

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE IGREJAS: APLICAÇÃO A DOIS CASOS DE ESTUDO

Ana S. Araújo¹, Paulo B. Lourenço²

¹Aluna de Doutoramento, ISISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

e-mail: id3318@alunos.uminho.pt

²Professor Catedrático, ISISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

e-mail: pbl@civil.uminho.pt

Palavras-chave: Conservação, Modelação, Igreja, Avaliação da segurança sísmica, Pushover, Análise não-linear dinâmica

Resumo. *A conservação de edifícios antigos é um tema que tem suscitado um interesse crescente na comunidade em geral pela necessidade de preservação do património edificado. No caso das igrejas, essa conservação atinge interesse acrescido pela carga simbólica e espiritual que este tipo de edifícios acarreta, para além do seu valor patrimonial e histórico. Estas construções são particularmente vulneráveis a acções dinâmicas, como os sismos, tornando-se essencial a avaliação da sua segurança.*

O objectivo do estudo apresentado neste artigo é a aplicação de métodos de avaliação da segurança sísmica distintos a dois monumentos históricos: Igreja de Jesus (Setúbal) e Igreja de São Jorge dos Latinos (Famagusta, Chipre). No que se refere à Igreja de Jesus, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional de elementos finitos, validado através de resultados experimentais de identificação dinâmica. A capacidade resistente a acções sísmicas foi avaliada através de análises estáticas não-lineares (tipo pushover), procedendo-se a uma análise crítica interpretativa dos resultados, assim como à definição do mecanismo de colapso e determinação do factor de carga associado a esta construção. Relativamente à Igreja de São Jorge dos Latinos, foram realizadas análises dinâmicas não-lineares para a avaliação da sua segurança sísmica, fazendo-se, à semelhança do caso anterior, uma análise interpretativa dos resultados e definição do mecanismo de colapso. Constatou-se que a Igreja de Jesus, contrariamente à de São Jorge de Latinos, parece ser estruturalmente segura face à legislação aplicável.

1. INTRODUÇÃO

A conservação do património edificado é um tema que tem vindo a registar uma crescente preocupação na sociedade em geral e que conduz a uma responsabilidade colectiva de salvaguarda dos edifícios antigos, como preservação da nossa própria cultura. Neste âmbito, torna-se premente a avaliação da segurança e estabilidade de edifícios monumentais, de que são exemplo as igrejas. Este tipo de edifícios desempenham uma função complementar de reunião e abrigo da população em caso de catástrofe, por exemplo por acção de um sismo, sendo portanto essencial o recurso a uma análise sísmica da estrutura para a verificação da sua segurança.

De facto, o estudo e análise de construções antigas constitui um grande desafio, na medida em que: a geometria destas construções é, na grande maioria das vezes, complexa, apresentando arcos, grandes aberturas e grandes vãos; as propriedades mecânicas dos materiais são de difícil caracterização, já que as construções em alvenaria apresentam comportamento anisotrópico; o seu estado de degradação, inerente a todas as acções que a construção sofreu ao longo dos anos dificulta também esta análise; o desconhecimento das características estruturais iniciais é uma realidade; existiram tentativas falhadas de reabilitação ao longo dos anos; entre outros factores associados à caracterização destas construções.

Neste contexto, este estudo incide na avaliação da segurança sísmica de monumentos, que se traduz num processo moroso, complexo e aliado a alguma incerteza. O objectivo principal deste trabalho é a aplicação de métodos de avaliação de segurança sísmica a dois casos concretos de estudo. Procede-se à análise da Igreja e Mosteiro de Jesus, em Setúbal, pelo método “pushover” ou estático não-linear; e à análise da Igreja de São Jorge dos Latinos em Famagusta, Chipre, pelo método dinâmico não-linear. A aplicação destas análises é feita com recurso ao software de cálculo DIANA 9.4 [7].

2. CONSERVAÇÃO DE ESTRUTURAS ANTIGAS

A conservação e preservação do património de valor histórico e cultural são temas cada vez mais presentes na sociedade. A maioria das estruturas em alvenaria de pedra foi construída numa época em que o risco sísmico não era considerado na sua concepção, por falta de conhecimento e de sensibilidade nesta matéria, bem como de regulamentação específica. Recentes sismos confirmaram a vulnerabilidade dos edifícios históricos construídos em alvenaria de pedra, como é o caso das igrejas [11]. Nos últimos anos diversas construções antigas têm vindo a sofrer danos que representam perdas irreparáveis, não só por acção de sismos, mas também devido à degradação e deterioração dessas construções sob a acção do tempo. O diagnóstico e avaliação adequados do desempenho sísmico destas construções servem de base para a determinação do grau de intervenção necessária à preservação do seu valor patrimonial [11]. Assim, é necessário avaliar o estado de conservação destas construções de modo a mitigar os efeitos do envelhecimento dos materiais e da utilização do edifício, e das anomalias resultantes de catástrofes naturais, como os sismos. Neste âmbito surge o processo de avaliação e redução do risco sísmico para construções antigas e de valor cultural.

O desenvolvimento do processo de avaliação sísmica de alvenaria de pedra tem sido bastante

lento, comparativamente com outros tipos de construção como o aço ou o betão armado. Os países europeus possuem diversas construções de alvenaria de pedra em zonas de alto e médio risco sísmico, por isso a informação e a experiência adquirida a partir do desempenho sísmico dessas construções constitui um valioso incentivo e conhecimento para o desenvolvimento de regulamentação que permita a criteriosa avaliação do risco sísmico de estruturas.

Em Portugal, como de um modo geral na restante Europa, a difusão do uso do betão armado motivou o abandono das técnicas construtivas tradicionais [24]. Deste modo com a entrada em vigor dos *Eurocódigos* surgem em Portugal os primeiros regulamentos do reforço sísmico de estruturas em alvenaria e madeira. Estes novos regulamentos aparecem com a necessidade de reabilitar e preservar o edificado que se encontra fortemente danificado, após décadas de investimento em construções novas. Neste contexto, o estudo da avaliação da segurança das construções antigas desempenha um papel fulcral na medida em que garante, através da sua posterior reabilitação e reforço, a continuidade do património histórico para as gerações vindouras. Os edifícios em alvenaria estrutural de pedra, que necessitam de reforço, devem ser analisados experimentalmente e numericamente. A sequência a adoptar para uma análise satisfatória dos edifícios deve incluir:

- Efectuar ensaios experimentais aos materiais para a caracterização correcta das suas propriedades mecânicas;
- Formular relações constitutivas que devem reproduzir correctamente as propriedades mecânicas dos materiais e o seu comportamento não linear;
- Simular numericamente o comportamento estrutural do edifício através de modelos de análise estrutural adequados, preferencialmente com leis de comportamento não linear;
- Calibração do modelo através da comparação dos seus resultados com ensaios experimentais e análise dos resultados obtidos.

As estruturas antigas são caracterizadas pela heterogeneidade dos seus materiais, sendo deste modo essencial o conhecimento das propriedades mecânicas dos mesmos para a avaliação da segurança e reforço sísmico dessas estruturas. A constituição típica deste tipo de paredes resistentes é de blocos de pedra unidos entre si por argamassa. A Figura 1 representa a constituição destas paredes de alvenaria com os vários elementos que a constituem: a pedra, a argamassa e os vazios.

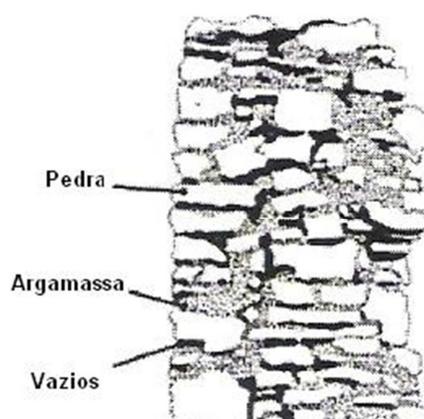


Figura 1 - Constituição típica de uma parede de alvenaria de pedra [28]

Os sistemas construtivos mais comuns de paredes de alvenaria de pedra são, a alvenaria irregular, onde a pedra apresenta forma irregular e rolada e a sua colocação é feita de forma aleatória, a alvenaria aparelhada onde a pedra apresenta formas essencialmente regulares e a cantaria onde a pedra é regular e é possível verificar uma organização na sua colocação podendo distinguir-se fiadas de pedras, como demonstra a Figura 2 [21]. A alvenaria de pedra apresenta boa resistência a esforços de compressão, nomeadamente os devidos ao seu peso próprio e a cargas provenientes dos pavimentos e coberturas. No entanto, oferece baixa resistência a esforços de corte e muito baixa resistência a esforços de tracção, devido à fraca resistência da ligação entre a argamassa e a pedra, sendo considerado um material bastante frágil, pois perde grande parte da sua capacidade resistente após os danos iniciais.

