



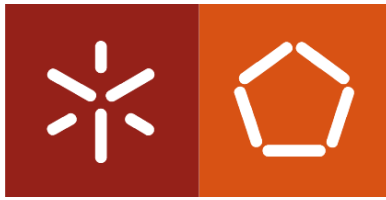
**Universidade do Minho**

Escola de Engenharia

João Carlos Almendra Roque

**Metodologia Integrada para Avaliação e  
Mitigação da Vulnerabilidade Sísmica das  
Construções Históricas em Alvenaria: A  
Igreja dos Jerónimos como Caso de Estudo**

Dezembro de 2009



**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

João Carlos Almendra Roque

**Metodologia Integrada para Avaliação e  
Mitigação da Vulnerabilidade Sísmica das  
Construções Históricas em Alvenaria: A  
Igreja dos Jerónimos como Caso de Estudo**

Tese de Doutoramento  
Engenharia Civil / Estruturas

Trabalho efectuado sob a orientação do  
**Professor Paulo José Brandão Barbosa Lourenço**  
**Professor Daniel Vitorino de Castro Oliveira**

Dezembro de 2009

## DECLARAÇÃO

Nome: João Carlos Almendra Roque

Endereço electrónico: jroque@ipb.pt Telefone: 273 30 31 47

Número do Bilhete de Identidade: 9642151 - 7

Título:

**Metodologia Integrada para Avaliação e Mitigação da Vulnerabilidade Sísmica das Construções Históricas em Alvenaria: A Igreja dos Jerónimos como Caso de Estudo**

Orientador(es):

Professor Doutor Paulo José Brandão Barbosa Lourenço (Orientador)

Professor Doutor Daniel Vitorino de Castro Oliveira (co-Orientador)

Ano de conclusão: 2009

Designação do Doutoramento:

Doutoramento em Engenharia Civil / Estruturas

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE/TRABALHO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE.

Universidade do Minho, \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_

Assinatura: \_\_\_\_\_

*Aos meus pais*

*À minha filha*

*Joana*



## **AGRADECIMENTOS**

Ao terminar este trabalho queria manifestar o meu agradecimento a todos aqueles que, directa ou indirectamente, contribuíram para a sua realização. Não posso, contudo, deixar de dirigir explicitamente este agradecimento:

- Aos meus orientadores Professor Paulo Lourenço e Professor Daniel Oliveira pela disponibilidade, pelos conselhos, pelo acompanhamento do trabalho e pela sua cuidada revisão;
- À Doutora Alexandra Carvalho, do Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pela simpatia e pela disponibilidade e apoio manifestados na caracterização da acção sísmica, nomeadamente através geração dos acelerogramas artificiais usados nas análises dinâmicas não lineares realizadas;
- À Dra. Isabel Cruz de Almeida, Directora do Mosteiro dos Jerónimos, pelas facilidades concedidas no acesso à realização dos trabalhos experimentais efectuados na Igreja dos Jerónimos;
- Ao colega Luís Ramos pela ajuda nos trabalhos experimentais realizados na Igreja dos Jerónimos e no tratamento dos respectivos resultados;
- À Escola Superior de Tecnologia e de Gestão de Bragança e ao Instituto Politécnico de Bragança pelas condições concedidas.

Finalmente, uma palavra especial de agradecimento aos meus amigos e à minha família, nomeadamente:

- Aos meus pais e aos meus irmãos que sempre me apoiaram e encorajaram;
- À Eduarda pelo seu amor e compreensão demonstrada ao longo destes últimos anos;
- À minha filha Joana pelo tempo precioso que subtraí à sua companhia.

Este trabalho constitui parte das actividades do projecto “EU-India Economic Cross Cultural Programme - Improving the Seismic Resistance of Cultural Heritage Buildings”, Protocolo ALA-95-23-2003-077-1212.

*“A mente que se abre a uma ideia nova jamais voltará ao seu tamanho original”*

Albert Einstein

*“Uma teoria é tanto mais marcante quanto maior for a simplicidade das suas premissas, quanto mais tipos de coisas diferentes ela relatar, e quanto mais extensa for a sua área de aplicabilidade”*

Albert Einstein





## RESUMO

A preservação das construções históricas de elevado valor patrimonial é hoje um tema muito actual nas sociedades modernas tanto mais quanto estas construções desempenham um papel cada vez mais importante na indústrias do turismo e, conseqüentemente, na economia e na imagem e auto-estima dos países e seus povos.

A perigosidade sísmica de Portugal e de muitas outras regiões do globo de que se destacam, pela sua proximidade, os países da bacia Mediterrânica, coloca um elevado número de construções históricas, nomeadamente as construções em alvenaria, particularmente vulneráveis a acções sísmicas, sob potencial risco de colapso.

Pese embora a complexidade e a peculiaridade destas construções, em geral caracterizadas por uma falta generalizada de informação de que se destaca a ausência de elementos de projecto e o desconhecimento da constituição interna dos seus elementos estruturais e do seu estado actual, são as lacunas metodológicas ainda existentes no estudo destas construções, geralmente orientado por regras e procedimentos adequados para novas construções, que conduzem frequentemente a intervenções desajustadas ou desproporcionadas à dimensão dos problemas e ao valor patrimonial das construções. Além disso, as soluções destinadas a incrementar a resistência sísmica colidem frequentemente com a necessidade de preservar o valor histórico, cultural e arquitectónico. Se, adicionalmente, se atender às incertezas existentes na caracterização da acção sísmica, a avaliação da segurança das construções históricas, em particular da segurança sísmica, permanece ainda um imenso desafio para técnicos, investigadores e para a indústria.

Neste contexto, este trabalho pretende dar um contributo para promover a conservação, reabilitação e reforço das construções históricas em alvenaria através de uma metodologia própria que sustente diagnósticos mais verosímeis e intervenções mais adequadas e proporcionadas, em respeito pelos princípios hoje aceites que procuram minimizar a extensão e a intrusividade das intervenções, mas que garantam as indispensáveis condições de segurança. Propõe-se assim uma

metodologia multidisciplinar e integrada cujo lema é “maximizar a investigação para minimizar a intervenção” e onde se dá primazia à observação da construção, baseada na auscultação e na monitorização estrutural, e à prática de intervenções faseadas e interactivas com os resultados. A engenharia de estruturas desempenha um papel fulcral funcionando como o elemento integrador da metodologia.

Como passos principais da metodologia proposta destacam-se: (i) pesquisa, compilação e análise de dados históricos relevantes para a caracterização genérica da construção; (ii) instalação de sistemas de monitorização estática e dinâmica; (iii) caracterização mecânica dos materiais e/ou de elementos estruturais; (iv) identificação dinâmica da estrutura; (v) caracterização da acção sísmica, desde a identificação de potenciais áreas sismogénicas, que condicionam a perigosidade geográfica, até à geração artificial de acelerogramas incluindo a consideração dos efeitos de sítio; (vi) desenvolvimento de modelos de simulação numérica do comportamento estrutural, calibrados a partir de danos identificados e de resultados experimentais; (vii) análises estáticas não-lineares do tipo “pushover” e de análises dinâmicas não-lineares, no domínio do tempo, para diferentes níveis de perigosidade sísmica, consistentes com o enquadramento tectónico regional; (viii) identificação da capacidade e das vulnerabilidades estruturais, dos modos de colapso e avaliação da segurança; (ix) recomendações para minimizar risco sísmico das construções, incluindo propostas de eventuais soluções de intervenção para a conservação/reabilitação ou reforço.

