigação no sentido de compreender a influência dos diferentes materiais utilizados, e o modo como a sua disposição ao longo das várias camadas das secções influencia o comportamento global das alvenarias históricas.

Alguns trabalhos têm sido elaborados nesse sentido, maioritariamente em Itália, onde abundam este tipo de construções e onde ocorrem frequentemente fenómenos sísmicos. Foram já catalogadas diferentes secções provenientes de diversas zonas de Itália. A pesquisa nesta área permitiu a obtenção de diversos parâmetros importantes como: percentagem de distribuição de unidades e argamassa, rácios de espessura das diferentes camadas e da sua totalidade, e índice de vazios nas diferentes camadas para cada tipo de parede.

Por outro lado, a possibilidade de realização de ensaios não destrutivos e de reduzir o número de ensaios destrutivos é de elevado interesse, uma vez que permite obter dados importantes sem degradar a construção. Contudo, muitas vezes os ensaios não destrutivos não fornecem informação suficiente sobre os materiais e a estrutura de forma a obter a caracterização exigida pela modelação avançada. Por outro lado, a viabilidade da realização de ensaios destrutivos em construções antigas, tanto *in situ* como em local controlado retirando amostras suficientemente grandes de forma a serem representativas, é na maioria das vezes impossível. Opta-se portanto geralmente, pela realização de ensaios em laboratório utilizando amostras representativas da alvenaria das construções reais. No entanto, essa opção deve ser bem equacionada, devido às variações que se encontram na qualidade da alvenaria de uma mesma construção, as quais impossibilitam a reprodução de todas as suas características numa só amostra. Consequentemente, a maioria do esforço da investigação experimental tem sido dedicado à alvenaria de tijolos e de blocos. Não obstante, o exposto mais à frente neste Capítulo pode ser aplicado a qualquer tipo de alvenaria.

Apesar da necessidade de proceder à análise numérica das estruturas de alvenaria de interesse histórico, só recentemente tem havido maior interesse no desenvolvimento e aplicação desses modelos numéricos avançados. Existem duas razões para que tal aconteça: a maior complexidade do comportamento da alvenaria quando comparado com outros materiais utilizados em construção, como o betão e o aço; e a ausência de uma descrição detalhada do material a analisar, para calibração dos

modelos numéricos. No entanto, através de um controlo adequado dos deslocamentos durante os ensaios de compressão e tracção, é possível descrever de forma realista o comportamento e a resposta estrutural da alvenaria e dos seus componentes, obtendo-se assim as propriedades necessárias à utilização de modelos numéricos avançados.

### 3.4.1 Ensaios e monitorização *in situ*

Os ensaios *in situ* podem fornecer informações importantes para a caracterização de estruturas históricas. Questões sensíveis como o nível de dano existente da estrutura ou a composição dos núcleos das paredes só podem ser avaliadas recorrendo à análise *in situ*. Isto significa que, para a maioria das construções de alvenaria histórica existentes, mesmo quando estão disponíveis as características mecânicas de todos os seus componentes, não se pode assegurar a capacidade de resistência da estrutura. Assim, os dados experimentais fornecidos por ensaios *in situ* são de grande interesse quando usados em conjunto com dados de laboratório para calibração correcta dos modelos numéricos e avaliação dos resultados da análise. Portanto, para uma determinada estrutura, uma vez obtido o modelo numérico devidamente calibrado com os resultados experimentais, podem ser realizadas análises fiáveis para simular o efeito de acções tais como os sismos, o que obviamente é impossível de realizar na estrutura existente.

Antes de quaisquer ensaios *in situ*, deve ser feita uma investigação preliminar que proporcione um bom conhecimento da estrutura em análise. Em primeiro lugar, é necessário realizar um levantamento geométrico preciso, a fim de caracterizar geometricamente a estrutura e identificar possíveis irregularidades geométricas. Posteriormente, um estudo detalhado das fissuras existentes, sua orientação, largura e espaçamento, permitem uma rápida avaliação das condições de equilíbrio e proporcionam a obtenção dos mecanismos de ruptura mais prováveis. Por fim, a análise do histórico da construção deve ser utilizada para identificar as diferentes fases de construção da estrutura, as técnicas de construção utilizadas e eventuais reforços realizados em intervenções posteriores à data da construção. Seguidamente descrevem-se alguns dos mais importante mecanismos de monitorização e métodos de ensaio utilizados.

- **Monitorização**

Nos locais onde são detectados padrões preocupantes de fissuração ou onde há suspeita de existirem fendas não estabilizadas devido a assentamentos do solo, variações de temperatura ou excesso de carga, deve ser instalado um sistema de monitorização. Os sistemas de monitorização têm como objectivo o registo de alterações das deformações e largura das fendas. Tais sistemas podem ir desde a simples colocação de testemunhos até à colocação de fissurómetros ou mesmo de avançados sistemas computadorizados para registo de dados em tempo real. Como regra geral, o uso de um sistema de monitorização deve estar sujeito a uma análise custo-benefício, para que sejam recolhidos apenas os dados estritamente necessários à interpretação da evolução dos fenómenos (Paulo B. Lourenço, 2004).

- **Ensaios não destrutivos**

Os ensaios *in situ* disponíveis para avaliar as características mecânicas de alvenarias antigas podem dividir-se em ensaios destrutivos e ensaios não destrutivos. Os ensaios não destrutivos distinguem-se facilmente dos destrutivos, pois não exercem uma acção directa sobre a alvenaria.

Muitas vezes, no diagnóstico de uma determinada estrutura são realizadas técnicas não destrutivas, tais como os métodos sónico e ultra-sónico.

O método sónico consiste no envio de impulsos de som num determinado ponto na estrutura, através da utilização de um martelo de impulso que emite o sinal e regista o instante em que este foi emitido, e de um sensor receptor que recebe o sinal e regista o instante de recepção exemplificado na Figura 12. O tempo que o impulso necessita para percorrer o material que se encontra entre o emissor e o receptor é correlacionado com algumas características da alvenaria, tais como a composição da secção, a presença de vazios, a presença de fendas ou a eficiência de uma intervenção de restauro utilizando técnicas de injeccção. A velocidade de propagação da onda depende das propriedades mecânicas e elásticas dos materiais. A baixa frequência da onda emitida por estes aparelhos permite que a mesma atravesse paredes de espessura considerável, como é o caso das alvenarias históricas. É importante ressaltar que os valores obtidos só podem ser correlacionados em cada local de teste, sendo portanto impossível extrapola-los para resultados em outros locais. Assim, os aparelhos devem ser calibrados *in situ* para cada tipo de alvenaria.



Figura 12 - Exemplo de aplicação de ensaio de impulso sónico (-prüfung, 2004).

O ensaio ultra-sónico baseia-se no mesmo princípio do anterior, de emissão e recepção de impulsos, mas neste caso de ultra-sons. Com este ensaio é possível obter resultados mais precisos; no entanto, devido ao baixo comprimento de onda utilizado neste ensaio, este é apenas possível de realizar em paredes de baixa espessura ou para obter dados à superfície. O tamanho do equipamento utilizado é outra condicionante deste tipo de ensaio, ver Figura 13.



Figura 13 - Exemplo de aplicação de ensaio de impulsos ultra-sónicos (-prüfung, 2004).

Para ambos os ensaios sónicos anteriormente descritos, é utilizada a técnica de tomografia, que consiste no mapeamento da secção em análise através do cruzamento de resultados de vários testes efectuados. Pela disposição dos sensores e pela velocidade de recepção das ondas em cada sensor, é possível gerar um mapa de isolinhas das velocidades obtidas nos testes. Nas figuras 14 e 15 apresentam-se os mapas referidos.

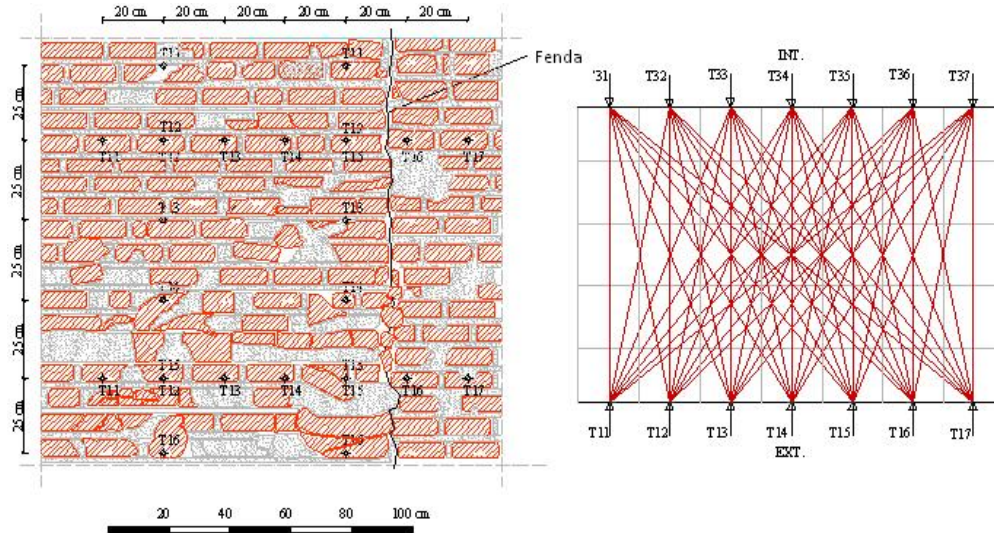


Figura 14 - Esquemática de ensaio de tomografia (-prüfung, 2004).

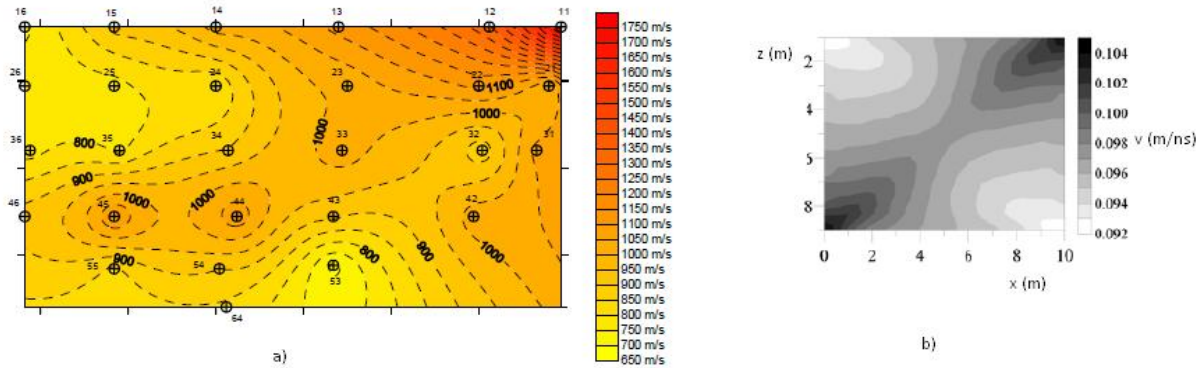


Figura 15 - Mapas de isolinhas de velocidade de propagação de: a) impulsos sónicos numa secção transversal de parede; b) impulsos ultra-sónicos à face de uma parede.

A técnica de radar de impulsos baseia-se na emissão, reflexão e detecção de impulsos electromagnéticos muito curtos por meio de um sistema de antena. A reflexão dos impulsos emitidos ocorre na interface entre materiais com condutividades diferentes, como por exemplo nas fendas, vazios ou zonas de heterogeneidades do material no interior de uma parede. A velocidade de propagação e a penetração do sinal dependem das propriedades eléctricas e condutoras dos materiais; logo, na presença de água há uma alteração do sinal. Assim, é possível detectar a presença de humidade no interior das paredes. Com esta técnica pode-se também avaliar a espessura das paredes, a presença de camadas múltiplas e suas espessuras, detectar inclusões (como, por exemplo, elementos de madeira ou metal), detectar destacamentos de camadas e mapear fendas e fissuras. Como principais desvantagens deste método salientam-se o peso e dimensão do equipamento, que pode condicionar os locais de utilização do ensaio, e os perigos para a saúde inerentes à exposição directa às radiações emitidas pelos aparelhos. Na Figura 16 visualiza-se uma representação deste ensaio.

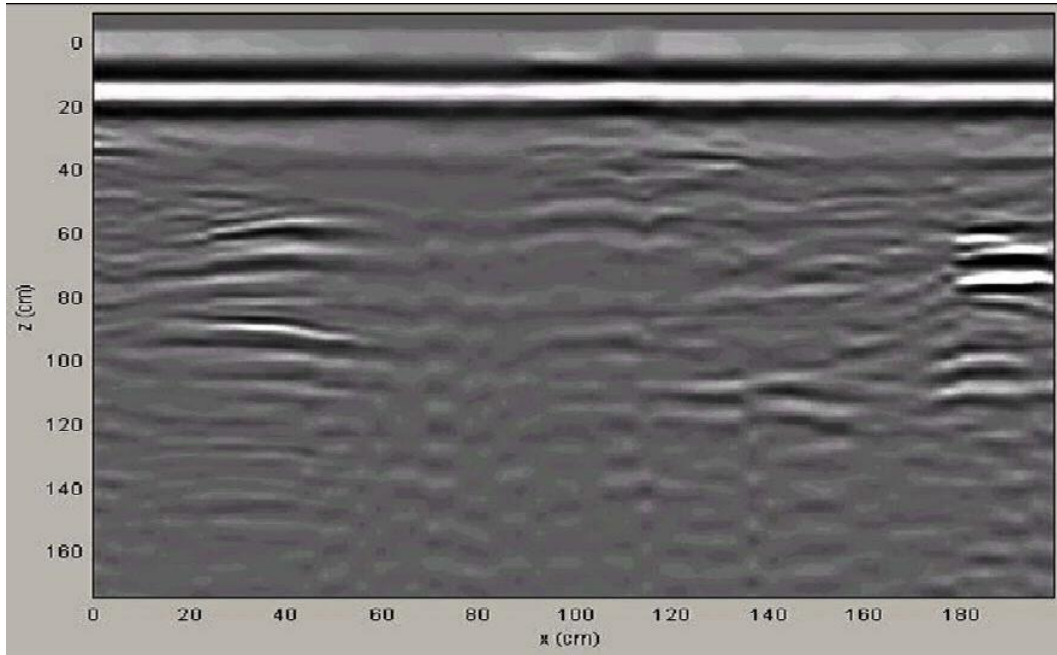


Figura 16 - Representação 2D de um ensaio de uma secção utilizando um radar. As reflexões visíveis representam diversas fendas ao longo da secção da parede.

A termografia por infravermelhos consiste na criação de imagens que quantificam a quantidade de radiação infra-vermelha emitida, transmitida e reflectida por um objecto qualquer. A utilização de uma câmara que recebe a radiação infra-vermelha, origina uma imagem a cores ou a escala de cinzas como a da Figura 17. Como técnica de diagnóstico em paredes de alvenaria antiga, permite a análise de camadas mais superficiais quanto à presença de diferentes materiais, existência de humidades ou de cavidades.

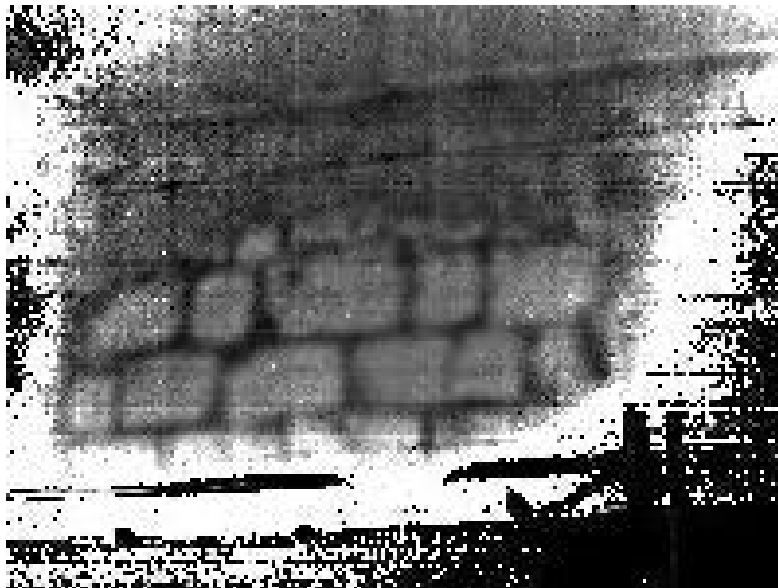


Figura 17 - Exemplo de imagem obtida numa câmara de infra-vermelhos, quando utilizada numa parede de alvenaria.

- **Ensaio parcialmente destrutivos**

Apesar da grande utilidade dos resultados obtidos com ensaios não destrutivos, é por vezes necessária uma abordagem mais directa para compreender totalmente a morfologia da alvenaria ensaiada. Por vezes, a simples remoção de um tijolo ou bloco de pedra pode ajudar a determinar as várias camadas presentes numa alvenaria. Para estes casos, podem efectuar-se alguns ensaios parcialmente destrutivos que fornecem dados muito importantes sobre as características das alvenarias, permitindo uma calibração eficaz dos modelos numéricos, sem afectar de forma significativa a estrutura em estudo.

A extracção de carotes, como os da Figura 18, é um exemplo destes ensaios. Pela simples extracção de cilindros de 70 a 90mm de diâmetro nas zonas mais representativas da alvenaria, é possível caracterizar parte ou toda a secção de uma parede, obtendo a sua composição e efectuando ainda alguns testes laboratoriais no material extraído, descritos mais à frente no presente Capítulo. No entanto, esta técnica tem limitações, principalmente quando o núcleo das alvenarias é constituído por materiais pouco coesos que tornam impossível detectar a qualidade do material original; a análise está também limitada à espessura alcançada pela broca de carotagem utilizada.

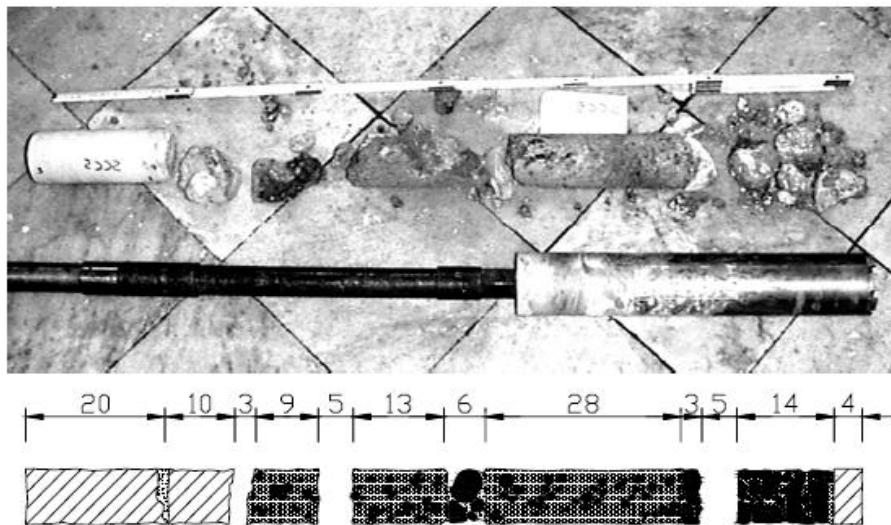


Figura 18 - Carote extraída e respectiva reconstrução (Binda & Saisi, 2003).

Os ensaios com macacos planos são uma técnica que permite determinar o estado de tensão instalado no local da parede em análise, bem como estimar o módulo de elasticidade e a capacidade resistente à compressão da alvenaria. O ensaio de macacos planos simples baseia-se na eliminação local das tensões instaladas na parede, através da abertura de um rasgo horizontal, onde posteriormente é colocado o macaco plano e são compensadas as tensões aliviadas anteriormente através da pressurização controlada do macaco plano. Anteriormente à abertura do rasgo, são registadas as distâncias entre pontos de referência dispostos perpendicularmente, acima e abaixo, à orientação da abertura. Após a inserção do

macaco plano, é aumentada a pressão até atingir os valores de distância registados inicialmente, para obter o estado de tensão inicial. O ensaio de macacos planos duplos difere do ensaio de macacos planos simples pela utilização de dois macacos planos, ao invés de apenas um. Desta forma, a zona da parede em ensaio é isolada da alvenaria envolvente e admite-se em estado de tensão nulo. Os pontos de monitorização de deslocamentos estão localizados na alvenaria compreendida entre os rasgos. Com o registo dos valores de deslocamento e estado de tensão, obtém-se o módulo de elasticidade da alvenaria. Vários ensaios com macacos planos estão exemplificados na Figura 19.

Estes ensaios estão especificados em normas (ASTM, 1991) e baseiam-se nas seguintes hipóteses:

- O estado de tensão do local é de compressão uniforme;
- A alvenaria à volta do rasgo é homogénea;
- A alvenaria deforma-se simetricamente em relação ao rasgo;
- A tensão aplicada à alvenaria pelos macacos é uniforme;
- A alvenaria deve estar em regime elástico, isto é, os valores de tensão estimados devem, quando comparados com os da resistência da alvenaria à compressão, assegurar que a alvenaria se encontra em regime elástico.

Estes ensaios estão obviamente limitados à profundidade atingida pelos macacos planos, que é aproximadamente de 20cm, permitindo apenas obter os estados de tensão e de deformação dos panos exteriores de alvenarias de mais de uma folha, ou de uma pequena porção de alvenarias de maior espessura.



**Figura 19 - Ensaio com macacos planos: a) Inserção do macaco plano no rasgo efectuada na parede; b) Ensaio com macaco plano simples; c) Ensaio com macacos planos duplos.**

A boroscopia permite, essencialmente, contribuir para o levantamento da geometria e anomalias e para o controlo de qualidade da alvenaria em estudo. Este ensaio, representado na Figura 20 consiste na utilização de um braço telescópico flexível que tem na sua extremidade uma câmara que permite observar o interior da parede através de orifícios existentes, por exemplo, orifícios deixados por ensaios de carotagem. Tem como desvantagens a limitação da flexibilidade do braço para percorrer os orifícios, o limite de profundidade do braço e a reduzida iluminação em zonas vazias.



Figura 20 - Ensaio com boroscópio; a) Observação boroscópica de uma parede; b) Imagem boroscópica do interior de uma parede de alvenaria (Oz - diagnóstico, levantamento e controlo da qualidade em estruturas e fundações, Ida., 2007).

### 3.4.2 Ensaios laboratoriais

Por vezes os ensaios *in situ* não conseguem fornecer dados em quantidade ou precisão suficiente para o fim desejado. Nestes casos, há que recorrer a diversos ensaios laboratoriais que complementam e ajudam a avaliar melhor os ensaios *in situ*, permitindo uma correcta definição do edifício em causa e uma melhor calibração dos modelos numéricos. No entanto, são poucos os casos onde é possível realizar ensaios sobre amostras recolhidas das estruturas antigas; geralmente tal ocorre apenas em casos excepcionais em que a preservação dessas estruturas deixou de ser possível ou em situações que constituam risco de colapso iminente, colocando em risco vidas humanas ou a perda permanente dessas estruturas e tornando urgente o seu estudo. Portanto, o aspecto da representatividade introduz, logo à partida, uma dificuldade neste tipo de ensaios (Maciel, 2007). Assim, referir-se-ão apenas os ensaios mais utilizados, tendo em conta estes aspectos.

Estes ensaios podem, na maioria das vezes, ser efectuados em provetes improvisados, utilizando por exemplo o material extraído de um ensaio de carotagem ou material solto encontrado na estrutura em estudo.

Um dos ensaios mais utilizados na inspecção e diagnóstico de construções antigas é o ensaio de compressão diametral ou ensaio de tracção indirecta, mais conhecido como “ensaio brasileiro”. Este ensaio permite obter a tensão de ruptura à tracção por compressão. Um provete cilíndrico é sujeito a uma carga

transversal ao seu eixo, ao longo de uma linha de carga como na Figura 21. Obtém-se a resistência à tracção por compressão diametral através da Equação 1;

$$f_{ct} = \frac{2 \times F}{\pi \times L \times d}, \quad (1)$$

em que,

$f_{ct}$  – é a resistência à tracção por compressão, MPa;

$F$  - é a carga máxima, N;

$L$  - é o comprimento da linha de contacto do provete, mm;

$d$  - é o diâmetro do provete, mm.

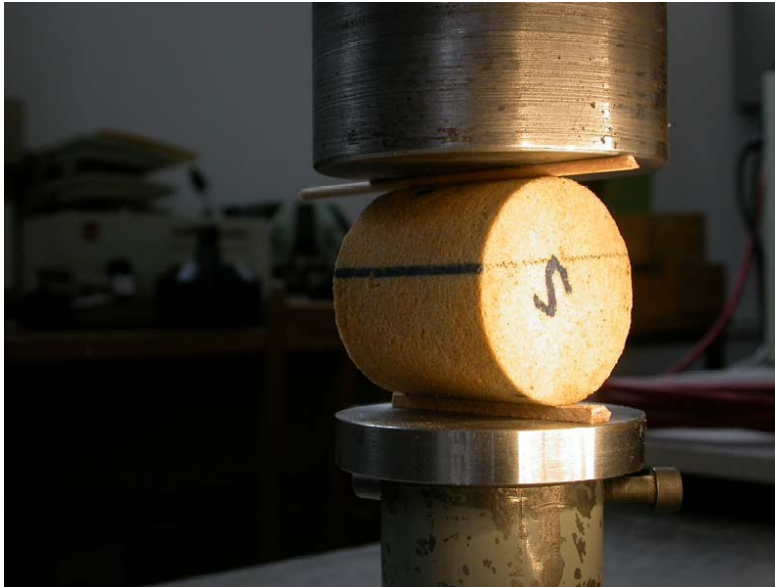


Figura 21 - Ensaio de compressão diametral.

O ensaio de compressão uniaxial, permite obter o valor de resistência à compressão uniaxial,  $\sigma_c$ , calculado pela divisão da carga máxima suportada pelo provete pela área da secção transversal original, como se mostra na Figura 22.



Figura 22 - Ensaio de compressão uniaxial.

Quando os ensaios anteriores são acompanhados de uma monitorização das dimensões dos provetes por exemplo, através de extensómetros, é possível determinar as características de deformabilidade (módulo de Young e o coeficiente de Poisson) dos materiais (Oliveira, 2003).

Para fazer um correcto levantamento das propriedades dos materiais constituintes da alvenaria, importa ainda referir alguns ensaios químicos. Assim, a simples penetração de água nas estruturas de alvenaria, directamente através da argamassa, por absorção capilar ou por ascensão capilar, causa a deterioração das propriedades do material (solidez, deformabilidade, estabilidade), especialmente na presença de materiais hidráulicos como as argamassas de cal e gesso. Além disso, a presença de humidade em estruturas situadas em áreas geográficas com invernos frios propicia a ocorrência de ciclos de gelo e degelo que promovem a perda de partes da superfície da alvenaria por fragmentação, o esmagamento ou desintegração de tijolos ou blocos devido à expansão da água na fase de congelamento. A humidade por si só já é um agente agressivo mas tem ainda a agravante de poder ser um veículo de agentes químicos e biológicos que podem alterar as propriedades físicas e químicas dos materiais. É comum a água conter sais solúveis que cristalizam fora e dentro do material criando eflorescências e criptoflorescências, respectivamente. A presença de humidade pode também promover a presença de musgos e algas devido aos depósitos de matéria orgânica na vegetação.



## 4 Comportamento de Arcos e Abóbadas

Desde que os Romanos começaram a utilizar arcos e abóbadas em grande escala, pela sua capacidade de vencer maiores vãos e desse modo se construírem edifícios maiores e mais monumentais, estes passaram a estar presentes em quase todas as construções de alvenaria histórica. Para além da sua forte componente decorativa, permitindo uma grande variedade formal, os arcos e abóbadas desempenham também uma importante função estrutural de distribuição de cargas.

É, portanto, de extrema importância, quando se faz o levantamento estrutural de um edifício de alvenaria histórica, compreender o comportamento dos seus arcos e abóbadas e conhecer os seus danos mais significativos.

### 4.1 Funcionamento estrutural de arcos e abóbadas

#### 4.1.1 Componentes e funcionamento

Um arco, geralmente em pedra ou tijolo, é composto por um conjunto de blocos colocados em cunha, que se travam uns aos outros em compressão mantendo a forma curva. O arco funciona em compressão e transporta as tensões verticais e horizontais para os pilares de suporte, paredes, contrafortes, arcobutantes ou outros arcos, permitindo a abertura de grandes vãos.

Um arco é constituído por diversos componentes descritos na Figura 23. A chave constitui o bloco superior que trava a estrutura, designando também o ponto de fecho de uma abóbada onde os arcos que a compõem se cruzam. A aduela é um bloco em cunha que compõe a zona curva do arco e é colocado na direcção radial com a face côncava para o interior e a convexa para o exterior. O extradorso e intradorso são a face exterior e interior do arco, respectivamente. A imposta é o bloco superior do pilar que separa o pé-direito do bloco onde começa a curva; tratando-se da aduela de arranque, pelo menos uma das suas juntas é horizontal. A flecha é a distância que se prolonga desde a linha de arranque até à face interior da chave. O vão é a largura do arco. Por último, o contraforte é um muro que suporta o impulso do arco; caso não exista uma parede, o impulso pode ser absorvido por outro arco lateral.

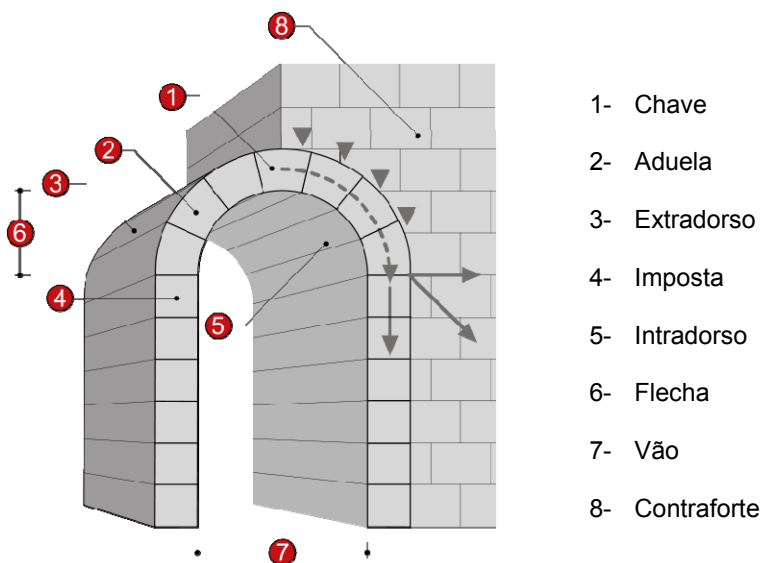


Figura 23 - Componentes de um arco.

Existem diversas tipologias da forma que variam consoante o número de centros e a sua localização, forma das aduelas, decoração, etc. Os exemplares mais utilizados em Portugal são: o arco de volta perfeita, constituído por uma semi-circunferência formada a partir de um só centro descrevendo um ângulo de  $180^\circ$  em que o valor da flecha é metade do valor do vão; e o arco quebrado, composto por dois segmentos de curva que se cruzam no topo, em que o valor da flecha é maior que o valor do vão. Variações estéticas fazem também variar a forma como se transmitem as cargas, e por consequência, as anomalias e sistemas de ruptura são distintos. Por exemplo, os arcos quebrados possibilitam vãos mais altos; no entanto, criam impulsos oblíquos que são normalmente recebidos por contrafortes ou arcobutantes. É também frequente encontrar arcos em grupos com diferentes combinações, como por exemplo, sobrepostos em dois andares ou intersectados consecutivamente.

Tal como os arcos, as abóbadas surgem com diferentes formas geométricas. As mais comuns em Portugal são as abóbadas de berço ou cilíndricas, abóbadas de aresta e abóbadas de ogiva nervurada, exemplificadas na Figura 24. As diferenças na forma condicionam também o seu comportamento; por exemplo, o impulso numa abóbada de ogiva pode ser inferior a metade do impulso numa abóbada de berço.

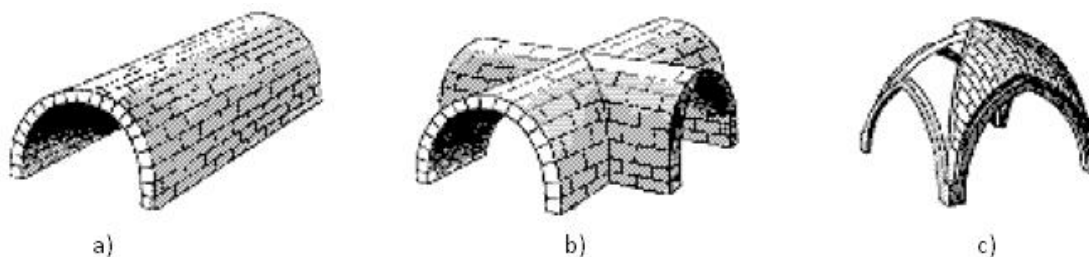


Figura 24 - Exemplos da geometria de três abóbadas tipo: a) berço ou cilíndrica; b) aresta; c) ogiva nervurada (Lança, 2006).

Partindo da intersecção de duas abóbadas de berço em ângulo recto, originando arestas salientes no intradorso concorrentes numa zona de fecho comum, origina-se a abóbada de aresta. Esta é a forma mais simples de uma estrutura de cobertura em alvenaria, podendo ser suportada apenas em pilares, permitindo paredes laterais menos espessas ou com aberturas no topo. Devido às dificuldades inerentes ao corte das pedras das diagonais, assim como ao facto destas zonas de descontinuidade provocarem concentrações de tensões, os Romanos iniciaram a construção de abóbadas de aresta elevando arcos de alvenaria nas mesmas zonas que eram embebidas, total ou parcialmente, em lajetas de alvenaria.

Este foi, de facto, um passo para a construção de arcos de aresta com nervuras independentes e para a colocação de lajetas de alvenaria no extradorso das nervuras. As nervuras têm a função estrutural importante de assegurar a transmissão dos esforços para os apoios e de funcionar com um reforço em zonas de descontinuidade, permitindo obter níveis de tensão baixos e uniformes nas cascas. As abóbadas de ogiva nervuradas são constituídas sobre plantas idênticas às das abóbadas de aresta e descarregam, em geral, em arcos periféricos apoiados em pilares situados nos vértices de cada aresta, como é o caso representado na Figura 25. As intercessões dos quartos de abóbada são formadas por tramos de arco de ogiva, podendo as zonas de intercessão ser desenhadas como arcos independentes.

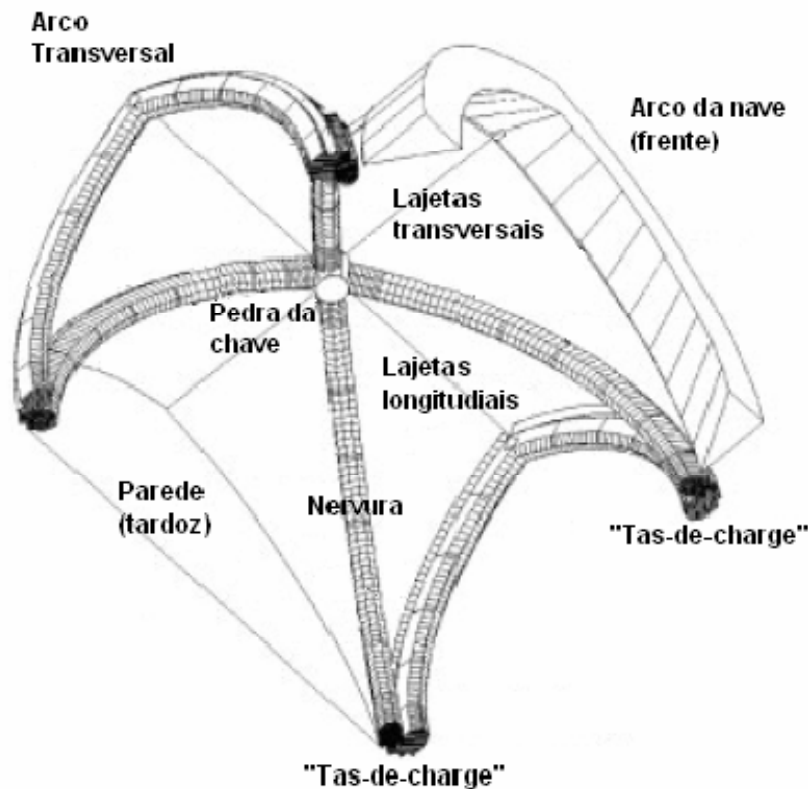


Figura 25 - Elementos constituintes de uma abóbada de cruzeiro ogival tipo (Lança, 2006).