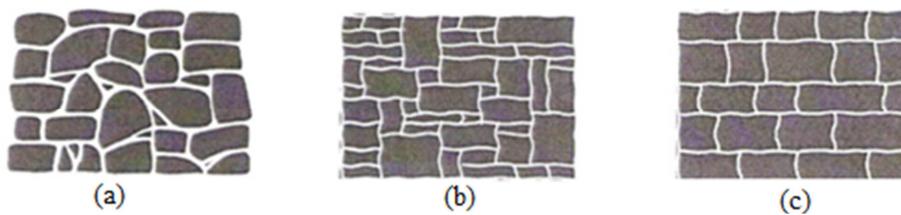


Figura 2 - Sistemas construtivos: (a) Alvenaria irregular; (b) Alvenaria aparelhada; (c) Cantaria [5]

No contexto do comportamento sísmico de um edifício, a ductilidade de uma estrutura ou de um elemento é definida como a capacidade de dissipar a energia provocada pelo movimento oscilatório do sismo, sem apresentar deformações excessivas nem perda significativa da capacidade de carga. Nas paredes de alvenaria de pedra a energia é usualmente dissipada através do atrito nas interfaces da argamassa-pedra. Estas paredes quando sujeitas a forças sísmicas, devido ao seu movimento oscilatório, facilmente desagregam os seus materiais constituintes, podendo mesmo levar ao colapso total da estrutura ou a reduções significativas da sua resistência total. Existem alguns aspectos que contribuem para o comportamento dessa desagregação, como é o caso das pedras mais arredondadas que mais facilmente se soltam, a possível fractura das pedras de menor qualidade e as deficiências de argamassa, que por insuficiência de aderência não garante a total união do conjunto (Figura 3).



Figura 3 - Esquema do efeito de desagregação da pedra nas paredes de alvenaria [4]

2.1. Metodologia

Grande parte dos edifícios antigos e aqueles que foram projectados e construídos anteriormente à actual regulamentação de estruturas, não estão dotados de capacidade resistente suficiente para suportarem um abalo sísmico intenso. As intervenções de reabilitação destes edifícios não se devem cingir a aspectos estéticos, de conforto ou habitabilidade, mas devem sobretudo considerar os aspectos de segurança estrutural.

Na avaliação da segurança nos edifícios deve começar-se por efectuar um diagnóstico preliminar ao edifício com o objectivo de recolher a informação inerente ao mesmo, de compreender o conceito e a importância do edifício, de perceber as técnicas utilizadas na sua construção e as alterações que sofreu posteriormente. Deve-se, por isso, fazer uma análise histórica procedendo à recolha e investigação de informação e documentos históricos relevantes. No entanto, os documentos históricos eram normalmente preparados para outros fins que não a engenharia estrutural, e podem conter informações técnicas incorrectas e omitir ou deturpar factos importantes.

Para a avaliação da segurança recorre-se a modelos numéricos de cálculo. O modelo estrutural deve contemplar todos os aspectos necessários a simular com a maior fiabilidade possível a estrutura em causa, tais como: a geometria e morfologia, as ligações entre os elementos estruturais, as propriedades dos materiais, as acções actuantes, alterações existentes e danos como fissuras, erros de construção, desligamentos e a interacção da estrutura com o solo. É essencial ter-se sempre presente que o modelo não representa integralmente a realidade e por isso este deve ser sempre validado com informações recolhidas no edifício. Esta avaliação é subjectiva e com alguma incerteza pois existem dúvidas relativas aos dados do modelo, às acções actuantes, à geometria, a deformações existentes e às propriedades dos materiais. Deste modo os modelos oferecem apenas uma aproximação da realidade. No caso de edifícios históricos de alvenaria, é possível recorrer a métodos de análise diversos, tomando em consideração o modelo que melhor descreve a estrutura e o seu comportamento sísmico. De entre os métodos de análise da segurança sísmica dos edifícios podem-se distinguir os métodos globais e os parciais. Na análise global existem quatro métodos possíveis: análise estática linear, análise dinâmica linear, análise estática não linear e análise dinâmica não linear. Os métodos parciais encontram-se menos desenvolvidos do que os anteriores, destacando-se apenas o método cinemático. No presente estudo serão aplicados os métodos globais, nomeadamente a análise modal e pushover à Igreja de Jesus e a análise não-linear dinâmica à Igreja de Famagusta.

3. ANÁLISE DA SEGURANÇA SÍSMICA DA IGREJA DE JESUS

A Igreja do Mosteiro de Jesus situa-se no lugar denominado “Sapal do Troino”, que se localizava fora das muralhas de Setúbal. Foi mandada construir em finais do séc. XV (1490) por Justa Rodrigues Pereira, ama de D. Manuel, no reinado de D. João II. Este último manda ampliar o projecto entregando a condução das obras ao mestre Diogo de Boitaca e pensa-se ter sido este o seu primeiro trabalho no país. As obras avançaram com grande rapidez e por

volta de 1496 as freiras clarissas ocupavam o convento anexado à Igreja [2]. A Igreja apresenta forma rectangular e é composta por três áreas principais, a nave principal, capela-mor e coro (Figura 4). Esta construção é orientada a nascente/poente de acordo com a tradição medieval, ainda que com a entrada principal lateral voltada a sul. A Igreja apresenta alçados baixos, robustos e contrafortados, de modo a suportar as coberturas abobadadas em pedra.



Figura 4 – Fachada principal da Igreja de Jesus

3.1. Identificação Dinâmica da Igreja

Foram realizados ensaios experimentais de identificação modal à Igreja com o objectivo de entender o comportamento sísmico da estrutura, determinando os seus modos de vibração e respectivas frequências [1]. Consideraram-se 25 pontos de medições, nas paredes laterais da Igreja, de acordo com a análise pretendida. Na Figura 5 apresenta-se a disposição esquemática dos sensores.

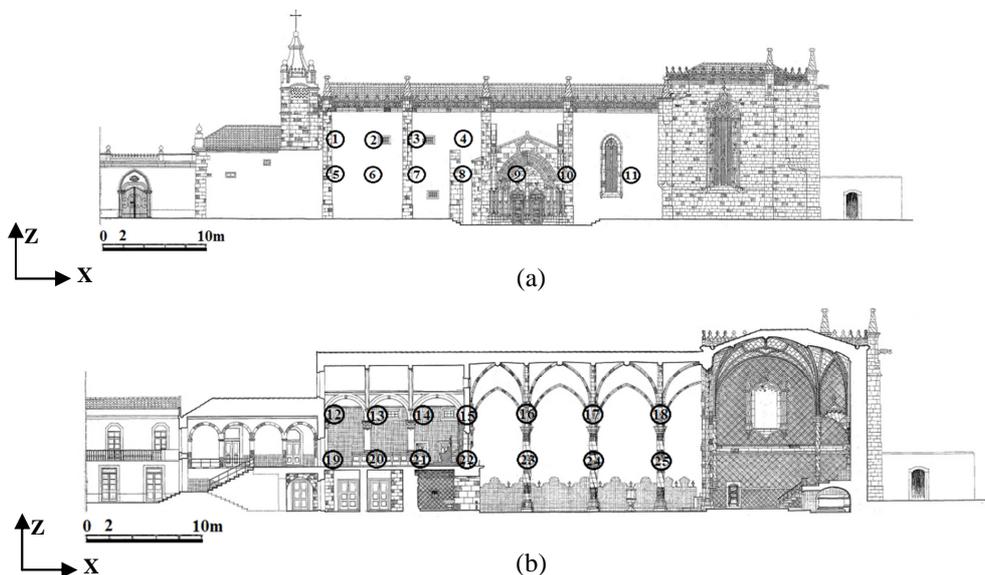


Figura 5 – Esquema da localização dos sensores nos ensaios na Igreja: (a) Alçado principal da Igreja; (b) Corte longitudinal da Igreja [1]

Devido à quantidade de pontos de interesse e à quantidade de sensores disponíveis, os oito acelerómetros foram distribuídos em 4 setups, mantendo dois acelerómetros como referências, no coro-alto [1]. O período de registo de dados foi de 10 minutos com uma taxa de amostragem de 200 Hz (200 amostras por segundo em cada canal de leitura). Na Figura 6 apresentam-se os resultados da identificação dinâmica nomeadamente das frequências naturais, coeficiente de amortecimento e modos de vibração sobrepostos com a configuração indeformável da estrutura.