A metodologia proposta é aplicada a um emblemático caso de estudo, constituído pela Igreja de Santa Maria de Belém, como parte integrante do complexo do Mosteiro dos Jerónimos, em Lisboa. Apresentam-se e discutem-se os resultados mais relevantes do estudo efectuado, na sequência da aplicação da metodologia, através dos quais se sustenta o diagnóstico da construção. Para as simulações numéricas do comportamento dinâmico da Igreja recorreu-se a sinais sísmicos artificiais correspondentes a três cenários sísmicos de perigosidade crescente traduzida por períodos de retorno com 475, 975 e 5000 anos. Finalmente, tendo presente o elevado valor patrimonial da construção, propõem-se, analisam-se e discutem-se possíveis estratégias de intervenção/reforço com vista à redução das vulnerabilidades identificadas e à mitigação do risco sísmico da Igreja.

## **ABSTRACT**

The preservation of historical constructions with high cultural heritage value is a current theme in modern societies as these constructions play an important role in the industry of tourism and culture, and consequently in the economy and in the image of countries and self-esteem of people. The seismic hazard of Portugal and, due to its vicinity, of the Mediterranean basin puts under potential risk of damage and collapse a high number of historical constructions, namely most of the old masonry constructions, particularly vulnerable to seismic actions.

In spite of the complexity and the peculiarity that historical constructions present, in general characterized by a widespread lack of information, the gaps in methodological approaches followed for the study of these constructions, usually guided by rules and procedures appropriate for new constructions, are frequently responsible for inadequate interventions or even disproportional to the size of problems and to the heritage value of the constructions. Besides, the solutions to increase the seismic resistance are usually incompatible with the need of preserving the historical, cultural and architectural values. Considering further the uncertainties in the seismic action characterization, the assessment of the constructions' safety, in particular its seismic safety, becomes a huge challenge for technicians, researchers and industry.

Within this context, this work intends to contribute to promote the conservation, maintenance and rehabilitation of historical masonry constructions. For that purpose, it's developed and proposed a suitable methodology that supports the diagnoses and consequently more appropriate and proportionate interventions, with respect to the principles of the "minimum intervention" approach, but that guarantees the indispensable safety conditions. It is proposed a multidisciplinary and integrated methodology whose philosophy is "maximize the investigation to minimize the intervention" and that promotes the observation of constructions, based on structural monitoring,

and phased interventions with interaction with the results. In this methodology the structural engineering carries out a key role working as an integrator element.

The proposed methodology stands in the following main steps: (i) research, compilation and analysis of relevant historical data for generic characterization of the construction; (ii) installation of static and dynamic monitoring systems; (iii) experimental tests for mechanical characterization of materials and/or structural elements; (iv) dynamic identification of the structure; (v) characterization of the seismic action, from the identification of potential source areas to the artificial generation of acceleration time histories, including local site effects; (vi) numerical modelling and model calibration against existing experimental results, as a tool to simulate the structural behaviour; (vii) non-linear static analyses (pushover analysis) and non-linear dynamic analyses, in the time domain, for different seismic hazard levels; (viii) identification of structural vulnerabilities, collapse modes and safety evaluation; (ix) recommendations to minimize the seismic vulnerability of the construction, including possible intervention solutions for its conservation/rehabilitation or reinforcement.

The proposed methodology is then applied to an emblematic case study, constituted by the Church of Santa Maria of Belém, an integrated part of the Jerónimos Monastery compound, in Lisbon. Based on this methodology, the most relevant results of the study are presented and discussed in detail, and further used to support the diagnosis of the construction. The seismic behaviour of the Church was numerically simulated using artificial seismic acceleration time histories in agreement with three seismic hazard scenarios for 475, 975 and 5000 years return periods, respectively.

Finally, considering the high heritage value of the construction, some possible intervention strategies intent to reduce the identified vulnerabilities and the seismic risk of the Church are proposed, analyzed and discussed.

## INDICE

<b>1. Introdução</b> .....	<b>1</b>
<b>2. Metodologia integrada de avaliação sísmica</b> .....	<b>5</b>
2.1 Introdução .....	5
2.2 Caracterização da construção .....	8
2.2.1. Métodos de inspecção e diagnóstico .....	11
2.2.2. Ensaios de identificação dinâmica .....	13
2.2.3. Monitorização estrutural .....	16
2.3 Caracterização geológico-geotécnica dos solos de fundação .....	17
2.4 Caracterização da acção sísmica local .....	18
2.5 Métodos simplificados de análise .....	19
2.6 Modelação e análises numéricas .....	20
2.6.1. Estratégias de modelação e análise .....	21
2.6.2. Modelação Numérica .....	29
2.6.3. Amortecimento .....	31
2.6.4. Calibração de modelos numéricos .....	39
2.7 Avaliação da segurança .....	44
2.8 Recomendações .....	48
<b>3. A acção sísmica e as construções</b> .....	<b>49</b>
3.1 Introdução .....	49
3.2 Sismicidade histórica de Portugal Continental .....	52
3.3 Enquadramento tectónico de Portugal .....	56
3.3.1 Zona Atlântica adjacente .....	59
3.3.2 Zona Continental .....	60
3.4 Caracterização da acção sísmica .....	66
3.4.1 Cenários sísmicos .....	66
3.4.2 Sinais de movimentos sísmicos .....	71
3.4.3 Efeitos de sítio .....	89

<b>4. A Igreja do Mosteiro dos Jerónimos. Descrição e caracterização experimental. ....</b>	<b>97</b>
4.1 Introdução .....	97
4.2 Análise histórica da construção .....	98
4.3 Caracterização preliminar da construção .....	101
4.3.1. Paredes .....	101
4.3.2. Pilares .....	102
4.3.3. Abóbadas .....	104
4.3.4. Fundações .....	106
4.4 Métodos simplificados de análise estrutural .....	109
4.5 Investigação experimental complementar .....	109
4.5.1. Caracterização mecânica dos materiais .....	111
4.5.2. Ensaio de identificação dinâmica .....	118
4.5.2.1. Identificação dinâmica da abóbada da nave .....	118
4.5.2.2. Identificação dinâmica dos pilares .....	122
4.5.3. Monitorização estrutural .....	125
4.5.3.1. Monitorização estática .....	126
4.5.3.2. Monitorização dinâmica .....	130
4.6 Caracterização da acção sísmica regional .....	133
<b>5. Avaliação da segurança da Igreja dos Jerónimos .....</b>	<b>135</b>
5.1 Introdução .....	135
5.2 Modelação numérica .....	136
5.2.1. Modelo geométrico .....	136
5.2.1.1. Abóbada da nave .....	137
5.2.1.2. Pilares da nave .....	139
5.2.1.3. Paredes da nave .....	140
5.2.2. Modelo constitutivo .....	141
5.2.3. Calibração do modelo numérico.....	141
5.3 Análises numéricas lineares .....	145
5.3.1. Análise modal .....	145
5.3.2. Análise estática linear para acções verticais .....	149
5.3.3. Análises estáticas equivalentes à acção sísmica .....	150
5.3.4. Conclusões das análises estáticas lineares .....	154