## 4.2 Mecanismos de colapso em arcos e abóbadas

Foi já referido anteriormente, a incapacidade das estruturas de alvenaria de resistir a esforços de tracção e a importância deste fenómeno na evolução deste tipo de estruturas. Esta característica condiciona também a geometria dos arcos e abóbadas, em função das cargas aplicadas e das condições de apoio. Um arco ou uma abóbada em alvenaria devem, idealmente, estar exclusivamente sujeitos a esforços internos de compressão, com a linha de pressões localizada no interior do perfil da secção a tracejado na Figura 26.

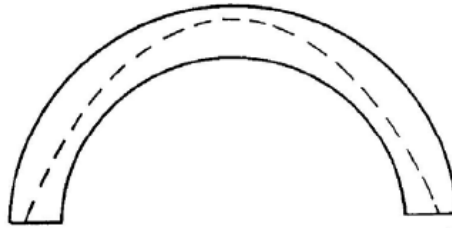


Figura 26 – Conceito de núcleo central: possível linha de pressões de um arco de volta perfeita.

De uma forma geral, o desenvolvimento de esforços de tracção em arcos, abóbadas e estruturas de suporte em alvenaria pode estar associado a (Cigni, 1978):

- Alteração do perfil;
- Assentamento dos arcos ou abóbadas;
- Assentamento das estruturas de suporte;
- Reduzida capacidade resistente aos esforços de compressão, em particular nas estruturas de suporte;
- Variação das condições de carga face às originalmente previstas.

A variação do perfil está normalmente, associada ao excesso de carga e/ou ao afastamento entre os apoios de arcos e abóbadas, sendo esta última a principal causa de danos em estruturas curvas (por exemplo, quando o confinamento das forças horizontais transmitidas às estruturas de suporte é insuficiente), resultando no afastamento dos apoios e na depressão da chave, ver Figura 27.

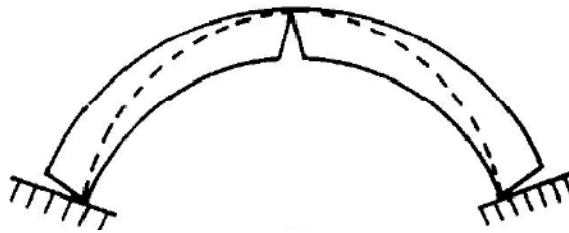


Figura 27 - Estado de equilíbrio de um arco fissurado devido ao afastamento dos apoios.

A reduzida capacidade resistente aos esforços de compressão das estruturas em alvenaria, incluindo arcos e abóbadas, deve-se muitas vezes à degradação do material de preenchimento das juntas por acções de agentes agressivos exteriores. Esta situação é agravada quando há uma deficiente manutenção das estruturas.

A variação das condições de carga para as quais as estruturas de alvenaria foram inicialmente dimensionadas pode originar sobrecargas acidentais elevadas, provocando nomeadamente formação de excentricidades em arcos e abóbadas ou aumento excessivo das tensões nos materiais.

#### 4.2.1 Cargas verticais

Os danos provocados por cargas verticais em arcos e abóbadas situam-se normalmente nas secções do intradorso e na zona compreendida entre a linha do extradorso, a do prolongamento do pé-direito e a que passa ao nível do seu ponto mais alto, tais danos manifestam-se sob a forma de deformações e fissuras, sendo as últimas caracterizadas por um ângulo de aproximadamente  $30^\circ$  em relação à horizontal, que coincide aproximadamente com o ângulo de atrito interno da alvenaria.

A deformação dos arcos semicirculares e rebaixados devido ao peso próprio é caracterizada pela depressão da chave e empenamento dos rins, ocorrendo fissuração no intradorso da chave e no extradorso. Este tipo de fissuração dá origem a um elemento tri-articulado, como se ilustra na Figura 28.

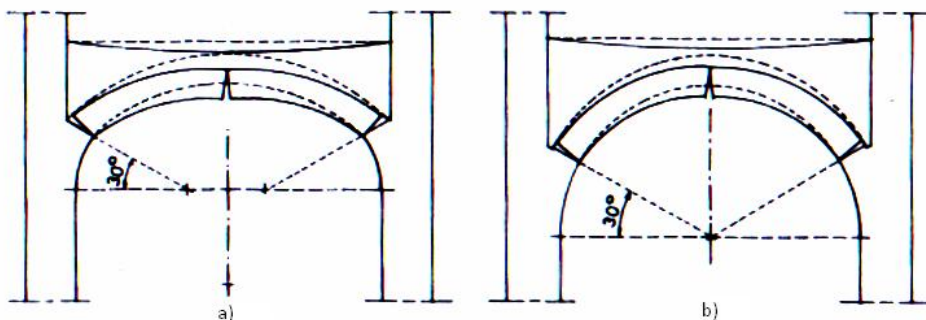


Figura 28 - Fissuração tipo em arcos e abóbadas sujeitos a cargas verticais: a) rebaixadas; b) semicirculares.

Nos arcos ou abóbadas de arco quebrado ou ogivais, pode ocorrer a depressão dos rins e o empenamento da chave, formando-se um elemento com cinco rótulas. A fissuração surge tipicamente no

extradorso da chave e no intradorso dos rins. O peso do material de enchimento tem um papel importante para que a linha de pressões e a localização das rótulas surjam numa posição inferior na zona dos rins, ver Figura 29. O efeito estabilizador da acção vertical do peso próprio do material de enchimento verifica-se nos arcos com perfis circulares e ogivais; no entanto, este efeito é menos pronunciado nos perfis ogivais.

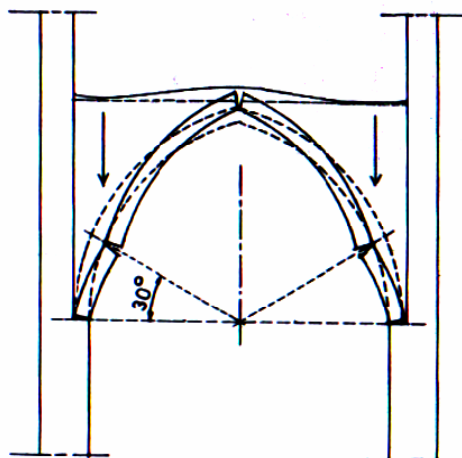


Figura 29 - Fissuração tipo devido a cargas verticais em arcos e abóbadas ogivais.

Importa referir que o aparecimento destas fissuras não significa colapso iminente da estrutura, uma vez que um arco com três rótulas é uma estrutura estável e estaticamente determinada mas que apenas permite uma única linha de pressões contida no perfil do arco. Contudo, a formação de uma rótula adicional resulta num mecanismo de quatro rótulas e no seu colapso. Por fim, o arco ogival apresenta melhor capacidade para suportar acções de cargas concentradas a meio vão, uma vez que o seu perfil acompanha melhor a linha de cargas de uma carga pontual, enquanto o perfil circular é mais adequado para arcos submetidos à acção de cargas distribuídas.

#### 4.2.2 Deslocamentos dos apoios

O deslocamento nos apoios de um arco ou abóbada pode alterar o valor do impulso gerado nesses apoios pelo arco. Quando os apoios se aproximam, o impulso é máximo,  $H_{max}$ , e quando os apoios se afastam, o impulso é mínimo,  $H_{min}$ ; estas grandezas estão identificadas na Figura 30. Os arcos em apoios rígidos têm sempre uma gama de valores de impulso entre  $H_{min}$  e  $H_{max}$ , sem formação de rótulas.

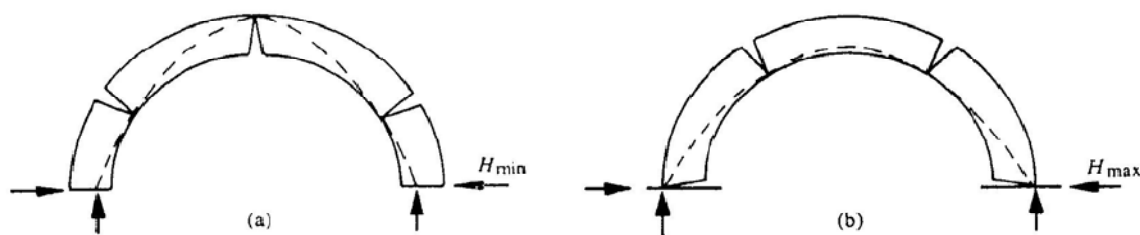


Figura 30 - Deslocamento dos apoios nos arcos, e respectivos impulsos: a) Impulso mínimo devido a afastamento dos apoios; b) Impulso máximo devido a aproximação dos apoios.

No entanto, na realidade, os movimentos dos apoios são assimétricos, e para cada possível movimento de apoio corresponde um padrão de fissuração no qual as fissuras abrem e fecham para permitir à estrutura adaptar-se às novas condições de fronteira (Huerta, 2001).

Em arcos ou abóbadas apoiadas em pisos intermédios e em paredes periféricas de fraca inércia, pode ocorrer flexão local do elemento vertical por ausência de equilíbrio da componente horizontal do impulso. A translação horizontal do apoio pode modificar a curvatura das abóbadas para um perfil convexo, principalmente na zona dos rins. Mesmo em casos onde a componente horizontal do impulso de arcos ou abóbadas é equilibrada, como acontece em estruturas curvas, o assentamento de um pilar ou fundação pode originar a rotura da chave. No limite, o impulso dos arcos e abóbadas pode provocar danos nas estruturas de suporte de forma a criar um mecanismo global de colapso, o que demonstra a importância de uma cuidada manutenção e monitorização destes elementos.

No caso particular das abóbadas, o padrão de fissuração é sensível à mínima assimetria da geometria e carregamento, em particular na abóbada ogival simples, o que pode resultar no desenvolvimento de um mecanismo de três rótulas com apenas uma fissura no intradorso da zona junto das lajetas longitudinais e do arco transversal. É comum surgir separação entre nervuras e lajetas de pedra devido à ocorrência de fissuração por deslocamento dos apoios resultante das diferenças de cotas entre esses elementos. Nas nervuras pode ainda verificar-se fragmentação e fissuras longitudinais que indiciam valores de compressão elevados.

O deslocamento excessivo dos apoios pode provocar o colapso de um arco ou abóbada, mas se estes movimentos forem absorvidos pela estrutura resultam apenas na sua deformação e fissuração, que pode atingir níveis muito significativos.



## 5 Programa de elementos finitos ADINA

O programa de elementos finitos ADINA é um programa de cálculo automático para análise de estruturas, utilizando elementos finitos. Quando é escolhida a utilização de um programa de cálculo, duas opções são geralmente possíveis: a utilização de programas específicos para cálculo de esforços em estruturas e a utilização de programas generalistas. Os programas especializados têm certas limitações devido ao tipo de análise muito específica que realizam. Os programas generalistas, como é o caso do programa utilizado, disponibilizam um grande leque de opções de modelação permitindo efectuar análises estáticas, dinâmicas, modais, de estabilidade, de interacção fluido/estrutura e de transferência de calor.

Os programas generalistas permitem a utilização de materiais com praticamente qualquer tipo de relação constitutiva e disponibilizam uma grande variedade de elementos finitos.

As análises feitas ao longo deste trabalho recorrem ao programa ADINA.

### 5.1 Elementos utilizados no programa ADINA

Na definição dos elementos finitos utilizados no programa ADINA recorre-se ao manual do programa (ADINA R& D, Inc., 2008).

#### 5.1.1 Elemento finito sólido 3d

Os elementos sólidos isoparamétricos aplicáveis a análises tridimensionais (3D) podem variar entre 4 e 27 nós. Alguns elementos 3d são esquematizados na Figura 31.

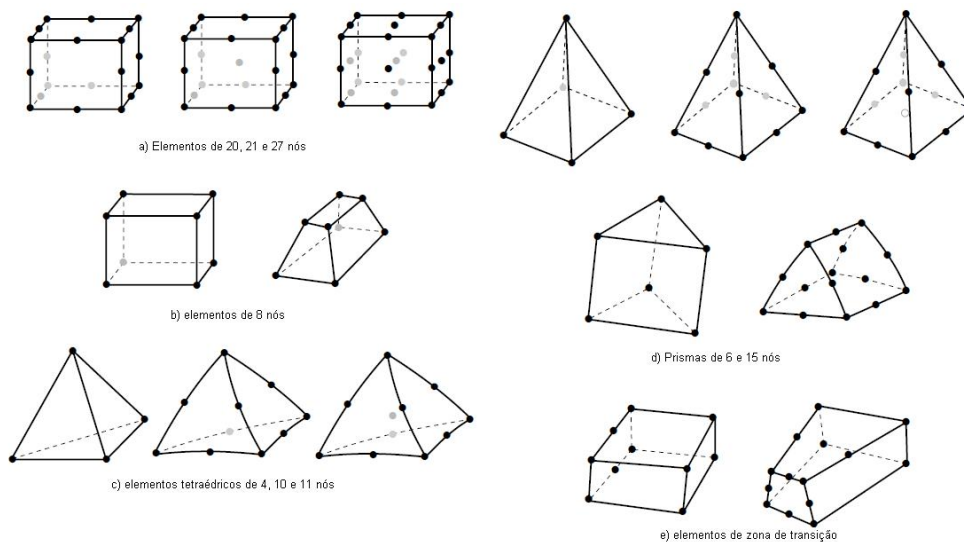


Figura 31 - Elementos 3d de: a) 20, 21 e 27 nós; b) 8 nós; c) 8, 10 e 11 nós; d) prismas de 6 e 15 nós; e) elementos de zona de transição.

Estes elementos são utilizados em análises onde os estados de tensão e/ou de deformação são tridimensionais, ou quando condições especiais como estados de tensão ou de deformação planos, axi-simetria, não se verificam, como exemplificado na Figura 32.

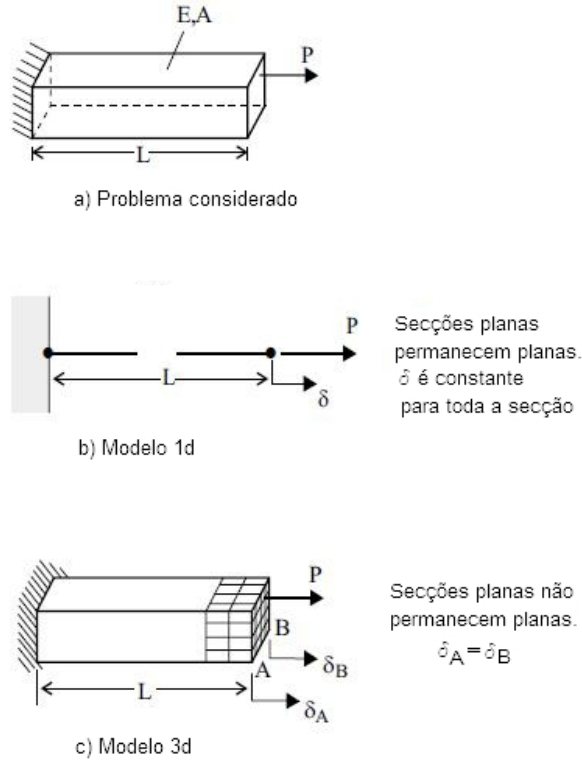


Figura 32 - Utilização de elementos sólidos 3d. a) problema considerado; b) modelação com elementos 1d; c) modelação com elementos 3d.

As coordenadas e numeração dos nós destes elementos estão representados na Figura 33.

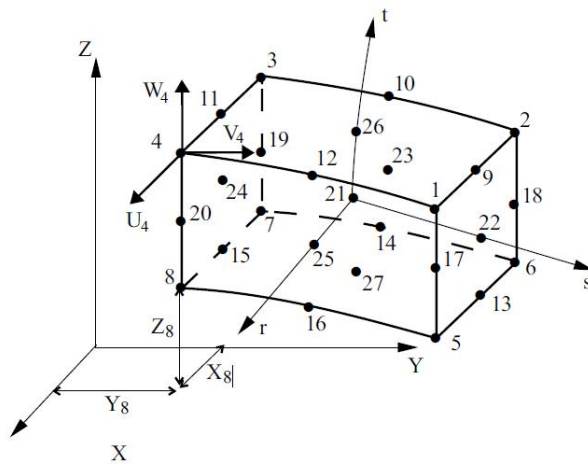


Figura 33 - Convenções utilizadas para as coordenadas dos nós e deslocamentos dos elementos sólidos 3d.

As coordenadas obedecem às seguintes relações:

$$x = \sum_{i=1}^q h_i x_i ; y = \sum_{i=1}^q h_i y_i ; z = \sum_{i=1}^q h_i z_i , \quad (2)$$

e para os deslocamentos, tem-se:

$$u = \sum_{i=1}^q h_i u_i ; v = \sum_{i=1}^q h_i v_i ; w = \sum_{i=1}^q h_i w_i , \quad (3)$$

onde,

$h_i(r, s, t)$  é a função de interpolação correspondente ao nó  $i$ ;

$(r, s, t)$  são as coordenadas isoparamétricas;

$q$  é o número de nós por elemento,  $8 \leq q \leq 27$ ;

$x_i y_i z_i$  são as coordenadas dos nós;

$u_i v_i w_i$  são os deslocamentos dos nós;

Os elementos sólidos 3d podem ser utilizados com uma grande variedade de modelos materiais. A utilização de um modelo de material linear conjugada com a hipótese dos pequenos deslocamentos corresponde a uma análise linear; a utilização de modelos materiais não lineares juntamente com a hipótese dos pequenos deslocamentos corresponde a uma análise fisicamente não linear (apenas para o modelo material) e geometricamente linear.

Para o cálculo das matrizes de rigidez dos elementos, o programa utiliza a integração numérica de Gauss (ADINA R& D, Inc., 2008) associada sempre à mesma ordem de integração relativamente às direcções  $r$  e  $s$ . O número de pontos de Gauss por direcção pode variar entre 2 e 6. Para a direcção  $t$ , a ordem de integração pode ser diferente mas também varia entre 2 e 6. A ordem de integração de Gauss *standard* é de  $2 \times 2 \times 2$  para elementos de 8 nós (cubos ou prismas) e de  $3 \times 3 \times 3$  para os restantes, com excepção dos elementos tetraédricos. Para os elementos tetraédricos de 4 nós, é utilizada a integração de Gauss de 1 ponto, e para elementos de 10 e 11 nós é utilizada a integração de Gauss de 17 pontos. Com excepção feita aos elementos tetraédricos, a convenção para a numeração dos resultados é a seguinte: o primeiro ponto de integração é o ponto com a localização de coordenada mais baixa  $r$ ,  $s$  e  $t$ . O ponto de integração que se segue é o de coordenada  $t$  seguinte até ao seu valor máximo, seguindo-se o mesmo método para a coordenada  $s$  e por fim para coordenada  $r$ .

Na análise dinâmica, as matrizes de massa são sempre calculadas utilizando matrizes  $3 \times 3 \times 3$  com integração de Gauss, com excepção feita aos elementos de 4, 10 e 11 nós onde é utilizada a integração de Gauss de 17 pontos. A matriz de massa reduzida de um elemento,  $M$ , é formada dividindo igualmente a massa do elemento por cada nó  $n$ .

As forças nodais correspondentes às tensões nos elementos são calculadas através de uma análise linear, utilizando a Equação 4,

$$F = \int_V B^T \tau dV, \tag{4}$$

onde,

B é a matriz de deslocamentos do elemento

$\tau$  é o vector de tensão.

A integração é efectuada ao longo do volume do elemento.

De todos os elementos sólidos possíveis, o de 27 nós é o mais preciso, mas torna o modelo mais pesado. Por essa razão, foram utilizados elementos de 8 nós, recomendados pelo manual do programa para cálculos mais expeditos.

### 5.1.2 Elemento finito de viga

O elemento viga consiste numa viga de Hermite<sup>1</sup> de secção transversal constante e 6 graus de liberdade por nó, com os referenciais ilustrados na Figura 34.

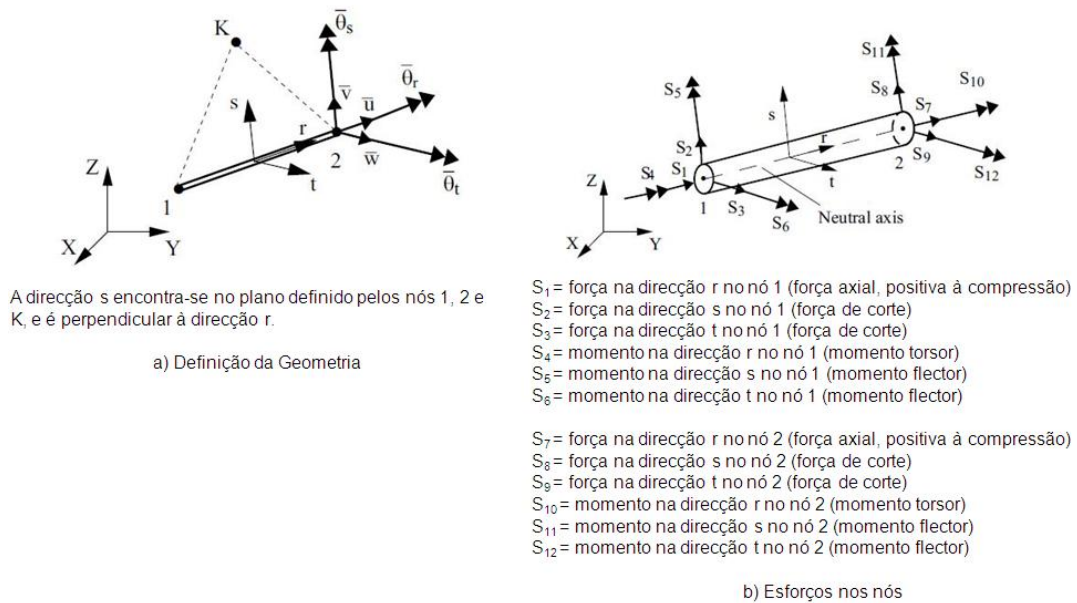


Figura 34 - Convenções utilizadas na viga de Hermite de 2 nós.

<sup>1</sup> Viga de Hermite possui funções de aproximação cúbica em termos de deslocamentos e rotações.

A formulação do elemento baseia-se na teoria de vigas de Euler-Bernoulli é corrigida para efeitos de deformação por corte. O comportamento da viga pode ser descrito pela forma da secção transversal e tipo de material ou inserindo dados sobre momentos/curvatura.

Os planos principais de inércia do elemento coincidem com o sistema de coordenadas local (r,s,t). O sistema de coordenadas (r,s,t) é definido usando os nós do elemento (nó 1 e 2) e o nó auxiliar K. Deve posicionar-se K apropriadamente em relação à orientação dos planos principais de inércia do elemento (ver Figura 34). Há ainda a possibilidade de se proceder à libertação de forças e momentos.

Este elemento de viga assume que os deslocamentos, rotações e deformações são infinitesimais e que o material é elástico e isotrópico.

A matriz de rigidez é definida por:

- E – Módulo de Young;
- $\nu$  – Coeficiente de Poisson;
- L – Comprimento da viga;
- $I_r, I_s, I_t$  – Momentos de inércia nos eixos principais locais (r,s,t);
- A – Área da secção transversal;
- $A_s^{sh}, A_t^{sh}$  – Área de corte efectiva nas direcções s e t.

A matriz de rigidez de cada elemento é transformada dos graus de liberdade locais (r,s,t) para os graus de liberdade globais (x,y,z) e depois é condensada na matriz de rigidez total da estrutura.

### 5.1.3 Elemento finito de casca

Os elementos de casca utilizados no programa ADINA são elementos paramétricos de 4 a 32 nós que podem ser implementados em elementos de baixa espessura. No entanto, dependendo da aplicação, o número apropriado de nós do elemento pode variar.

A formulação seguida no programa ADINA trata a casca como um elemento tridimensional contínuo com os dois pressupostos utilizados na teoria de vigas de Timosheko e na teoria de cascas de Reissner/Mindlin:

1. As partículas que formam o material deformam-se numa linha normal à linha média da membrana, permanecendo no mesmo local durante as deformações.
2. A tensão normal à linha ou ao formato médio da estrutura é nula.

É possível utilizar formulações de pequenos e grandes deslocamentos. Na primeira, os deslocamentos e rotações assumem-se como infinitesimais, e na segunda os deslocamentos podem ser grandes. A utilização da formulação dos pequenos deslocamentos com um material linear corresponde a uma análise linear, enquanto a utilização de um material não linear corresponde a uma análise não linear apenas do material.

A integração numérica utilizada é a de Gauss ao longo do plano da casca, e de Newton-Coates ou de Gauss ao longo da sua espessura.

O elemento de casca mais eficaz é, na maioria das vezes, o elemento de 4 nós, elemento esse utilizado para modelar as lajetas entre nervuras das abóbadas.

## 5.2 Cálculo de frequências próprias

Para a determinação das frequências e modos de vibração de uma estrutura o programa ADINA disponibiliza três métodos iterativos para a resolução da equação característica,

$$K\Phi = \lambda M\Phi, \quad (5)$$

em que,

$K$  - matriz de rigidez,

$M$  - matriz de massa,

$\lambda$  - vector dos valores próprios,

$\Phi$  - vectores próprios associados aos valores próprios.

Para calcular as raízes do polinómio,  $p(\lambda) = \det(K - \lambda M)$ , utiliza-se um método iterativo. O número de soluções é igual à ordem de  $K$  e  $M$ . Na obtenção do par  $(\lambda_i, \Phi_i)$ , apenas um dos membros necessita de ser calculado, obtendo-se o outro sem mais iterações. Conhecendo o valor de  $\lambda_i$ , o valor de  $\Phi_i$  pode ser obtido resolvendo a equação,

$$(K - \lambda_i M)\Phi_i = 0, \quad (6)$$

Os três métodos iterativos adoptados para a resolução da equação característica são:

- Busca de determinante;
- Iterações por subespaços;
- Lanczos.

No manual do programa (ADINA R& D, Inc., 2008) encontram-se descritos com pormenor os três métodos enunciados anteriormente. No presente trabalho, utiliza-se o método definido por defeito no programa, a iteração por subespaços.



## 6 Análise Dinâmica e Verificações de Segurança Estrutural

Portugal é considerado um país com sismicidade moderada. Contudo, em algumas regiões apresenta risco sísmico elevado devido à fraca resistência sísmica do parque edificado existente. Este fraco comportamento sísmico advém da inexistência de conhecimentos de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica à época das construções em causa.

Na actualidade, a Dinâmica de Estruturas e a Engenharia Sísmica encontram-se estudadas e regulamentadas no que respeita aos edifícios actuais. No entanto, o parque edificado em Portugal é constituído por muitos edifícios que não foram abrangidos na fase de projecto pela regulamentação actual, pelo que não faz sentido limitar a susceptibilidade sísmica apenas às construções novas.

Com a implementação dos Eurocódigos, muitas das questões que os regulamentos e normas portuguesas não abrangiam começaram a ser tomadas em consideração, mudando a mentalidade dos técnicos para esta questão fulcral para o país que é o reforço estrutural de edifícios antigos.

Esta questão é abordada na Norma EN 1998: Dimensionamento de Estruturas para a Acção Sísmica, mais concretamente na Parte 3, uma vez que esta se ocupa da verificação do comportamento sísmico de edifícios existentes, sendo a primeira norma que regulamenta a Reabilitação Sísmica, juntamente com o respectivo Anexo Nacional. O Eurocódigo 8 – Parte 3 pretende definir critérios para a avaliação do comportamento sísmico de estruturas de edifícios individuais existentes, descrever os procedimentos para selecção de medidas correctivas necessárias e estabelecer critérios para o projecto de medidas de reparação e reforço, incluindo as fases de concepção, análise e dimensionamento.

### 6.1 Eurocódigo 8 – Parte 3

Embora seja aplicável a todas as categorias de edifícios, esta parte do Eurocódigo coloca reservas face à sua aplicação em monumentos e edifícios históricos, já que a respectiva avaliação e reabilitação sísmica exige normalmente uma abordagem diferente, que tenha em conta a especificidade da estrutura. No caso em estudo, esta norma serve como base para a avaliação e comparação entre os vários modelos considerados.

O Eurocódigo 8 - Parte 3 inclui a definição de critérios para avaliação do comportamento sísmico de estruturas individuais existentes, a descrição de procedimentos para selecção de medidas correctivas e ainda o estabelecimento dos critérios para o projecto de medidas de reparação e reforço, incluindo as fases de concepção, análise e dimensionamento. Na análise de edifícios existentes, são definidas três fases:

- Diagnóstico;

- Avaliação de Segurança;
- Decisão de Intervenção.

As últimas duas fases são abrangidas na totalidade por esta parte do Eurocódigo. Contudo, não há qualquer referência sobre as regras a seguir na fase de diagnóstico, assim como não existe qualquer referência a critérios que definam a necessidade ou não de se proceder à avaliação da vulnerabilidade sísmica de um dado edifício em estudo.

Quanto à avaliação da segurança de edifícios, o Eurocódigo 8 - Parte 3 define uma metodologia que permite uma avaliação da segurança através dos seguintes passos:

1. Recolha de informação do edifício;
2. Escolha do nível de segurança a adoptar;
3. Escolha do método de análise;
4. Análise e avaliação dos resultados;
5. Decisão de intervenção estrutural;
6. Dimensionamento da solução de reforço.

### **6.1.1 Recolha de informação do edifício**

A avaliação da segurança de uma estrutura existente pressupõe o conhecimento das suas características estruturais iniciais. Quanto à recolha de informação do edifício, o Eurocódigo 8 – Parte 3 aponta os métodos já tratados neste trabalho no capítulo referente à pesquisa experimental em estruturas de alvenaria. Para além da pesquisa experimental, é ainda proposto o cruzamento de dados entre documentos específicos existentes acerca do edifício em estudo, documentos gerais contemporâneos à data da construção do edifício tais como regulamentação aplicável, ensaios *in situ* ou laboratoriais e, por fim, as dimensões recolhidas no local.

Utilizando os métodos acima descritos, pretende-se obter a seguinte informação requerida pelo Eurocódigo 8:

- a) Identificação do sistema estrutural e a sua conformidade com os critérios de regularidade do Eurocódigo 8 - Parte 1;
- b) Identificação do tipo de fundação do edifício;
- c) Identificação das propriedades do terreno de fundação, classificadas de acordo com o Eurocódigo 8 - Parte 1;

- d) Informação sobre as dimensões do edifício e seus elementos, assim como sobre as propriedades e condições dos materiais constituintes;
- e) Identificação de defeitos dos materiais e registo de pormenorizações inadequadas.
- f) Informação do critério de dimensionamento sísmico utilizado no projecto original, incluindo o valor do coeficiente de comportamento  $q$ , se aplicável;
- g) Descrição do tipo de utilização actual ou futura da estrutura, com identificação da sua categoria de importância;
- h) Reavaliação e quantificação das acções variáveis, em função do tipo de utilização;
- i) Informação sobre o tipo e extensão de danos estruturais existentes (caso existam) e sobre reparações anteriores.

Particularmente para edifícios de alvenaria, o Eurocódigo 8 – Parte 3 inclui no Anexo C disposições específicas para análise e avaliação deste tipo de edifícios, estando a informação requerida dividida nas seguintes categorias: âmbito geral, geométrico, detalhes e materiais.

Nas informações gerais, devem ser examinados:

- Tipo de unidade utilizado na alvenaria (argila, betão, cerâmico, pedra, etc.);
- Condições físicas dos elementos da alvenaria e existência de degradações;
- Configuração dos vários elementos e suas ligações assim como continuidade dos caminhos de cargas entre elementos resistentes laterais;
- Propriedades dos materiais constituintes da alvenaria e sobre qualidade das suas ligações;
- Presença de elementos não estruturais e informação sobre edifícios adjacentes que potencialmente possam interagir com o edifício em estudo.

Quanto à geometria do edifício, devem ser identificadas:

- Dimensões e localização de paredes com resistência às cargas verticais e horizontais; incluindo altura, comprimento e espessura;
- Dimensões das unidades de alvenaria;
- Localização e dimensões de aberturas nas paredes;
- Distribuição das cargas em paredes ligadas directamente às fundações.

Outros detalhes que devem ser criteriosamente recolhidos são:

- Classificar as paredes quanto ao seu confinamento e reforço;
- Verificar a presença e quantidade de argamassa;
- Em paredes reforçadas, identificar o seu reforço horizontal e vertical;
- Em paredes multi-camada, identificar a quantidade e tipo de camadas com localização das ligações quando existirem;
- Em alvenaria reforçada com caldas de injeção, avaliar o tipo e localização do mesmo;
- Determinar o tipo e condições das juntas de alvenaria com caracterização da sua resistência, erosão, índice de vazios e eventuais componentes deteriorados;
- Identificar o tipo e condições das ligações entre paredes ortogonais;
- Identificar o tipo e condições das ligações entre paredes e os pisos ou coberturas;
- Identificar e localizar as fendas horizontais na argamassa de assentamento e as fendas verticais em juntas e unidades, assim como fendas diagonais nas zonas de aberturas.

Por fim, quanto aos materiais, podem ser utilizados ensaios não destrutivos para quantificar e confirmar a homogeneidade da qualidade da construção e o grau de deterioração. Os testes seguintes podem ser utilizados:

- Ensaios de impulso ultra-sónico e sónico para detecção de variações na densidade dos materiais constituintes da alvenaria e presença de fendas e descontinuidades;
- Ensaios de Impacto-eco para confirmar a presença de reforços por caldas de injeção;
- Radiografia ou medição do recobrimento para confirmar a localização de reforços de aço.

Testes suplementares podem ser efectuados para aumentar o nível de confiança das propriedades dos materiais, tais como:

- Teste de Esclerómetro ou Martelo de Schmidt para avaliar a rigidez da superfície de paredes exteriores;
- Macacos hidráulicos planos simples e macacos planos duplos para medir *in situ* a resistência ao corte da alvenaria aplicando um conjunto de macacos planos suplementares;

- Ensaio de compressão diagonal para estimar a resistência ao corte e o módulo de distorção da alvenaria;
- Testes destrutivos de grande escala em zonas particulares ou elementos com o intuito de aumentar o nível de confiança nas propriedades estruturais ou para obtenção de informações particulares como resistência fora do plano, comportamento das ligações e capacidade de deformação.

O nível de conhecimento obtido em cada categoria é definido em função da informação recolhida tanto qualitativa como quantitativa, dependendo pois do número de elementos estudados, do número e qualidade das inspeções e ensaios. Apresenta-se na Tabela 1 a definição de cada nível de conhecimento para as categorias Detalhes e Materiais, onde se quantificam os ensaios e as inspeções a realizar. No que respeita à Geometria deve ser validada a qualidade da informação recolhida em documentação existente ou em levantamento.

Tabela 1 - Quantificação do conhecimento dos níveis de inspeções e dos testes por categoria.