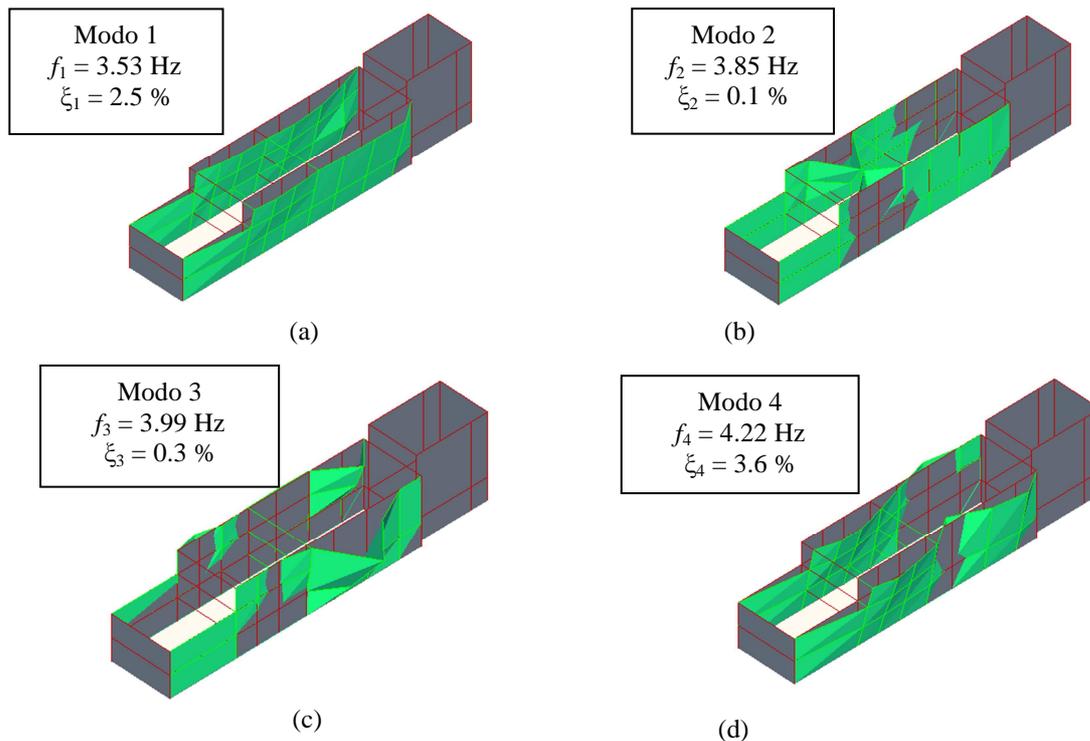


Figura 6 – Resultados da identificação modal da Igreja de Jesus: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3; (d) Modo 4 [1]

3.2. Análises Numéricas

Da análise e interpretação dos resultados experimentais, pode verificar-se que a configuração obtida para os modos de vibração leva a considerar-se como razoável e muito aproximada, uma análise independente das estruturas da Igreja e do Claustro. Deste modo para o desenvolvimento do modelo numérico irá considerar-se que as estruturas adjacentes e claustro, não influenciam significativamente o comportamento sísmico da Igreja. Foi ainda modelada apenas a parte central da igreja, isto é a nave principal, atendendo ao tempo disponível para realizar o trabalho, como é indicado na Figura 7.

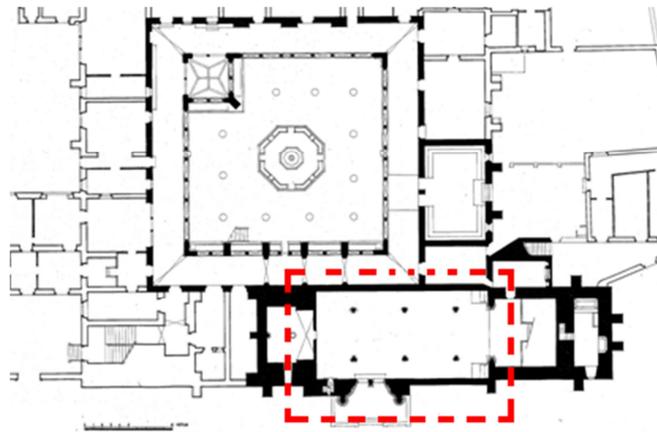


Figura 7 – Planta geral da Igreja do Mosteiro de Jesus, indicação da zona da Igreja a modelar [16]

A configuração do modelo procura reproduzir, com aproximação adequada, a rigidez geométrica da Igreja, adoptando, no entanto, simplificações necessárias para minimizar recursos numéricos e de tempo. Da discretização do modelo resultou uma malha de elementos finitos com 10465 nós e 6753 elementos (Figura 8). Após a definição geral das características do modelo, procedeu-se à análise modal da Igreja, com recurso ao programa de cálculo Diana 9.4, onde foram determinadas as configurações modais e as frequências de vibração da Igreja. Na Figura 9 são apresentadas as configurações dos dois primeiros modos obtidos numericamente. Estes são modos globais da Igreja pois mobilizam toda a estrutura.

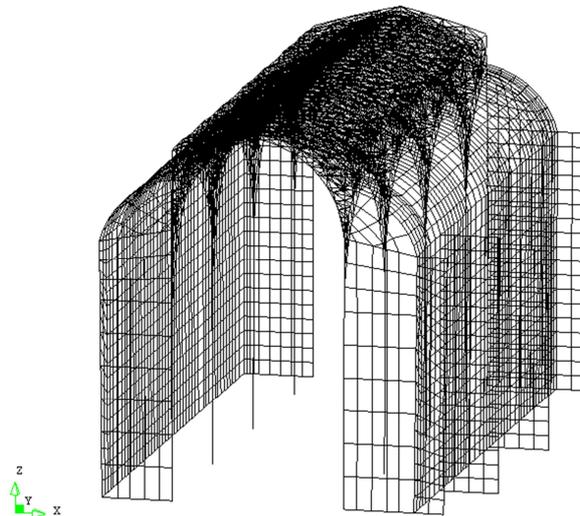


Figura 8 – Malha de elementos finitos do modelo

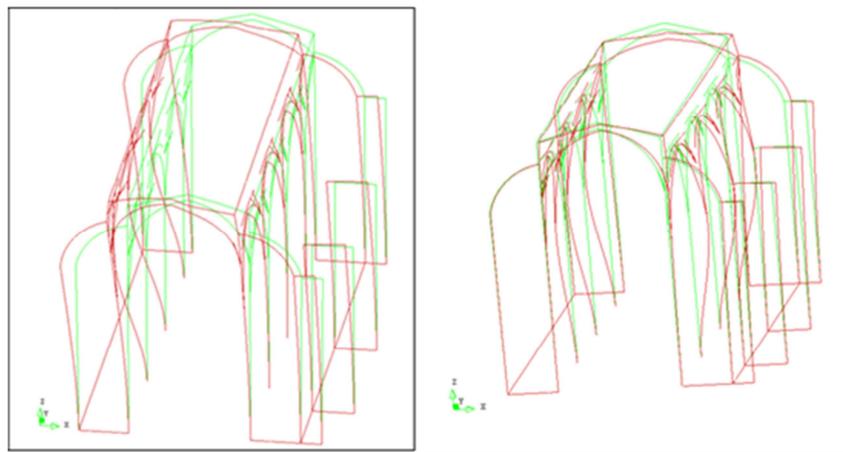


Figura 9 – Configuração do modo 1 (3,23 Hz) e 2 de vibração (4,24 Hz), respectivamente

Comparando os resultados experimentais com os numéricos podem verificar-se configurações idênticas nos modos de vibração. Deste modo, foram comparadas as frequências de vibração dos modos 1 e 3, obtidas experimentalmente, e dos modos 1 e 2 do modelo numérico. A fim de tentar minimizar o erro médio entre as frequências numéricas e experimentais, calibrou-se o modelo numérico (Tabela 4).