---

5.4 Análises não-lineares estáticas .....	154
5.4.1. Análise estática não-linear vertical .....	155
5.4.2. Análise não-linear estática horizontal (Y+) .....	161
5.4.3. Análise não-linear estática horizontal (Y-) .....	167
5.4.4. Conclusões das análises estáticas não-lineares .....	174
5.5 Análises não-lineares dinâmicas .....	175
5.5.1. Cenários de 475 anos de período de retorno .....	176
5.5.2. Cenários de 975 anos de período de retorno .....	177
5.5.3. Cenários de 5000 anos de período de retorno .....	177
5.5.4. Análise do corte basal .....	185
5.5.5. Análise modal após acção sísmica .....	190
5.6 Conclusões das análises dinâmicas .....	191
<b>6. Estudo de possibilidades de intervenção estrutural .....</b>	<b>195</b>
6.1 Introdução .....	195
6.2 Soluções de intervenção nos pilares .....	196
6.2.1. Solução 1: Aplicação de pré-esforço axial centrado nos pilares .....	198
6.2.2. Solução 2: Aumento da resistência disponível na secção dos pilares .....	200
6.2.3. Solução 3: Transferência de carga vertical dos pilares para as paredes laterais...	210
6.2.4. Solução 4: Aumento da rigidez das zonas de ligação pilar-abóbada .....	213
6.3 Conclusões sobre as soluções de intervenção estrutural ensaiadas .....	215
<b>7. Considerações finais.....</b>	<b>217</b>
<b>Referências.....</b>	<b>223</b>
<b>Anexo I. Modelo geométrico</b>	
<b>Anexo II. Análise modal</b>	
<b>Anexo III. Análises estáticas não-lineares</b>	
<b>Anexo IV. Acelerogramas artificiais</b>	
<b>Anexo V. Análises dinâmicas não-lineares</b>	
<b>Anexo VI. Análises dinâmicas não-lineares após o reforço dos pilares</b>	



## 1. INTRODUÇÃO

A existência de estruturas antigas de alvenaria está difundida por toda a Europa em construções de arquitectura religiosa, militar e civil. Seja em centros históricos e urbanos, seja em obras de engenharia individuais, é enorme a quantidade do património histórico construído em alvenaria com elevado valor patrimonial (histórico, cultural e arquitectónico).

Nas construções antigas de alvenaria, à natureza do material (compósito descontínuo com fraca resistência à tracção e ductilidade) e às características gerais da concepção (deficiente integridade estrutural, fraca ductilidade, fraca resistência à compressão dos elementos estruturais de secção composta) somam-se ainda os efeitos acumulados de diferenciados processos de degradação que tornam estas estruturas particularmente vulneráveis a acções de carácter dinâmico, entre as quais a acção sísmica, pela sua natureza, é sem dúvida a mais preocupante.

Neste sentido, os países da bacia do Mediterrâneo e Portugal, estão sob potencial risco sísmico se atendermos ao seu legado de construções históricas em alvenaria e à natural perigosidade sísmica desta região geográfica.

Aos termos vulnerabilidade sísmica, perigosidade sísmica e risco sísmico associa-se-lhes, por vezes, incorrectamente, o mesmo significado. Procura-se de seguida esclarecer o significado que se lhes atribui neste trabalho:

- Vulnerabilidade sísmica: está relacionada com a fragilidade das construções à acção sísmica;
- Perigosidade sísmica: relaciona-se com as probabilidades de ocorrência de movimentos sísmicos intensos, sendo determinada pelo enquadramento tectónico das regiões geográficas;
- Risco sísmico: relaciona-se com as potenciais consequências decorrentes da ocorrência de um evento sísmico intenso, nomeadamente as perdas materiais, económicas e de vidas humanas.

É verdade que muitas das construções históricas, que chegaram até nós, resistiram a acções sísmicas no passado. Mas tal não garante que o mesmo possa acontecer no futuro. Efectivamente, a redução das capacidades resistentes, em consequência de processos de degradação, ao longo da sua história, e a probabilidade de virem a ser submetidas a sismos de magnitude crescente, aumentam com o seu período de vida. Neste contexto, se não forem, atempadamente, tomadas medidas adequadas, estas “memórias vivas” do passado, da história e da cultura dos povos, e o seu elevado valor patrimonial perder-se-ão, irreversivelmente, como aconteceu, recentemente com a cidade de Bam no Irão e com tantas outras. Temos assim a responsabilidade e o desafio de fazer algo pela sua conservação/ reabilitação.

Nas sociedades modernas, parece haver uma crescente consciencialização sobre a necessidade de conservação e reabilitação do património construído de valor histórico-cultural. A prova disso é a gradual disponibilização de recomendações gerais para o restauro e a conservação deste tipo de património, de que se destacam as recomendações do Conselho Internacional Sobre Monumentos e Sítios (ICOMOS, 2001). Motivações histórico-culturais mas também económicas, especialmente quando se perspectiva que o turismo e o lazer sejam os motores da indústria do 3º milénio, têm concerteza contribuído para esta evolução.

Na relação do património construído com os sismos, não sendo possível actuar sobre a perigosidade sísmica geográfica dos locais, a redução do risco sísmico das construções passa necessariamente por reduzir a sua vulnerabilidade. A redução da vulnerabilidade das construções antigas em alvenaria pode fazer-se através de intervenções de conservação, reabilitação ou reforço. Contudo, apesar da alvenaria ser dos materiais mais antigos que se conhecem, a avaliação do comportamento sísmico destas estruturas carece ainda de bases metodológicas apropriadas.

Neste contexto, perante as dificuldades e na falta de melhores referências, a avaliação do comportamento sísmico de estruturas antigas de alvenaria ainda é, por vezes, feita com base em normas e em regulamentos estruturais vigentes para construções novas ou propostos para a reabilitação sísmica de construções recentes. De facto, nos últimos anos, tem sido propostas algumas normas e pré-normas para a avaliação e reabilitação sísmica de construções recentes de que se destacam as normas EC8-3 (2004) e OPCM 3431 (2005), a nível Europeu, e as normas americanas FEMA 547 (2006) e ASCE/SEI 41/06 (2007), fora do panorama Europeu. Contudo, as características das construções históricas de alvenaria (materiais, tecnologias, processos construtivos, etc.) são substancialmente diferentes das construções recentes, pelo que esta prática se revela, em geral, desadequada conduzindo, frequentemente, a soluções de intervenção demasiado intrusivas e desproporcionadas, com prejuízo para o valor e para o desempenho das construções. Por esta razão foram propostas, recentemente, recomendações específicas italianas (Guidelines, 2007).