	<b>Detalhes</b> Número de inspeções	<b>Materiais</b> Número de testes
	Para cada tipo de elemento primário (viga, pilar, parede, piso)	
<b>Conhecimento</b>	% de elementos cujos detalhes são confirmados	Amostras de material retiradas por piso
<b>Limitado</b>	20	1
<b>Extenso</b>	50	2
<b>Completo</b>	80	3

Em função do conhecimento ou não dos pontos acima descritos, é definido o Nível de Conhecimento (KL – *Knowledge Level*) global do edifício e o correspondente valor do Factor de Confiança (CF - *Confidence Factor*) a utilizar, os quais determinam o nível de fiabilidade da informação recolhida.

### 6.1.2 Nível de conhecimento (KL – *Knowledge Level*)

O valor KL da estrutura influencia a escolha do método e modelo de cálculo a adoptar na análise estrutural, enquanto o valor de CF influencia o grau de minoração das características mecânicas e de resistência dos materiais a utilizar nas verificações de segurança.

São definidos três níveis de conhecimento distintos:

- KL1 – Nível de conhecimento limitado;
- KL2 – Nível de conhecimento normal;
- KL3 – Nível de conhecimento extenso.

Consoante a percentagem de elementos estruturais analisados, assim como o número de amostras de material retiradas do local para ensaio em cada piso, é definido o valor de KL a adoptar em cada estudo (Tabela 2).

### 6.1.3 Factor de confiança (CF – Confidence Factor)

Após a definição do nível de conhecimento global da estrutura, é determinado o factor de confiança adequado. O factor de confiança é aplicado essencialmente no cálculo das propriedades resistentes da estrutura que servirá para verificação da segurança, sendo que os valores a utilizar para as propriedades resistentes deverão corresponder a valores médios, obtidos através de ensaios *in situ* e de outras fontes de informação disponíveis, os quais são divididos pelo CF adequado. Na Tabela 2 associa-se um CF a um dado KL.

Tabela 2 – Tabela 3.1 da Parte 3 do Eurocódigo 8: Níveis de Conhecimento e correspondentes métodos de análise (LS: análise estática linear; LD: análise dinâmica linear; CF: factor de confiança.).

Nível de Conhecimento	Geometria	Detalhes	Materiais	Análise	CF
KL1	Desenhos originais de projecto e inspecção visual ou inspecção completa.	Dimensionamento de acordo com prática relevante e inspecções <i>in situ</i> limitadas.	Valores de defeito (normas da época) e ensaios <i>in situ</i> limitados.	LS-LD	1,35
KL2		Desenhos originais incompletos associados a inspecções <i>In situ</i> limitadas ou Inspeções <i>in situ</i> mais extensas.	Especificações originais e ensaios <i>in situ</i> limitados ou ensaios <i>in situ</i> mais extensos.	Todas	1,2
KL3		Desenhos originais associados a inspecções <i>in situ</i> limitadas.	Testes originais e ensaios <i>in situ</i> limitados ou ensaios <i>in situ</i> mais extensos.	Todas	1

Enquanto para o nível de conhecimento KL1, a informação recolhida é suficiente para elaborar um modelo de análise linear da estrutura, os níveis KL2 e KL3 são os únicos adequados para elaborar também um modelo de análise não-linear da estrutura.

### 6.1.4 Selecção do nível de segurança

Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 3, a avaliação da segurança sísmica é um processo quantitativo no qual é verificada a resistência de um edifício existente à combinação sísmica de dimensionamento, garantindo um nível de danos adequado.

Em geral, a verificação é levada a cabo utilizando a acção sísmica não reduzida (definida pelo espectro de resposta elástico), excepto quando se tira partido do coeficiente  $q$ , utilizando-se nesse caso a acção sísmica reduzida (definida pelo espectro de resposta de projecto).

A avaliação da segurança deve ser feita através da utilização de métodos de análise global especificados no Eurocódigo 8 – Parte 1 e modificados na Parte 3 para adequação às estruturas existentes.

Na verificação da segurança dos elementos estruturais de edifícios existentes é feita a distinção entre elementos e mecanismos dúcteis e frágeis. Para elementos dúcteis, as verificações são feitas em termos de deslocamentos e para os frágeis em termos de resistências. Contudo, para as estruturas de alvenaria, são definidas em anexo recomendações para aferição da segurança que não consideram esta distinção entre elementos dúcteis e frágeis.

Para a selecção do nível de segurança é necessário definir os requisitos fundamentais referentes aos estados de danos na estrutura definidos pelos seguintes três Estados Limite:

- Estado de Colapso Iminente (NC – *Near Collapse*) – A estrutura encontra-se altamente danificada, com fraca resistência e rigidez horizontal residual, mas ainda é capaz de suportar as cargas verticais. A maior parte dos componentes não estruturais colapsaram. Observam-se deslocamentos relativos elevados, permanentes. A estrutura está perto do colapso e provavelmente não suporta outro sismo, mesmo de intensidade moderada. Este estado corresponde à exploração completa da capacidade de deformação dos elementos estruturais e está mais próximo do colapso que o Estado Limite de Não-Colapso (*No Collapse*) definido na Parte 1 do Eurocódigo 8, que corresponde aproximadamente ao Estado de Danos Severos desta Parte 3. O período de retorno sugerido para este Estado Limite é de 2475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos.
- Estado de Danos Severos (SD – *Significant Damage*) – A estrutura apresenta danos significativos com alguma resistência e rigidez residual, e os elementos verticais são capazes de suportar cargas verticais. Os elementos não estruturais estão danificados; no entanto, não se verificam colapsos fora do plano de paredes divisórias e de enchimento. Observam-se deslocamentos relativos permanentes moderados. A estrutura ainda pode suportar acções sísmicas de intensidade moderada. Uma reparação da estrutura será, provavelmente, economicamente inviável. O período de retorno sugerido para este Estado Limite é de 475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.
- Estado de Limitação de Danos (DL - *Damage Limitation*) – A estrutura apresenta apenas danos ligeiros; os elementos estruturais não apresentam cedências significativas e mantêm as suas características de resistência e rigidez intactas. Os elementos não estruturais apresentam

fendilhação difusa, sendo de reparação fácil e económica. Não se observam quaisquer deslocamentos relativos permanentes e, conseqüentemente, a estrutura não necessita de reparação. O período de retorno sugerido para este Estado Limite é de 225 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos.

Além da necessária definição das verificações a realizar para determinação do nível de segurança, é necessário seleccionar o tipo de acção sísmica actuante, o método de análise e os procedimentos de dimensionamento apropriados aos diferentes materiais estruturais. Deverá ser feita uma análise às exigências a impor à estrutura de forma a que esta tenha um comportamento estrutural satisfatório.

### 6.1.5 Selecção do método de análise

Os efeitos da acção sísmica, de forma a serem combinados com os efeitos de outras acções permanentes e variáveis de acordo com as combinações sísmicas, podem ser calculados utilizando os seguintes métodos de análise:

- Linear – Análise estática linear, através do Método das forças laterais, ou Análise modal por espectro de resposta;
- Não Linear – Análise não linear (*Pushover*) e Análise dinâmica não linear (*Time History*);
- *Q Factor Approach* – Análises lineares com recurso ao coeficiente de comportamento.

Actualmente, apesar do desenvolvimento tecnológico que vem sendo feito na área, os métodos de análise mais comuns são os lineares juntamente com o método estático não linear. O refinamento e complexidade das análises dinâmicas não lineares fazem deste método uma ferramenta de trabalho acessível a apenas alguns gabinetes de projecto, devido à onerosidade do processo.

No caso particular de estruturas de alvenaria, o Anexo C do Eurocódigo 8 – Parte 3 prevê que análises estáticas e dinâmicas lineares só possam ser utilizadas caso se verifiquem as seguintes condições:

- Regularidade em planta e nas duas direcções das paredes resistentes às forças horizontais;
- Continuidade em altura das paredes;
- Condições de rigidez ao nível dos pisos, com garantia de boas ligações entre as paredes da periferia aos elementos constituintes dos pisos, de modo a que se possa considerar um comportamento de diafragma rígido com distribuição das forças de inércia pelos elementos verticais;
- Os pisos em faces opostas de uma mesma parede encontram-se à mesma cota;

- O quociente entre a rigidez lateral no plano da parede principal mais rígida e a parede principal mais fraca, considerando ou não a presença de aberturas, não poderá exceder 2,5, em cada piso.

Quando não são verificadas as condições indicadas, deverão ser feitas análises não lineares, tanto estáticas como dinâmicas, na avaliação deste tipo de edificado. No entanto, na sua generalidade, os edifícios de alvenaria não verificam todos estes parâmetros, o que na prática obriga à utilização de modelos muito complexos mesmo em estruturas relativamente simples.

Também o nível de conhecimento da estrutura obtido após a recolha de informação influencia a escolha do método de análise a utilizar (Tabela 2). Para o nível de conhecimento mais baixo, KL1, devem ser utilizadas análises lineares, enquanto para os níveis KL2 e KL3 podem ser utilizadas quaisquer tipos de análise.

#### **6.1.6 Modelação da estrutura**

A modelação da estrutura em estudo é o passo mais importante da avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício. O modelo do edifício deve simular com o máximo rigor possível todas as características da estrutura e, uma vez que a fidelidade do modelo depende directamente do grau de conhecimento do edifício, este condiciona o tipo de análise a efectuar.

No que respeita às estruturas de alvenaria, o modelo para análise deverá ter em conta a rigidez real dos elementos, para a fase fendilhada tanto à flexão como ao corte. Na eventualidade de ausência de estudos criteriosos que forneçam essa informação, deverão considerar-se metade dos valores médios para a fase não fendilhada (EN1998-3, 2005).

#### **6.1.7 Verificação da segurança**

A verificação estrutural de edifícios existentes deverá ser feita por comparação entre as exigências e as capacidades resistentes dos elementos estruturais, devendo ser analisada em termos de deformações ou resistências, consoante os elementos em estudo sejam dúcteis ou frágeis. No que respeita a análises com recurso ao coeficiente de comportamento, a verificação será feita em termos de resistências independentemente do tipo de elemento. Para avaliação das capacidades resistentes dos elementos dúcteis e frágeis, devem ser utilizados os valores médios das propriedades dos materiais obtidos através de ensaios *in situ* e divididos pelo factor de confiança (CF) correspondente.

No caso particular de edifícios existentes com estrutura em alvenaria, o Anexo C do Eurocódigo 8 – Parte 3 faz desaparecer a distinção entre elementos dúcteis ou frágeis e a verificação da segurança é feita

em termos da capacidade global da estrutura e da capacidade de elementos particulares, como sejam as paredes resistentes de alvenaria.

### 6.1.7.1 Exigências

Após se elaborar o modelo de cálculo da estrutura e escolher o método de análise, determinam-se os esforços e deslocamentos nos elementos principais e secundários, conforme indicado na Tabela 3.

Tabela 3 - Resultados da análise vs Estados Limites (Casanova, Bento, & Lopes, 2007).

Estado Limite	Tipo de verificação	Método de análise	
		Linear <sup>(4)</sup>	Não Linear
<b>De Colapso Iminente</b>	Estrutura Global	Não aplicável	Deslocamento no topo <sup>(1)</sup>
	Paredes	Não aplicável <sup>(2)</sup>	Deslocamento entre pisos
<b>De Danos Severos</b>	Estrutura Global	Não aplicável	Deslocamento no topo
	Paredes	Não aplicável <sup>(2)</sup>	Deslocamento entre pisos
<b>De Limitação de Danos</b>	Estrutura Global	Esforço de corte total na base na direcção de actuação da acção sísmica	Deslocamento no topo
	Paredes	Esforço de corte em cada parede <sup>(3)</sup>	Deslocamento entre pisos

<sup>(1)</sup>Deslocamento no topo corresponde ao deslocamento objectivo (*target displacement*) calculado através de uma análise *pushover* de acordo com o Eurocódigo 8, Anexo B.

<sup>(2)</sup>O Eurocódigo não é explícito sobre a aplicabilidade de análises lineares para cálculo das exigências em elementos isolados, na verificação de Estados Limite refere somente o caso da verificação da estrutura global. Em caso de omissão, considerou-se que não é possível recorrer a análises lineares.

<sup>(3)</sup>De acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 1, os esforços de corte na base nas paredes obtidos através de uma análise linear podem ser distribuídos entre as paredes tendo em conta o seguinte:

1. Garantia de equilíbrio global, ou seja, manutenção do valor total do esforço de corte na base e da posição da sua resultante;
2. Garantia que, em cada parede, o esforço de corte não seja reduzido mais que 25% nem aumentado mais de 33%.

<sup>(4)</sup>As análises elásticas consideram a acção sísmica definida pelo espectro de resposta elástico. Não é feita referência à possibilidade de utilização do espectro de resposta de projecto, com coeficiente de comportamento.

### 6.1.7.2 Capacidades

Para os edifícios existentes de todas as tipologias estruturais, da mesma forma que para as exigências, as capacidades são calculadas fazendo a distinção entre elementos dúcteis ou frágeis.

Nos elementos dúcteis, devem ser utilizados no cálculo os valores médios das propriedades dos materiais, obtidas por campanhas de testes *in situ* ou através de outras fontes de informação, divididas pelo factor de confiança adequado ao nível de conhecimento global da estrutura.

Para elementos frágeis ou no caso se opte por uma abordagem pelo coeficiente de comportamento, as resistências dos materiais devem ser divididas também pelo correspondente factor de segurança parcial do material, definido no Anexo nacional. O Eurocódigo 8 – Parte 1 refere valores de factores de segurança parcial a utilizar no dimensionamento sísmico de edifícios novos. Refere que, para verificação de Estados Limite Últimos de edifícios de alvenaria, se deve considerar 2/3 do valor indicado no Eurocódigo 6 (EN1996-1, 2005), mas nunca inferior a 1,5. O Eurocódigo 6 apresenta valores para tipologia estrutural em alvenaria, tanto para verificação de Estados Limite Últimos (apresentados na Tabela 4) como para Estados Limite de Serviço, em que considera 1,0.

Tabela 4 - Factores de segurança parcial a utilizar para o material alvenaria para a verificação dos Estados Limite Últimos.

Material	$\gamma_M$				
	Classe				
	1	2	3	4	5
<b>Alvenaria constituída por:</b>					
<b>Unidades de categoria I, argamassa de cálculo</b>	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
<b>Unidades de categoria I, argamassa prescrita</b>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
<b>Unidades de categoria I, qualquer argamassa</b>	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
<b>Ancoragem de aço de armaduras ordinárias</b>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
<b>Aço de armaduras ordinárias e de pré-esforço</b>	1,15				
<b>Componentes auxiliares</b>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
<b>Lintéis de acordo com a EN 845-2</b>	1,5				

No caso específico de edifícios existentes em alvenaria as capacidades são calculadas em termos do comportamento global da estrutura e dos elementos de parede. A capacidade global da estrutura pode ser definida, dependendo do estado limite a verificar, em termos de:

1. Deslocamento último – deslocamento do edifício, que se obtém quando a resistência lateral total da estrutura (*base shear*) diminui abaixo dos 80% do valor resistente máximo, devido a danos e rotura progressiva dos elementos resistentes às forças laterais. (ver  $d_u$  na Figura 35)
2. Deslocamento correspondente ao ponto de cedência – deslocamento correspondente ao ponto de cedência do diagrama de força-deslocamento elasto-plástico idealizado no sistema de um

grau de liberdade equivalente, tal como definido no Eurocódigo 8 – Parte 1, Anexo B. (ver  $d_y^*$  na Figura 35)

3. Resistência ao corte total na base – calculada na direcção de aplicação da acção sísmica e igual à soma das resistências ao corte das paredes nessa direcção.

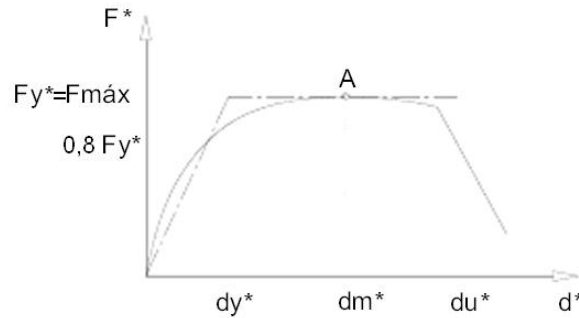


Figura 35 - Diagrama idealizado Força-Deslocamento elasto-perfeitamento plástico.

Para os elementos de parede, a capacidade pode ser calculada em termos de resistências ou em termos de deslocamentos. Estes últimos correspondem aos deslocamentos das paredes entre pisos, adimensionalizados (*drift*). Os limites a considerar dependem do estado de danos e são indicados na Tabela 5. Quanto às resistências, os elementos de parede são avaliados em termos de resistência ao corte ( $V_f$ ). Esta pode ser controlada pelo modo de rotura por corte ( $V_{fv}$ ) ou controlada pelo modo de rotura por flexão ( $V_{fM}$ ). Define-se que a capacidade de uma parede é controlada pela flexão se o valor da sua resistência ao corte  $V_{fM}$  é inferior a  $V_{fv}$ , caso contrário é controlada por corte.

O Eurocódigo 8 – Parte 3 apresenta expressões que definem estes tipos de resistência, tal como se indica de seguida.

Resistência ao corte de uma parede de alvenaria não reforçada controlada por flexão e sujeita a esforço axial  $N$ ,

$$V_f = \frac{DN}{2H_0}(1 - 1,15v_d) = V_{fM}. \quad (7)$$

Resistência ao corte de uma parede de alvenaria não reforçada, controlada por corte e sujeita a esforço axial  $N$ ,

$$V_f = f_{vd} D' t = V_{fV}, \quad (8)$$

sendo:

$D$  – dimensão da parede no plano (comprimento);

$D'$  – dimensão da parede comprimida, no plano;

$H_0$  – distância entre a secção da parede onde a capacidade resistente à flexão é atingida e o ponto de inversão da curvatura;

$\nu_d = \frac{N}{D t f_d}$  - esforço axial normalizado, com  $f_d = \frac{f_m}{C F_m}$ ;

$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \frac{N}{D t} \leq 0,065 f_m$  - resistência ao corte da alvenaria, tendo em conta a presença de esforço axial;

$f_{vm0}$  - resistência média ao corte na ausência de esforço axial. O valor médio é obtido através de ensaios *in situ* ou de informações adicionais, sendo dividido pelo factor de segurança parcial do material;

$f_m$  - resistência média à compressão;

$C F_m$  - factor de confiança para a alvenaria, correspondente ao nível de conhecimento adequado;

$t$  – espessura da parede.

### 6.1.7.3 Verificações de Segurança

Apresenta-se na Tabela 5 um resumo das condições dadas no Eurocódigo 8 – Parte 3 para verificação da segurança em edifícios de alvenaria existentes, dependente do estado limite, do método de cálculo e da verificação a efectuar (global ou elementos em particular).

Tabela 5 - Verificação de segurança em edifícios existentes em alvenaria (Casanova, Bento, &amp; Lopes, 2007).

Estado Limite	Verificações necessárias	Critérios	
		Exigências < Capacidades	
		Exigências	Capacidade resistente
De Colapso Iminente	Estrutura Global	Deslocamentos no topo do edifício	Deslocamento último (1)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{IM} < V_{IV}$	Deslocamentos nas paredes	$Drift = 4/3 \times 0,008H_0/D$ (elementos primários) (2)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{IM} > V_{IV}$		$Drift = 4/3 \times 0,012H_0/D$ (elementos secundários)
De Danos Severos	Estrutura global	Deslocamentos no topo do edifício	¼ deslocamento último
	Em paredes de alvenaria caso $V_{IM} < V_{IV}$	Deslocamentos nas paredes	$Drift = 0,008H_0/D$ (elementos primários)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{IM} > V_{IV}$		$Drift = 0,012H_0/D$ (elementos secundários)
De Danos Limitados	Estrutura global	Análise linear	
		Esforços de corte na base	Resistência ao corte na base (total)
		Análise não linear	
		Deslocamentos no topo do edifício	Deslocamento de cedência (3)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{IM} < V_{IV}$	Deslocamentos nas paredes	$Drift = 0,008H_0/D$ (elementos primários)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{IM} > V_{IV}$		$Drift = 0,012H_0/D$ (elementos secundários)
		$Drift = 0,004$ (elementos primários)	
		$Drift = 0,006$ (elementos secundários)	

(1) Deslocamento último = deslocamento do topo do edifício para o qual a resistência lateral total da estrutura (*base shear*) é inferior a 80% do valor máximo obtido com recurso a análises não-lineares.

(2) *Drift* = diferença de deslocamentos entre pisos dividido pela altura do piso; D = dimensão da parede no plano;  $H_0$  = distância entre a secção da parede onde a capacidade resistente à flexão é atingida e o ponto de inversão da curvatura.

(3) Deslocamento de cedência = deslocamento correspondente ao ponto de cedência do diagrama de força-deslocamento elasto-plástico do sistema equivalente de um grau de liberdade (tal como definido no EC8 parte 1, Anexo B).

### 6.1.8 Decisão de intervenção

Apesar do Eurocódigo 8-Parte 3 não ser muito abrangente em relação a esta questão, deverá ser com base nas conclusões da análise sísmica realizada, juntamente com a dimensão e o impacto dos danos permanentes, que se deve decidir acerca dos principais pontos a reforçar numa decisão de intervenção. No entanto, os impactos económicos e sociais são muito importantes e têm tanto ou mais peso que as decisões técnicas; por esse motivo, dever-se-á fazer um estudo de viabilidade económica, assim como avaliar a importância de elementos históricos e arquitectónicos que mereçam ser conservados.

No caso da decisão passar pela intervenção no edifício em estudo, deve ainda ser especificada a extensão, urgência e técnica de intervenção com base na informação estrutural recolhida durante a avaliação do edifício. No que se refere a edifícios com estrutura em alvenaria, o Anexo C da EN1998 Parte 3 define critérios técnicos que são importantes na escolha da intervenção a efectuar, assim como exemplos práticos de técnicas de reparação e reforço adequadas a este tipo de edifícios.

## 6.2 Representação da acção sísmica

A acção sísmica é definida no Eurocódigo 8 – Parte 1 e complementada no Anexo Nacional respectivo.

A definição da acção sísmica depende da zona sísmica, tipo de solo e fonte sismogénica do local onde se encontra a estrutura.

A mesma norma permite a definição da acção sísmica através de espectros de resposta, espectros de potência e acelerogramas artificiais, registados ou simulados.

Na secção seguinte explica-se pormenorizadamente a definição da acção sísmica com recurso a um espectro de resposta elástico horizontal, o qual será utilizado no presente trabalho.

### 6.2.1 Espectro de resposta elástico horizontal

Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 1, um sismo num dado ponto da superfície pode ser representado por um espectro de resposta elástico de acelerações do solo denominado espectro de resposta elástico.

O espectro de resposta corresponde a um gráfico das respostas máximas de uma dada grandeza (deslocamento, aceleração, momento flector, entre outros) em função da frequência própria ou período de um sistema de um grau de liberdade quando actuado por uma acção (força, deslocamento, aceleração) aplicada no solo. Usualmente, utilizam-se vários espectros de resposta, cada um para um dado coeficiente de amortecimento, efectuando o varrimento no domínio da frequência.

A forma do espectro de resposta elástico é a mesma para os dois níveis de acção sísmica previstos: exigência de não colapso e exigência de limitação de danos. A acção sísmica horizontal é descrita por dois componentes ortogonais tidos como independentes e representados pelo mesmo espectro de resposta em cada direcção.

A acção sísmica é representada por espectros de resposta elásticos de aceleração que representam a componente horizontal do movimento do solo que se encontra num formato do tipo aceleração espectral ( $S_e$ ) por período de vibração ( $T$ ). A acção sísmica deve ter em conta o nível de fiabilidade exigido para a estrutura. Neste sentido, deverá multiplicar-se a acção sísmica pelo factor de importância,  $\lambda_i$ , com  $a_g = \gamma_i a_{gR}$ . O factor de importância  $\gamma_i$  é obtido a partir do período de retorno de referência de 475 anos, calculando um novo  $\gamma_i$  para o período de retorno de 225 anos através das relações indicadas na Nota 4.2.5(5)P do Eurocódigo 8 – Parte 1 e utilizando os valores de referência do respectivo Anexo Nacional.

O espectro é formado por quatro troços, os quais estão relacionados com os seguintes parâmetros: aceleração constante, velocidade constante e deslocamento constante. Para as componentes horizontais da acção sísmica, os espectro elástico de resposta  $S_e(T)$  é definido analiticamente por:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (9)$$

$$T_B \leq T \leq T_c: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (10)$$

$$T_c \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_c}{T} \right], \quad (11)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_c T_D}{T^2} \right], \quad (12)$$

onde,

$S_e(T)$  – é o espectro de resposta elástico;

$T$  – é o período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

$a_g$  – representa a aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A), definida como sendo o produto;

$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$ , onde  $\gamma_i$  é o coeficiente de importância calculado pela Nota 4.2.5(5)P do Eurocódigo 8 – Parte 1 para o Estado limite em estudo, e  $a_{gR}$  a aceleração de projecto em rocha para o período de retorno de referência (475 anos);

$T_B$  - é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

$T_c$  – é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

$T_D$  - é o valor que define o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  – representa o tipo de terreno;

$\eta$  - é o factor de correcção do amortecimento.  $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$ , com um valor de referência de  $\eta = 1$  para coeficiente de amortecimento de 5%.  $\xi$  representa o valor do amortecimento viscoso e é expresso em

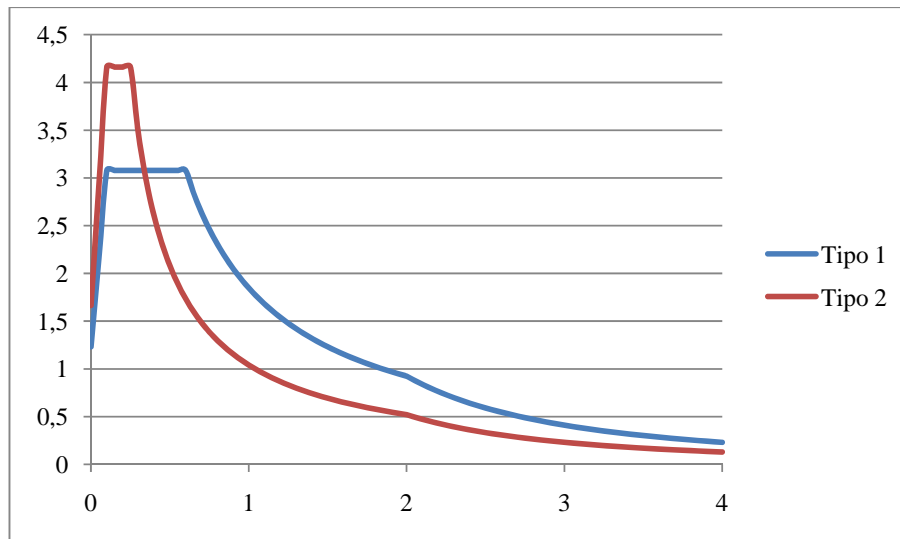
percentagem na fórmula acima. No caso das estruturas de alvenaria, o coeficiente de amortecimento viscoso toma geralmente o valor de 5%, o mesmo do betão, valor que assume estar do lado da segurança.

As variáveis  $a_{gR}$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $S$  são classificadas como Parâmetros de Definição Nacional. Os valores destas variáveis são definidos no Anexo Nacional para os diferentes tipos de solo considerados. Não tendo sido realizada uma prospecção do terreno, adoptou-se a acção sísmica definida para terrenos do tipo B, como recomendado no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Parte 1. O edifício em estudo, apresentado mais à frente neste trabalho no Capítulo 7, encontra-se na zona sísmica 1.3 para a acção sísmica do Tipo 1, e zona sísmica 2.3 para a acção sísmica do Tipo 2.

**Tabela 6 - Parâmetros de definição do espectro de resposta elástico para o terreno tipo B e para a acção sísmica tipo 1 e 2**

Tipo de Terreno	Zona Sísmica	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
B	1.3	1,35	0,1	0,6	2,0
B	2.3	1,32	0,1	0,25	2,0

O espectro de resposta elástico das acções sísmicas do Tipo 1 e Tipo 2 para o edifício em estudo, definido pelas equações 9 a 12 obtém-se com recurso aos parâmetros da Tabela 6 e é representado na Figura 36.



**Figura 36 - Espectro de resposta elástico - Solo Tipo B para a zona de Setúbal.**

Admite-se que a componente vertical da acção sísmica não tem relevância para a estrutura em causa, pelo que não se justifica a definição do espectro de resposta elástico vertical.

A análise por espectro de resposta pode realizar a combinação das respostas modais máximas através do método da combinação quadrática ou da raiz quadrada da soma dos quadrados, que é vulgarmente designado por SRSS (*Square-Root-of-Sum-of-Squares*).

Para aplicar a combinação quadrática é necessário que a resposta da estrutura não seja afectada por contribuições dos modos de vibração superiores ao modo fundamental em cada direcção principal. A resposta de dois modos de vibração  $i$  e  $j$  é considerada independente se os seus períodos  $T_i$  e  $T_j$  satisfizerem a condição,

$$T_i \leq 0,9 \cdot T_j, \quad (13)$$

onde os modos de vibração da estrutura que devem ser tidos em conta devem somar no mínimo 90% do total da massa da estrutura mobilizada e todos os modos com mais de 5% da massa total devem ser contabilizados. Caso esta verificação não seja satisfeita, outros procedimentos para a combinação modal máxima devem ser tomados, nomeadamente, a utilização da combinação quadrática completa CQC (*Complete Quadratic Combination*), que propõe uma metodologia que segue a base do SRSS mas que tem em conta a auto-correlação existente entre as diversas frequências próprias de cada modo (Sampaio & Martins, 2006).

Quando as respostas modais podem ser consideradas como independentes quando se verifica a Equação (13). Nesse caso o valor máximo da acção sísmica é determinado por,

$$E_E = \sqrt{\sum E_{EI}^2}, \quad (14)$$

onde,  $E_E$  é o valor do efeito da acção sísmica em consideração (força, deslocamento) e  $E_{EI}$  é o valor do efeito da acção sísmica associada à vibração do modo  $i$ .

### 6.2.2 Combinação da acção sísmica

O valor de projecto da acção sísmica  $E_d$  deve ser determinado disposto em (EN1990, 2002), 6.4.3.4 para a combinação da acção sísmica.

Os efeitos da inércia sísmica de projecto devem ser avaliados tendo em conta a presença de massas associadas a todas as cargas gravíticas presentes na seguinte combinação de acções,

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}\psi_{2,i}Q_{k,i}\}; j \geq 1; i \geq 1, \quad (15)$$

onde  $E$  representa o efeito da acção e  $E_d$  o valor de dimensionamento das acções. A equação da combinação sísmica é:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (16)$$

onde  $\psi_{2,i}$  representa o coeficiente de combinação para a acção variável  $i$ .  $G$  toma o valor das acções permanente,  $Q$  o valor das acções variáveis,  $P$  o valor de acção do pré-esforço e  $A_{Ed}$  o valor da acção sísmica de projecto,  $A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$ .

Para acções acidentais ou para a acção sísmica o factor parcial para o estado limite último é 1,0. O coeficiente de combinação  $\psi_{2,i}$  tem em conta que nem toda a carga  $Q_{k,i}$  actua em toda a estrutura durante o sismo. Neste caso, o valor de  $\psi_{2,i}$  é nulo para a única sobrecarga do edifício em estudo, que se encontra coberta. Este coeficiente pode justificar a reduzida participação de massas no movimento da estrutura devido à ligação não rígida entre diferentes elementos, como entre a cobertura e as paredes exteriores.



## 7 Modelação de um Edifício Histórico de Alvenaria

O objectivo principal deste trabalho consiste na análise do comportamento de edifícios de alvenaria histórica em geral e no estudo da sensibilidade deste tipo de estruturas a alterações nos valores das características mecânicas e geométricas dos seus elementos. Para tal, recorreu-se a uma estrutura concreta de alvenaria antiga.

Como principais requisitos do caso a estudar, pretendia-se um edifício de complexidade moderada de forma a ser compatível com o tempo disponível para a realização deste trabalho, assim como um edifício que apresentasse o maior número de elementos característicos deste tipo de construções, como sejam: arcos de volta perfeita, arcos ogivais, arcobutantes e contrafortes. Todas estas características foram encontradas num edifício de relativa proximidade geográfica, a Igreja de Jesus em Setúbal, tendo sido utilizada a geometria deste edifício como caso de estudo.

A Igreja de Jesus em Setúbal, actualmente sob a tutela da Santa Casa da Misericórdia de Setúbal, trata-se de um edifício datado da última década do século XV, sendo a autoria da sua traça atribuída ao mestre Boitaca, o maior representante da arquitectura religiosa manuelina.

### 7.1 Geometria

O edifício é constituído por um piso térreo com 36 metros de comprimento por 13,5 metros de largura, com uma altura de 11 metros ao longo da nave e de 13 metros na zona do coro alto. As paredes exteriores apresentam uma espessura que varia entre 1 metro ao longo da nave e 1,5 metros no coro alto, com excepção das zonas onde existem contrafortes onde acresce 1 metro à espessura da parede adjacente. Na Figura 37 identificam-se estas zonas.

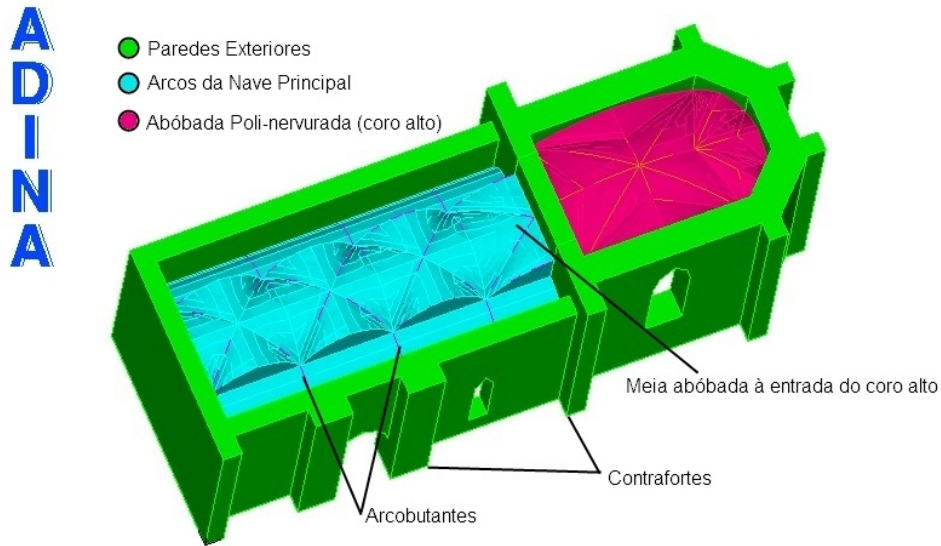


Figura 37 - Modelo do Edifício em estudo no software ADINA.

O interior da igreja apresenta três ogivas nervuradas ao longo da nave, separadas por pilares delgados ligados a arcobutantes (Figura 38 b) que descarregam nas paredes exteriores e contrafortes (Figura 38 a). À entrada do coro alto existe apenas metade de uma arcada e meio segmento de abóbada (Figura 38 c) que se une à parede do arco-cruzeiro na parte mais alta. No coro alto, encontra-se uma abóbada poli-nervurada rebaixada relativamente complexa (Figura 38 d), apoiada apenas nas paredes laterais.