Modo	Frequência Experimental (Hz)	E (Gpa)	Modo	Frequência Numérica (Hz)	$ 1 - [f_{Num}/f_{Exp}] $ (%)	Erro Médio (%)
1	3,53	3,84	1	3,23	8,50	7,38
3	3,99		2	4,24	6,27	

Tabela 1 - Resultados da identificação modal (modelo numérico calibrado)

A análise estática não-linear, pushover, é um dos métodos utilizados para estimar a resposta sísmica da estrutura. Esta análise é realizada sob condições de cargas horizontais de gravidade constantes, monotonicamente crescentes proporcionais à massa. Deste modo, foi aplicada à estrutura um carregamento lateral proporcional à sua massa na direcção de x positivo (ver Figura 9). No sentido de compreender a resposta do edifício a esta acção incremental horizontal, foram seleccionados e analisados alguns nós da malha, com o objectivo de traduzir o comportamento geral da estrutura. Na figura 10 são descritas as leis constitutivas aplicadas na análise e na Tabela 2 são resumidos os parâmetros que caracterizam o comportamento não linear da alvenaria, obtidos com base na bibliografia da especialidade. O processo iterativo utilizado foi o de Newton Raphson Regular, em que a matriz de rigidez é adaptada em cada iteração de modo a que a solução global cumpra o critério de convergência. Neste modelo foi adoptado o critério de convergência da energia, com uma tolerância de $1.0E^{-3}$.

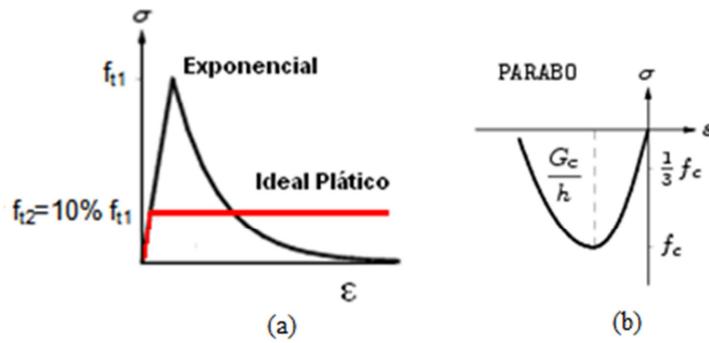


Figura 10 – Relação Tensão-Extensão: (a) Tracção; (b) Compressão

E (GPa)	v	f_c (N/mm²)	G_c (N/mm)	f_t (N/mm²)	G_t (N/mm)	β
3,84	0,2	5,5	8,8	0,1	0,01	0.10

Tabela 2 – Propriedades do material não linear

Deste modo, foi aplicada à estrutura um carregamento lateral proporcional à sua massa na direcção de x positivo (Figura 11). A Figura 11 apresenta o resultado gráfico, através da coloração, dos deslocamentos totais devido: exclusivamente ao peso próprio da estrutura, numa primeira fase (Figura 11 (a)) e ao peso próprio e à carga horizontal aplicada para um factor de carga correspondente ao último passo no pós-pico da sua capacidade, numa segunda fase (Figura 11 (b)). Esta coloração dos deslocamentos totais é apresentada para configuração da deformada da estrutura com um factor de escala de 20.

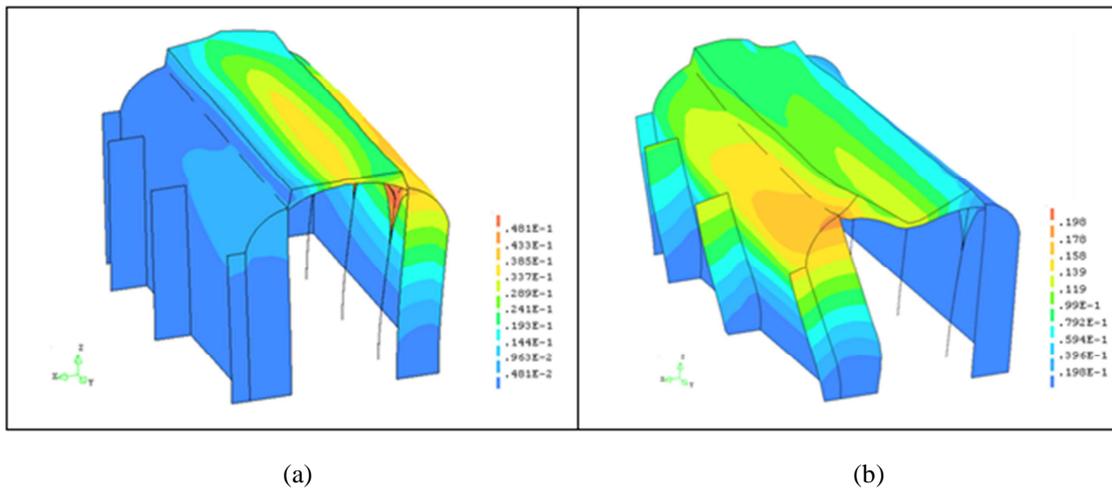


Figura 11 – Deslocamentos totais em metros e configuração da deformada da estrutura para um factor de escala de 20: (a) Acções verticais; (b) Colapso

Na análise dos resultados obtidos em termos de deslocamentos totais da estrutura para a acção do peso próprio, verificam-se deformações verticais maioritariamente na zona da cobertura, como seria espectável devido à aplicação de uma força vertical, de maior valor na extremidade mais afastada dos contrafortes, no centro geométrico da Igreja (Figura 11 (a)). O deslocamento máximo vertical é então, na zona referida, de cerca de 3,5 cm.

A acção vertical, devida ao peso próprio, provoca também o abatimento das abóbadas da cobertura, que consequentemente provocam deslocamentos horizontais em sentidos opostos nas paredes e pilares a partir do centro geométrico da estrutura. Os maiores deslocamentos são obtidos nas paredes e pilares contrários ao alinhamento destes elementos rígidos, os contrafortes. A Igreja sujeita à acção do peso próprio, vertical, deforma-se horizontalmente no sentido de “x” negativo para as zonas de maiores deslocamentos devido, conforme já referido, à rigidez conferida pelos contrafortes (Figura 11 (a)). De seguida são apresentadas as curvas de capacidade para os pilares que apresentam maiores deslocamentos devido à acção horizontal (Figura 12).