Parece assim evidente que a mitigação do risco sísmico das construções históricas com a prática de intervenções, de conservação e/ou reforço, proporcionais à dimensão dos problemas e em respeito

pelo seu valor patrimonial, terá de promover-se com avaliações sustentadas da sua segurança sísmica. A complexidade da geometria, a diversidade de tipologias estruturais, de processos construtivos, de materiais, de estados de degradação, aliados ao desconhecimento generalizado das características estruturais originais e às dificuldades da sua caracterização no estado actual, configuram nesta tarefa um enorme desafio, que transcende o domínio da Engenharia de Estruturas e que justifica que cada caso seja analisado individualmente. A complexidade e a diversidade dos problemas a resolver na avaliação de construções tão peculiares, sob acções sísmicas, requer a adopção de uma metodologia própria, cuja filosofia se reveja no lema “maximizar os estudos para minimizar a intervenção”, que promova diagnósticos através da aquisição e da análise integrada de informação histórica, experimental e numérica, num contexto multidisciplinar, aberto e dinâmico, onde a Engenharia de Estruturas desempenhe um papel central de integração e de coordenação. Na realização desta tarefa, parece adequar-se, à semelhança das práticas em medicina, uma metodologia orientada por uma sequência articulada de três etapas: (I) Anamnese e Caracterização; (II) Análise e Diagnóstico; (III) Terapia e Controlo. Adicionalmente, porque a mitigação do risco sísmico do património construído se faz, em primeira instância, identificando as construções com necessidades prioritárias de estudo/intervenção, é ainda importante que a metodologia incorpore métodos de aplicação expedita para esse efeito. Estes métodos podem ser entendidos como ferramentas de apoio à tutela da gestão do património.

É nesta perspectiva que se enquadra o presente trabalho cujo objectivo visa contribuir para a mitigação do risco sísmico das construções históricas, nomeadamente construções de elevado valor patrimonial, através de uma proposta de metodologia baseada nos requisitos expostos acima.

Para finalizar refere-se que este trabalho está organizado em sete capítulos dos quais o primeiro é a presente introdução. Os restantes seis capítulos distribuem-se entre a apresentação de uma proposta de metodologia integrada, e de aspectos com ela relacionados, e a aplicação da metodologia a um caso de estudo. De forma sumária referem-se de seguida os assuntos tratados em cada um desses capítulos.

No Capítulo 2, apresenta-se a proposta de uma metodologia integrada que visa contribuir para a mitigação do risco sísmico de construções históricas em alvenaria de elevado valor patrimonial através da promoção de diagnósticos sustentados.

Seguidamente, o Capítulo 3 apresenta uma breve revisão do estado do conhecimento da acção sísmica em Portugal Continental baseada na análise do seu enquadramento sismo-tectónico e da sua sismicidade histórica. Apresentam-se também aspectos gerais relacionados com a caracterização e a geração artificial de sinais sísmicos, no domínio do tempo e da frequência, bem como procedimentos para avaliação dos efeitos de sítio.

No Capítulo 4, inicia-se a aplicação da metodologia proposta ao caso de estudo da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos. É dada particular atenção à recolha e análise de informação existente (de carácter

qualitativo e quantitativo) e à definição de um plano de investigações experimentais complementares para a caracterização dos materiais, do comportamento estrutural e das condições de fundação da construção, com o objectivo elaborar um diagnóstico do seu estado actual e de recolher a informação necessária ao desenvolvimento de modelos numéricos de simulação do comportamento estrutural para acções sísmicas intensas. Para o efeito, apresentam-se também, à luz do conhecimento actual, cenários de casualidade sísmica consistentes com o ambiente tectónico da região de Lisboa e um conjunto de sinais sísmicos (no domínio do tempo) representativos desses cenários.

No Capítulo 5, procede-se ao desenvolvimento e calibração de modelos numéricos, baseados no método dos elementos finitos, para a simulação do comportamento estrutural da Igreja. Segue-se a realização de um conjunto de análises numéricas, lineares e não-lineares, das quais se destacam as análises dinâmicas não-lineares efectuadas para três cenários de casualidade sísmica, com períodos de retorno de 475, 975 e 5000 anos, cujos resultados determinam a avaliação da segurança sísmica da construção.

No Capítulo 6, tendo presente o elevado valor patrimonial do caso de estudo - Igreja do Mosteiro dos Jerónimos - e o diagnóstico efectuado nos Capítulos 4 e 5, propõem-se, analisam-se e discutem-se, com base em resultados numéricos, possíveis estratégias de intervenção/reforço com vista à redução das vulnerabilidades identificadas e à mitigação do risco sísmico da Igreja.

Finalmente, no Capítulo 7, apresentam-se as principais conclusões do trabalho efectuado sugerindo-se alguns tópicos e perspectivas para futuros desenvolvimentos a realizar no sentido de melhorar a caracterização do comportamento sísmico da Igreja.

## 2. METODOLOGIA INTEGRADA DE AVALIAÇÃO SÍSMICA

### 2.1 Introdução

Nas construções históricas de alvenaria, mesmo admitindo um adequado estado de conservação dos materiais é extraordinariamente complexo fazer análises estruturais rigorosas. As dificuldades resultam da usual ausência de elementos do projecto, da heterogeneidade dos materiais, do desconhecimento das características dos elementos estruturais, da incerteza sobre a integridade estrutural (nomeadamente entre paredes e entre paredes e pavimentos/coberturas em madeira) a que se juntam restrições à caracterização experimental impostas pelo valor patrimonial das construções. Se, de uma forma geral, existem reservas na avaliação da segurança das construções históricas para a acção das cargas verticais, quando se trata da acção sísmica as reservas são ainda maiores. Efectivamente, à diversidade de problemas a resolver, relacionadas com a escassez generalizada de informação relativa à construção, junta-se ainda a complexidade da acção sísmica. A avaliação avançada da segurança sísmica de construções históricas configura assim um problema complexo, dominado por incertezas e hipóteses, que representa actualmente um enorme desafio para a investigação científica.

Perante as dificuldades, e na falta de melhores referências, a avaliação do comportamento sísmico de estruturas antigas de alvenaria ainda é feita, em geral, com base em pressupostos dos regulamentos e códigos estruturais vigentes para construções novas ou propostos para a reabilitação de construções recentes. Contudo as características das construções históricas em alvenaria são substancialmente diferentes das construções novas pelo que esta prática se revela em geral desadequada conduzindo, frequentemente, a soluções de intervenção demasiado intrusivas e desproporcionadas, com prejuízo para o valor da construção.