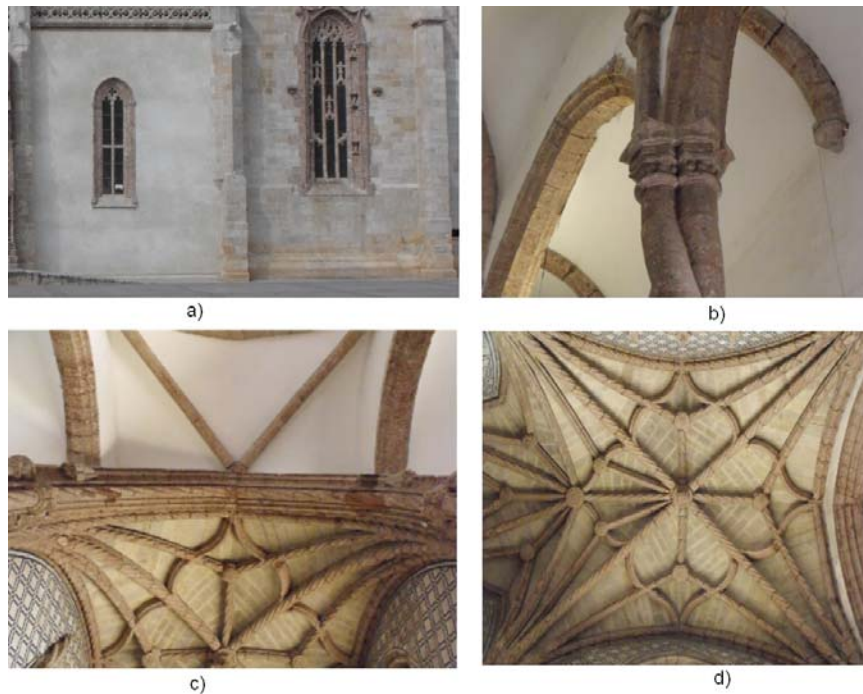


Figura 38 - Pormenores construtivos do edifício: a) pormenor dos contrafortes; b) pormenor dos pilares e arcobutantes; c) pormenor da metade de abóbada à entrada do coro alto; d) abóbada poli-nervurada do coro alto.

Os pilares existentes na nave apresentam forma de cordão com uma área em planta equivalente de um quadrado de 0,8X0,8 m (Figura 38 b). As nervuras das abóbadas e arcobutantes da nave têm secção transversal de 0,25X0,25 m enquanto as lajetas têm uma espessura de 0,20 m. No coro alto, as nervuras têm 0,15X0,15 m e as cascas uma espessura de 0,15 m. Na Figura 39 apresenta-se o modelo da estrutura de pilares, arcos e nervuras do interior do edifício.

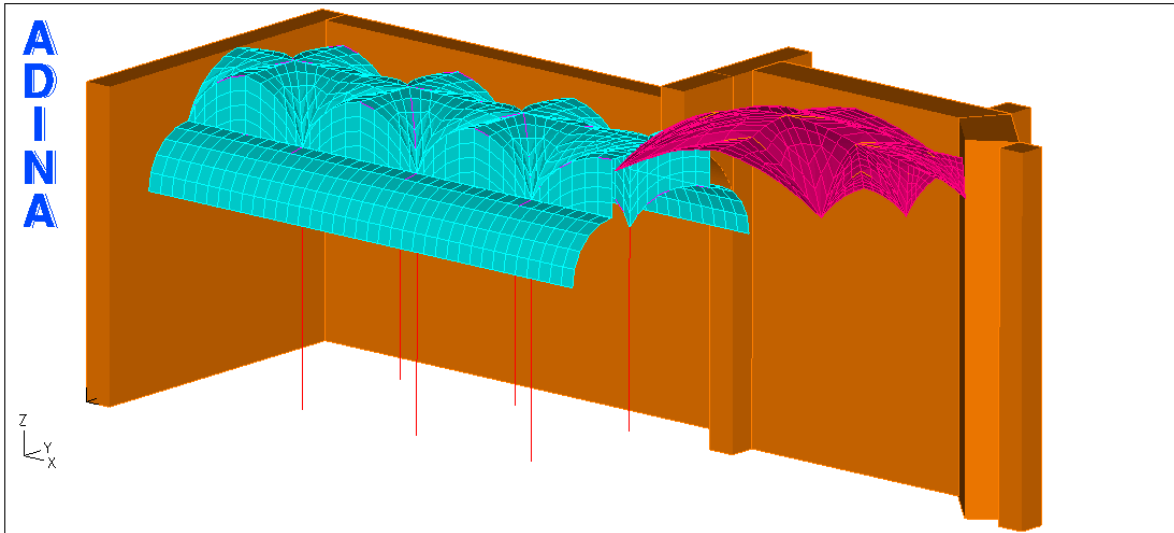


Figura 39 – Pormenor do modelo estrutural do interior do edifício, utilizando o programa ADINA.

## 7.2 Materiais de construção

- **Alvenaria**

A alvenaria constitui o principal material estrutural presente neste edifício, sendo na sua generalidade constituída por blocos de pedra irregulares unidos entre si por uma argamassa com fracas propriedades resistentes.

Como já foi referido anteriormente neste trabalho, a alvenaria constitui um material heterogéneo, irregular, descontínuo e anisotrópico devido à grande variabilidade de zonas preferenciais no que refere a linhas de rotura e desenvolvimento dos esforços. Assim, a modelação deste tipo de material torna-se num exercício complexo, devido à grande incerteza quanto ao comportamento do mesmo. Além disso, as diversas possíveis proveniências dos blocos de pedra, a dificuldade em estimar a capacidade resistente da argamassa e o desconhecimento das técnicas construtivas utilizadas na época dificultam ainda mais o processo de aferição das propriedades resistentes da alvenaria.

É portanto necessário definir os diversos parâmetros que definem a resistência e deformabilidade da alvenaria, nomeadamente o módulo de elasticidade e a resistência aos diferentes tipos de esforços, sendo

que a estimativa de todos estes parâmetros se reveste de um elevado grau de incerteza. Em rigor, como referido no Capítulo 6.1.1, deveriam ser efectuados ensaios *in situ* ou ensaios laboratoriais sobre amostras recolhidas no local, para que através desses ensaios se concluísse acerca das propriedades mecânicas do material estrutural em estudo. Como também já foi referido, a execução destes ensaios não foi possível devido à falta de meios. Contudo, recorrendo a alguma bibliografia disponível, foi possível obter valores para estes parâmetros apropriados ao caso em estudo, assim como a margem de erro desses valores. Em todo o caso existem algumas abordagens possíveis para uma correcta aferição dos seus valores característicos. O método mais prático consiste em considerar a alvenaria como um material homogéneo equivalente com propriedades mecânicas reduzidas, admitindo-se uma lei de comportamento elasto-plástico por ser a que melhor se adequa ao comportamento deste material. No entanto, na verificação de segurança presente no Eurocódigo 8 - Parte 3 a alvenaria é tratada como um material linear, sendo a sua resistência calculada através da formulação presente na mesma norma.

Assim, para total definição da alvenaria, são necessários os seguintes parâmetros:

- Módulo de Elasticidade (módulo de Young);
- Módulo de Distorção;
- Coeficiente de Poisson;
- Resistência à Compressão;
- Resistência ao Corte;
- Resistência à Tracção.

### 7.2.1 Características mecânicas

- Módulo de Elasticidade

Geralmente adopta-se o diagrama da Figura 40 a), em que para uma tensão  $\sigma_{MAX}$  está associada uma extensão de pico  $\epsilon_p$ . Contudo, para efeitos de dimensionamento utiliza-se simplificada o diagrama parábola-rectângulo da Figura 40 b), proposto pelo Eurocódigo 6 e semelhante ao vulgarmente utilizado para o betão. Assim, deve-se utilizar um módulo de elasticidade tangente ou secante de forma a ter em consideração a não linearidade do comportamento estrutural deste material (EN1996-1, 2005).

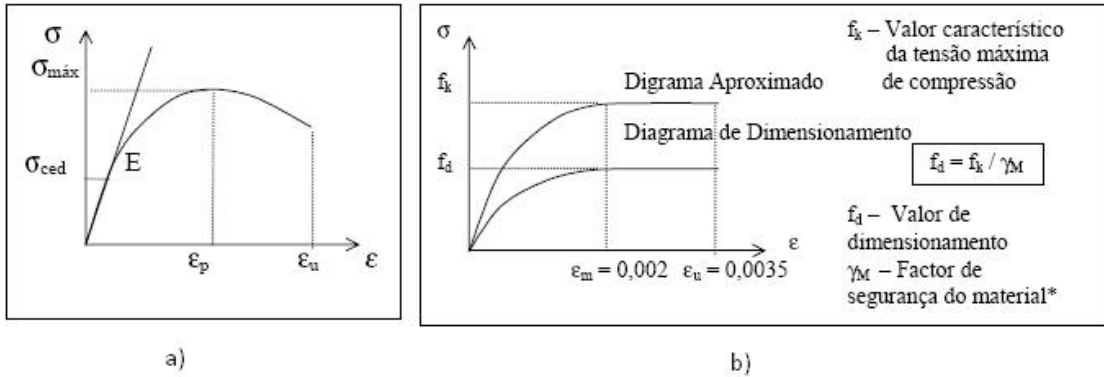


Figura 40 - Relação tensão-deformação: a) expectável; b) adoptada pela EN1996. – Parte 1.

- Módulo de Distorção

É dado por:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad (17)$$

em que:

$G$  é o Módulo de Distorção;  
 $E$  é o Módulo de Young;  
 $\nu$  é o Coeficiente de Poisson.

- Coeficiente de Poisson

É comum admitir-se para esse parâmetro valores entre 0,2 e 0,3, tendo-se adoptado 0,2. Existem no entanto, sugestões quanto ao valor de cálculo do Coeficiente de Poisson a estimar:

$$\nu = 0,5 - 0,1 \times \sqrt[4]{f_k}, \quad (18)$$

em que:

$\nu$  é o coeficiente de Poisson;  
 $f_k$  é o valor característico da resistência à compressão.

- Resistência à Compressão

Na definição da capacidade resistente da alvenaria à compressão, o Eurocódigo 6 - Parte 1 propõe uma análise considerando o aglomerado de blocos de pedra como um material compósito formado pelos blocos e pela argamassa.

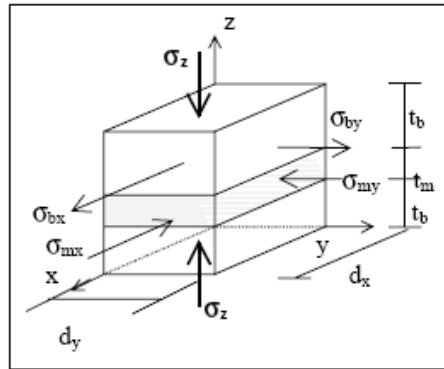


Figura 41 - Tensões na alvenaria considerada como um material compósito formado por unidades de pedra e argamassa.

No entanto, a proposta do Eurocódigo 6 para cálculo das propriedades das alvenarias, apenas prevê alvenarias com blocos regulares, uma vez que apenas é aplicável a construções novas, o que não se verifica no estudo em causa.

- Resistência ao Corte

A resistência ao corte de estruturas de alvenaria suscita bastantes dúvidas no que toca à sua correcta avaliação e quantificação. O Eurocódigo 6 considera que a resistência ao corte de alvenaria de blocos regulares é condicionada pela resistência ao corte conferida pela coesão da alvenaria,  $f_{vk0}$ , acrescida de um aumento de resistência conferido pelo grau de compressão a que a peça está sujeita:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d < 0,065f_b, \quad (19)$$

em que:

$f_{vk}$  é o valor de resistência ao corte;

$f_{vk0}$  é o valor de resistência ao corte sob compressão nula;

$\sigma_d$  é o valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte;

$f_b$  é o valor de resistência à compressão das unidades.

Para efeitos de verificação de segurança, uma vez que a distribuição real das tensões de corte tem um formato parabólico, como representado na Figura 42, o Eurocódigo 6 – Parte 1 define um parâmetro  $\beta$ , proposto com o valor de 1,5, pelo qual deve ser multiplicado o valor médio da tensão de corte actuante por forma a obter uma estimativa razoável do valor de tensão de corte máxima na secção em análise.

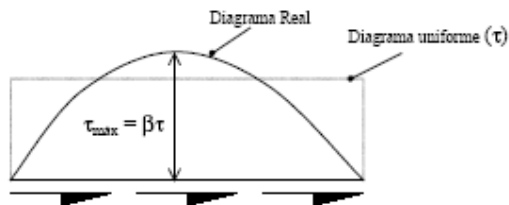


Figura 42 - Distribuição das tensões de corte na alvenaria.

Assim:

$$\tau_{max} = \beta\tau, \quad (20)$$

onde:

$\tau_{max}$  é o valor de resistência máxima ao corte;

$\beta$  é um parâmetro maximizador da tensão de corte média e igual a 1,5;

$\tau$  é o valor médio da tensão de corte actuante.

- Resistência à Tracção

A resistência a esforços de tracção da alvenaria depende essencialmente da qualidade e resistência conferida pela argamassa de ligação entre os vários blocos de pedra constituintes da alvenaria. Uma vez que o conhecimento sobre as argamassas de ligação do edifício são praticamente nulas, optou-se por considerar resistência nula aos esforços de tracção, estando assim do lado da segurança.

### 7.2.2 Valores característicos

Uma vez que o Eurocódigo 6 apenas refere valores característicos para edifícios novos de alvenaria, e visto não ter sido possível efectuar ensaios *in situ* para obtenção das características mecânicas dos materiais, optou-se por recorrer à bibliografia disponível, e utilizar os valores da Tabela 7, obtidos das orientações italianas para avaliação e redução do risco sísmico do património cultural (Lourenço, 2010).

Tabela 7- Valores de referência dos parâmetros (máximos e mínimos) e peso específico médio para diferentes tipologias de alvenaria histórica (Lourenço, 2010).

Tipologia da Alvenaria	$f_m$	$\tau_0$	E	G	$\omega$ ( $kN/m^3$ )
	( $N/cm^2$ )	( $N/cm^2$ )	( $N/mm^2$ )	( $N/mm^2$ )	
	min- max	min- max	min- max	min- max	
Alvenaria irregular	60	2,0	690	115	19
	90	3,2	1050	175	
Alvenaria de múltiplas folhas, com pedra regular nas faces exteriores e núcleo preenchido com material de pequenas dimensões e argamassa ordinária	110	3,5	1020	170	20
	155	5,1	1440	240	
Alvenaria de pedra com boa textura	150	5,6	1500	250	21
	200	7,4	1980	330	
Alvenaria em blocos de pedra macia	80	2,8	900	150	16
	120	4,2	1260	210	
Alvenaria de blocos de pedra bem emparelhados	300	7,8	2340	390	22
	400	9,8	2820	470	
Alvenaria de tijolos e argamassa de cal	180	6,0	1800	300	18
	280	9,2	2400	400	

Seguidamente esquematizam-se os 7 modelos de análise elaborados no decorrer do presente estudo.

Modelo	Alterações	
	Mecânicas	Geométricas
1	Modelo de referência, procura simular as características reais do edifício	
2	Paredes exteriores	
	-50% Modo de elasticidade	-50% Resistência
3	Paredes exteriores	
	+50% Modo de elasticidade	+50% Resistência
4	Pilares e nervuras	
	-25% Modo de elasticidade	-25% Resistência
5	Pilares e Nervuras	
	+25% Modo de elasticidade	+25% Resistência
6	=	Remoção dos contrafortes
7	=	Remoção dos arcobutantes

Figura 43 - Variação das características dos 7 modelos desenvolvidos para o estudo paramétrico.

### 7.3 Modelo 1

O Modelo 1 pretende simular as características mecânicas e geométricas do edifício existente.

A geometria utilizada foi obtida no local, tendo sido solicitadas plantas e alçados à entidade responsável pelo edifício.

Os materiais foram modelados como elástico-lineares tendo-se utilizado os parâmetros da Tabela 7. As paredes exteriores foram modeladas como elementos sólidos 3d, os pilares e nervuras como elementos de viga, e as lajetas das ogivas como elementos de casca. Para as paredes exteriores utilizaram-se as características mecânicas de uma alvenaria de múltiplas folhas, com pedra regular nas faces exteriores e núcleo preenchido com material de pequenas dimensões e argamassa ordinária. Para os pilares e nervuras utilizaram-se as características de uma alvenaria de blocos de pedra bem emparelhados e para as cascas as características de uma alvenaria de tijolos e argamassa de cal. Os valores utilizados são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Parâmetros de definição (Modelo 1).

Elemento	Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	Módulo de Young (MPa)	Massa volúmica ( $\text{Kg/m}^3$ )	Elemento utilizado na modelação	Tensão média de cedência à compressão (MPa)	Tensão média de cedência ao corte (MPa)
Paredes Exteriores	0,2	1200	2039	Sólido 3d	1,3	0,040
Pilares	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Nervuras-Nave	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080
Nervuras-Coro	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080

Antes de efectuar as verificações requeridas pelo Eurocódigo, obtiveram-se alguns valores importantes neste tipo de edifícios para uma análise qualitativa do estado de tensão do edifício.

Começando pelo estado de tensão das paredes exteriores, para onde se distribui a maioria das tensões, analisaram-se os valores de tensão segundo Z de forma a verificar se existem tracções (não desejadas em edifícios de alvenaria) ou compressões demasiado elevadas que excedam a respectiva tensão de cedência. Na Figura 44 é possível observar esses valores. Note-se que, em todas as figuras subsequentes, as tensões são dadas em Pa, os esforços em N e os deslocamentos em m.

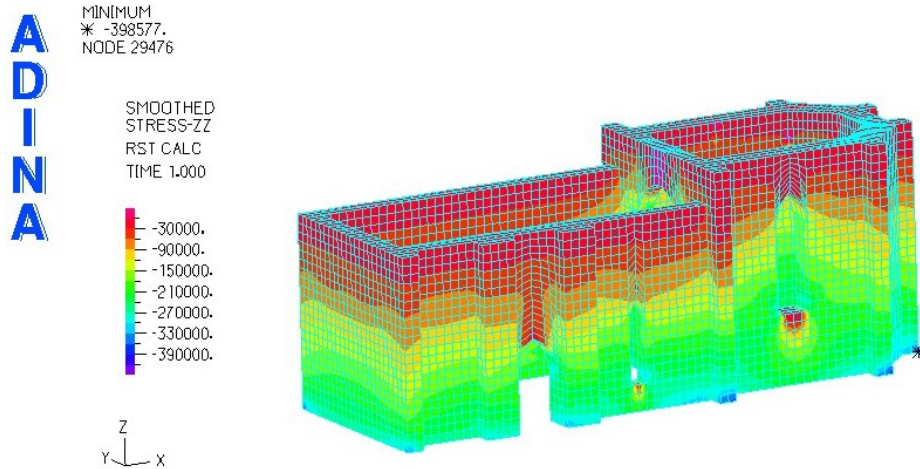


Figura 44 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 1).

A tensão máxima de compressão é de aproximadamente 0,40 MPa e ocorre, como seria de esperar, na base do edifício, devido ao peso próprio da estrutura que comprime a alvenaria na base. Para análise comparativa entre os vários modelos, determinaram-se também os deslocamentos verticais da estrutura, obtendo-se os resultados observáveis na Figura 45.

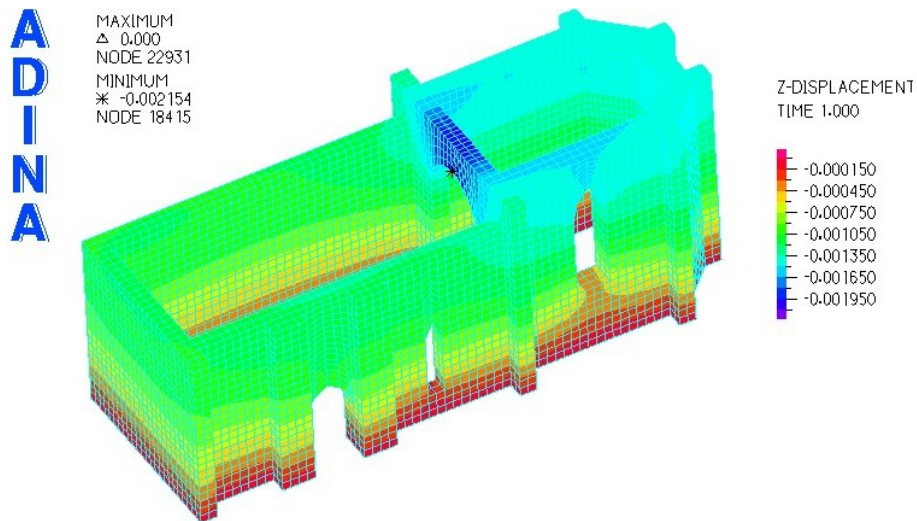


Figura 45 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 1).

Uma vez que as paredes exteriores se encontram todas à compressão, os deslocamentos são sempre negativos. O valor máximo, 2,15 mm, ocorre na base da parede da entrada do coro alto, pois esta parede encontra-se suspensa.

Em seguida, obtiveram-se os valores de esforço axial nos pilares da nave (ver Figura 46).

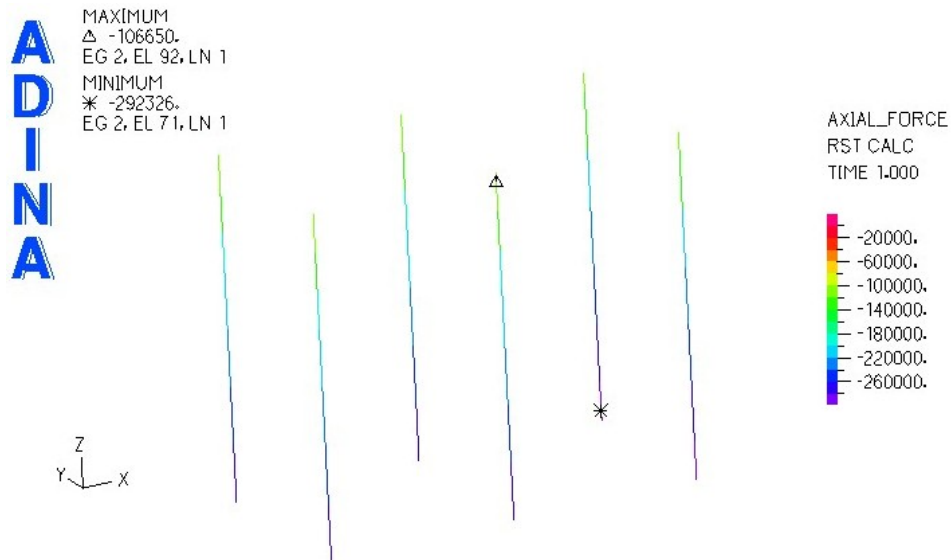


Figura 46 - Esforço axial em pilares (Modelo 1).

Como seria espectável todos os pilares encontram-se à compressão e o valor máximo de esforço axial é de 292kN, o que equivale a uma tensão de 0,47MPa. Os valores mais elevados de compressão situam-se na base dos pilares, que para além de suportarem os arcos e ogivas, também suportam o seu peso próprio.

Assim como foi feito para as paredes exteriores, também os valores de deslocamentos verticais foram obtidos para os pilares e são apresentados na Figura 47.

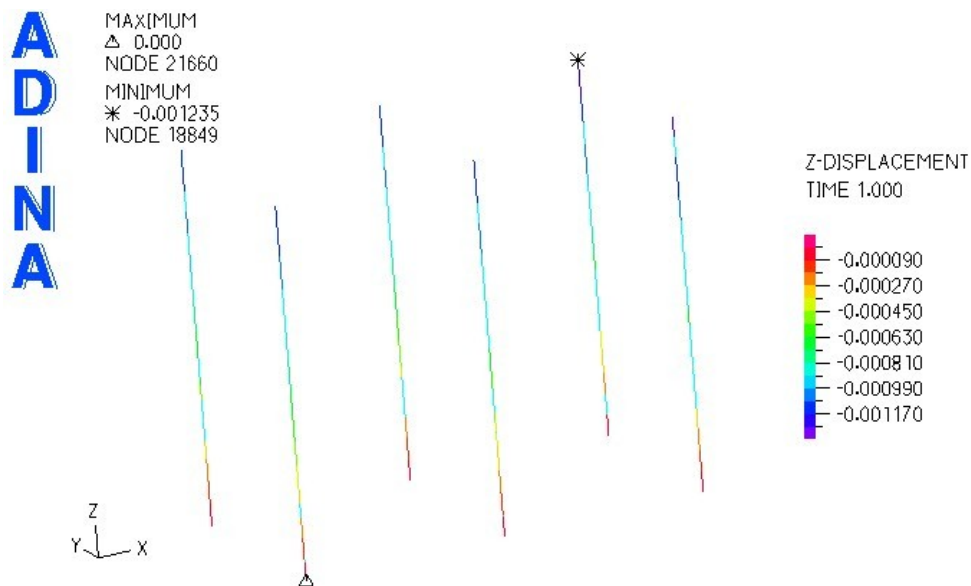


Figura 47 - Deslocamentos nos pilares segundo o eixo Z (Modelo 1).

À semelhança do que acontece com as paredes exteriores, também os pilares apresentam sempre deslocamentos negativos segundo Z, sendo o seu valor máximo aproximadamente 1,24 mm, obtido no topo do pilar.

Uma vez que os pilares são elementos relativamente esbeltos, importa analisar os seus esforços de corte e deslocamentos nas direcções transversais (X e Y). Esses valores são mostrados nas Figuras 48 e 49.

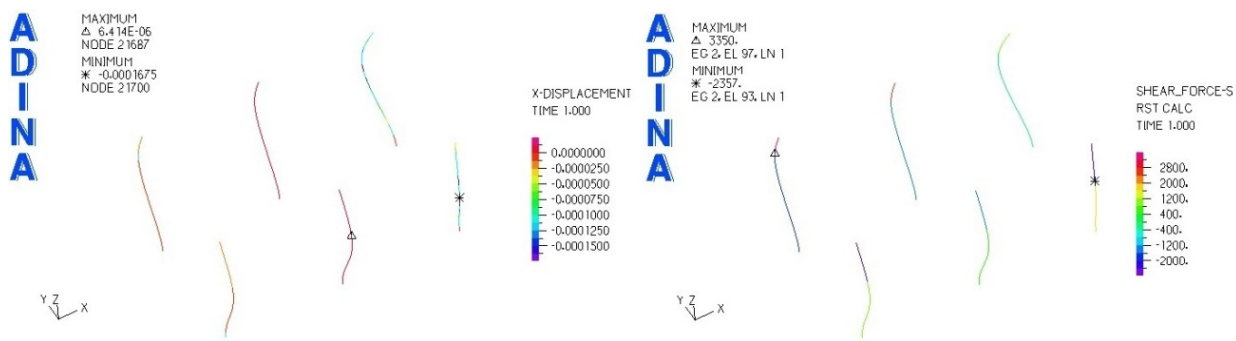


Figura 48 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 1).

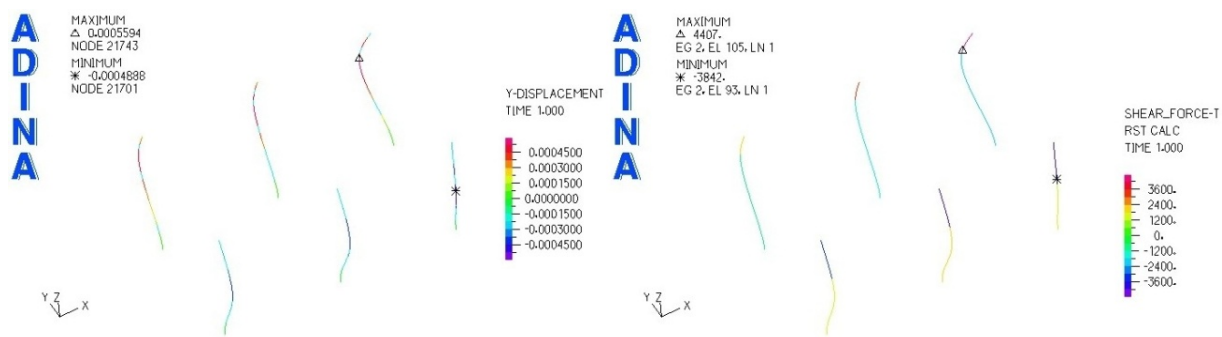


Figura 49 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 1).

Observam-se alguns deslocamentos e esforços de corte, embora residuais, no plano horizontal dos pilares. A deformada foi ampliada de forma a tornar mais perceptíveis os resultados obtidos. O valor máximo de corte é de 4,4kN, que corresponde a uma tensão tangencial média de 0,006MPa. Os pilares junto à entrada da nave apresentam uma deformação oblíqua em relação aos eixos X e Y, uma vez que sobre eles apoiam as nervuras da meia abóbada, enquanto nos restantes estão apoiadas abóbadas completas, permitindo uma melhor distribuição dos esforços para os arcobutantes e pilares. É de notar que as direcções s e t correspondem respectivamente às direcções x e y no sistema local de coordenadas de cada pilar.

Por fim, analisaram-se os esforços axiais nas nervuras e arcos da nave (ver Figura 50) e no coro alto (ver Figura 51).

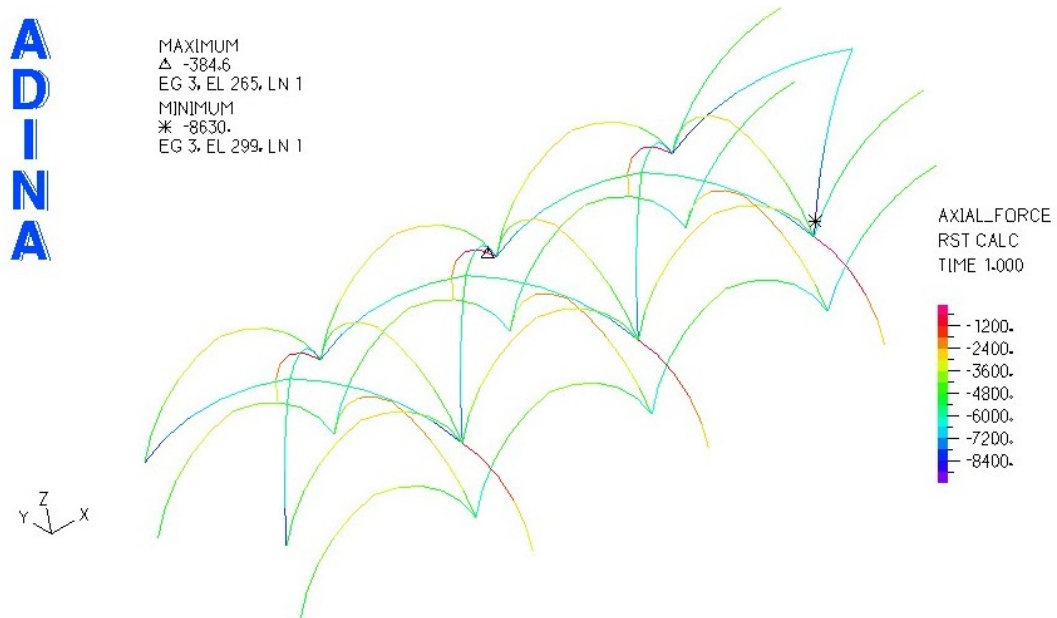


Figura 50 - Esforço axial nas nervuras da nave em Newton (Modelo 1).

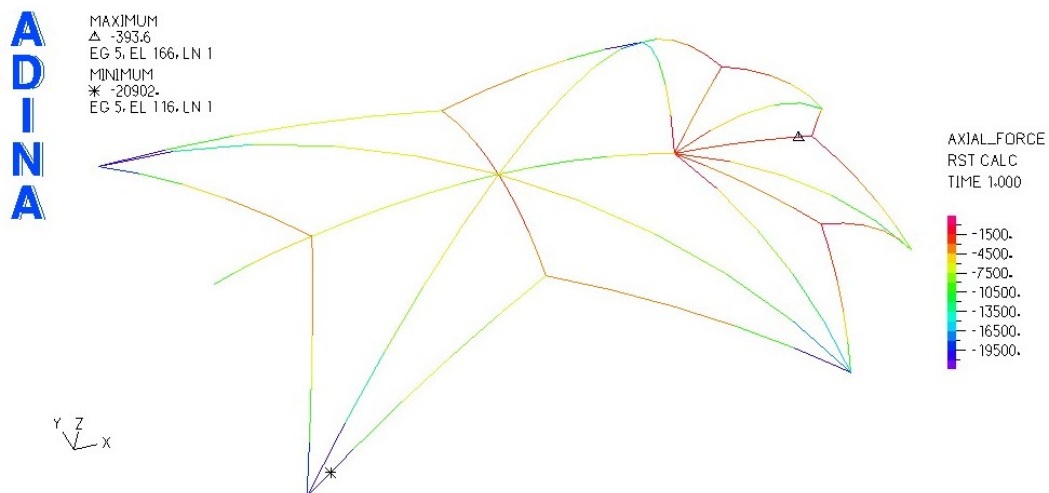


Figura 51 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 1).

É possível observar que todos os arcos estão a funcionar à compressão tal como seria espectável, apresentando esforços que são maiores na base dos arcos e que vão diminuindo até ao topo. Na nave, o esforço máximo é de 8,6kN que corresponde a uma tensão de 0,134MPa, e no coro alto o esforço máximo é de 20,9kN correspondendo a uma tensão de 0,52MPa.

## 7.4 Modelo 2

O Modelo 2 pretende simular as características mecânicas e geométricas do edifício existente. Utilizando a geometria do Modelo 1 e considerando as paredes exteriores fendilhadas. Para esse efeito, reduziu-se o modo de elasticidade, tensão de resistência à compressão e a tensão de resistência ao corte para metade do valor utilizado no Modelo 1

Os materiais foram modelados como elástico-lineares com os parâmetros da Tabela 7. As paredes exteriores foram modeladas por meio de elementos sólidos 3d, os pilares e nervuras com elementos de viga, e as lajetas das ogivas com elementos de casca. Para as paredes exteriores utilizaram-se as características mecânicas de uma alvenaria de folhas múltiplas, com pedra regular nas faces exteriores e núcleo preenchido com material de pequenas dimensões e argamassa ordinária, Para os pilares e nervuras utilizaram-se as características de uma alvenaria de blocos de pedra bem emparelhados e para as cascas as características de uma alvenaria de tijolos e argamassa de cal. Os valores utilizados são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros de definição (Modelo 2).

Elemento	Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	Módulo de Young (MPa)	Massa volúmica ( $\text{Kg/m}^3$ )	Elemento utilizado na modelação	Tensão média de cedência à compressão (MPa)	Tensão média de cedência ao corte (MPa)
Paredes Exteriores	0,2	600	2039	Sólido 3d	0,65	0,020
Pilares	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Nervuras-Nave	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080
Nervuras-Coro	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080

À semelhança do modelo anterior, antes de efectuar as verificações requeridas pelo Eurocódigo obtiveram-se alguns valores importantes neste tipo de edifícios, para uma análise qualitativa do estado de tensão da estrutura.

Começando pelo estado de tensão das paredes exteriores, para onde é distribuída a maioria das tensões, determinaram-se os valores de tensão segundo Z de forma a verificar se existem tracções (não desejadas em edifícios de alvenaria) ou compressões demasiado altas que excedam a tensão de cedência. Na Figura 52, é possível observar esses valores de tensão.