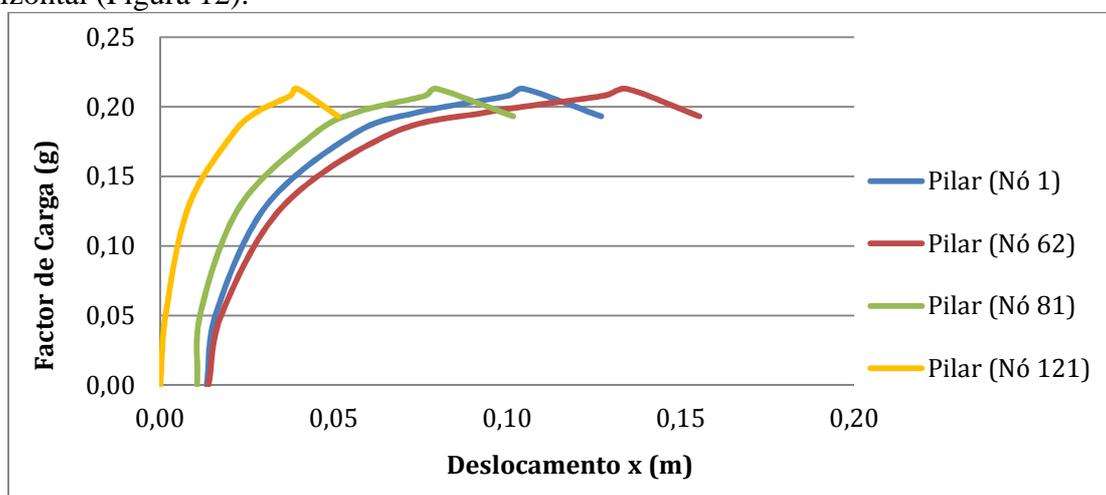


Figura 12 – Curvas de capacidade resistente dos nós referentes ao topo dos pilares

De salientar que as curvas de capacidade apresentadas apenas mostram os resultados obtidos após a aplicação da carga vertical, logo existe um deslocamento inicial, visível na Figura 12, entre 0 e 0,015 m correspondente à aplicação do peso próprio. Analisando as curvas de capacidade dos pilares, é aparente que a perda da capacidade da estrutura se dá para um factor de carga na ordem dos 0,21g, valor de pico. De acordo com a Figura 12, e como seria espectável, o pilar que sofre maior deslocamento é o que se encontra mais afastado da zona de contrafortes, e o que se desloca menos é o pilar que se encontra solidário com a parede e contraforte, apresentando deslocamentos máximos na ordem dos 5 centímetros, comprovando-se assim, mais uma vez, a influência da rigidez dos contrafortes no comportamento geral do edifício. Pode observar-se ainda, que mesmo pilar, apresenta um deslocamento horizontal inicial quase nulo devido ao peso próprio, pelas razões já expostas. Para factores de carga entre 0,15g e 0,20g, regista-se uma redução acentuada da capacidade de carga e da rigidez global dos pilares, mais notória nos pilares que sofrem maior deslocamento.

Os resultados desta análise pushover podem ser apresentados em termos de extensões máximas para uma melhor percepção das zonas mais afectadas por esta acção horizontal (Figura 13).

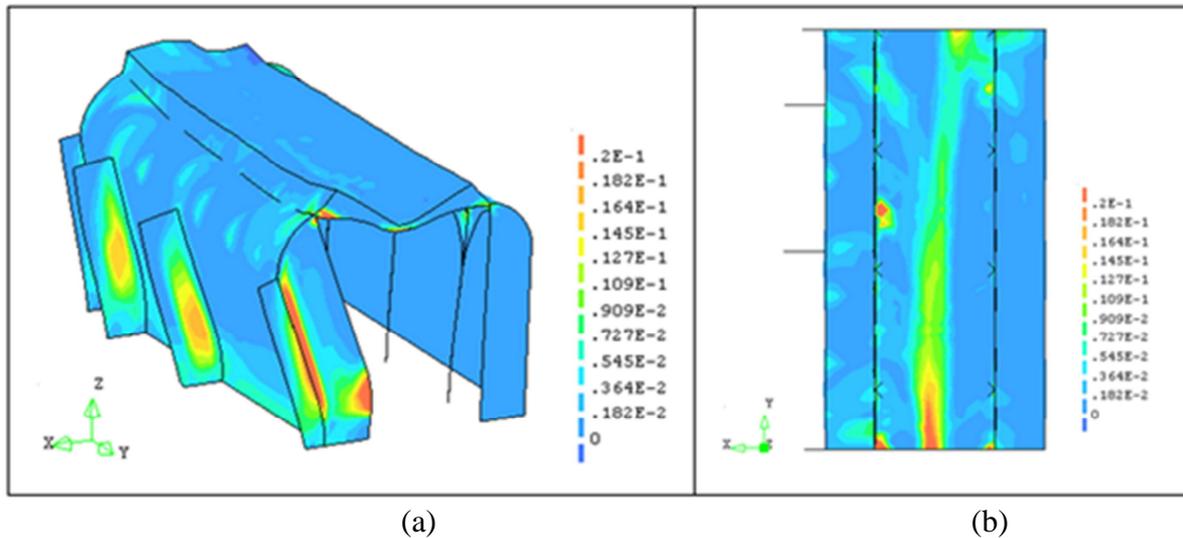


Figura 13 - Extensões principais e deformada para a combinação do peso próprio e carga máxima horizontal aplicada com um factor de escala de 20: (a) Perspectiva; (b) Vista em planta da parte inferior da cobertura

As extensões máximas admissíveis para um factor de carga crítico de 0,21g, representadas na Figura 13, concentram-se na zona dos contrafortes, criando um conjunto de fendas na sua ligação com as paredes. Na base da parede topo, verifica-se também uma grande concentração de extensões devido a esforços de flexão da mesma, provocando tracções na zona inferior com consequente abertura de fendas e possível rotura por esta zona. Observa-se, ainda, concentração de extensões na parte central e interior da cobertura, com a formação de uma fenda contínua de extremo a extremo da Igreja. É visível também na Figura 13 (b) que a estrutura sofre esforços de torção, dado que o centro de rigidez da estrutura não é coincidente com o seu centro geométrico.

Dado que a visualização gráfica destes resultados não permitiu uma correcta e fiável avaliação da segurança dos pilares, procedeu-se a uma análise mais criteriosa por meio de diagramas de interacção N-M. De acordo com o diagrama apresentado na Figura 14, os pilares situados junto da fachada sul entram em rotura na sua base para moderados esforços axiais mas com elevadas excentricidades. Estes esforços combinados levam à fendilhação e esmagamento das secções na base (nó 15, nó 76 e nó 95), pois ultrapassam a curva limite da capacidade resistente dos pilares, para valores de “M” da ordem dos 45 a 70 kN.m. Note-se que isto só é possível porque o esforço axial nos pilares aumenta ligeiramente, o que se traduz também no aumento da envolvente.

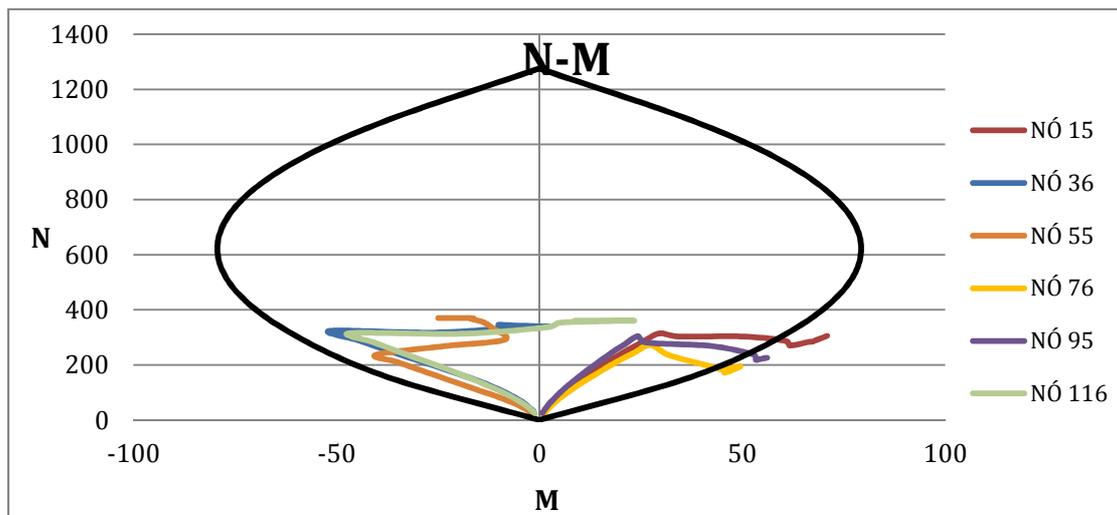


Figura 14 – Diagrama de Interação de esforços N-M para a secção da base dos pilares (Unidades kN.m e kN)

De acordo com os resultados apresentados e devidamente analisados, pode definir-se o mecanismo de colapso da estrutura obtido com, a análise pushover. **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** 15 (a), que apresenta as extensões principais totais a que a estrutura está sujeita e a configuração da deformação numa vista transversal, serve de base para a definição do mecanismo de colapso e ajuda na compreensão do mesmo.