A mitigação do risco sísmico das construções históricas com a prática de intervenções, de conservação e/ou reforço, proporcionais à dimensão dos problemas e em respeito pelo seu valor patrimonial, só pode promover-se com avaliações sustentadas da sua segurança sísmica. A multidisciplinaridade, a complexidade e a diversidade dos problemas a resolver para a satisfação deste objectivo justificam a necessidade de uma abordagem integrada consubstanciada numa

metodologia própria cuja filosofia se pode sintetizar no lema “maximizar o estudo para minimizar a intervenção” e que, à semelhança da medicina, compreenda a interacção entre três fases principais:

- Fase I: Anamnese e Caracterização;
- Fase II: Análise e Diagnóstico;
- Fase III: Prognóstico, Terapia e Controlo.

Esta metodologia, à semelhança das recomendações do ICOMOS (2001) e das Guidelines (2007), reflecte uma tendência actual de consciencialização da importância da conservação e do restauro do património construído de valor cultural. Na Tabela 2.1 apresenta-se o fluxograma geral da metodologia proposta. Salienta-se a interacção entre as fases principais e entre as suas diferentes actividades que podem envolver diversas áreas do conhecimento como a história, a arquitectura, a arqueologia, a sismologia, a geologia, a geotecnia, a engenharia de estruturas, entre outras possíveis. Explicita-se assim o carácter multidisciplinar, integrado e interactivo da metodologia. Salienta-se ainda o carácter aberto e evolutivo/iterativo da metodologia, estimulado pelo permanente requisito de melhorar e/ou actualizar a caracterização da construção objecto de estudo. Com efeito, a aquisição de dados é essencial, antes da intervenção para o diagnóstico do estado da construção e para a modelação numérica. Esta aquisição é ainda essencial durante e após a intervenção para o controlo de qualidade e avaliação da eficácia das intervenções e, de uma forma geral, para a vigilância do comportamento estrutural.

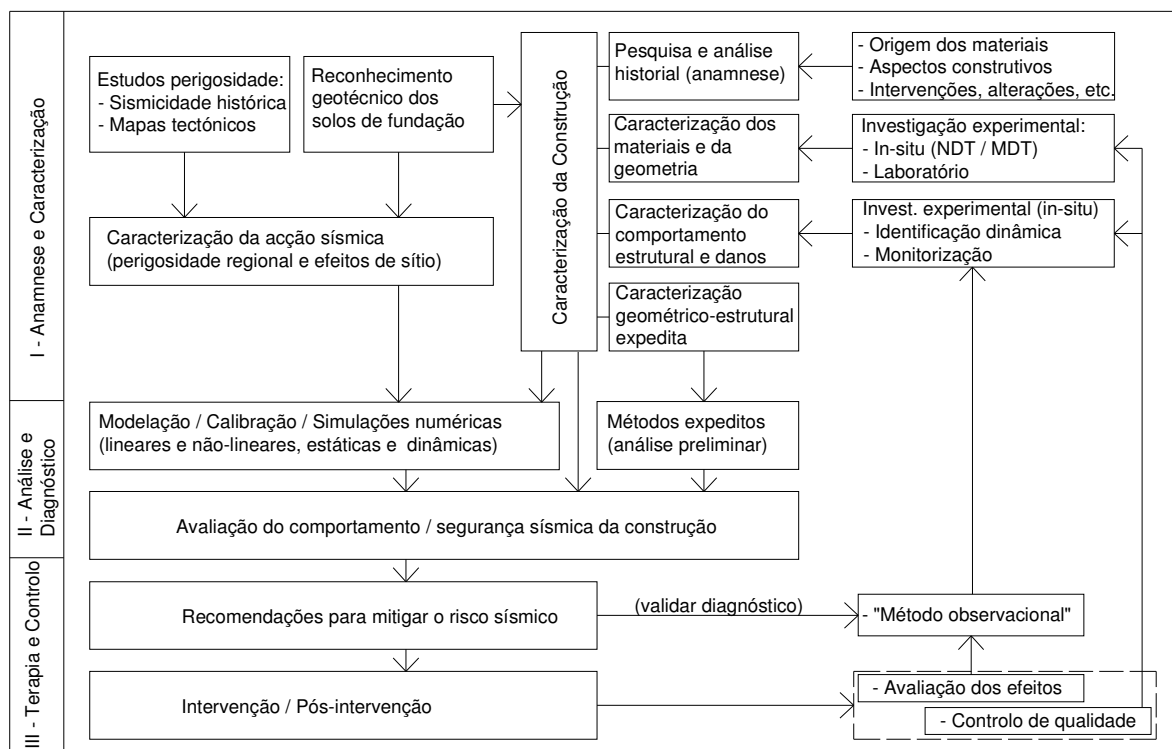


Tabela 2.1 - Fluxograma da proposta de metodologia integrada para a avaliação do comportamento sísmico de construções históricas: principais etapas e sua interacção.

A **Fase I** compreende a caracterização da construção, o reconhecimento geológico e geotécnico dos solos e das condições de fundação e ainda a caracterização da acção sísmica.

O recurso a métodos simplificados de aplicação expedita para identificar as principais vulnerabilidades do comportamento sísmico da construção dá início à **Fase II**. Esta abordagem preliminar não dispensa uma avaliação mais detalhada e fundamentada das actuais condições de segurança sísmica da construção. Para o efeito, exige-se normalmente o cruzamento de dados históricos com os resultados de uma criteriosa investigação experimental e numérica. Embora as ferramentas numéricas disponibilizem hoje um manancial de possibilidades de simulação, não é possível desenvolver modelos numéricos fiáveis sem uma boa caracterização da construção. Efectivamente, para terem aplicabilidade prática, os modelos numéricos devem revelar-se capazes de reproduzir comportamentos observados. O desenvolvimento e a calibração de modelos numéricos são, normalmente, tarefas morosas e complexas, que requerem engenheiros de estruturas com experiência e apoiados por sofisticados meios tecnológicos. A fiabilidade da modelação e das simulações numéricas é um requisito tanto mais importante quando, tratando-se de construções históricas de elevado valor patrimonial, o princípio da intervenção mínima é um requisito determinante.

Da análise integrada da informação, quantitativa e qualitativa, histórica, experimental e numérica, coligida durante acções de pesquisa, inspecção, simulação e análise, deve resultar um diagnóstico das condições de segurança sísmica da construção. Contudo, as incertezas que envolvem a avaliação da segurança das construções históricas, atribuem aos diagnósticos resultantes de uma primeira abordagem metodológica um carácter provisório que carece da devida validação.