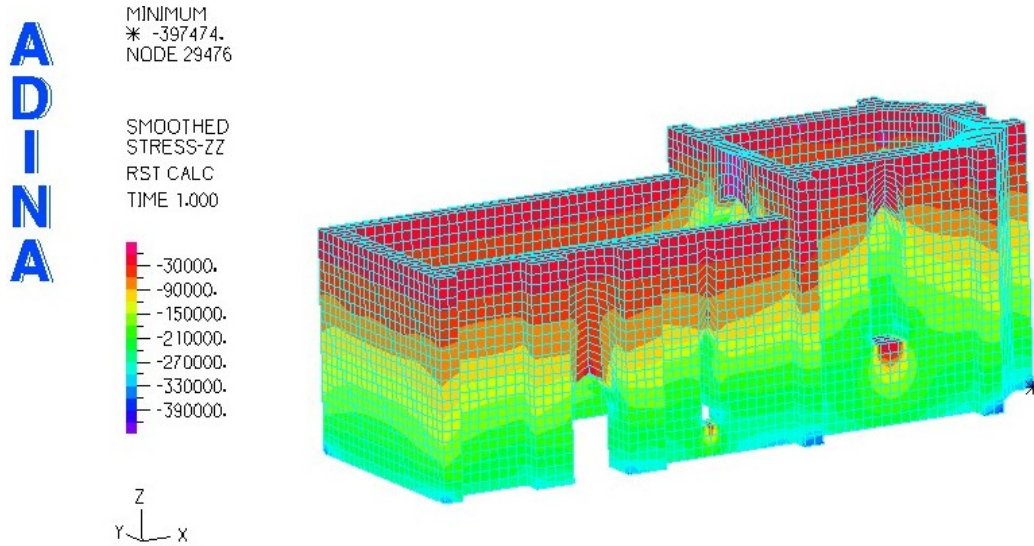


Figura 52 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 2).

Tal como no Modelo 1, a tensão máxima de compressão é de aproximadamente 0,40 MPa e ocorre, como seria de esperar, na base do edifício, devido ao peso próprio da estrutura que comprime a alvenaria na base. Para análise comparativa entre os vários modelos, analisaram-se também os deslocamentos verticais da estrutura, obtendo-se os resultados representados na Figura 53. Como todas as características do material, com excepção do modelo de elasticidade, se mantiveram inalteradas, as tensões são iguais às obtidas anteriormente.

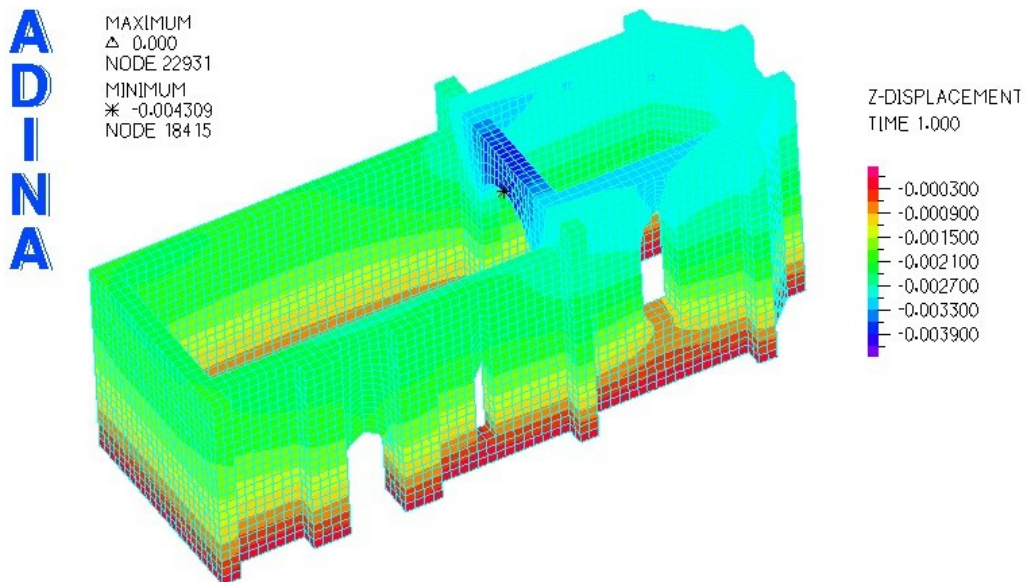


Figura 53 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 2).

Uma vez que as paredes exteriores se encontram todas em compressão, também os deslocamentos são sempre negativos. No entanto, tais valores são o dobro dos obtidos no Modelo 1 devido ao módulo de elasticidade ser metade do valor do modelo anterior. O valor máximo, 4,31 mm, ocorre na base da parede de entrada do coro alto, pois esta parede encontra-se suspensa.

De seguida obtiveram-se os valores de esforço axial nos pilares da nave (ver Figura 54).

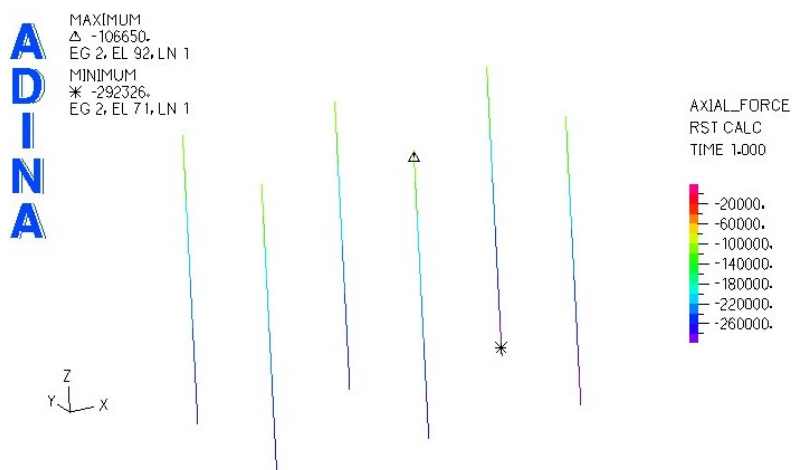


Figura 54 - Esforço axial nos pilares (Modelo 2).

Como seria espectável todos os pilares se encontram no mesmo estado de compressão do Modelo 1, e o valor máximo de esforço axial é o mesmo, 292kN, o que equivale a uma tensão de 0,47MPa. Os valores mais elevados de compressão situam-se na base dos pilares que, para além de suportarem os arcos e ogivas, suportam o seu peso próprio.

Analogamente ao efectuado para as paredes exteriores, também os valores de deslocamentos verticais foram obtidos para os pilares e são apresentados na Figura 55.

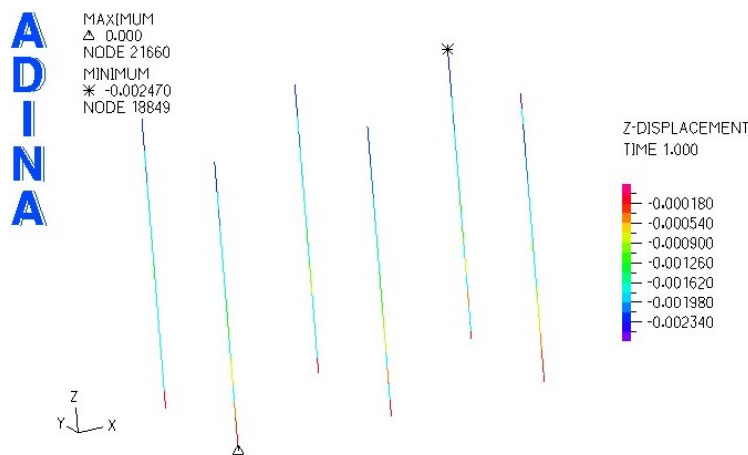


Figura 55 - Deslocamentos nos pilares segundo o eixo Z (Modelo 2).

À semelhança do que acontece no modelo anterior, todos os pilares apresentam deslocamentos negativos segundo Z sendo o seu valor máximo de 2,48 mm, sensivelmente o dobro do valor obtido no Modelo 1. Embora neste modelo as características dos pilares não tenham sido alteradas, o deslocamento das paredes obriga os pilares a deslocarem-se.

Importa também analisar os esforços de corte e os deslocamentos horizontais nos pilares. Os valores obtidos são apresentados nas Figuras 56 e 57.

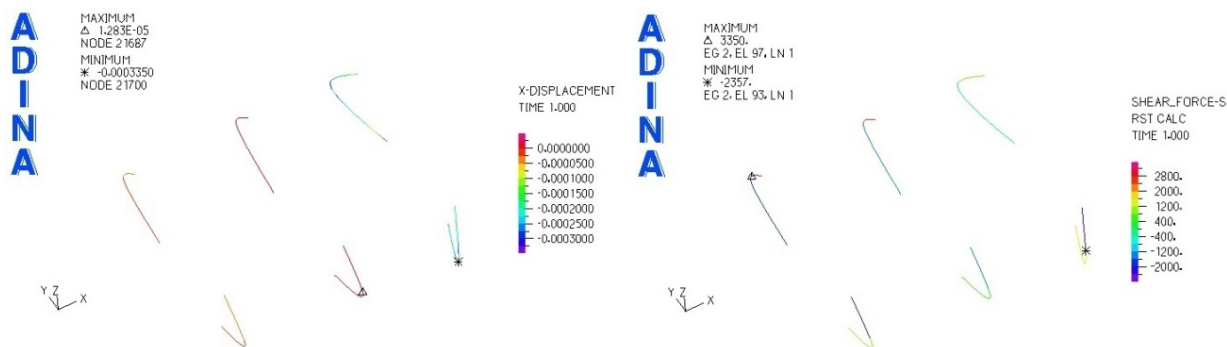


Figura 56 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 2).



Figura 57 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 2).

Tal como no Modelo 1, verificam-se alguns deslocamentos e esforços de corte no plano horizontal dos pilares. A deformada foi ampliada de forma a tornar mais perceptíveis os resultados obtidos. O valor máximo de corte é de 4,4N, que corresponde a uma tensão de 0,006MPa. Os pilares junto à entrada da nave apresentam uma deformação oblíqua em relação aos eixos X e Y, uma vez que sobre eles apoiam as nervuras da meia abóbada, enquanto nos restantes estão apoiadas abóbadas completas, permitindo uma melhor distribuição dos esforços para os arcobutantes e pilares. As direcções s e t correspondem respectivamente às direcções x e y, no sistema local de coordenadas de cada pilar.

Por fim, analisaram-se os esforços axiais nas nervuras e arcos da nave (ver Figura 58) e no coro alto (ver Figura 59).

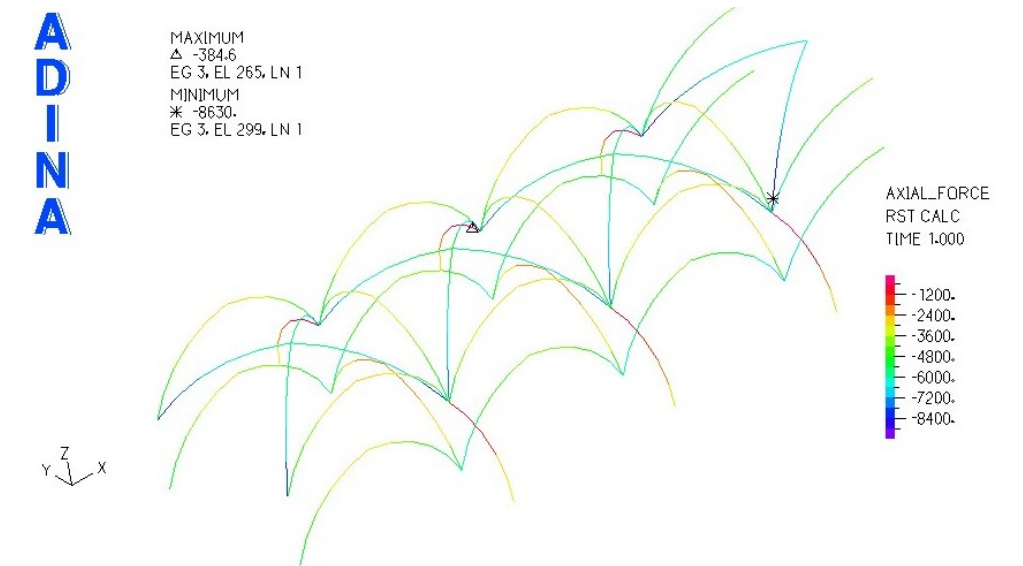


Figura 58 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 2).

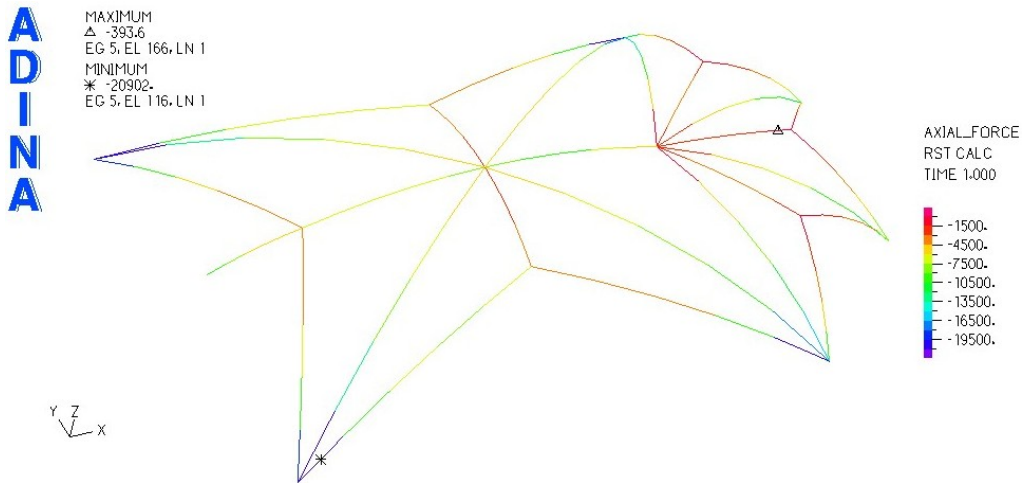


Figura 59 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 2).

Tal como no Modelo 1, todos os arcos estão sujeitos à compressão, apresentando esforços maiores na base dos arcos que vão diminuindo até ao topo. Na nave, o esforço máximo é de 8,6kN que corresponde a uma tensão de 0,134MPa, e o esforço máximo no coro alto é de 20,9kN que corresponde a uma tensão de 0,52MPa.

## 7.5 Modelo 3

O Modelo 3 pretende simular as características mecânicas e geométricas do edifício existente considerando as paredes exteriores reforçadas. Para esse efeito utilizou-se a geometria dos modelos anteriores e o módulo de elasticidade, bem como as tensões de resistência à compressão e corte foram aumentados em 50%.

Os materiais foram modelados como elástico-lineares, de acordo com os parâmetros da Tabela 10. As paredes exteriores foram modeladas com elementos sólidos 3d, os pilares e nervuras com elementos de viga, e as lajetas das ogivas com elementos de casca. Para as paredes exteriores utilizaram-se as características mecânicas de uma alvenaria de folhas múltiplas, com pedra regular nas faces exteriores e núcleo preenchido com material de pequenas dimensões e argamassa ordinária. Para os pilares e nervuras utilizaram-se as características de uma alvenaria de blocos de pedra bem emparelhados e para as cascas as características de uma alvenaria de tijolos e argamassa de cal. Os valores utilizados são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Parâmetros de definição (Modelo 3).

Elemento	Coefficiente de Poisson (v)	Módulo de Young (MPa)	Massa volúmica (Kg/m <sup>3</sup> )	Elemento utilizado na modelação	Tensão média de cedência à compressão (MPa)	Tensão média de cedência ao corte (MPa)
Paredes Exteriores	0,2	1800	2039	Sólido 3d	2,6	0,080
Pilares	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Nervuras-Nave	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080
Nervuras-Coro	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080

Assim como foi feito nos dois modelos anteriores, antes de efectuar as verificações requeridas pelo Eurocódigo, precedeu-se a uma análise qualitativa do estado de tensão da estrutura.

Começando pelo estado de tensão das paredes exteriores, para onde é distribuída a maioria das tensões, analisaram-se os valores de tensão segundo Z de forma a verificar se existem tracções (não desejadas em edifícios de alvenaria) ou compressões demasiado elevados que excedam a tensão de cedência. Na Figura 60 é possível observar esses valores.

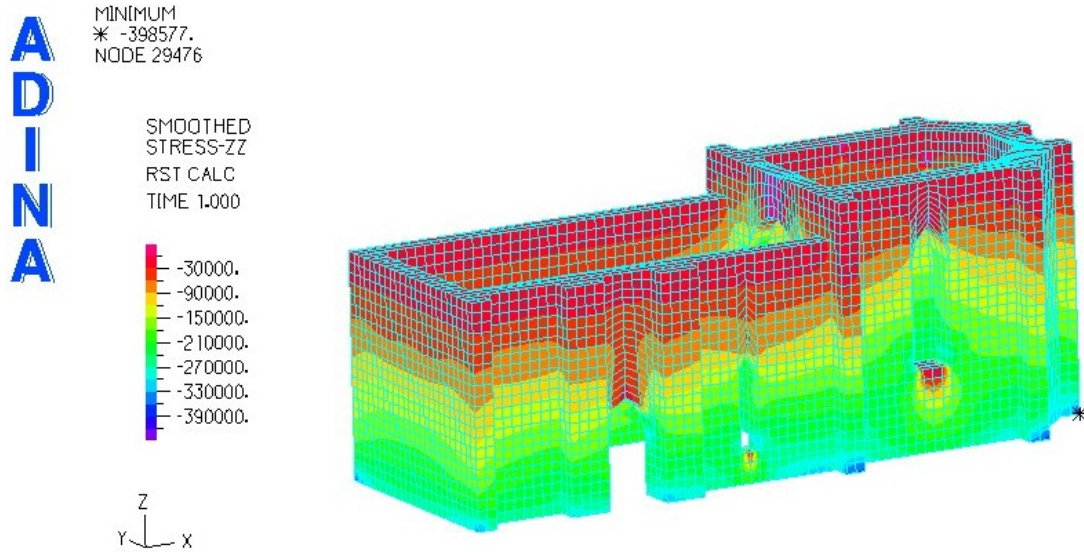


Figura 60 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 3).

A tensão máxima de compressão é de aproximadamente 0,40 MPa como nos dois modelos anteriores e ocorre na base do edifício, devido ao peso próprio da estrutura que comprime a alvenaria na base. Para análise comparativa entre os vários modelos, analisaram-se também os deslocamentos verticais da estrutura, obtendo-se os resultados representados na Figura 61.

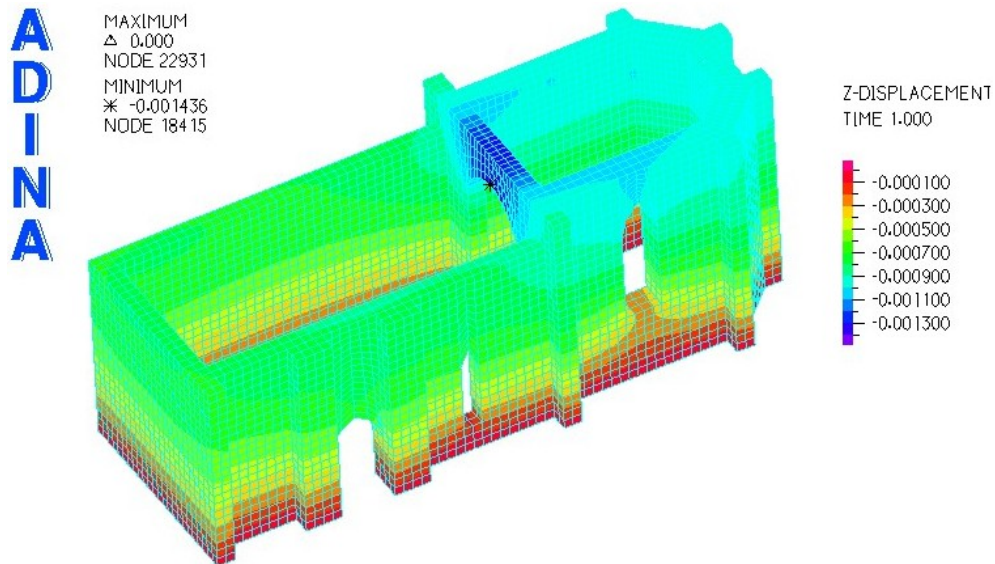


Figura 61 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 3).

As paredes exteriores encontram-se todas em compressão, sendo os deslocamentos sempre negativos. O seu valor máximo é de 1,15 mm, que ocorre na base da parede da entrada do coro alto, pois esta parede encontra-se suspensa. Os deslocamentos neste modelo são inferiores aos modelos 1 e 2, uma vez que o módulo de elasticidade é superior.

De seguida, obtiveram-se os valores de esforço axial nos pilares da nave apresentados na Figura 62.

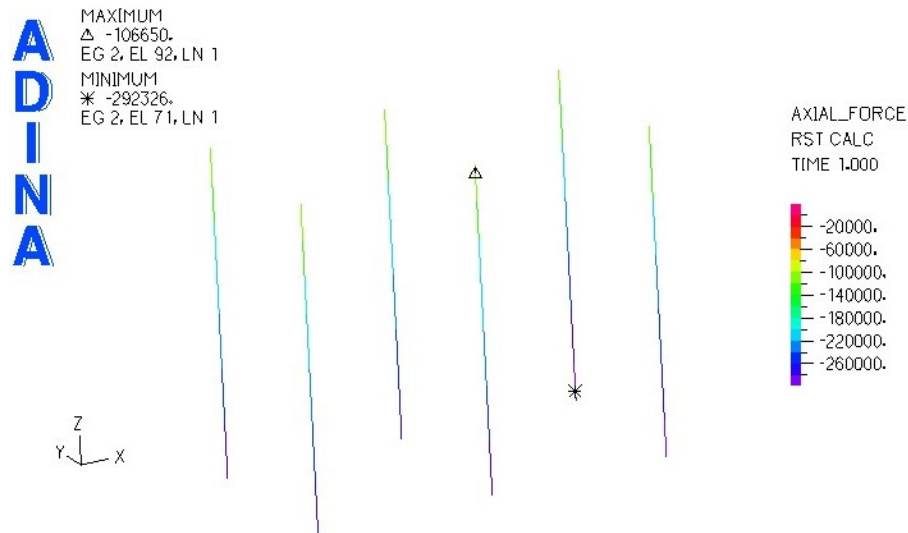


Figura 62 - Esforço axial nos pilares (Modelo 3).

Como seria expectável, os valores de tensão para o Modelo 3 são iguais aos dos Modelos 1 e 2, o valor máximo de esforço axial é de 292,3kN, o que equivale a uma tensão de 0,47MPa. Os valores mais elevados de compressão ocorrem na base dos pilares, que, para além de suportarem os arcos e ogivas, suportam o seu peso próprio.

Assim como foi feito para as paredes exteriores, também os valores de deslocamentos verticais foram obtidos para os pilares e são apresentados na Figura 63.

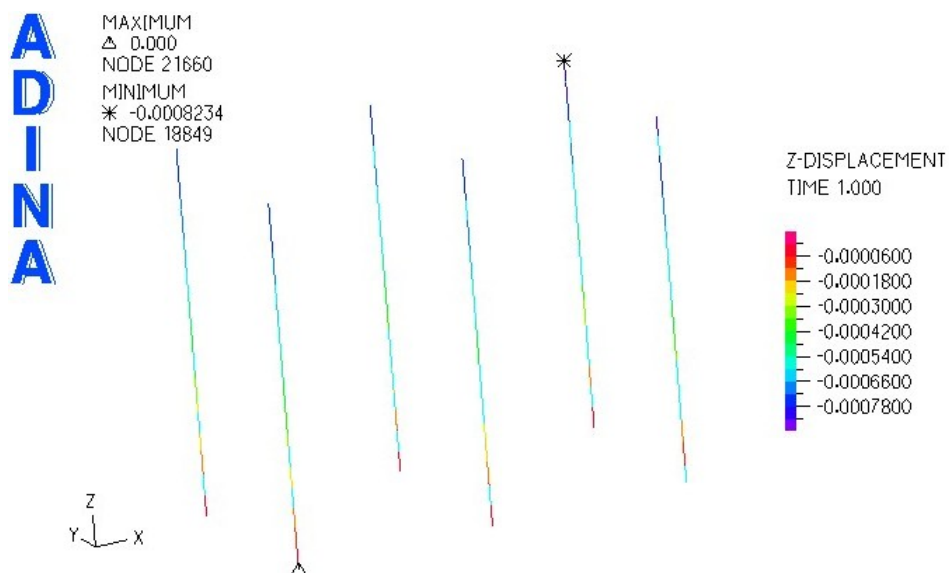


Figura 63 - Deslocamentos nos pilares segundo o eixo Z (Modelo 3).

Devido ao comportamento mais rígido das paredes exteriores, o valor máximo de deslocamento nos pilares é de 0,82 mm no topo, valor esse inferior ao do Modelo 1.

Ainda em relação aos pilares, analisaram-se os esforços de corte e os deslocamentos horizontais. Os valores obtidos são mostrados nas Figuras 64 e 65.

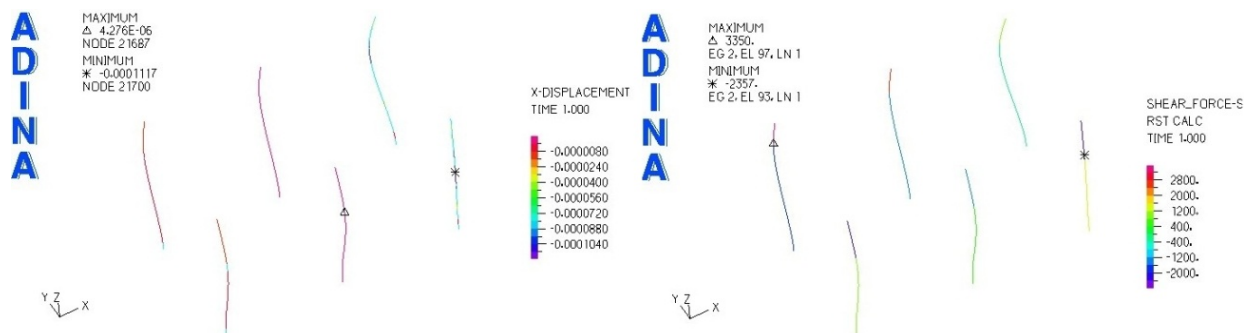


Figura 64 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 3).

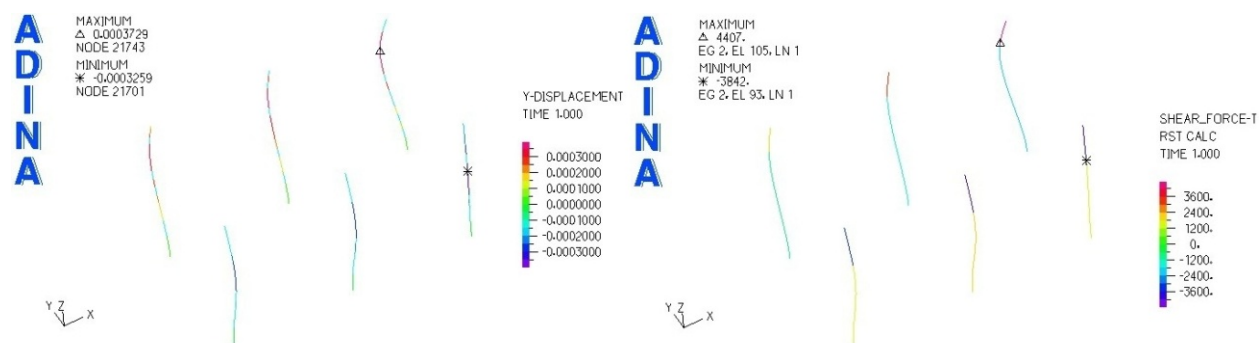


Figura 65 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 3).

Verificam-se alguns deslocamentos e esforços de corte, embora residuais, no plano horizontal dos pilares. A deformada foi ampliada para que os resultados obtidos sejam mais perceptíveis os resultados obtidos. O valor máximo de corte é de 4,4kN, tal como nos modelos anteriores, o que corresponde a uma tensão de 0,006MPa. Os pilares junto à entrada da nave apresentam a mesma deformação oblíqua em relação aos eixos X e Y, uma vez que sobre eles apoiam as nervuras de meia abóbada, enquanto nos restantes estão apoiadas abóbadas completas, permitindo uma melhor distribuição dos esforços para os arcobutantes e pilares. Como anteriormente, as direcções s e t correspondem respectivamente às direcções x e y, mas no sistema local de coordenadas de cada pilar.

Por fim, analisaram-se os esforços axiais nas nervuras dos arcos da nave e do coro alto, representados respectivamente, nas Figura 66 e Figura 67.

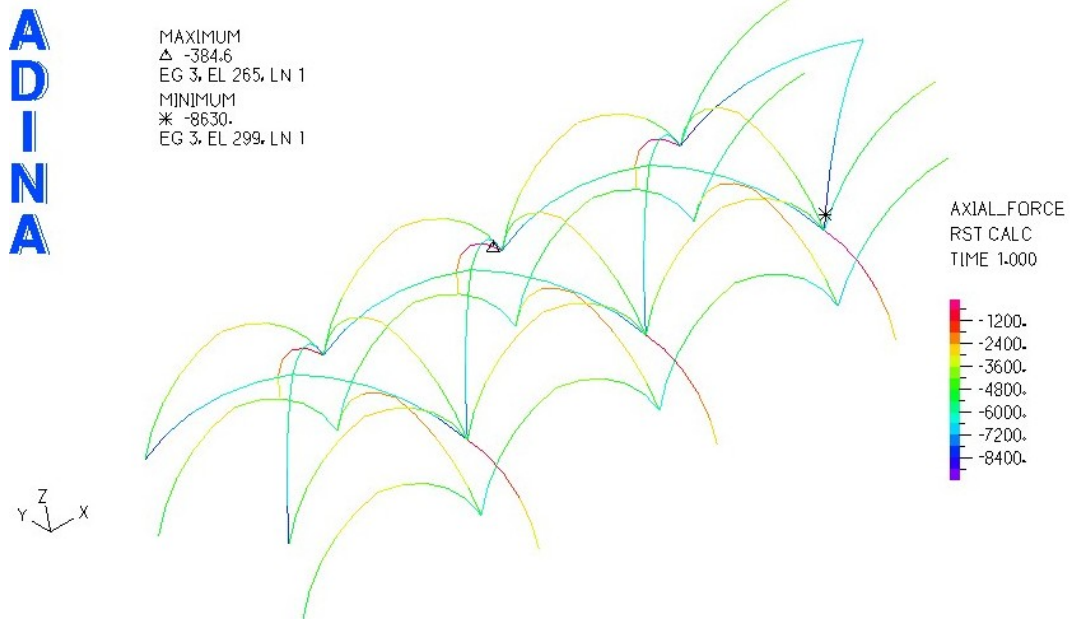


Figura 66 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 3).

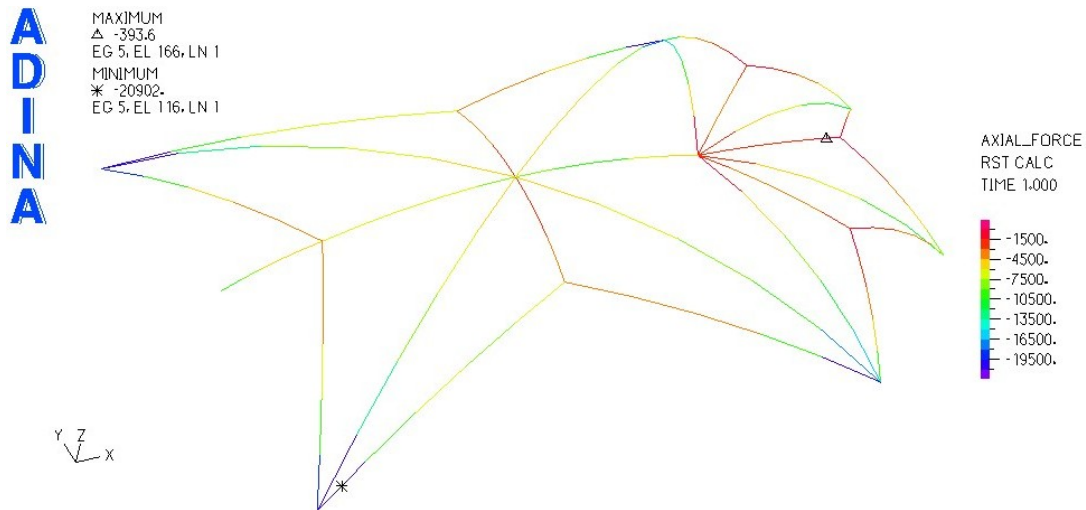


Figura 67 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 3).

Todas as nervuras apresentam esforços idênticos aos dos modelos anteriores, com maior tensão na base dos arcos que vai diminuindo até ao topo. Na nave, o esforço máximo é de 8,6kN que corresponde a uma tensão de 0,134MPa, e o esforço máximo no coro alto é de 20,9kN que corresponde a uma tensão de 0,52MPa.

## 7.6 Modelo 4

O Modelo 4 pretende simular as características mecânicas e geométricas do edifício existente, mas reduzido o valor do módulo de elasticidade dos pilares e nervuras. Esse valor foi diminuído em 25%.

A geometria utilizada foi obtida no local, tendo sido solicitadas plantas e alçados à entidade responsável pelo edifício.

Os materiais foram modelados como elástico-lineares, com os parâmetros da Tabela 11. As paredes exteriores foram modeladas com elementos sólidos 3d, os pilares e nervuras com elementos de viga, e as lajetas das ogivas com elementos de casca. Para as paredes exteriores utilizaram-se as características mecânicas de uma alvenaria de folhas múltiplas, com pedra regular nas faces exteriores e núcleo preenchido com material de pequenas dimensões e argamassa ordinária. Para os pilares e nervuras utilizaram-se as características de uma alvenaria de blocos de pedra bem emparelhados e para as cascas as características de uma alvenaria de tijolos e argamassa de cal. Os valores utilizados são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Parâmetros de definição (Modelo 4).

Elemento	Coefficiente de Poisson (v)	Módulo de Young (MPa)	Massa volúmica (Kg/m <sup>3</sup> )	Elemento utilizado na modelação	Tensão média de cedência à compressão (MPa)	Tensão média de cedência ao corte (MPa)
Paredes Exteriores	0,2	1200	2039	Sólido 3d	1,3	0,040
Pilares	0,2	1875	2245	Viga	3,5	0,088
Nervuras-Nave	0,2	1875	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080
Nervuras-Coro	0,2	1875	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080

Como nos modelos anteriores, obtiveram-se alguns valores importantes neste tipo de edifícios, para uma análise qualitativa do estado de tensão do edifício.

Começando pelo estado de tensão das paredes exteriores, para onde é distribuída a maioria das tensões analisaram-se os valores de tensão segundo Z de forma a verificar se existem tracções, não desejadas em edifícios de alvenaria, ou compressões demasiado elevadas que excedam a tensão de cedência. Na Figura 68 é possível observar esses valores.

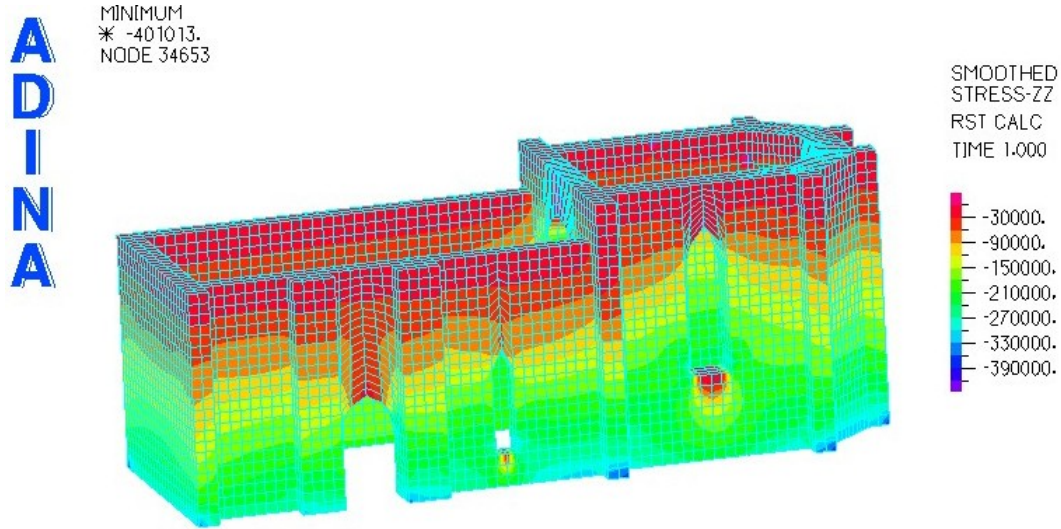


Figura 68 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 4).