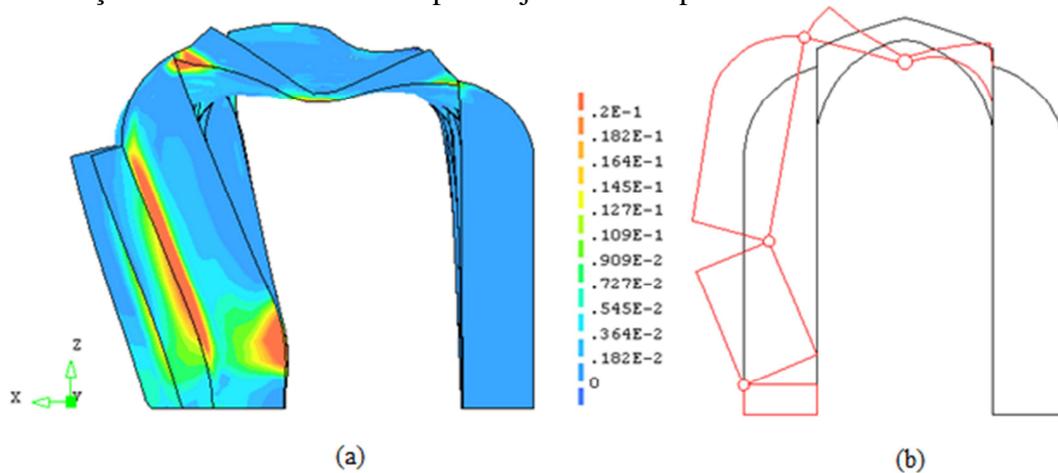


Figura 15 – (a) Extensões principais e respectiva deformada; (b) Mecanismo de colapso aproximado da estrutura

Da análise das figuras anteriores, verifica-se a formação de rótulas plásticas nos pontos assinalados na Figura 15, resultantes da rotação dos elementos da estrutura, provocada pela formação de fendas nas zonas de maior concentração de tensões de tracção, visíveis na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** (a). No topo da cobertura forma-se uma rótula plástica que permite a rotação dos elementos abobadados, assim como na base da parede. Na zona de ligação da parede com o contraforte verifica-se também a formação de um conjunto

de rótulas plásticas devido à concentração de tensões nesta zona. O colapso da estrutura dá-se devido à formação destas rótulas plásticas que permitem a rotação dos elementos, levando-os à ruptura. Este mecanismo de colapso, dá-se essencialmente na secção transversal da estrutura, muito embora ao longo da abóbada, no seu sentido longitudinal, se verifique também a formação de rótulas plásticas, originadas pela fissuração que se desenvolve na sua face inferior, conforme se pode constatar da análise da Figura 13. Efectivamente o mecanismo é tridimensional e um pouco mais complexo que o apresentado, envolvendo também os pilares e contrafortes na zona interior da nave, de forma semelhante à indicada na Figura 15. A análise pushover realizada no modelo da Igreja de Jesus, leva a concluir que o comportamento global é satisfatório (o factor de carga obtido de 0,21g é adequado face à zona sísmica onde se encontra este edifício) e deve-se à existência de uma serie de contrafortes, que através da sua rigidez limitam os deslocamentos globais da estrutura sob acções sísmicas.

4. IGREJA DE FAMAGUSTA

O presente capítulo surge no seguimento de um estudo realizado por Alejandro Trujillo sobre a Igreja de São Jorge dos Latinos em Famagusta, Chipre [27], para a sua dissertação de mestrado. A Igreja de São Jorge dos Latinos está localizada dentro das muralhas da cidade de Famagusta, em frente à torre da Cidadela de Otelo [27]. Esta Igreja encontra-se nos dias de hoje em ruína, uma vez que apenas duas paredes laterais permanecem intactas (Figura 16) e pertenciam a um grupo de três igrejas em Famagusta associados a São Jorge, dos Latinos, dos Gregos e o Estrangeiro [29].

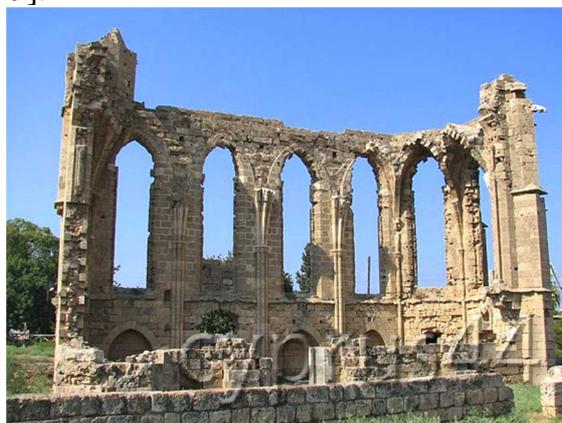


Figura 16 – Igreja de São Jorge dos Latinos

Foi realizado um levantamento geométrico da igreja por Lourenço e Ramos, usando um distanciómetro laser e desenhos obtidos a partir de (Kell, 1982). A igreja tem 20,00 metros de comprimento e 8,91 metros de largura interna, e a distância entre dois contrafortes consecutivos é de cerca de 3,5 metros. Tem uma capela lateral com medidas de 3,84, 5,43 e 4,89 metros e a largura das paredes varia de acordo com o elemento da Igreja (ver Figura 17).



Figura 17 – Características geométricas da Igreja [10]

As análises dinâmicas não-lineares permitem o estudo do comportamento sísmico de um edifício com grau de complexidade elevado, pois contemplam não só o comportamento não linear da estrutura como as características dinâmicas da acção sísmica. Estas análises são consideradas as mais apropriadas na avaliação da segurança sísmica de um edifício, sendo no entanto de difícil aplicação pois requerem a introdução dos parâmetros da estrutura e da acção sísmica com mais rigor, o que por vezes em construções históricas não se consegue [26]. A estrutura da Igreja foi submetida a uma análise dinâmica não-linear. Neste tipo de análise o equilíbrio e a compatibilidade do modelo são avaliados para cada instante de tempo de acordo com a equação de movimento, originando uma resposta da estrutura também ao longo do tempo (deslocamento, velocidade e aceleração).

Este modelo inclui as fendas verificadas na inspeção visual realizada por Lourenço e Ramos caracterizando-se estas zonas em elementos com espessuras inferiores às restantes. Nesta análise foi utilizado o método de Newton-Raphson Regular, para a procura da solução, em que a rigidez tangente da matriz é calculada para cada iteração, e foi aplicado o critério de convergência da energia, com uma tolerância igual a $10E-3$. Foram também consideradas as características não lineares da alvenaria [27]. Devido a problemas de instabilidade do modelo, considerou-se que os elementos que simulam as fendas têm comportamento ideal plástico à tracção. Os restantes elementos de alvenaria seguem o comportamento não linear. O modelo de elementos finitos adoptado está ilustrado na Figura 18.

A acção sísmica, horizontal, foi definida por meio de dois acelerogramas artificiais por Trujillo [27], de acordo com o EC8 [8],[9]. Procedeu-se a uma análise dinâmica não-linear, que foi realizada para várias intensidades das acções, até a estrutura atingir a rotura. Assim, foram elaboradas cinco análises, a primeira com 5% da acção sísmica regulamentar, para ambas as direcções e em simultâneo, e a última com 25% da acção.