A **Fase III** corresponde à prescrição das recomendações finais, incluindo-se eventuais soluções de intervenção para mitigar o risco sísmico da construção. Para salvaguardar as incertezas de um primeiro diagnóstico, resultante de uma primeira abordagem metodológica, é, em geral, prudente adiar qualquer terapia de intervenção consistente, nomeadamente de reforço, a menos que esta se justifique como inadiável, sendo sempre preferível e aconselhável proceder a uma observação mais prolongada da construção através da monitorização de parâmetros chave do comportamento estrutural (estático e dinâmico). A monitorização estrutural que, idealmente, se deseja permanente, promove a análise periódica de parâmetros do comportamento estrutural para sustentar diagnósticos mais fidedignos e funcionar como alarme para eventuais comportamentos de risco não aparentes. Estas recomendações gerais vão, aliás, no sentido das mais recentes recomendações do ICOMOS (2001) em matéria de conservação, reabilitação e reforço de construções do património arquitectónico.

Nas secções seguintes apresenta-se uma descrição mais detalhada das actividades que integram as fases principais da metodologia proposta, nomeadamente: (i) a caracterização da construção; (ii) a caracterização da acção sísmica local, incluindo os efeitos de sítio; (iii) o reconhecimento geotécnico e das condições de fundação; (iv) a modelação, a simulação e as análises numéricas; (v) as recomendações para o controlo e mitigação do risco sísmico da construção.

## 2.2 Caracterização da construção

A caracterização das construções históricas é uma tarefa exigente e complexa que requer, em geral, a pesquisa e a análise de informação existente (qualitativa e quantitativa) complementada com informação de carácter experimental. A sua contribuição para a compreensão do estado actual das construções e para o desenvolvimento e calibração dos modelos numéricos de simulação é evidente.

No âmbito da metodologia proposta, esta tarefa configura-se em duas etapas complementares: uma investigação preliminar, essencialmente de carácter qualitativo, seguida de uma investigação complementar essencialmente de carácter experimental.

A investigação preliminar, essencialmente de carácter qualitativo, visa perceber o contexto histórico, analisar o historial da construção e reconhecer as características gerais e aparentes da construção no seu estado actual. Deve compreender: (i) a pesquisa e a análise de documentos históricos (memórias, desenhos, fotografias, etc.) que ajudem a perceber a origem dos materiais, as técnicas e os processos de construção, a duração e o faseamento construtivo, as patologias e os acidentes históricos relatados, as intervenções e as alterações estruturais e funcionais efectuadas ao longo da história da construção, etc; (ii) a análise de peças desenhadas existentes complementada com uma inspecção visual à construção para identificar as suas características gerais, construtivas e estruturais bem como a localização de danos aparentes ou irregularidades.

Da aplicação dos métodos simplificados expeditos, baseados na manipulação das características geométricas dos principais elementos estruturais da construção (pilares e paredes) obtidas, em geral, a partir de peças desenhadas existentes, resultam indicadores gerais das principais vulnerabilidades estruturais da construção para acções horizontais (Lourenço & Roque, 2006).

A análise integrada da informação coligida nesta fase preliminar de investigação, incluindo a análise de eventuais estudos anteriores, relativos à construção (ou a construções adjacentes), pode ser determinante para um criterioso planeamento das investigações complementares a empreender, essencialmente de carácter experimental.

Na fase de investigação complementar, de carácter experimental, exige-se uma inspecção e um levantamento mais detalhado da construção. É normalmente uma tarefa complexa e demorada, que requer equipas multidisciplinares que integrem engenheiros de estruturas com experiência apoiados por boas ferramentas de inspecção e ensaio. A realização de uma campanha de ensaios experimentais, in-situ e em laboratório, tem como objectivos:

- Caracterização geométrico-estrutural, que deve compreender:
  - levantamento geométrico da construção;
  - identificação da tipologia, morfologia e constituição dos elementos estruturais;
  - avaliação das condições de ligação entre elementos estruturais (integridade estrutural);



- Caracterização dos materiais, com identificação das principais:
  - propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, resistência mecânica, etc.)
  - propriedades físico-químicas, mineralógicas, etc.;
- Caracterização do comportamento estrutural:
  - estático (estados de tensão, monitorização de deformações, etc.);
  - dinâmico (identificação e monitorização de parâmetros modais e da interacção entre o solo e a estrutura, etc.);
  - identificação de danos (aparentes e ocultos): deformações, fendilhações e degradação dos materiais.

A designação “caracterização geométrico-estrutural” resulta do facto de nas construções históricas a fronteira entre a arquitectura e a estrutura nem sempre ser evidente. De facto, a forma eminentemente orgânica das estruturas antigas em alvenaria era condicionada pelas limitações mecânicas da alvenaria como material, dotado de boa resistência à compressão mas muito fraca resistência à tracção, cuja integridade dependia, quase exclusivamente, da acção coesiva do peso próprio.

A caracterização mecânica dos materiais é, no contexto desta metodologia, indispensável. Adicionalmente, poderá justificar-se a caracterização física e química dos materiais, como a identificação da composição e das propriedades (porosidade, vazios, teor em humidade, etc.) das argamassas e das unidades da alvenaria. A caracterização mecânica dos materiais pode, em função das restrições inerentes ao valor patrimonial das construções, fazer-se *in-situ* e/ou em laboratório, recorrendo a métodos directos ou indirectos.

A caracterização das propriedades mecânicas através de métodos indirectos, como preconiza, na falta de melhor informação, o eurocódigo 6 (EC6, 2005), é especialmente problemática em alvenarias antigas face às dificuldades acrescidas de correlação das características mecânicas dos seus componentes com as da alvenaria como material compósito. Alternativamente, também podem reproduzir-se em laboratório modelos físicos (protótipos) de alvenaria exigindo-se, neste caso, a prévia caracterização mecânica dos componentes da alvenaria a partir da extracção de pequenas amostras (usualmente carotes).

Por seu lado, os métodos directos podem aplicar-se em ensaios *in-situ* ou em laboratório. A caracterização mecânica em laboratório exige a recolha de amostras de alvenaria, por vezes de grandes dimensões para assegurar a representatividade do seu comportamento como material. A garantia da integridade das amostras e o valor patrimonial das construções constituem os maiores entraves à obtenção de amostras.

A caracterização directa, *in-situ*, das propriedades mecânicas da alvenaria requer a realização de ensaios semi-destrutivos, para identificação do módulo de elasticidade, e de ensaios destrutivos para a identificação da resistência à compressão e dos parâmetros do comportamento não-linear material

(energia de fractura e a ductilidade). Informação mais detalhada sobre técnicas para a caracterização de alvenarias antigas pode ser encontrada em Roque (2002).

A caracterização do comportamento estrutural, estático e dinâmico, é essencial para a compreensão do seu estado actual e para a calibração/validação de modelos numéricos como ferramentas de simulação. Para a caracterização do comportamento estático contribui, por exemplo, a medição de estados de tensão instalados em pontos-chave da estrutura, com indicações importantes sobre a distribuição das cargas nos elementos estruturais; a monitorização da fendilhação e das deformações/deslocamentos sob acções exteriores, nomeadamente ambientais, como a temperatura. A realização de ensaios de carga é condicionada em estruturas antigas operacionais, sendo passível de realização para sobrecargas por exemplo em pavimentos ou pontes.