A tensão máxima de compressão é de aproximadamente 0,40 MPa, ligeiramente superior à tensão obtida no Modelo 1. A maior flexibilidade dos arcos e abóbadas faz com que estes tenham tendência a “encaminhar” o campo de tensões para o exterior do edifício, onde as tensões já eram máximas. Analisaram-se de seguida os deslocamentos verticais da estrutura, obtendo-se os resultados observáveis na Figura 69.

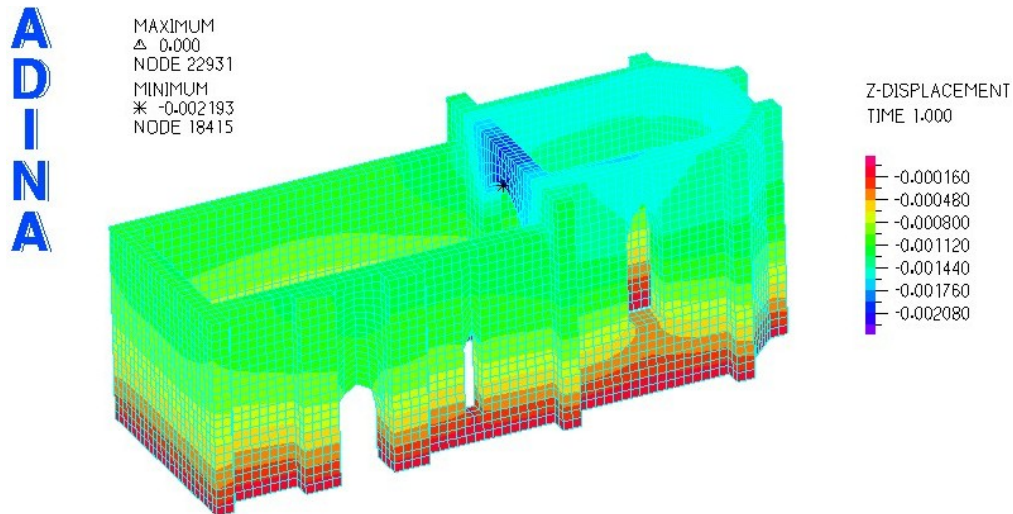


Figura 69 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 4).

Embora os valores de deslocamentos sejam muito semelhantes aos do Modelo 1, é possível verificar que na zona acima dos arcos, o deslocamento vertical é maior. A tendência dos arcos e abóbadas horizontalizarem as cargas devido à sua maior flexibilidade, diminui a tracção das fibras acima da localização onde os arcos ligam às paredes. O valor máximo do deslocamento é de 2,19 mm e ocorre na

base da parede da entrada do coro alto, pois esta parede encontra-se suspensa e a maior flexibilidade dos arcos permite que a parede suspensa se mova mais livremente.

De seguida obtiveram-se os valores de esforço axial nos pilares da nave, os quais estão apresentados na Figura 70.

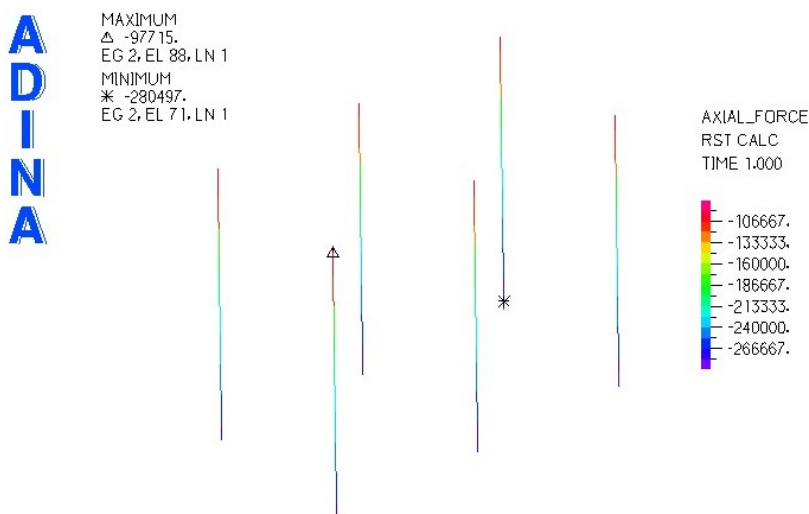


Figura 70 - Esforço axial nos pilares (Modelo 4).

Os pilares apresentam em geral menor esforço axial do que no Modelo 1. O esforço axial máximo é de 280,5kN, o que equivale a uma tensão de 0,44MPa. A maior flexibilidade dos pilares faz com que menores tensões vindas dos arcos e abóbadas passem para as paredes.

Assim como foi feito para as paredes exteriores, também os valores de deslocamentos verticais foram obtidos para os pilares e são apresentados na Figura 71.

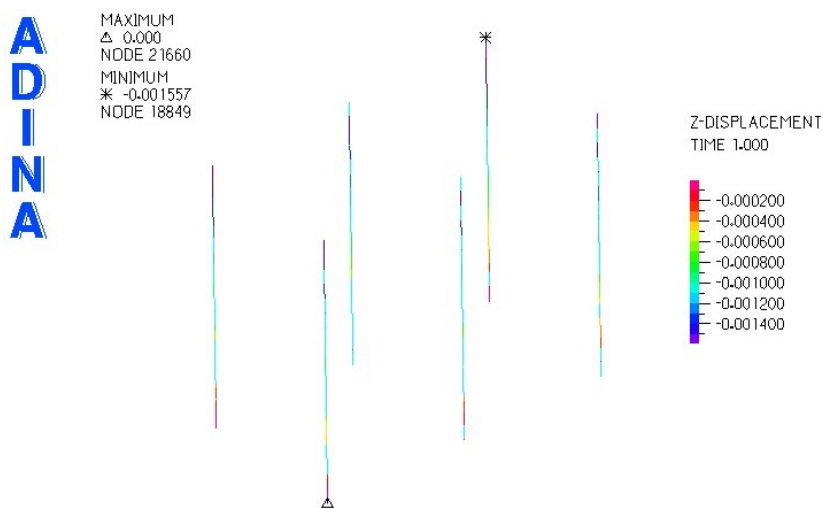


Figura 71 - Deslocamentos nos Pilares segundo o eixo Z (Modelo 4).

Devido à maior flexibilidade dos pilares, o seu deslocamento vertical máximo nos pilares é de 1,56 mm. Uma vez que os pilares são elementos relativamente esbeltos, importa analisar os deslocamentos horizontais e aos esforços de corte que neles actuam. Os valores obtidos e são mostrados nas Figuras 72 e 73.

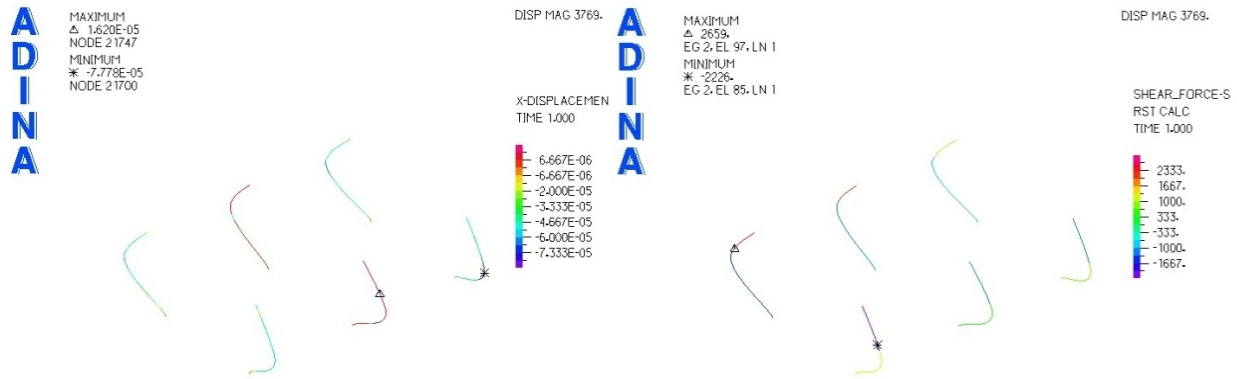


Figura 72 - Deslocamentos e esforços de corte na direção X dos pilares (Modelo 4).

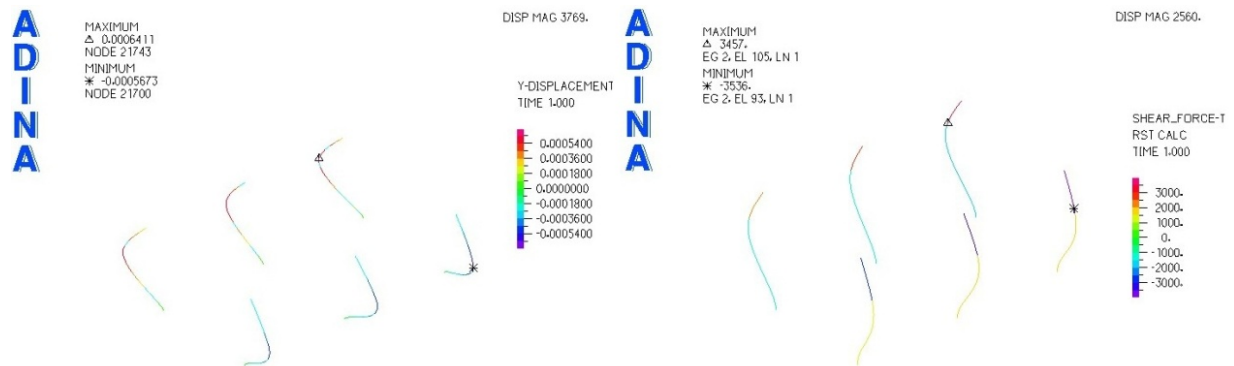


Figura 73 - Deslocamentos e esforços de corte na direção Y dos pilares (Modelo 4).

Verifica-se que os valores dos deslocamentos são superiores, devido à maior flexibilidade do material. O inverso se passa com as tensões, que são inferiores, pois são absorvidas pelas paredes. A deformada foi ampliada de forma a tornar mais perceptíveis os resultados obtidos. O valor máximo do esforço de corte é de 3,5kN, que corresponde a uma tensão de 0,0055MPa. As direcções s e t correspondem respectivamente às direcções x e y, mas no sistema local de coordenadas de cada pilar.

Por fim, analisaram-se os esforços axiais nas nervuras e arcos da nave, apresentados na Figura 74 e no coro alto (ver Figura 75).

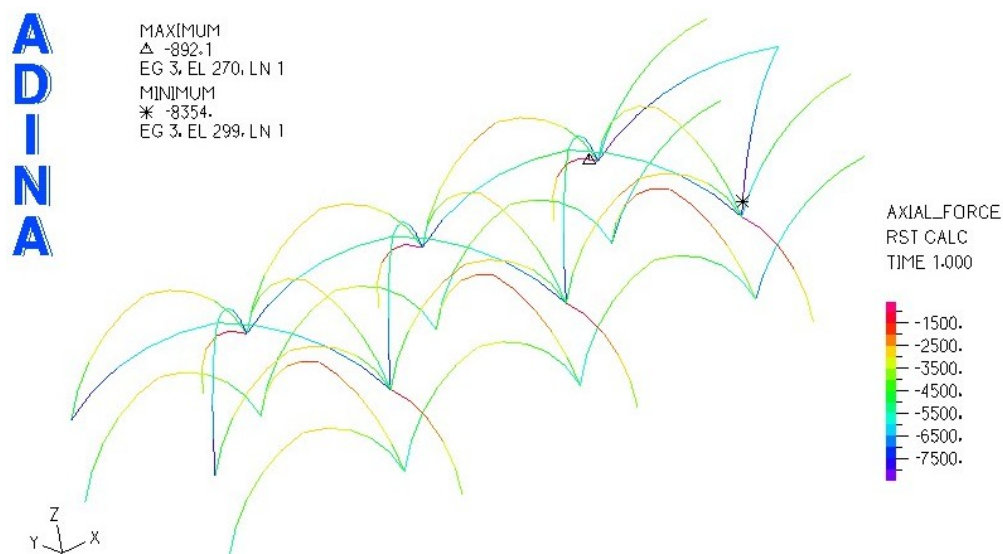


Figura 74 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 4).

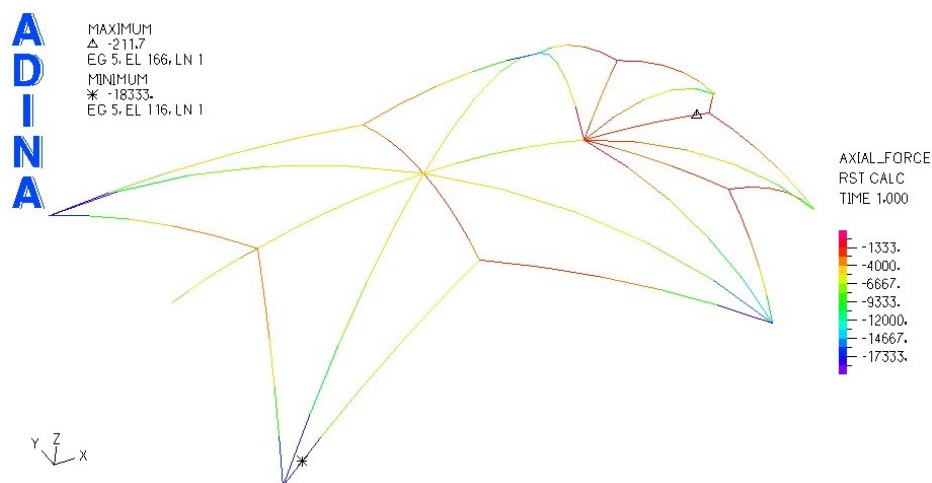


Figura 75 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 4).

É possível observar que todos os arcos continuam a funcionar à compressão com os mesmos valores obtidos no Modelo 1, uma vez que o peso próprio não foi alterado. Na nave, o esforço máximo é de 8,6kN que corresponde a uma tensão de 0,134MPa, na nave, e o esforço máximo no coro alto é de 209kN que corresponde a uma tensão de 0,52MPa.

## 7.7 Modelo 5

O Modelo 5 pretende simular as características mecânicas e geométricas do edifício existente, mas aumentando o valor do módulo de elasticidade dos pilares e nervuras. Esse valor foi aumentado em 25%.

A geometria utilizada foi obtida no local, tendo sido solicitadas plantas e alçados à entidade responsável pelo edifício.

Os materiais foram modelados como elástico-lineares, com os parâmetros da Tabela 12. As paredes exteriores foram modeladas com elementos sólidos 3d, os pilares e nervuras com elementos de viga, e as lajetas das ogivas com elementos de casca. Para as paredes exteriores utilizaram-se as características mecânicas de uma alvenaria de múltiplas folhas, com pedra regular nas faces exteriores e núcleo preenchido com material de pequenas dimensões e argamassa ordinária. Para os pilares e nervuras utilizaram-se as características de uma alvenaria de blocos de pedra bem emparelhados e para as cascas as características de uma alvenaria de tijolos e argamassa de cal. Os valores utilizados são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros de definição (Modelo 5).

Elemento	Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	Módulo de Young (MPa)	Massa volúmica ( $\text{Kg/m}^3$ )	Elemento utilizado na modelação	Tensão média de cedência à compressão (MPa)	Tensão média de cedência ao corte (MPa)
Paredes Exteriores	0,2	1200	2039	Sólido 3d	1,3	0,040
Pilares	0,2	3125	2245	Viga	3,5	0,088
Nervuras-Nave	0,2	3125	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080
Nervuras-Coro	0,2	3125	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080

Como nos modelos anteriores, obtiveram-se alguns valores importantes neste tipo de edifícios, para uma análise qualitativa do estado de tensão do edifício.

Começando pelo estado de tensão das paredes exteriores, para onde é distribuída a maioria das tensões analisaram-se os valores de tensão segundo Z de forma a verificar se existem tracções, não desejadas em edifícios de alvenaria, ou compressões demasiado elevadas que excedam a tensão de cedência. Na Figura 76 é possível observar esses valores.

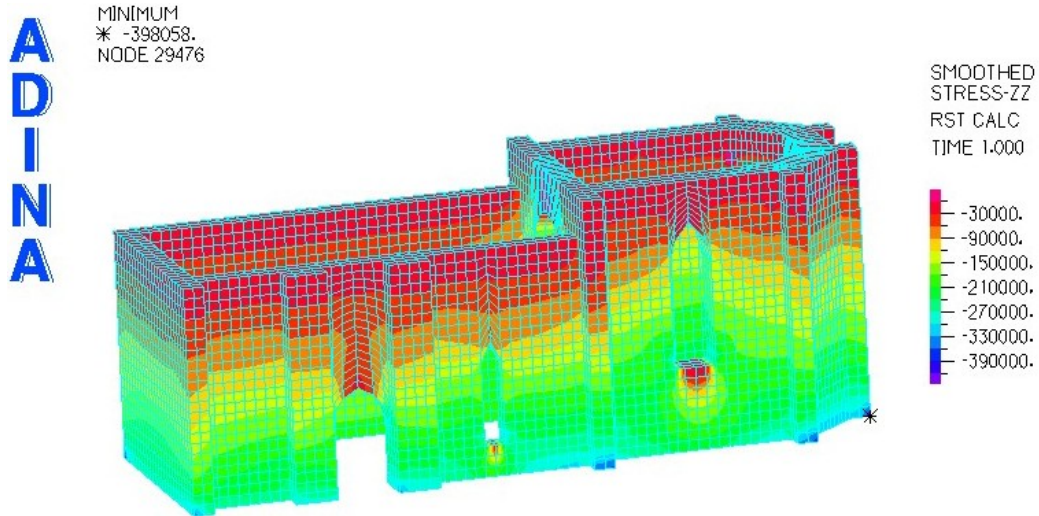


Figura 76 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 5).

A tensão máxima de compressão é de aproximadamente 0,39 MPa ligeiramente inferior à tensão obtida no Modelo 1. No entanto ambos os modelos apresentam um estado de tensão muito semelhante. Analisaram-se de seguida os deslocamentos verticais da estrutura, obtendo-se os resultados apresentados na Figura 77.

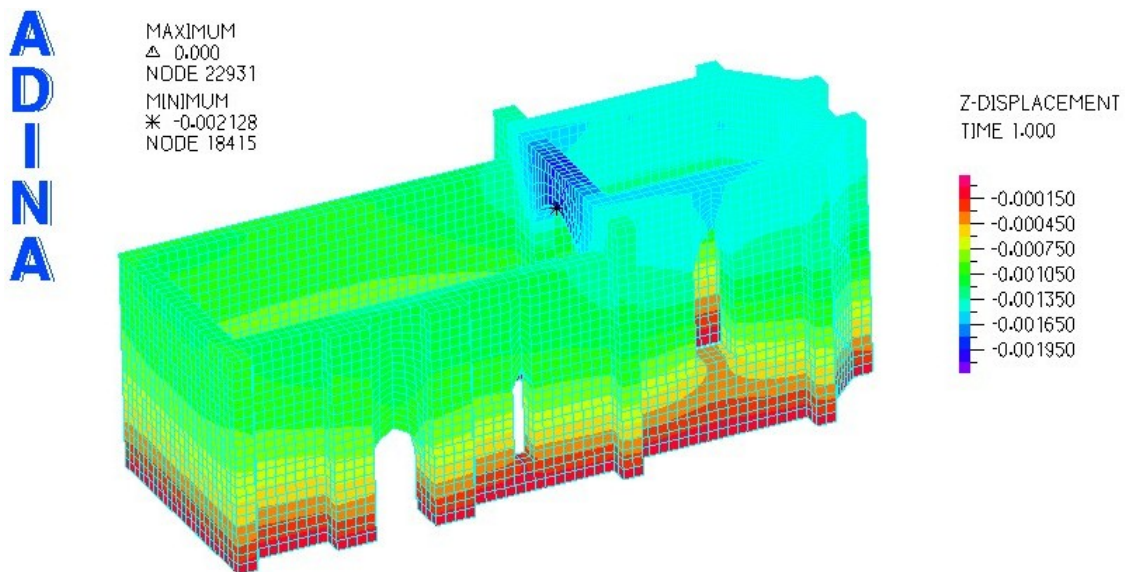


Figura 77 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 5).

Embora os valores de deslocamentos sejam muito semelhantes ao do Modelo 1, é possível verificar que na zona acima dos arcos, o deslocamento vertical é menor. A maior rigidez das nervuras reduz o movimento da parede suspensa. O valor máximo é de 2,13 mm, ocorre na base da parede da entrada do coro alto, pois esta parede encontra-se suspensa.

De seguida obtiveram-se os valores de esforço axial nos pilares da nave, os quais apresentados na Figura 78.

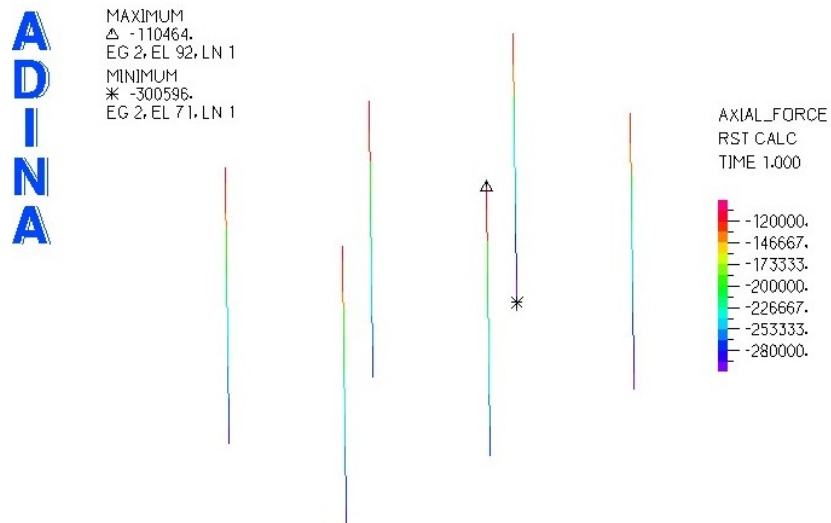


Figura 78 - Esforço axial nos pilares (Modelo 5).

Os pilares apresentam em geral um esforço axial superior ao obtido no Modelo 1, e no Modelo 4. O esforço axial máximo é de 300,6kN, o que equivale a uma tensão de 0,47MPa. A maior rigidez dos pilares faz com que estes absorvam mais tensões vindas dos arcos e abóbadas.

Assim como foi feito para as paredes exteriores, também os valores de deslocamentos verticais foram obtidos para os pilares, sendo apresentados na Figura 79.

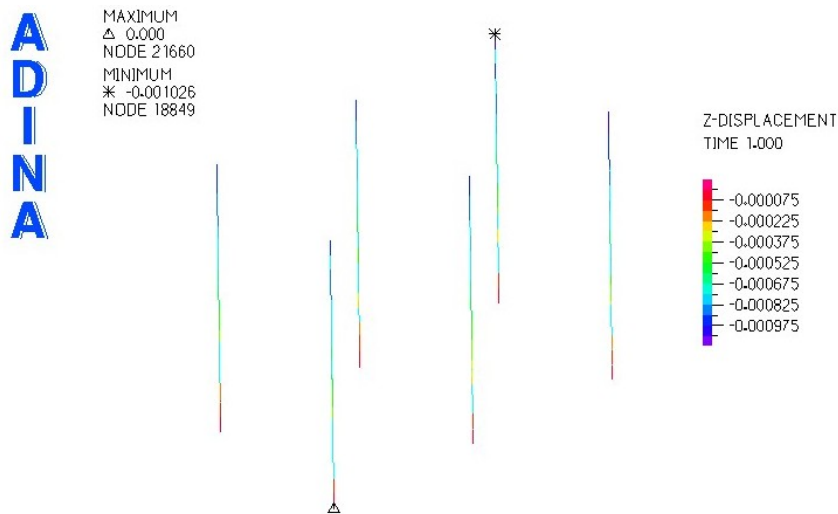


Figura 79 - Deslocamentos nos Pilares segundo o eixo Z (Modelo 5).

Devido à maior rigidez dos pilares, o deslocamento vertical máximo nos pilares é agora de 1,03mm.

Uma vez que os pilares são elementos relativamente esbeltos, importa analisar os seus esforços de corte e deslocamentos horizontais. Os valores obtidos são mostrados nas Figuras 80 e 81.

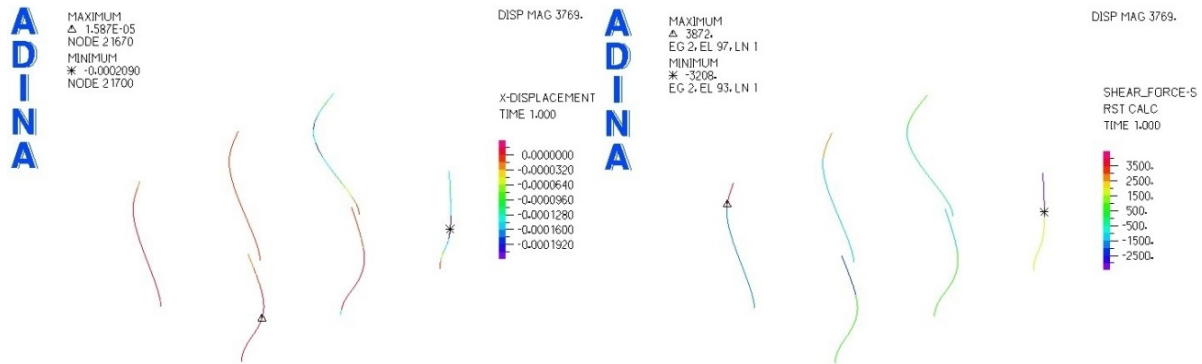


Figura 80 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 5).

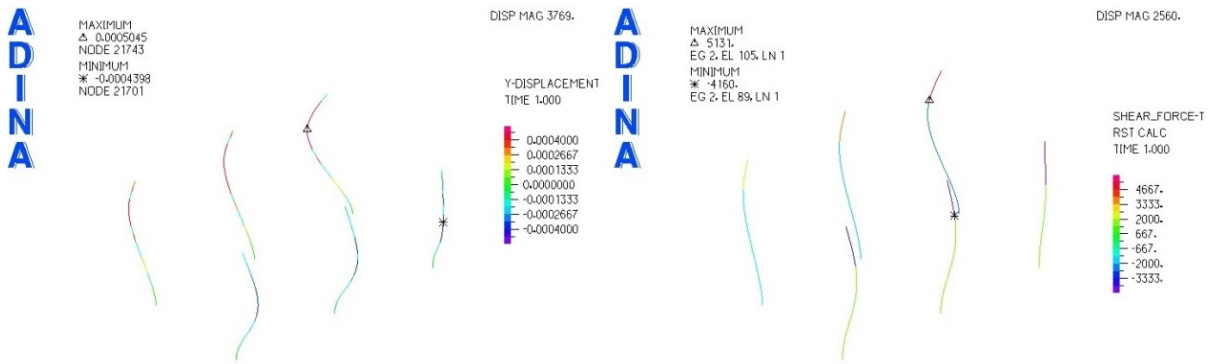


Figura 81 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares (Modelo 5).

Ao contrário do que seria espectável, os deslocamentos horizontais são superiores. De facto, embora os pilares sejam mais rígidos, também absorvem maior tensão, o que provoca maiores deslocamentos. A deformada foi ampliada de forma a tornar mais perceptíveis os resultados obtidos. O valor máximo de corte é de 5,1kN, que corresponde a uma tensão de 0,0080MPa. As direcções s e t correspondem respectivamente às direcções x e y, mas no sistema local de coordenadas de cada pilar.

Por fim, analisaram-se os esforços axiais nas nervuras e arcos da nave, apresentados na Figura 82, bem como no coro alto, apresentados na Figura 83.

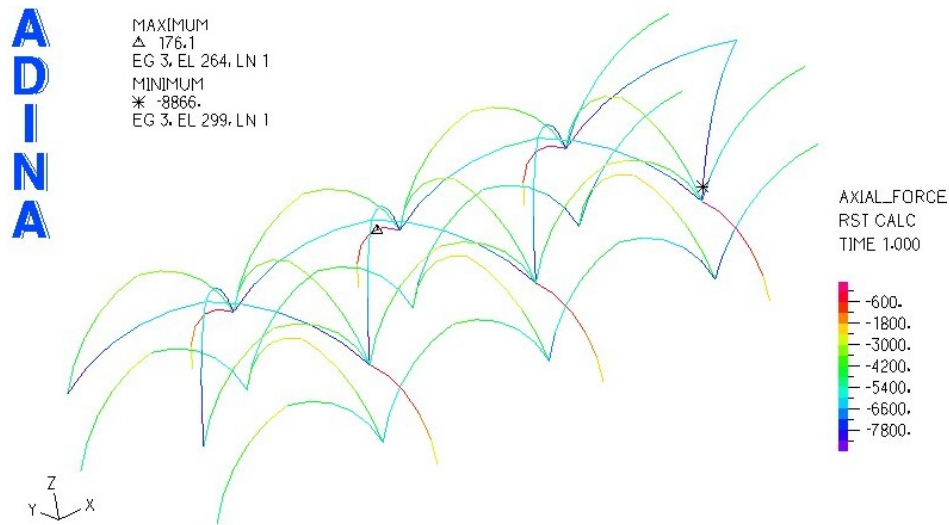


Figura 82 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 5).

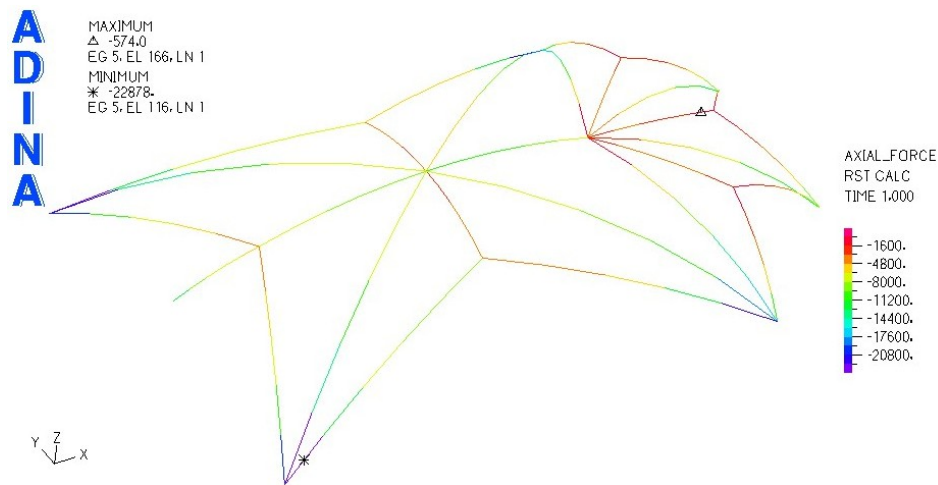


Figura 83 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 5).

Na nave, nos arcobutantes, surge agora uma zona ligeiramente traccionada, com um esforço de 0,176kN, equivalente a uma tensão de 0,003MPa. É também possível observar uma acumulação de compressões na zona dos pilares, que passam agora a absorver tensões que anteriormente iriam para os arcobutantes. Essa acumulação de tensões é notória no aumento do esforço máximo de compressão, que é agora de 8,9kN, equivalendo a uma tensão de 0,14MPa. No coro alto, também existe um aumento do esforço máximo em relação ao Modelo 1, que é agora de 22,9kN e equivale a uma tensão de 0,57MPa

## 7.8 Modelo 6

No Modelo 6 mantiveram-se todas as características geométricas do Modelo 1 com excepção dos contrafortes que foram removidos. Mantiveram-se também inalteradas todas as características mecânicas.

Os materiais foram modelados como elástico-lineares com os parâmetros da Tabela 13. As paredes exteriores foram modeladas com elementos sólidos 3d, os pilares e nervuras com elementos de viga, e as lajetas das ogivas com elementos de casca. Para as paredes exteriores utilizaram-se as características mecânicas de uma alvenaria de folhas múltiplas, com pedra regular nas faces exteriores e núcleo preenchido com material de pequenas dimensões e argamassa ordinária, para os pilares e nervuras utilizaram-se as características de uma alvenaria de blocos de pedra bem emparelhados e para as cascas as características de uma alvenaria de tijolos e argamassa de cal. Os valores utilizados são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Parâmetros de definição (Modelo 6).

Elemento	Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )	Módulo de Young (MPa)	Massa volúmica ( $\text{Kg/m}^3$ )	Elemento utilizado na modelação	Tensão média de cedência à compressão (MPa)	Tensão média de cedência ao corte (MPa)
Paredes Exteriores	0,2	1200	2039	Sólido 3d	1,3	0,040
Pilares	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Nervuras-Nave	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080
Nervuras-Coro	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080

Como nos modelos anteriores, obtiveram-se alguns valores importantes neste tipo de edifícios, para uma análise qualitativa do estado de tensão do edifício.

Começando pelo estado de tensão das paredes exteriores, para onde é distribuída a maioria das tensões analisaram-se os valores de tensão segundo Z de forma a verificar se existem tracções, não desejadas em edifícios de alvenaria, ou valores de compressão demasiado altos que excedam a tensão de cedência. Na Figura 874 é possível observar esses valores.

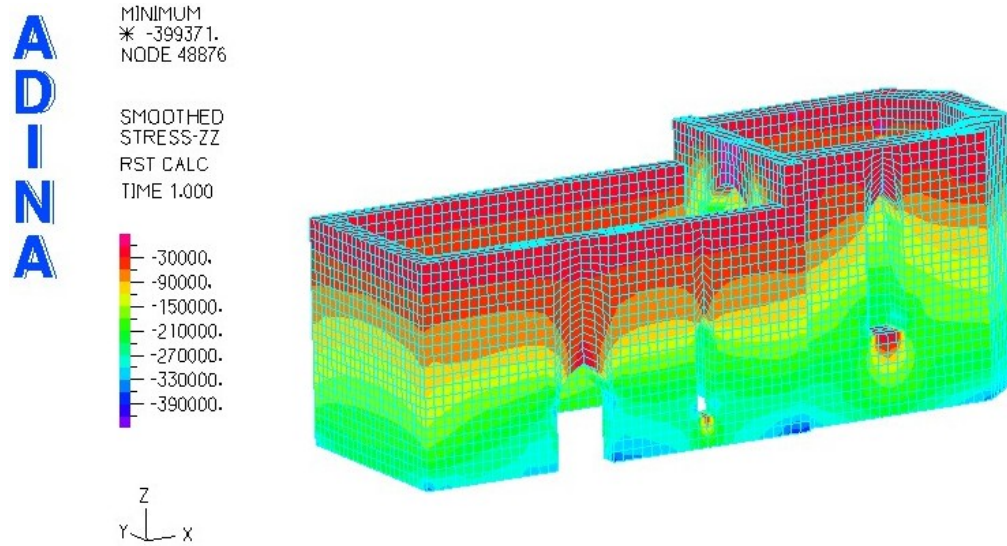


Figura 84 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 6).

A tensão máxima de compressão é de aproximadamente 0,40 MPa ligeiramente superior à tensão obtida no Modelo 1, no entanto é visível uma acumulação de tensões nas zonas onde existiam os contrafortes. Analisaram-se de seguida os deslocamentos verticais da estrutura, obtendo--se os resultados apresentados na Figura 85.