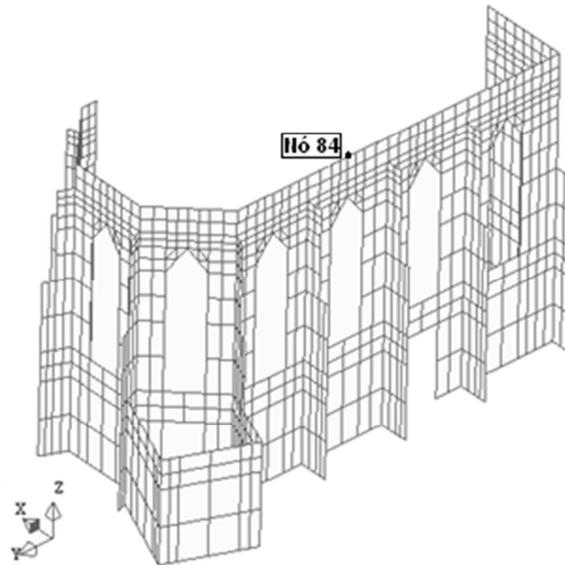


Figura 18 – Modelo de elementos finitos

De modo a determinar as zonas mais solicitadas durante esta acção, procedeu-se à análise das extensões máximas ocorridas em todos os passos de carga, ou seja, realizou-se um “scan” dos resultados para a acção correspondente a 25% da acção regulamentar, a última onde se conseguiu obter convergência. Obteve-se o diagrama de extensões máximas apresentado na Figura 19, podendo deprender-se a partir deste, que as zonas com maior concentração de tensões são essencialmente a zona de intersecção da fachada principal com a parede lateral sem aberturas; e a zona superior da janela no alinhamento da porta.

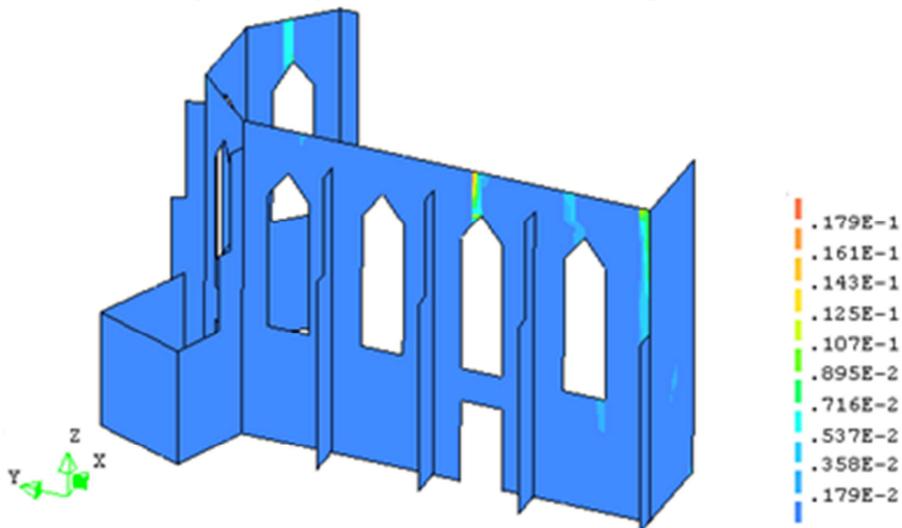


Figura 19 – Extensões principais máximas ocorridas durante a acção sísmica

Deste modo, pode-se visualizar as zonas mais solicitadas, as quais requerem uma análise mais profunda. Foram assim definidos dois alinhamentos. O primeiro alinhamento localiza-se na intersecção entre as duas paredes perpendiculares, onde se verificam concentrações de esforços e o segundo localiza-se no alinhamento das aberturas. Na Figura 20 é apresentado o desenvolvimento dos deslocamentos em altura para os diversos casos de carga.

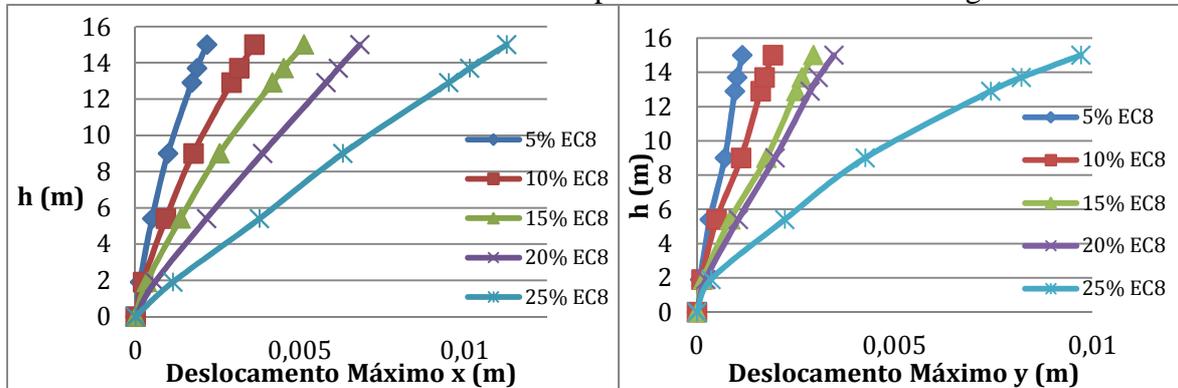


Figura 20 - Deslocamentos máximos para o alinhamento 1, para os vários factores de carga

Pode constatar-se que o deslocamento máximo aumenta gradualmente da acção sísmica de 5% EC8 até 20% EC8, verificando-se no entanto, um aumento expressivo do deslocamento máximo para a acção de 25% EC8. Esta diferença é mais notória na direcção “y”. O alinhamento com maiores deslocamentos para fora do plano é o alinhamento 2, onde de facto existe mais concentração de extensões principais máximas.

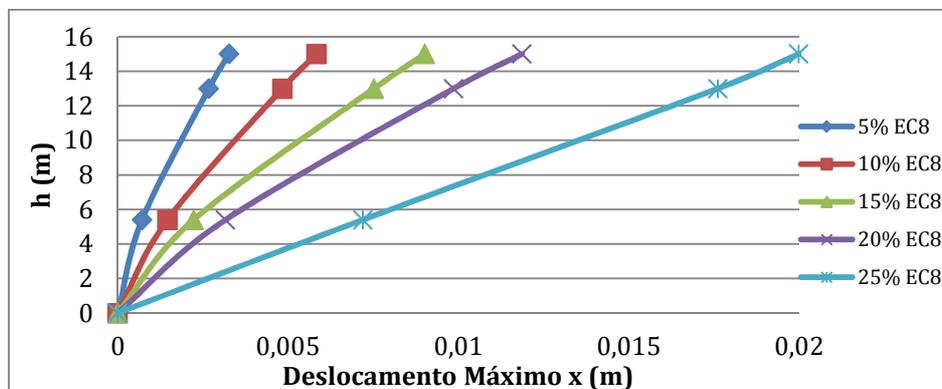


Figura 21 - Deslocamentos máximos para o alinhamento 2 para os vários factores de carga

Para o instante em que ocorre o deslocamento máximo, procedeu-se à apresentação gráfica das extensões principais máximas e respectiva deformada (Figura 22). Desta análise das extensões pode concluir-se que a zona mais solicitada, logo com maior concentração de fendas, é a zona superior da janela, do seu vértice ao topo da estrutura, verificando-se também a criação de fendas na zona de intersecção das duas paredes que não têm contraforte.

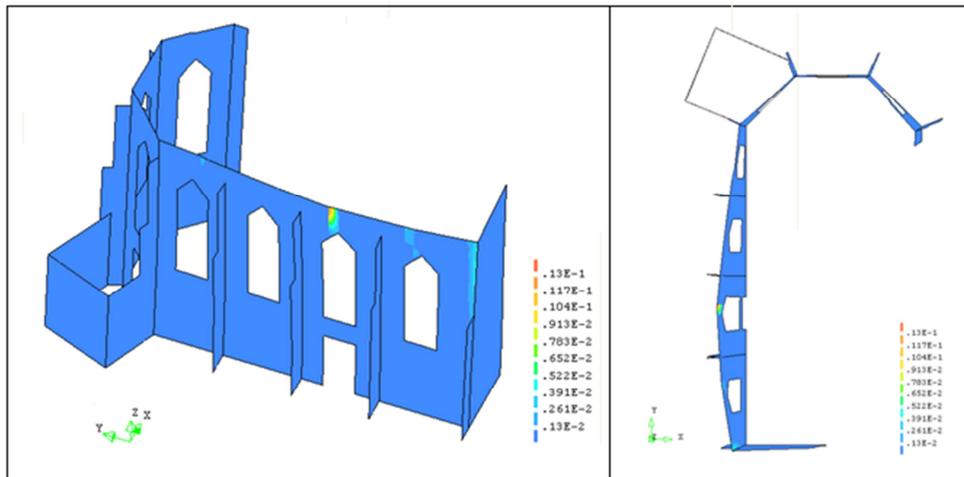


Figura 22 - Extensões principais máximas para o instante de 13,936 segundos (Factor de escala: 90)