Em relação ao comportamento dinâmico, a caracterização dos principais parâmetros modais, como as frequências naturais e as configurações dos modos de vibração, bem como os respectivos coeficientes de amortecimento, assume um papel fundamental. A identificação dinâmica pode incidir sobre toda a construção ou sobre sub-estruturas (zonas funcionais ou simples elementos estruturais) cuja selecção deve ser criteriosa em função da sua expectável contribuição para a compreensão do comportamento dinâmico da construção e para o desenvolvimento e calibração dos modelos numéricos.

Os danos em estruturas antigas de alvenaria, nem sempre aparentes, estão em geral relacionados com deformações excessivas, fendilhações e degradações materiais. A identificação de micro-fendilhação difusa, esmagamentos, elevados estados de tensão e deformações de fluência é determinante para a detecção de possíveis anomalias estruturais pois a sua presença representa, frequentemente, indícios de vulnerabilidades ocultas e potencialmente comprometedoras do comportamento e da segurança das construções, especialmente para acções dinâmicas (Binda et al., 1992; Valluzzi et al., 2005).

A caracterização dos danos estruturais assume assim, no contexto da metodologia proposta, um papel muito importante. Os sistemas de monitorização estrutural (ver secção 2.2.3) são as ferramentas mais indicadas para a sua detecção. Com efeito, o registo de alterações em parâmetros do comportamento estrutural, não associadas a fenómenos sazonais, indicia a presença de dano evolutivo. A caracterização dos detalhes do dano tem de fazer-se, posteriormente, com o auxílio de métodos de inspecção local, em geral de carácter não-destrutivo (boroscopia, ensaios sónicos e ultra-sónicos, ensaios de radar, etc.) (Ramos et al., 2007).

Nota-se que a caracterização das construções históricas, face à complexidade das suas estruturas e do seu comportamento, dificilmente se pode dar por concluída em alguns casos. Nesse sentido, os resultados obtidos numa primeira “iteração” de caracterização poderão ser insuficientes mas são importantes para a definição de subseqüentes acções de inspecção, eventualmente mais focalizadas e auxiliadas por sistemas de monitorização estrutural para promover a “observação” da construção por períodos mais alargados.

### 2.2.1. Métodos de inspecção e diagnóstico

A caracterização da construção pode ser entendida como a essência da metodologia na medida em que é transversal a todas as suas fases. A sua contribuição para a compreensão do estado actual das construções e para o desenvolvimento e calibração dos modelos numéricos de simulação é evidente.

No que concerne a técnicas de inspecção e investigação experimental, a tecnologia disponibiliza hoje, complementarmente aos meios laboratoriais, uma vasta gama de equipamentos e métodos de carácter não destrutivo (NDT, do inglês Non-Destructive Testing) ou ligeiramente destrutivo (MDT, do inglês Minor-Destructive Testing) que facilitam a caracterização das construções existentes.

Na Tabela 2.2 apresentam-se alguns dos principais métodos, técnicas e equipamentos utilizados para a inspecção, ensaio experimental e monitorização das construções, catalogados de acordo com os seus potenciais campos de aplicação no domínio da caracterização. Uma descrição das técnicas mais usuais na inspecção de estruturas de alvenaria antiga encontra-se bem documentada em (Binda et al., 2000).

A actual tendência para o aparecimento de novas tecnologias tem-se reflectido na crescente disponibilização e utilização de técnicas NDT para a inspecção e diagnóstico das construções. Contudo, se por um lado, as técnicas NDT respeitam integralmente o valor das construções, o que vai de encontro aos mais modernos conceitos de conservação do património, por outro lado os riscos de má utilização e/ou interpretação dos seus resultados recomendam uma utilização com prudência e exclusivamente efectuada por equipas técnicas especializadas e com experiência. De facto, a heterogeneidade dos materiais, no caso de as construções antigas, reduz significativamente as possibilidades de correlação dos resultados das técnicas NDT com as características mecânicas dos elementos inspeccionados (Binda et al., 2005). Acresce que, nem sempre os resultados da aplicação destas técnicas, de carácter qualitativo, são concordantes entre técnicas distintas. Assim, sempre que possível, os resultados da inspecção com NDT devem ser calibrados com outras técnicas complementares de diagnóstico.

A equação 2.1 ilustra, a título de exemplo, uma correlação empírica, proposta por Whitehurst (1966) para o betão, utilizada pelo LNEC (1995) para estimar o módulo de elasticidade dinâmico  $E_d$  (KPa) da alvenaria em função da velocidade de propagação das ondas  $v_p$  (m/s), avaliada em ensaios sónicos, do coeficiente de Poisson  $\nu$  e da massa específica  $\rho$  (ton/m<sup>3</sup>) do material.

$$E_d = \rho \cdot v_p^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (2.1)$$

Os ensaios de identificação dinâmica e os sistemas de monitorização estrutural são paradigmas de técnicas de inspecção e avaliação não-destrutivas (NDT) na medida em que, através da “auscultação” e da “observação” das construções, disponibilizam importantes resultados quantitativos relativos a parâmetros do comportamento estrutural. A utilização de equipamentos leves e de fácil manuseamento bem como a sua versatilidade de utilização e o facto de permitirem a aquisição de dados em condições de normal operacionalidade das construções são outras das suas virtudes. Por esta razão apresenta-se nas secções seguintes uma descrição geral das características dos ensaios de identificação dinâmica e dos sistemas de monitorização estrutural.

Tabela 2.2 - Principais equipamentos e técnicas para inspecção de estruturas antigas de alvenaria e potenciais campos de aplicação para a caracterização das construções (adaptado de Lourenço, 1998).

Ensaio, equipamentos ou técnicas	IPP	CGE	CMM	CCE	CQ	AEI	ME
Inspeção visual de danos	•	•	•			•	
Inspeção visual por especialista	•						
Boroscopia e videoscopia	•	•			•	•	
Teodolito automático				•			•
Topografia e fotogrametria		•					
Clinómetros				•			•
Extensometria eléctrica				•			•
Elongâmetros				•			•
Medidor de fendas óptico	•						
Medidor de fendas de corda vibrante				•			•
Medidor de deformações de corda vibrante				•			•
Impulsos mecânicos (mechanical pulse)		•			•	•	
Ensaio sónicos e ultrasónicos		•	• (*)		•	•	
Radar (Ground Penetration Radar)		•	• (*)			•	
Resistografia			•				
Termómetros e termopares				•			•
Termografia		•					
Medição de vibrações forçadas (input-output)				•		•	•
Medição de vibrações ambientais (output only)				•		•	•
Esclerómetro / Pêndulo de impacto	•		•				
Macacos planos (simples e duplos)			•	•		•	
Ensaio de arrancamento (“Helix pull-out”)	•		•		•		
Ensaio de corte semi-destrutivo			•				
Ensaio de penetração	•		•				
Células de carga				•			•

Legenda: IPP - Investigação preliminar e pesquisa; CGE - Caracterização do sistema geométrico-estrutural; CMM - Caracterização mecânica dos materiais; CCE - Caracterização do comportamento estrutural; CQ - Controlo de qualidade da intervenção; AEI - Avaliação dos efeitos da intervenção; ME - Monitorização estrutural; (\*) - qualitativo.