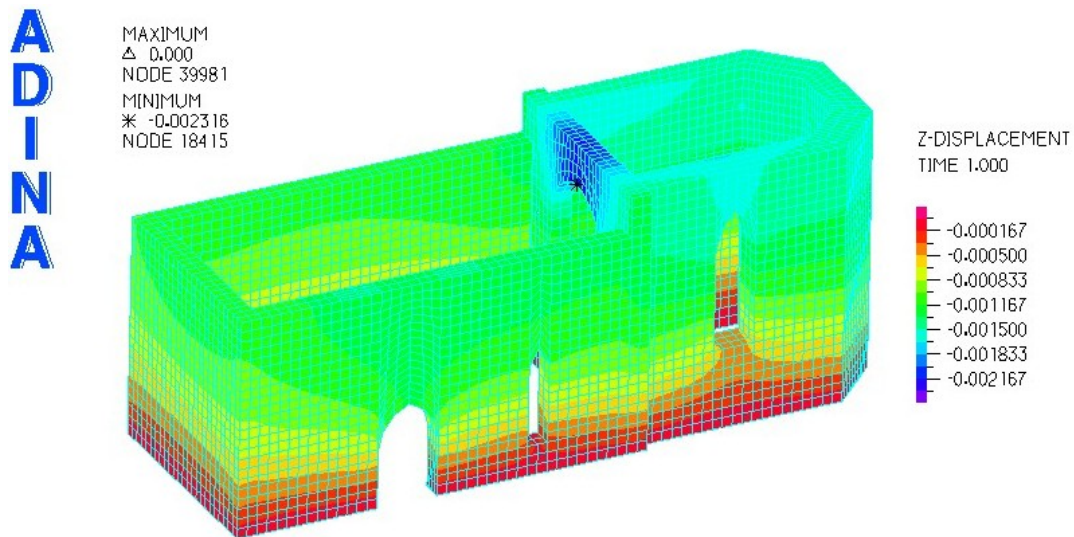


Figura 85 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 6).

Embora os valores de deslocamentos sejam muito semelhantes ao do Modelo 1, é possível verificar que na zona da parede suspensa, o deslocamento vertical é ligeiramente superior, sendo de aproximadamente 2,32mm.

De seguida obtiveram-se os valores de esforço axial nos pilares da nave, os quais estão apresentados na Figura 86.

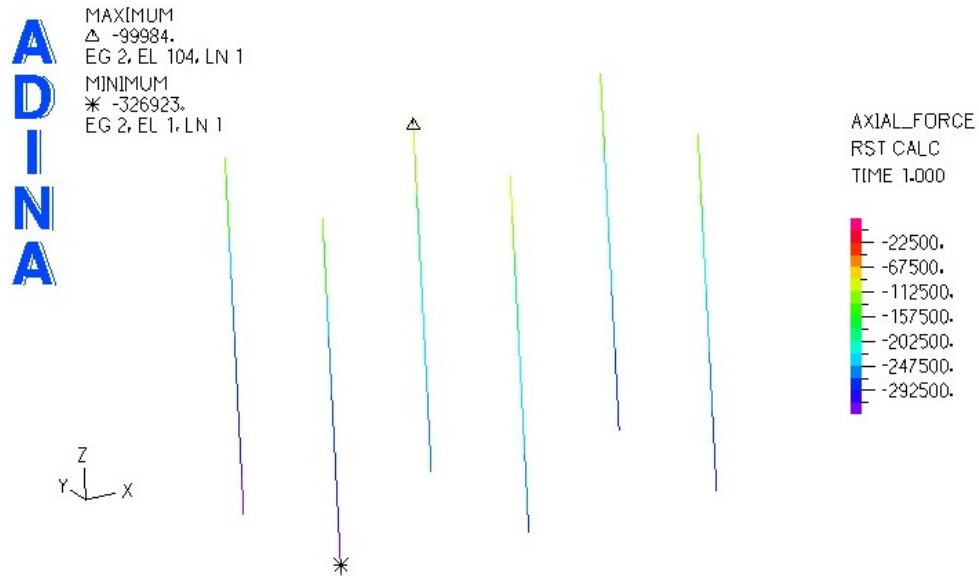


Figura 86 - Esforço axial nos pilares (Modelo 6).

Os pilares apresentam em geral um esforço axial superior ao do obtido no Modelo 1. O esforço axial máximo é de 326,9kN, o que equivale a uma tensão de 0,51MPa. Consta-se pois que a menor área de parede exige um maior esforço dos pilares.

Assim como foi feito para as paredes exteriores, também os valores de deslocamentos verticais foram obtidos para os pilares, sendo apresentados na Figura 87.

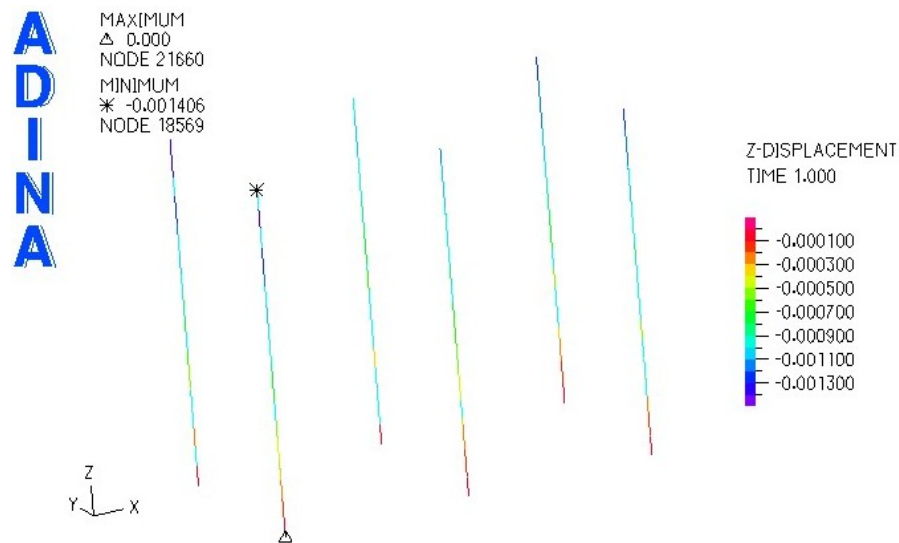


Figura 87 - Deslocamentos nos Pilares segundo o eixo Z (Modelo 6).

Os pilares, agora com tensões superiores, apresentam maiores deslocamentos verticais, com um valor máximo de 1,41mm.

Uma vez que os pilares são elementos relativamente esbeltos, importa analisar os seus esforços de corte e deslocamentos horizontais. Os valores obtidos são mostrados nas Figuras 88 e 89.

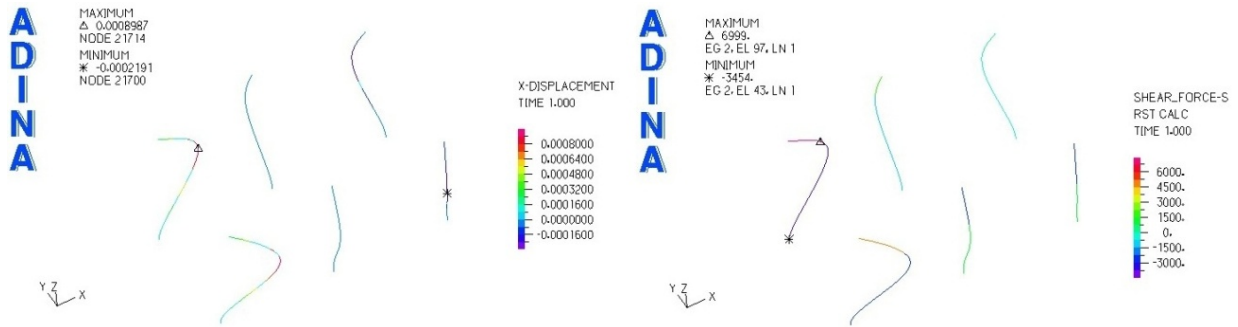


Figura 88 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 6).

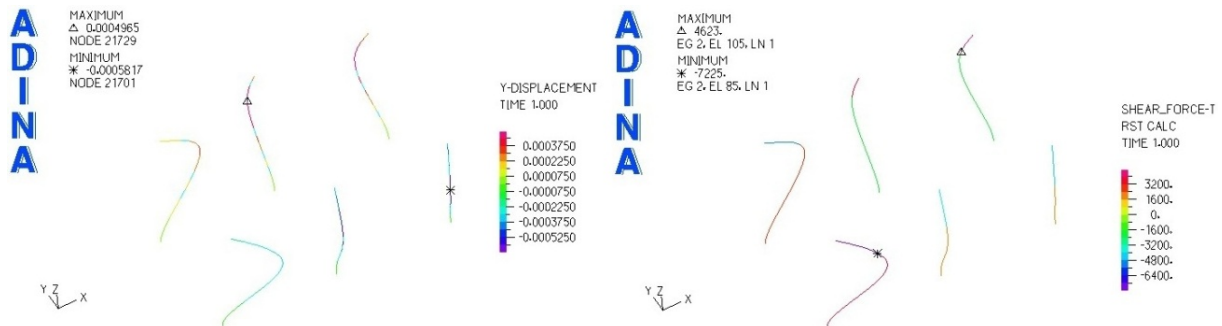


Figura 89 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares do (Modelo 6).

As deformadas dos pilares sofreram claras alterações, passando o esforço a ser maior nos pilares junto à entrada (à esquerda) estando pior distribuída. O valor máximo de corte é de 7,2kN, que corresponde a uma tensão de 0,011MPa. O deslocamento máximo ocorre na direcção X mas tem um valor quase residual de aproximadamente 0,9mm. As direcções s e t correspondem respectivamente às direcções x e y, mas no sistema local de coordenadas de cada pilar.

Por fim, analisaram-se os esforços axiais nas nervuras e arcos da nave apresentados na Figura 90, bem como no coro alto, apresentados na Figura 91.

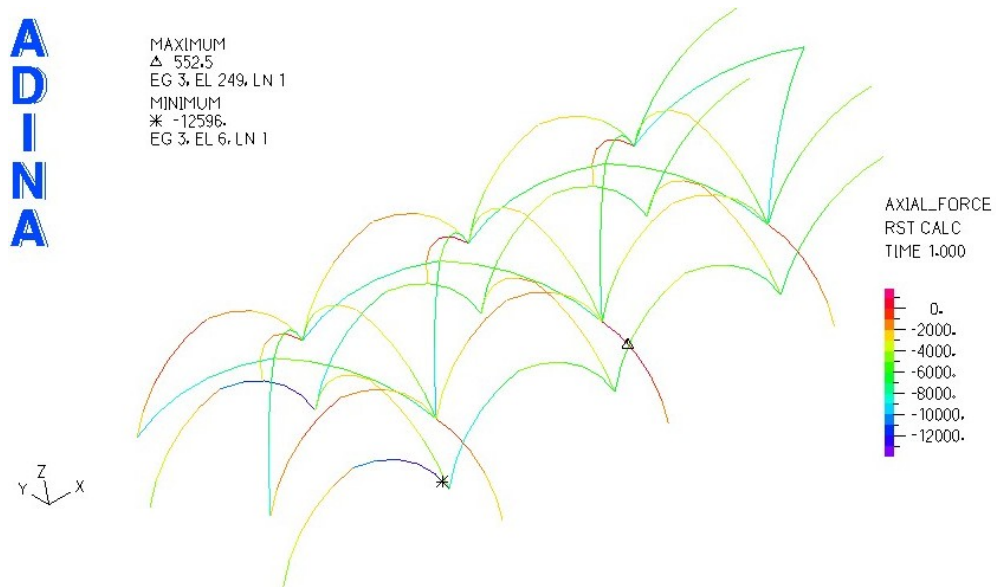


Figura 90 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 6).

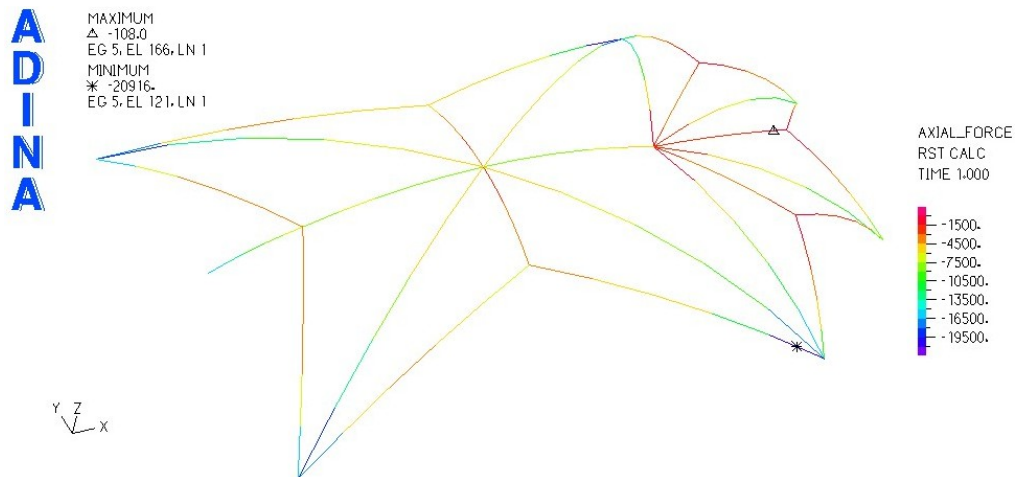


Figura 91 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 6).

Na nave, à semelhança do que aconteceu no Modelo 5, os arcobutantes surgem agora ligeiramente traccionados na sua zona superior, com tensões na ordem dos 0,0088MPa. Tal deve-se ao deslocamento das paredes nessa zona, pela ausência dos contrafortes. O esforço máximo de compressão é de 12,6kN, que equivale a uma tensão de 0,20MPa. No coro alto, a maior espessura das paredes manteve as nervuras sob compressão, pelo que o esforço máximo se mantém praticamente inalterado.

## 7.9 Modelo 7

No Modelo 7 mantiveram-se todas as características geométricas do Modelo 1 com excepção dos arcobotantes que foram removidos, e mantiveram-se inalteradas todas as características mecânicas.

Os materiais foram modelados como elástico-lineares com os parâmetros da Tabela 14. As paredes exteriores foram modeladas com elementos sólidos 3d, os pilares e nervuras com elementos de viga, e as lajetas das ogivas com elementos de casca. Para as paredes exteriores utilizaram-se as características mecânicas de uma alvenaria de múltiplas folhas, com pedra regular nas faces exteriores e núcleo preenchido com material de pequenas dimensões e argamassa ordinária, para os pilares e nervuras utilizaram-se as características de uma alvenaria de blocos de pedra bem emparelhados e para as cascas as características de uma alvenaria de tijolos e argamassa de cal. Os valores utilizados são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros de definição do Modelo 7.

Elemento	Coefficiente de Poisson	Módulo de Young (MPa)	Massa volúmica (Kg/m <sup>3</sup> )	Elemento utilizado na modelação	Tensão média de cedência à compressão (MPa)	Tensão média de cedência ao corte (MPa)
Paredes Exteriores	0,2	1200	2039	Sólido 3d	1,3	0,040
Pilares	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Nervuras-Nave	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080
Nervuras-Coro	0,2	2500	2245	Viga	3,5	0,088
Lajetas-Nave	0,2	2000	1835	Casca	2,3	0,080

Como nos modelos anteriores, obtiveram-se alguns valores importantes neste tipo de edifícios, para uma análise qualitativa do estado de tensão do edifício.

Começando pelo estado de tensão das paredes exteriores, para onde é distribuída a maioria das tensões analisaram-se os valores de tensão segundo Z de forma a verificar se existem tracções, não desejadas em edifícios de alvenaria, ou valores de compressão demasiado altos que excedam a tensão de cedência. Na Figura 92 é possível observar esses valores.

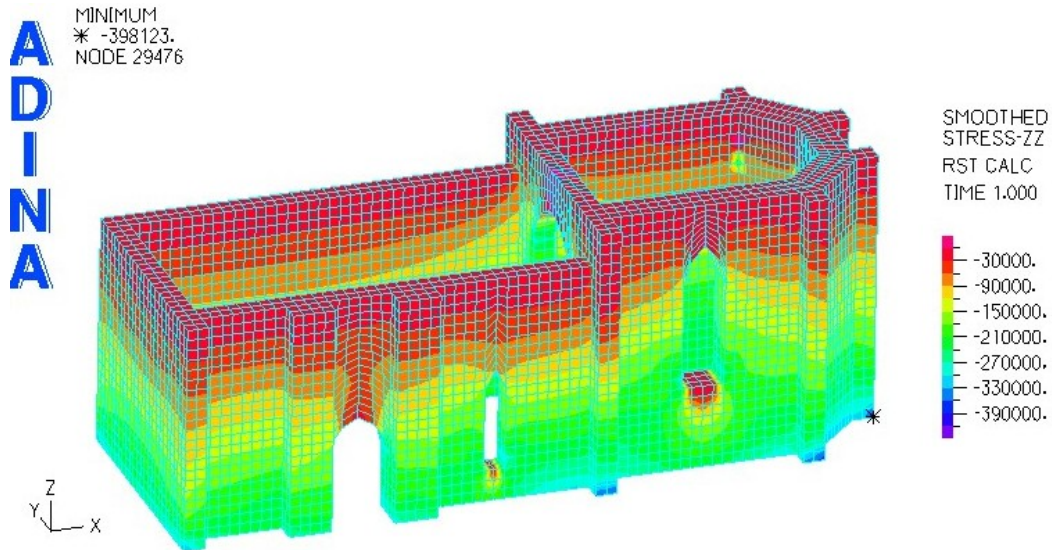


Figura 92 - Valores de tensão vertical nas paredes exteriores (Modelo 7).

A tensão máxima de compressão é de aproximadamente 0,40 MPa ligeiramente inferior à tensão obtida no Modelo 1, no entanto ambos os modelos apresentam um estado de tensão muito semelhante. Analisaram-se de seguida os deslocamentos verticais da estrutura, obtendo-se os resultados apresentados na Figura 93.

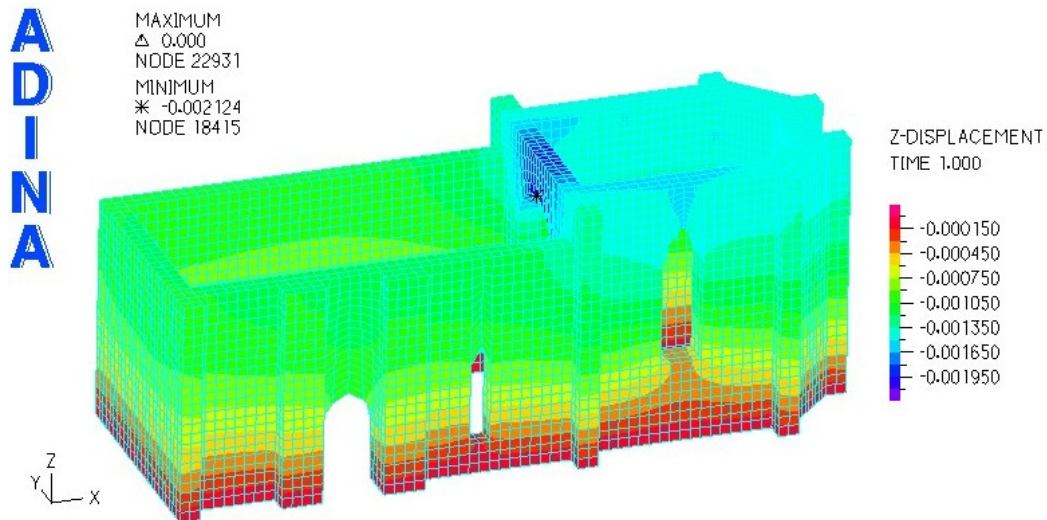


Figura 93 - Deslocamentos das paredes exteriores segundo o eixo Z (Modelo 7).

Embora os valores de deslocamentos sejam muito semelhantes ao do Modelo 1, é possível verificar que na zona acima dos arcos o deslocamento vertical é menor. O valor máximo é 2,12 mm que ocorre na base da parede da entrada do coro alto.

De seguida obtiveram-se os valores de esforço axial nos pilares da nave, os quais estão apresentados na Figura 94.

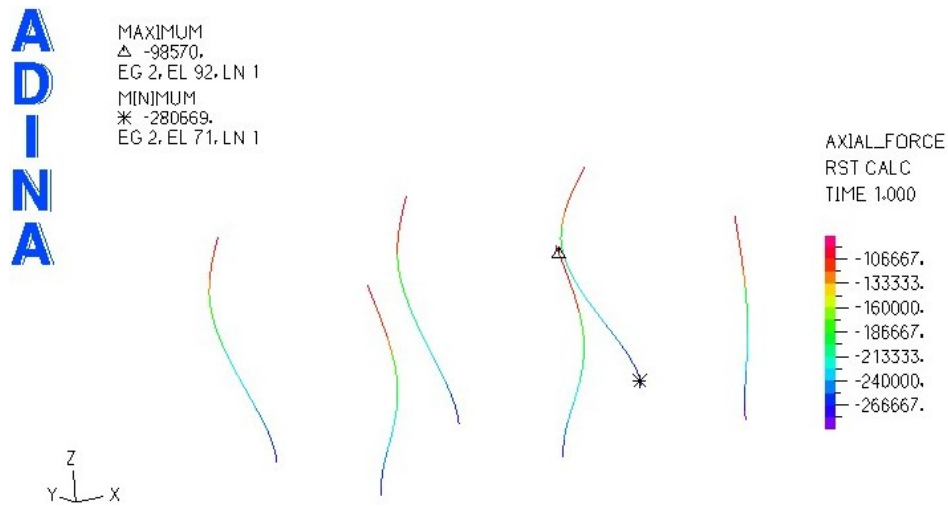


Figura 94 - Esforço axial nos pilares (Modelo 7).

Os pilares apresentam em geral um esforço axial inferior ao do Modelo 1 devido ao menor peso que suportam pela ausência dos arcobutantes. O esforço axial máximo é de 280,7kN, o que equivale a uma tensão de 0,44MPa.

Assim como foi feito para as paredes exteriores, também os valores de deslocamentos verticais foram obtidos para os pilares, sendo apresentados na Figura 95.

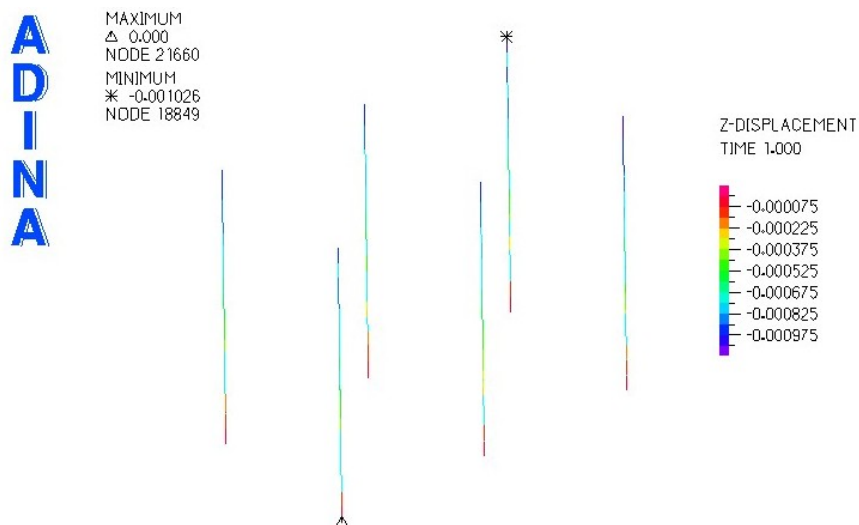


Figura 95 - Deslocamentos nos pilares segundo o eixo Z (Modelo 7).

Uma vez que as tensões instaladas são inferiores, os valores dos deslocamentos também o são. O deslocamento máximo nos pilares é agora de 1,03mm.

Uma vez que os pilares são elementos relativamente esbeltos, importa analisar os seus deslocamentos horizontais e esforços de corte. Os valores obtidos são mostrados nas Figuras 96 e 97.

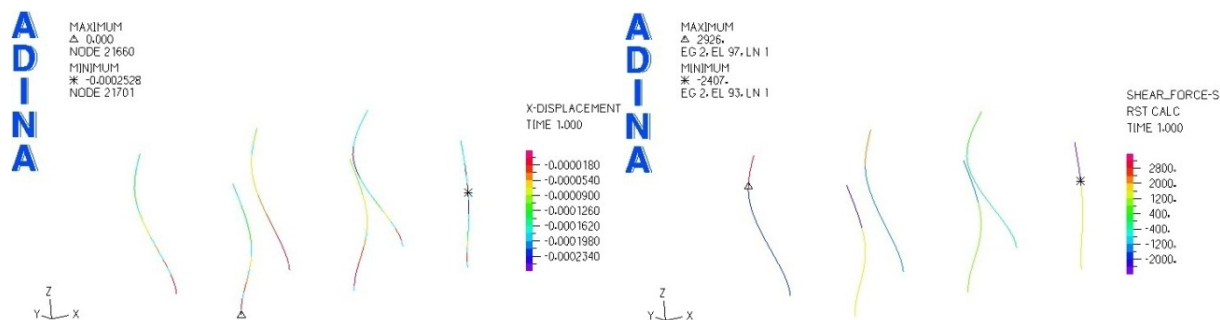


Figura 96 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção X dos pilares (Modelo 7).

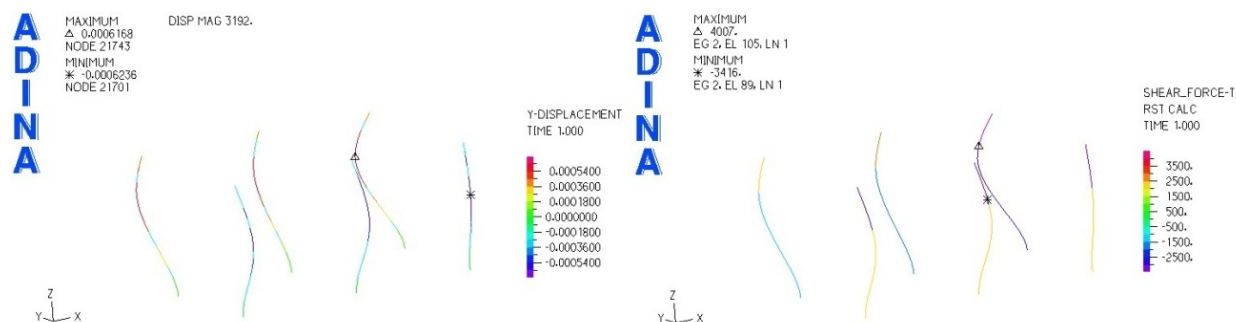


Figura 97 - Deslocamentos e esforços de corte na direcção Y dos pilares do (Modelo 7).

Os deslocamentos segundo X são residuais, e os esforços são significativamente inferiores. Os deslocamentos horizontais são agora superiores na direcção Y devido ausência de arcobutante, no entanto as tensões são inferiores. O valor máximo de corte é de 4,0kN, que corresponde a uma tensão de 0,0062MPa. As direcções s e t correspondem respectivamente às direcções x e y, mas no sistema local de coordenadas de cada pilar.

Por fim, analisaram-se os esforços axiais nas nervuras e arcos da nave apresentados na Figura 98 assim como do coro alto na Figura 99.

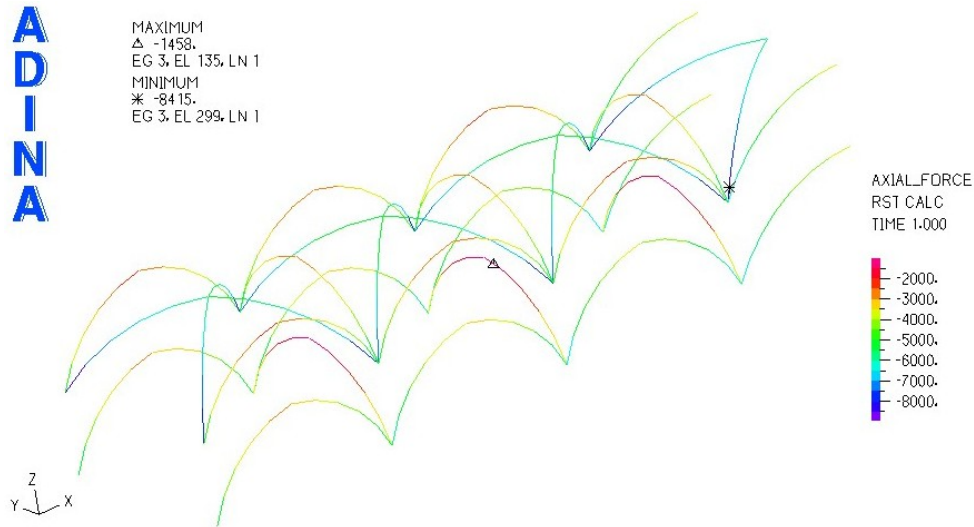


Figura 98 - Esforço axial nas nervuras da nave (Modelo 7).

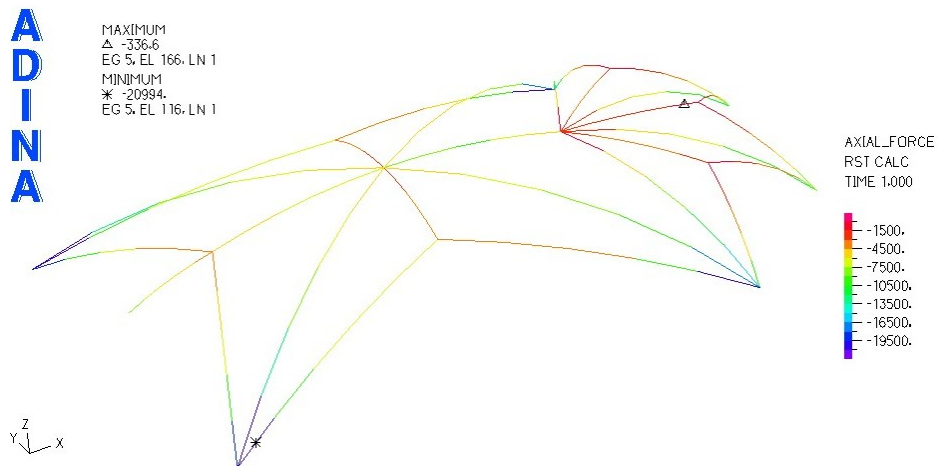


Figura 99 - Esforço axial nas nervuras do coro alto (Modelo 7).

Os valores de compressão na nave do edifício são agora inferiores, devido à existência de menos elementos resistentes. Na nave, os valores são praticamente idênticos uma vez que as alterações à geometria pouco afectam esta zona do edifício.

## 7.10 Verificação de segurança

Para a verificação de segurança, foi escolhido o Estado Limite Último de Danos Limitados, uma vez que o Estado Limite Último de Colapso Iminente e o Estado Limite Último de Danos Severos não se adequam a um edifício com utilização pública, já que não garantem a estabilidade de elementos não estruturais.

O edifício está localizado em Setúbal e para determinação da acção sísmica utiliza-se o procedimento recomendado no Eurocódigo 8, como foi referido anteriormente no Capítulo 6.2.1.

Na combinação de acções admite-se que não existe vento, gelo ou temperaturas relevantes, pelo que estas acções não são consideradas neste estudo. Consideram-se apenas a acção do peso próprio do edifício e a acção sísmica, uma vez que o valor reduzido da sobrecarga,  $\psi_2$ , é nulo.

A análise é iniciada com a aplicação das cargas estáticas dos modelos, com peso próprio, e de seguida procede-se à análise dinâmica com os valores do espectro elástico de resposta da Figura 36. O sismo é aplicado na direcção X e Y separadamente.

Para a realização da análise modal por espectro de resposta, todos os modos que contribuam para a resposta global da estrutura devem ser tidos em conta nos cálculos. Uma vez que para atingir 90% da percentagem acumulada de mobilização de massas segundo cada uma das direcções (percentagem requerida pelo Eurocódigo), se constatou serem necessários aproximadamente 150 modos de vibração, optou-se por não utilizar estes 150 modos por tornarem o modelo demasiado pesado e apenas mobilizarem valores residuais de massa. Não obstante, continuaram a ser considerados todos os modos com mobilização de massas superiores a 5%.

Para escolha da combinação modal, admite-se inicialmente que para todos os modos da estrutura utilizados numa dada direcção, é válida a Equação (13), a qual permite considerar os modos como independentes. Esta combinação é designada combinação quadrática simples, SRSS. Caso essa equação não se verifique, utiliza-se a combinação quadrática completa, CQC.

Para a escolha da combinação modal adequada, foi testada em cada modelo a condição expressa na Equação (13). Os resultados são apresentados na Tabela 15.

**Tabela 15 - Número de modos de vibração, combinações modais e percentagens de massa mobilizadas para a verificação sísmica dos modelos.**

Modelo	Número de modos	Combinação modal CQC ou SRSS	Percentagem de massa mobilizada em X	Percentagem de massa mobilizada em Y
1	74	CQC	79	82
2	70	CQC	76	82
3	70	CQC	76	82
4	64	CQC	74	81
5	62	CQC	77	82
6	77	CQC	77	82
7	80	CQC	77	82

Como em nenhum dos modelos foi possível verificar a Equação (13), os seus modos de vibração não podem ser considerados como independentes. Logo admitiu-se sempre a combinação CQC.

Seguidamente apresentam-se nas Tabela 16 os principais modos de vibração das estruturas estudadas (modo 7 para a direcção X e modo 1 para a direcção Y), indicando-se ainda as respectivas frequências de vibração de cada modo.

Tabela 16 - Principais modos de vibração das estruturas estudadas e respectiva percentagem de massa mobilizada.