Condensando toda a informação recolhida desta apresentação e análise de resultados, pode definir-se um possível aparente mecanismo de colapso, resultado desta análise dinâmica não linear, apesar do mesmo não estar ainda claramente definido. Assim, de acordo com o apresentado, verifica-se a formação de rótulas plásticas na zona da janela e intersecção das paredes, levando a estrutura ao colapso. Verifica-se também que a fenda já existente, na parte superior da janela justaposta à anterior, também sofre concentração de esforços, no entanto não tão evidenciados. Deste modo, o mecanismo de colapso da estrutura implica uma separação por quebra destas zonas, ou seja, de acordo com a configuração das aberturas (janelas) e das fendas destas zonas, dá-se um colapso parcial da estrutura na parte superior, já que a parte inferior, além de apresentar os contrafortes, é mais rígida devido à maior concentração de massa (Figura 23).

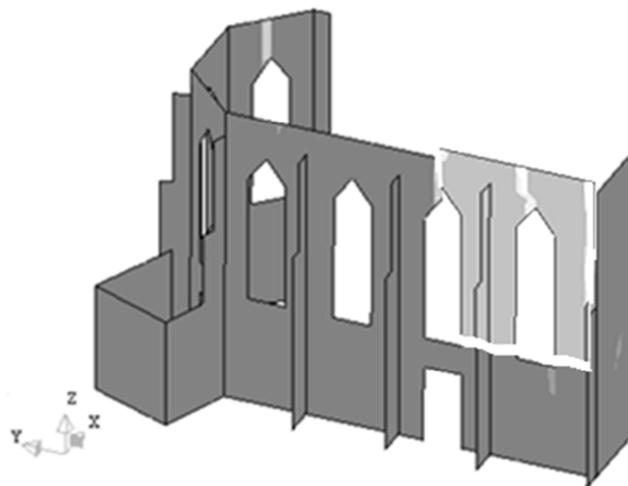


Figura 23 – Mecanismo de colapso

A acção sísmica máxima que a estrutura suporta é apenas 25% da regulamentar - EC8, com um factor de carga máxima de 0,1g. A baixa capacidade de carga desta Igreja está relacionada com o seu estado de degradação e ruína, o que dificulta o comportamento global da Igreja;

5. CONCLUSÕES

Os edifícios antigos são vulneráveis quando sujeitos a acções sísmicas, em particular em regiões de elevada sismicidade, como é o caso das duas Igrejas estudadas nesta dissertação. Este facto resulta dos materiais utilizados nestas construções, alvenarias de pedra, que associadas a contrafortes são os elementos principais de resistência a este tipo de acções, sendo materiais de difícil caracterização. Esta situação dificulta desde logo a adopção de modelos que procuram traduzir a resposta real da estrutura, aliada à geometria complexa que estas estruturas apresentam, e que ficou bem patente nas sucessivas tentativas de modelação do edifício, no caso da Igreja de Jesus.

Os métodos de análise para a avaliação da segurança sísmica de edifícios aplicados neste estudo, permitem uma avaliação sustentada da segurança das construções históricas, com determinação da acção dinâmica máxima admissível para a estrutura e dos respectivos mecanismos de colapso. O conhecimento destes mecanismos de colapso é essencial para a compreensão do comportamento da estrutura quando solicitado pela acção sísmica, e para a definição das suas fragilidades. Com base neste tipo de análises, é possível definir intervenções e reforços que mais se adequam ao comportamento das construções, não incidindo no entanto este trabalho sobre estas intervenções mas apenas na análise prévia que poderá sustentar um eventual projecto de reabilitação e reforço estrutural. É assim essencial uma adequada e correcta avaliação da capacidade de carga máxima admissível pela estrutura para acções dinâmicas, que só com este tipo de estudos é possível efectuar.

REFERÊNCIAS

- [1] Aguilar, Rafael; Ramos, Luís F.; Araújo, Ana., *Estudo Experimental de Identificação Modal da Igreja do Antigo Convento de Jesus, Setúbal, Portugal*, (2010).
- [2] Almeida, C. – *A Igreja de Jesus de Setúbal*.
- [3] Candeias, Paulo, *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*, (2008).
- [4] Carvalho, E. C.; Oliveira, C. S., *Manual de Construção Anti-sísmica*, Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, (1983).
- [5] Cardoso, Rafaela; Lopes, Mário; Bento, Rita - *Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios Antigos de Alvenaria da Cidade de Lisboa*, Colóquio IST, Lisboa, (2003).
- [6] Casanova, Ana S., *Análise da regulamentação internacional sobre reabilitação e reforço sísmico de estruturas ênfase em edifícios antigos de alvenaria*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, (2009).
- [7] DIANA 9.4, *Finite element analysis. User's Manual, release 9.4, TNO DIANA, Netherlands*, (2009).
- [8] EC8, 1, Eurocode 8 – EN 1998-1 *Design of structures for earthquake resistance – Part 1:*

- General rules, seismic actions and rules for buildings*, (2003).
- [9] EC8, 3, Eurocode 8 – EN 1998-3 *Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, (2004).
- [10] Franchetti, Paolo, *Damage and collapsing mechanisms in existing (particularly historical) structures*, Università di Padova, (2010).
- [11] *Guidelines for the seismic assessment of stone- masonry structures*, (2002).
- [12] *Guidelines for the Seismic Upgrading of Stone-Masonry Structures*, (2002).
- [13] ICIST, *Monotorização do Comportamento Geométrico do Convento de Jesus em Setúbal*, (2007).
- [14] ICOMOS, *Recommendations for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage*, International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, (2005).
- [15] IPPAR, *Monotorização do Comportamento Geométrico do Convento de Jesus em Setúbal*, (2006).
- [16] IRHU, Instituto da Habitação e da Reabilitação Urbana, *Igreja do antigo Mosteiro de Jesus, claustro, incluindo a primitiva Casa do Capítulo*, (2010).
- [17] Lopes, João, *Estudo do Conjunto Arquitectónico composto pelo Convento e Igreja de Jesus de Setubal*, (2006).
- [18] Lourenço, Paulo B., *Avanços recentes na modelação de estruturas de alvenaria*, (1998).
- [19] Lourenço, Paulo B., *Recent advances in masonry modeling: micro-modeling and homogenization, chapter 7*.
- [20] Lourenço, Paulo B.; Roque, J. A., *Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings*, (2005).
- [21] Lourenço, Paulo B., *Structural Analysis Techniques – Masonry modeling and homogenization, Material Data to Use*, (2010).
- [22] Lourenço, Paulo, *Possibilidade das técnicas experimentais e numéricas*, Universidade do Minho.
- [23] MONUMENTOS, *Igreja e Claustro do Antigo Mosteiro de Jesus – Setúbal*, Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, (1947) (www.monumentos.pt).
- [24] Pereira, Diogo S., *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos - Reforço e análise não linear*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, (2009).
- [25] Pomba, Filipe J. C., *Comportamento Sísmico de Edifícios de Pequeno Porte*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, (2007).
- [26] Roque, João, *Metodologia Integrada para Avaliação e Mitigação da Vulnerabilidade Sísmica das Construções Históricas em Alvenaria: A Igreja dos Jerónimos como Caso de Estudo*, (2009).
- [27] Trujillo, Alejandro, *Stability Analysis of Famagusta Churches: Saint George of the Latins*, Master Thesis, University of Minho, Universitat Politècnica de Catalunya, (2009).
- [28] Vasconcelos, G., *Teoria da Reabilitação e Inspeção de Estruturas*, apontamentos da disciplina do 4º ano de Patologia e reabilitação da construção, Universidade do Minho, (2009).
- [29] Watson-Northcyprus, *A Guide for Residents and Visitors*, (2010).