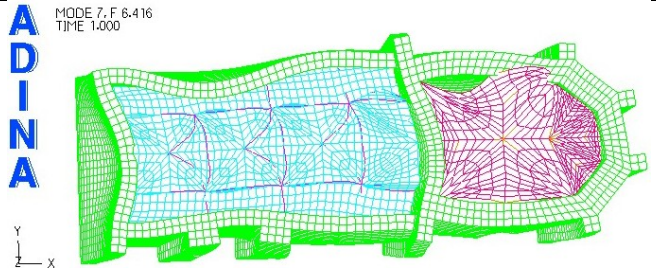
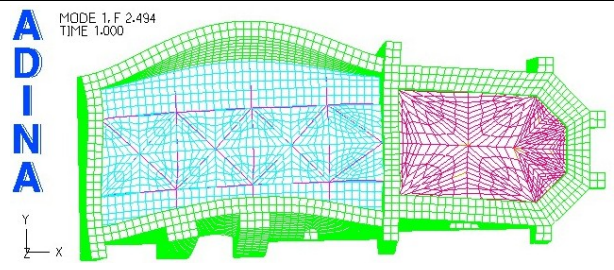
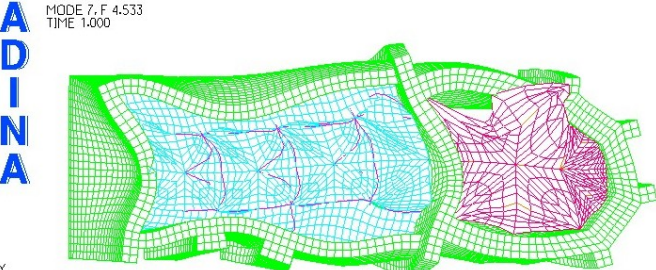
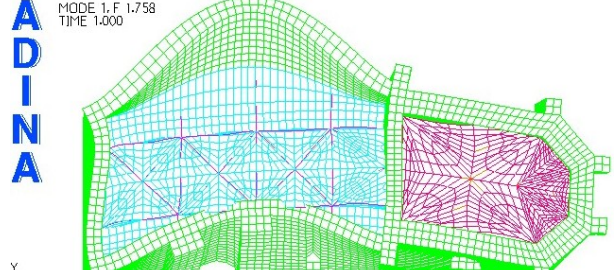
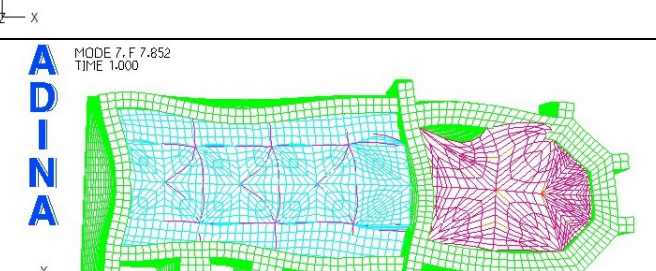
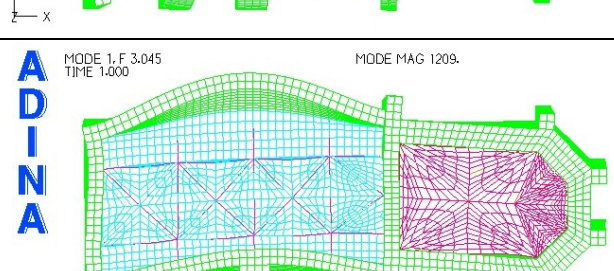
Modelo	Modo principal X			Modo principal Y		
	Deformada	Modo nº	% massa mobilizada	Deformada	Modo nº	% massa mobilizada
1	<p>ADINA</p> <p>MODE 7, F 6.416 TIME 1.000</p> 	7	64	<p>ADINA</p> <p>MODE 1, F 2.494 TIME 1.000</p> 	1	43
2	<p>ADINA</p> <p>MODE 7, F 4.533 TIME 1.000</p> 	7	63	<p>ADINA</p> <p>MODE 1, F 1.758 TIME 1.000</p> 	1	42
3	<p>ADINA</p> <p>MODE 7, F 7.852 TIME 1.000</p> 	7	63	<p>ADINA</p> <p>MODE 1, F 3.045 TIME 1.000</p> <p>MODE MAG 1209.</p> 	1	42

Tabela 17 - Principais modos de vibração das estruturas estudadas e respectiva percentagem de massa mobilizada (continuação).

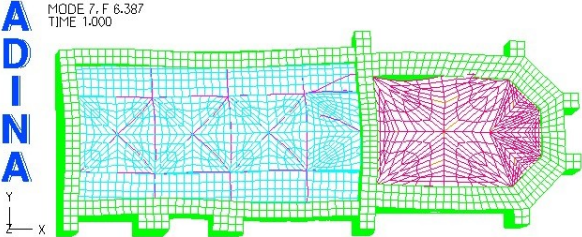
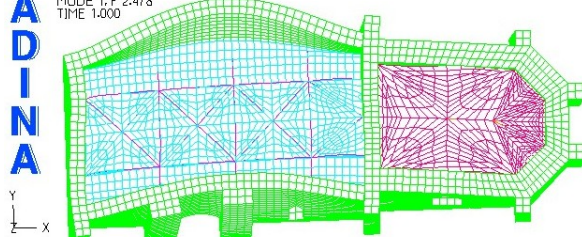
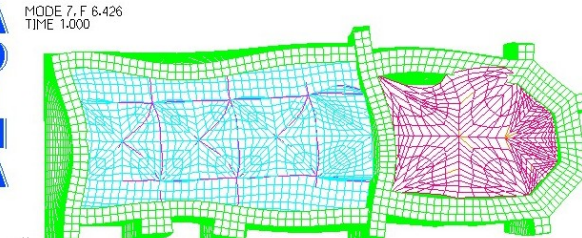
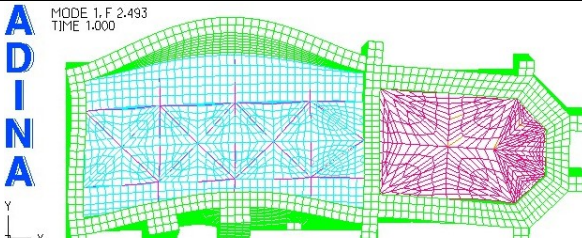
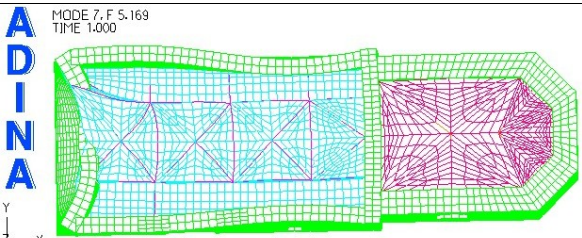
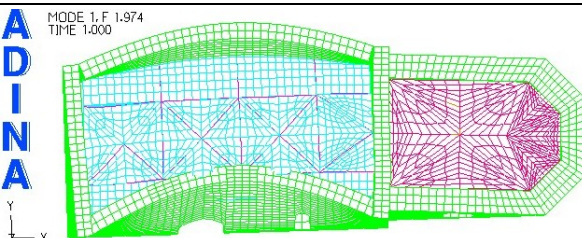
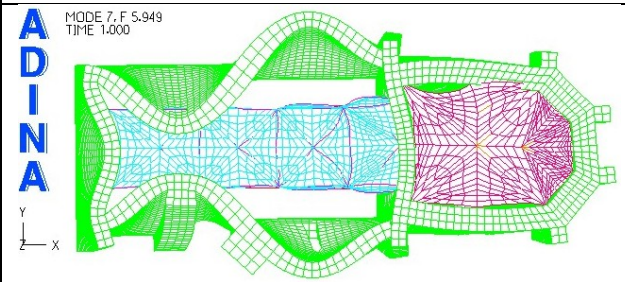
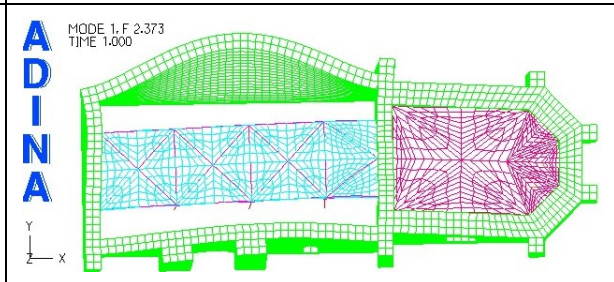
Modelo	Modo principal X			Modo principal Y		
	Deformada	Modo nº	% massa mobilizada	Deformada	Modo nº	% massa mobilizada
4	 <p>MODE 7, F 6.387 TIME 1.000</p>	7	60	 <p>MODE 1, F 2.478 TIME 1.000</p>	1	42
5	 <p>MODE 7, F 6.426 TIME 1.000</p>	7	64	 <p>MODE 1, F 2.493 TIME 1.000</p>	1	42
6	 <p>MODE 7, F 5.169 TIME 1.000</p>	7	21	 <p>MODE 1, F 1.974 TIME 1.000</p>	1	39

Tabela 18 - Principais modos de vibração das estruturas estudadas e respectiva percentagem de massa mobilizada (continuação).

Modelo	Modo principal X			Modo principal Y		
	Deformada	Modo n°	% massa mobilizada	Deformada	Modo n°	% massa mobilizada
7		7	22		1	30

Nos primeiros três modelos, onde é alterado o módulo de elasticidade das paredes exteriores, é possível verificar que à medida que o valor do módulo de elasticidade é incrementado, aumenta a frequência do modo de vibração e diminui a flexibilidade da estrutura, apesar da percentagem de massa mobilizada ser sensivelmente igual. Nos modelos onde é alterado o módulo de elasticidade das nervuras e pilares (modelos 4 e 5) é possível verificar que com o aumento da rigidez destes elementos, as frequências de vibração aumentam ligeiramente. Por último, relativamente aos modelos onde é alterada a geometria da estrutura (modelos 6 e 7) no primeiro observa-se que a ausência de contrafortes permite uma maior mobilidade das paredes exteriores e uma frequências de vibração inferiores, já no modelo 7, a ausência de arcobotantes altera o modo como as paredes exteriores se mobilizam, principalmente na direcção X. As frequências de vibração de cada modo são apresentadas no topo esquerdo das figuras.

### **7.10.1 Verificação da capacidade global da estrutura**

A verificação da capacidade global da estrutura para o Estado Limite de Limitação de Danos consiste em verificar a resistência ao corte total na base, calculado na direcção de aplicação da acção sísmica, o qual não deve exceder a soma das resistências ao corte das paredes nessa direcção.

Para obter a resistência total da estrutura, a área da base das paredes orientadas numa dada direcção é multiplicada pela tensão de corte resistente de dimensionamento da estrutura. Esta última é obtida dividindo a tensão média de resistência ao corte pelo factor de confiança da estrutura. O valor da acção do sismo é obtido no modelo, somando as reacções na direcção do sismo, na base das paredes. Os correspondentes valores das resistências obtidos nos vários modelos são apresentados nas Tabela 19 e 20.

**Tabela 19 - Verificação da capacidade global de resistência ao sismo dos modelos estudados, para o Sismo Tipo 1.**

Modelo	Direcção do Sismo	T <sub>0</sub> (MPa)	T <sub>d</sub> (MPa)	Área da base das paredes (m <sup>2</sup> )	F <sub>Rd</sub> (KN)	F <sub>Ad</sub> (KN)	F <sub>Rd</sub> / F <sub>Ad</sub>
1	X	0,04	0,03	71,5	2118,5	4701,9	45%
	Y	0,04	0,03	44,25	1311,1	2567,9	51%
2	X	0,04	0,03	71,5	1059,3	4701,15	23%
	Y	0,04	0,03	44,25	655,6	1651,3	40%
3	X	0,04	0,03	71,5	4237,0	4669,1	91%
	Y	0,04	0,03	44,25	2622,2	2570,9	102%
4	X	0,04	0,03	71,5	2118,5	4633,9	46%
	Y	0,04	0,03	44,25	1311,1	2569,3	51%
5	X	0,04	0,03	71,5	2118,5	4678,1	45%
	Y	0,04	0,03	44,25	1311,1	2557,9	51%
6	X	0,04	0,03	65,5	1940,7	3333,1	58%
	Y	0,04	0,03	39,25	1162,9	2194,1	53%
7	X	0,04	0,03	71,5	2118,5	3016,6	70%
	Y	0,04	0,03	44,25	1311,1	2260,3	58%

T<sub>0</sub> – Tensão de resistência ao corte média;

T<sub>d</sub> – Tensão de resistência ao corte de dimensionamento;

F<sub>Rd</sub> – Esforço resistente ao corte;

F<sub>Ad</sub> – Esforço actuante ao corte.

**Tabela 20 – Verificação da capacidade global de resistência ao sismo dos modelos estudados para o Sismo Tipo 2.**

Modelo	Direcção do Sismo	T <sub>0</sub> (MPa)	T <sub>d</sub> (MPa)	Área da base das paredes (m <sup>2</sup> )	F <sub>Rd</sub> (KN)	F <sub>Ad</sub> (KN)	F <sub>Rd</sub> / F <sub>Ad</sub>
1	X	0,04	0,03	71,5	2118,5	6355,2	33%
	Y	0,04	0,03	44,25	1311,1	2586,5	51%
2	X	0,04	0,03	71,5	1059,3	6310,7	17%
	Y	0,04	0,03	44,25	655,6	2586,5	25%
3	X	0,04	0,03	71,5	4237,0	6310,7	67%
	Y	0,04	0,03	44,25	2622,2	2105,8	125%
4	X	0,04	0,03	71,5	2118,5	6263,4	34%
	Y	0,04	0,03	44,25	1311,1	2575,9	51%
5	X	0,04	0,03	71,5	2118,5	6323,0	34%
	Y	0,04	0,03	44,25	1311,1	2585,9	51%
6	X	0,04	0,03	65,5	1940,7	6456,8	30%
	Y	0,04	0,03	39,25	1162,9	2063,9	56%
7	X	0,04	0,03	71,5	2118,5	4075,3	52%
	Y	0,04	0,03	44,25	1311,1	2359,0	56%

É possível observar que o sismo do tipo 2 é mais condicionante, uma vez que provoca esforços maiores. Nos modelos onde se alteraram as características resistentes das paredes exteriores, verifica-se,

que a diminuição das resistências das paredes para metade do seu valor inicial tem as consequências esperadas nesta verificação simples, o mesmo acontecendo para o modelo onde as capacidades resistentes das paredes foram melhoradas. Nos casos em que foram alteradas as características dos arcos, nervuras e pilares os valores foram sensivelmente iguais aos obtidos no modelo de referência. Já nos modelos onde as características geométricas foram alteradas, os resultados são díspares, verificando-se, relativamente ao modelo de referência, melhores capacidades na direcção X e capacidades sensivelmente idênticas às do modelo de referência na direcção Y.

Importa ainda salientar que para nenhum dos modelos é verificada a segurança ao Estado Limite Último de Danos Severos provocados pelo sismo.

### 7.10.2 Verificação da capacidade de resistência dos elementos

Esta verificação, bastante menos simplista que a anterior, consiste em avaliar a resistência parede a parede, contabilizando o esforço axial nela imposto. Para cada direcção do sismo, apenas são contabilizadas as paredes orientadas na mesma direcção.

Para cada elemento de parede, é calculada a resistência ao corte ( $V_f$ ). Esta pode ser controlada pelo modo de rotura por corte ( $V_{fv}$ ) ou pelo modo de rotura por flexão ( $V_{fm}$ ). Define-se que a capacidade de uma parede é controlada pela flexão se o valor da sua resistência ao corte  $V_{fm}$  for inferior a  $V_{fv}$ , caso contrário, é controlada por corte. As expressões necessárias ao cálculo destes valores encontram-se no capítulo 6.1.7.3 deste trabalho. Na Figura 100, apresenta-se a numeração utilizada para identificação das paredes.

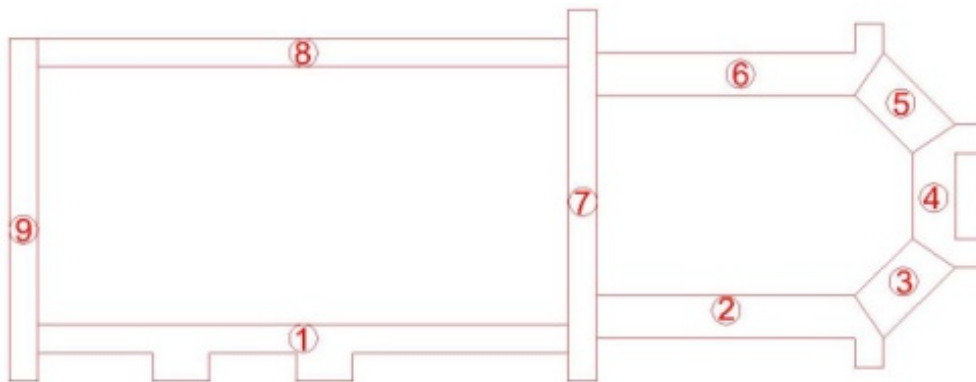


Figura 100 - Numeração utilizada para identificar as paredes.

De seguida, na Tabela 21 apresentam-se os correspondentes valores obtidos para o sismo do tipo 1.

**Tabela 21 - Verificação de segurança das paredes ao sismo do tipo 1.**

Modelo	Direcção do sismo	Número da parede	$V_{RM}$ (kN)	$V_{RV}$ (kN)	$V_i$ (kN)	$F_r$ (kN)	$F_r / V_i$ (%)
1	X	1	1485494,15	1467,88	1467,88	1474,70	99,54%
		2	2428,39	784,10	784,10	1126,82	69,58%
		6	2151,99	758,68	758,68	861,36	88,08%
		8	5626,46	993,69	993,69	1239,04	80,20%
	Y	3	919,39	469,87	469,87	242,22	193,99%
		4	791,54	413,24	413,24	390,65	105,78%
		5	927,81	473,10	473,10	244,79	193,26%
		7	15806,89	1986,94	1986,94	772,19	257,31%
2	X	1	12877,72	1097,88	1097,88	1474,70	74,45%
		2	2314,35	499,10	499,10	1126,82	44,29%
		6	2063,42	473,68	473,68	861,36	54,99%
		8	5386,27	623,69	623,69	1239,04	50,34%
	Y	3	722,13	369,77	369,77	241,62	153,04%
		4	707,41	290,37	290,37	389,80	74,49%
		5	726,60	373,32	373,32	243,80	153,12%
		7	7695,87	1740,87	1740,87	776,12	224,31%
3	X	1	1580150,75	2205,82	2205,82	1471,70	149,88%
		2	794,91	1345,23	794,91	1123,64	70,74%
		6	2060,57	1316,80	1316,80	848,96	155,11%
		8	5572,55	1725,85	1725,85	1224,82	140,91%
	Y	3	1001,84	657,77	657,77	241,62	272,23%
		4	815,74	650,37	650,37	389,80	166,85%
		5	1013,61	661,32	661,32	243,80	271,25%
		7	19972,12	2520,87	2520,87	776,12	324,81%
4	X	1	1473859,00	1461,31	1461,31	1465,37	99,72%
		2	773,49	774,14	773,49	1116,04	69,31%
		6	2003,23	745,12	745,12	841,37	88,56%
		8	5345,80	980,50	980,50	1211,19	80,95%
	Y	3	906,61	465,01	465,01	239,50	194,16%
		4	777,42	409,84	409,84	386,27	106,10%
		5	915,04	468,22	468,22	242,01	193,47%
		7	15946,78	2013,84	2013,84	781,57	257,66%
9		6467,60	971,20	971,20	920,00	105,57%	

**Tabela 21 – Verificação de segurança das paredes ao sismo do tipo 1 (continuação).**

Modelo	Direcção do sismo	Número da parede	$V_{IM}$ (kN)	$V_{IV}$ (kN)	$V_f$ (kN)	$F_r$ (kN)	$F_r/V_f$ (%)
5	X	1	1481295,03	1465,50	1465,50	1471,94	99,56%
		2	778,00	775,39	775,39	1126,73	68,82%
		6	2019,26	746,58	746,58	852,75	87,55%
		8	5485,96	987,08	987,08	1226,69	80,47%
	Y	3	906,66	465,03	465,03	239,86	193,88%
		4	777,87	409,95	409,95	387,01	105,93%
		5	915,64	468,45	468,45	242,37	193,28%
		7	15816,97	1988,84	1988,84	769,77	258,37%
		9	6423,98	967,36	967,36	918,93	105,27%
6	X	1	907114,47	1160,85	1160,85	898,95	129,13%
		2	1018,33	842,86	842,86	841,63	100,15%
		6	3380,68	874,06	874,06	755,54	115,69%
		8	5012,02	964,90	964,90	836,97	115,29%
	Y	3	1134,78	559,87	559,87	228,42	245,11%
		4	685,68	388,04	388,04	326,84	118,73%
		5	1175,65	579,13	579,13	229,92	251,89%
		7	14320,95	1747,11	1747,11	576,49	303,06%
		9	8938,41	1207,61	1207,61	832,46	145,06%
7	X	1	14586,19	1452,74	1452,74	896,85	161,98%
		2	1124,21	873,28	873,28	712,66	122,54%
		6	3453,54	881,10	881,10	607,47	145,04%
		8	10019,16	1208,72	1208,72	799,65	151,16%
	Y	3	895,78	460,93	460,93	233,54	197,37%
		4	782,63	411,09	411,09	376,51	109,19%
		5	904,60	464,25	464,25	235,44	197,19%
		7	15637,81	1955,73	1955,73	739,10	264,61%
		9	5335,33	874,39	874,39	675,69	129,41%

Apresentam-se de seguida na Tabela 22 os valores obtidos para a verificação de segurança das paredes para o sismo do tipo 2.

**Tabela 22 - Verificação de segurança das paredes ao sismo do tipo 2.**

Modelo	Direcção do sismo	Número da parede	$V_{IM}$ (kN)	$V_{IV}$ (kN)	$V_f$ (kN)	$F_r$ (kN)	$F_r/V_f$ (%)
1	X	1	19083,19	1720,31	1720,31	1993,12	86,31%
		2	3224,72	859,06	859,06	1523,08	56,40%
		6	2862,51	824,64	824,64	1164,27	70,83%
		8	7453,43	1081,09	1081,09	1674,74	64,55%
	Y	3	941,01	478,20	478,20	280,23	170,65%
		4	819,46	420,02	420,02	451,32	93,06%
		5	965,55	487,82	487,82	279,78	174,36%
		7	14953,70	1840,98	1840,98	703,62	261,64%
		9	6092,27	938,44	938,44	871,60	107,67%

Tabela 22 – Verificação de segurança das paredes ao sismo do tipo 2 (continuação).

Modelo	Direcção do sismo	Número da parede	$V_{IM}$ (kN)	$V_{IV}$ (kN)	$V_f$ (kN)	$F_r$ (kN)	$F_r/V_f$ (%)
2	X	1	15456,69	1345,61	1345,61	1988,99	67,65%
		2	2902,68	561,46	561,46	1518,74	36,97%
		6	2542,25	522,77	522,77	1147,51	45,56%
		8	6801,69	699,08	699,08	1655,48	42,23%
	Y	3	737,22	382,20	382,20	280,23	136,39%
		4	738,83	300,02	300,02	451,32	66,48%
		5	747,83	391,82	391,82	279,78	140,04%
		7	8441,42	1580,98	1580,98	703,62	224,69%
		9	5307,93	698,44	698,44	871,60	80,13%
3	X	1	20784,90	2455,61	2455,61	1988,99	123,46%
		2	3187,92	1416,46	1416,46	1518,74	93,27%
		6	2753,24	1377,77	1377,77	1147,51	120,07%
		8	7407,91	1809,08	1809,08	1655,48	109,28%
	Y	3	835,41	608,53	608,53	244,92	248,46%
		4	691,36	623,39	623,39	393,45	158,44%
		5	874,30	619,88	619,88	241,71	256,46%
		7	13732,52	1988,35	1988,35	516,37	385,07%
		9	5283,83	1329,21	1329,21	709,39	187,37%
4	X	1	18940,61	1711,31	1711,31	1980,52	86,41%
		2	3083,40	845,56	845,56	1508,51	56,05%
		6	2666,55	806,25	806,25	1137,26	70,89%
		8	7080,24	1063,01	1063,01	1637,10	64,93%
	Y	3	932,39	474,87	474,87	278,45	170,54%
		4	810,88	417,93	417,93	447,71	93,35%
		5	956,99	484,44	484,44	278,00	174,26%
		7	15015,95	1850,78	1850,78	704,53	262,70%
		9	6098,72	939,00	939,00	867,26	108,27%
5	X	1	19033,47	1717,17	1717,17	1989,39	86,32%
		2	3101,34	847,27	847,27	1522,96	55,63%
		6	2687,94	808,24	808,24	1152,64	70,12%
		8	7268,98	1072,14	1072,14	1658,05	64,66%
	Y	3	935,39	476,02	476,02	278,98	170,63%
		4	813,90	418,66	418,66	449,06	93,23%
		5	960,42	485,79	485,79	278,57	174,39%
		7	14959,59	1841,91	1841,91	701,43	262,59%
		9	6116,91	940,57	940,57	877,82	107,15%

Tabela 22 - Verificação de segurança das paredes ao sismo do tipo 2 (continuação).

Modelo	Direcção do sismo	Número da parede	$V_{IM}$ (kN)	$V_{IV}$ (kN)	$V_f$ (kN)	$F_r$ (kN)	$F_r/V_f$ (%)
6	X	1	1192625,12	1307,75	1307,75	3166,71	41,30%
		2	1346,55	938,65	938,65	1137,59	82,51%
		6	4458,91	980,85	980,85	1021,25	96,04%
		8	6589,01	1039,40	1039,40	1131,23	91,88%
	Y	3	1050,14	522,46	522,46	253,19	206,35%
		4	574,01	362,24	362,24	363,20	99,73%
		5	1094,91	541,86	541,86	253,37	213,86%
		7	12019,18	1464,53	1464,53	473,30	309,43%
		9	7077,37	1025,99	1025,99	720,85	142,33%
7	X	1	18548,65	1686,76	1686,76	1210,28	139,37%
		2	4433,48	978,27	978,27	963,13	101,57%
		6	4538,12	988,93	988,93	821,11	120,44%
		8	13027,08	1366,72	1366,72	1080,73	126,46%
	Y	3	911,13	466,73	466,73	274,69	169,91%
		4	805,73	416,68	416,68	442,22	94,22%
		5	935,37	476,02	476,02	273,56	174,01%
		7	14442,42	1764,40	1764,40	649,11	271,82%
		9	5569,84	893,96	893,96	719,45	124,26%

Os resultados obtidos nesta análise confirmaram os valores obtidos na análise global. Observa-se um significativo aumento da capacidade no modelo onde foram incrementadas as características resistentes da alvenaria das paredes exteriores, e o inverso ocorre para o modelo onde as mesmas características foram diminuídas. Para os modelos onde foram alteradas as características resistentes de outros elementos, os valores obtidos são bastante semelhantes aos do modelo de referência. Já nos modelos onde foram alteradas as características geométricas, os resultados são díspares. No modelo onde foram retirados os contrafortes, a capacidade resistente ao sismo do edifício foi claramente diminuída. Já no modelo onde foram retirados os arcobutantes, segundo esta análise, a capacidade de resistência ao sismo foi ampliada, devido aos esforços horizontais dos arcos não serem encaminhados para as paredes mas para os pilares. Contudo, deve notar-se que não foi efectuada a verificação de segurança dos pilares, caso tal verificação ocorresse, as conclusões obtidas poderiam ser diferentes.

Embora nenhum dos modelos tenha satisfeito a resistência à acção sísmica segundo o Eurocódigo 8, é possível fazer uma redistribuição dos esforços de acordo com o descrito no capítulo 6.1.7. Uma vez que só faz sentido uma redistribuição de esforços entre paredes da mesma direcção, os únicos modelos onde tal é possível são os Modelos 3 e 7. Os valores obtidos após a redistribuição dos esforços são apresentados na

Tabela 23.

Tabela 23 - Redistribuição dos esforços obtidos na verificação para os Modelos 3 e 7.

Modelo	Sismo	Direcção	Parede	$V_{IM}$ (kN)	$V_{IV}$ (kN)	$V_f$ (kN)	$F_r$ (kN)	$F_r/V_f$ (%)
3	Tipo 1	X	1	1580150,75	2205,82	2205,82	1471,70	149,88%
			2	794,91	1345,23	794,91	794,91	100%
			6	2060,57	1316,80	1316,80	1177,69	111,81%
			8	5572,55	1725,85	1725,85	1224,82	140,91%
		Y	3	1001,84	657,77	657,77	241,62	272,23%
			4	815,74	650,37	650,37	389,80	166,85%
			5	1013,61	661,32	661,32	243,80	271,25%
			7	19972,12	2520,87	2520,87	776,12	324,81%
3	Tipo 2	X	1	20784,90	2455,61	2455,61	2091,27	117,42%
			2	3187,92	1416,46	1416,46	1416,46	100%
			6	2753,24	1377,77	1377,77	1147,51	120,07%
			8	7407,91	1809,08	1809,08	1655,48	109,28%
		Y	3	835,41	608,53	608,53	244,92	248,46%
			4	691,36	623,39	623,39	393,45	158,44%
			5	874,30	619,88	619,88	241,71	256,46%
			7	13732,52	1988,35	1988,35	516,37	385,07%
7	Tipo 2	X	1	18548,65	1686,76	1686,76	1210,28	139,37%
			2	4433,48	978,27	978,27	963,13	101,57%
			6	4538,12	988,93	988,93	821,11	120,44%
			8	13027,08	1366,72	1366,72	1080,73	126,46%
		Y	3	911,13	466,73	466,73	274,69	169,91%
			4	805,73	416,68	416,68	416,68	100%
			5	935,37	476,02	476,02	273,56	174,01%
			7	14442,42	1764,40	1764,40	1091,33	161,67%
			9	5569,84	893,96	893,96	719,45	124,26%

NOTA: Não foi efectuada redistribuição de esforços no Modelo 7 para o sismo tipo 1, pois neste caso a estrutura verifica a resistência sem necessidade de redistribuição dos esforços.

Desta forma, ambos os modelos passam na verificação sísmica, sendo que o modelo reforçado (Modelo 3) apresenta melhor resistência ao sismo que o modelo onde foram removidos os arcobotantes (Modelo 7).



## 8 Conclusões

Nesta secção apresentam-se as conclusões resultantes do trabalho realizado. Os vários modelos analisados contribuíram para consolidar os conceitos subjacentes aos fundamentos teóricos descritos nos Capítulos 2, 3, 4, 5 e 6.

O levantamento geométrico de um edifício histórico demonstrou ser uma tarefa mais complicada do que inicialmente poderia parecer. As grandes dimensões normalmente associadas a este tipo de edifícios impossibilitam a utilização de aparelhos de medição vulgares. A obtenção da geometria exacta de um arco ou de uma abóbada numa inspecção *in situ* é muito difícil. Assim, só recorrendo a plantas e alçados foi possível obter todos os valores necessários à caracterização geométrica do edifício.

A utilização do programa generalista de elementos finitos ADINA revelou-se bastante interessante, contribuindo para aumentar os conhecimentos do autor no âmbito do método dos elementos finitos, nomeadamente a sua formulação e execução da análise dinâmica. Para a aprendizagem do programa foi imprescindível a utilização dos manuais, os quais descrevem exemplos que abrangem a maior parte dos comandos e análises disponíveis no ADINA.

O edifício em estudo foi modelado recorrendo a elementos tridimensionais para as paredes exteriores, elementos lineares para os pilares e arcos e elementos de casca para a alvenaria compreendida entre as nervuras dos arcos.

Quanto à modelação do edifício de alvenaria antiga, executaram-se sete modelos com os quais se procurou compreender as consequências no comportamento da estrutura das alterações efectuadas nas características geométricas e mecânicas do edifício de referência.

Quanto à análise dinâmica é de referir que o Eurocódigo 8 – Parte 3 utilizado para a análise dos modelos, para além de não estar totalmente adaptado ao tipo de edifício estudado, carece de Anexo Nacional onde possam vir a ser introduzidos novos parâmetros e métodos de análise mais adaptados ao património edificado português. Não foram analisados os esforços nos pilares por esta verificação não estar incluída no Eurocódigo 8 – Parte 3. Contudo, entende-se que tal verificação devem ser realizada.

Por fim, foram executadas duas análises dinâmicas recorrendo ao espectro de resposta elástico. Inicialmente fez-se uma análise global do edifício. Os resultados revelaram que esta análise é pouco sensível às alterações de características de elementos que não sejam as paredes resistentes. Por fim, fez-se uma análise parede a parede e posteriormente foi efectuada uma redistribuição de esforços nos modelos onde tal era possível. Para esses modelos, foi possível verificar o Estado Último de Limitação de Danos requerido para esta construção.

É importante salientar que os resultados dependem (como foi possível comprovar) das características geométricas do edifício. Consoante a hipótese de modelação adoptada, os resultados poderão ser substancialmente diferentes.

### **Recomendações para trabalhos futuros**

O tema abordado é sem dúvida muito abrangente e encontra-se longe de estar totalmente explorado. Nesse sentido sugerem-se alguns temas para trabalhos futuros. A modelação não linear da estrutura poderá ser realizada de modo a comparar resultados com os da análise linear. Poderá também ser estudada a influência de outros métodos de convergência disponíveis no programa ADINA para encontrar resultados mais exactos, em termos de modos e frequências de vibração.

A modelação do solo de fundação poderá ser levada a cabo com mais pormenor, nomeadamente utilizando molas (hipótese simplificativa) ou incluindo no modelo malhas de solo envolvente às fundações, verificando posteriormente qual a influência deste refinamento do modelo nos resultados.

Para complementar este trabalho, poderão ainda efectuar-se modelações de edifícios adicionais com diversas alterações, nomeadamente a nível da geometria dos arcos e abóbadas, bem como das propriedades dos materiais.

## 9 Bibliografia

- ADINA R& D, Inc. (2008). *Theory and Modeling Guide Volume I: ADINA*.
- ASTM. (1991). *ASTM C1197 - 09 Standard Test Method for In Situ Measurement of Masonry Deformability Properties Using the Flatjack Method*. Filadélfia.
- Bathe, K., E., D., & HO, L. (1981). *A Simple and Effective Element for Analysis of General Shell Structures*.
- Batoz, J., Bathe, K., & Ho, L. (1980). *A Study of Three-Node Triangular Plate Bending Elements*. International Journal for Numerical Methods in Engineering.
- Binda, L., & Saisi, A. (2003). *State of the Art of Research on Historic Structures in Italy*. Dept. of Structural Engineering - Politecnico of Milan. Italy
- Carocci, C., Cocina, S., Gavarini, C., Tocci, C., & Valente, G. (2001). *Construtive, historical and nomerial analysis for seismic strengthening interventions in San Nicolò church*. Catania
- Casanova, A. S., Bento, R., & Lopes, M. (2007). *Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria com Referência a Regulamentação Estrageira*. 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica
- Cigni, G. (1978). *Il consolidamento murario. Tecniche d'intervento*. Edizioni Kappa.
- Croci, G. (Novembro de 1979). *I disseti ed i croll nell' evoluzione delle costruzioni, della scienza e dela tecnica: prevenzione e criteri d'intervento*.
- EN1990. (2002). *Eurocode 0 - Basis of structural design*. European Committee for Standardization, Bruxelas.
- EN1996-1. (2005). *Eurocode 6: Design Of Masonry Structures - Parte 1.1: General Rules for Buildings - Rules For Reinforced And Unreinforced Masonry*. European Committee for Standardization, Bruxelas.
- EN1998-3. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. European Committee dor Standardization, Bruxelas
- Huerta, S. (2001). *Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach*. Departamento de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid.
- Lança, P. D. (2006). *Análise estrutural de abóbadas poli-nervuradas: Aplicação ao Coro Alto do Mosteiro dos Jerónimos*. Universidade do Minho, Guimarães.
- Lourenço, P. (2010). *Avaliação de segurança sísmica de estruturas de alvenaria*. Universidade do Minho, Guimarães.
- Macchi, G., Eusebio, M., Ruggeri, G., & Moncecchi, M. (1993). *Strutural Assessment od the Leaning Tower of Pisa*. Proceedings of IABSE Symposium "Strutural preservation of the architectural heritage" .
- Maciel, I. A. (2007). *Avaliação de software de dimensionamento em alvenaria estrutural*. Universidade do Minho, Guimarães.
- Mourão, S., Oliveira, D., & Lourenço, P. (2002). *Numerical analysis as a tool to understand historical structures. The example of the Church of Outeiro*. Universidade do Minho, Guimarães.
- Oliveira, D. V. (2003). *Análise exprimental e numérica de estruturas de alvenaria de blocos sob acções cíclicas*. Universidade do Minho, Guimarães.

Oz - diagnóstico, levantamento e controlo da qualidade em estruturas e fundações, Ida. (2007). *Inspecção e Diagnóstico de Construções Antigas*.

Paulo B. Lourenço, D. V. (2004). *Recomendações para a análise, conservação e restauro do património arquitectónico*. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil.

Ramos, J. L. (2002). *Análise Experimental e Numérica de Estruturas Históricas de Alvenaria*. Universidade do Minho, Guimarães.

Roque, J., & Lourenço, P. (2004). *Métodos simplificados na avaliação sísmica de edifícios históricos*. Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica .

Sampaio, P., & Martins, J. G. (2006). *Noções de análise sísmica de edifícios*. Universidade Fernando Pessoa, Porto.

UNIPD. (2004). *On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry buildings, SONIC PULSE VELOCITY TEST*. UNIPD, POLIMI, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Alemanha.

UNIPD. (2004). *On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry buildings, Ultrasonic Methods*. BAM, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Alemanha.