### 2.2.2. Ensaios de identificação dinâmica

Os ensaios de identificação dinâmica têm como objectivo a caracterização das principais propriedades modais das construções, nomeadamente, frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento, através da medição *in-situ*, num conjunto de pontos seleccionados, da resposta da estrutura em aceleração para baixos ou moderados níveis de excitação dinâmica.

A importância desta possibilidade experimental, na caracterização das construções e, conseqüentemente, na calibração dos modelos numéricos de simulação (ver secção 2.6.4), parece evidente se se atender que os parâmetros modais são o reflexo de várias características das construções, como a distribuição da massa e da elasticidade, a integridade estrutural, os danos ou irregularidades, as condições de fronteira dos elementos, a rigidez geométrica, etc. Contudo, porque as características dinâmicas das construções também são influenciadas pelas condições ambientais (temperatura, humidade, etc.) é importante caracterizar a sua variabilidade sazonal, realizando ensaios de identificação dinâmica em condições extremas, isto é, em períodos frios e húmidos de inverno e em períodos quentes e secos de verão (Ramos et al., 2007).

Conforme se refere na Tabela 2.2 existem dois grupos de métodos experimentais para a identificação dinâmica das construções conhecidos por:

- Métodos “output-only”: quando a identificação é efectuada a partir da medição e da análise da resposta estrutural sob vibrações ambientais (vento, trânsito, utilização, etc.);
- Métodos “input-output”: quando a identificação é efectuada a partir da medição e da análise da resposta estrutural sob vibrações forçadas induzidas.

Após a aquisição de sinais temporais da resposta, existem diversas técnicas e algoritmos para o seu processamento, quer no domínio do tempo quer no domínio da frequência, o que configura diferentes variantes daqueles métodos experimentais para a identificação modal. São referência, no domínio da frequência a técnica FDD (Frequency Domain Decomposition), usualmente designada por “Peak–Picking”, e no domínio do tempo a técnica SSI (Stochastic Subspace Identification) (Rodrigues, 2004). A técnica do “Peak–Picking”, na sua versão “output-only”, pela sua simplicidade e relativa facilidade de implementação, é hoje o método mais utilizado em obras da engenharia civil (Magalhães et al., 2004).

Tradicionalmente usadas em aplicações de engenharia mecânica, as técnicas de vibração forçada são pouco aplicadas em engenharia civil, especialmente em edificações de grande porte (pontes, torres, igrejas, mosteiros, etc.) pelas dificuldades inerentes à sua adequada excitação. Nestes casos a técnica baseada na medição das vibrações ambientais, com óbvias facilidades de excitação, apresenta-se como de maior versatilidade e aplicabilidade. Com efeito, este método apresenta a particularidade de não necessitar do conhecimento das solicitações que excitam as construções. Outra das vantagens desta técnica reside na leveza do equipamento requerido, na facilidade do seu manuseamento, transporte e instalação bem como na sua completa operacionalidade em condições normais de utilização das construções.

Descrevem-se seguidamente, de forma sucinta, as principais características e procedimentos de identificação a partir das técnicas “input-output” e “output-only”. Uma descrição mais detalhada destes métodos experimentais e das suas diferentes variantes encontra-se bem documentada em (Caetano, 2000), (Ewins, 2000) e (Rodrigues, 2004) para onde se remete o leitor mais interessado.

A identificação modal a partir de ensaios de vibração ambiente assenta no pressuposto de que o ruído ambiente apresenta propriedades de um “ruído branco” (processo estocástico estacionário com um espectro de amplitudes uniforme) e que, como tal, poderá excitar as construções de forma razoavelmente uniforme.

Após o registo da resposta temporal, sob excitação do ruído ambiente, num conjunto de pontos seleccionados na construção, sintetizam-se através das transformadas de Fourier (FFT, do inglês “Fast Fourier Transform”) os correspondentes espectros de amplitudes (FAS) e de fases (FPS) de Fourier. As frequências naturais da estrutura ( $\omega_n$ ) identificam-se neste processo com os picos dos espectros de amplitudes de Fourier (FAS). Como o registo das acelerações é feito em vários pontos da estrutura, não basta analisar os espectros relativamente a um dos pontos de medição. Um procedimento razoável consiste em analisar os picos dos espectros de todas as séries de aceleração registadas. Para evitar a análise de várias curvas espectrais, uma por ponto de medição, é usual sintetizar um espectro médio normalizado  $ANFAS(\omega)$  em relação a um ponto de referência (Magalhães et al., 2004):

$$ANFAS(\omega) = \frac{1}{l} \cdot \sum_{i=1}^l NFAS_i(\omega) \text{ (espectro médio normalizado)} \quad (2.2)$$

onde  $l$  representa o número de pontos de medição e  $NFAS_i(\omega)$  os espectros normalizados, que podem sintetizar-se, no ponto “ $i$ ”, através da seguinte expressão:

$$NFAS_i(\omega) = \frac{FAS_i(\omega)}{\sum_{n=1}^N FAS_{referencia}(\omega_n)} \text{ (espectro normalizado)} \quad (2.3)$$

A importância da normalização decorre do facto das séries temporais da resposta, associadas a cada ponto, não serem todas captadas em simultâneo, especialmente quando as medições são efectuadas em ensaios independentes, podendo as diferenças de intensidade da excitação conduzir a espectros com diferentes conteúdos energéticos (Magalhães et al., 2004).

Os modos de vibração podem estimar-se, a menos do sinal, normalizando em cada ponto as correspondentes amplitudes espectrais relativamente às amplitudes de um ponto de referência. O recurso a um ponto de referência é fundamental no caso de medições realizadas em ensaios independentes. O sinal das ordenadas dos modos de vibração pode avaliar-se analisando a diferença de fases dos espectros de amplitude entre cada ponto e o ponto de referência: se for próxima de  $0^\circ$  significa que a ordenada desse ponto tem o mesmo sinal que a do ponto de referência; se for próxima de  $180^\circ$  significa que tem sinal contrário.

Os coeficientes de amortecimento modais ( $\xi$ ) podem determinar-se directamente dos espectros de amplitude através do método da “Meia-Potência” (Tahskov & Krstevska, 1998). O método da Meia-Potência (do inglês “Half Power Bandwidth”) baseia-se na semi-diferença de duas frequências normalizadas ( $r_1$  e  $r_2$ ), uma à esquerda e outra à direita da frequência de ressonância ( $\omega_{r=1}$ ) correspondentes a  $\frac{\sqrt{2}}{2}$  da amplitude da resposta em ressonância ( $U_{r=1}$ ), ver Fig. 2.1.

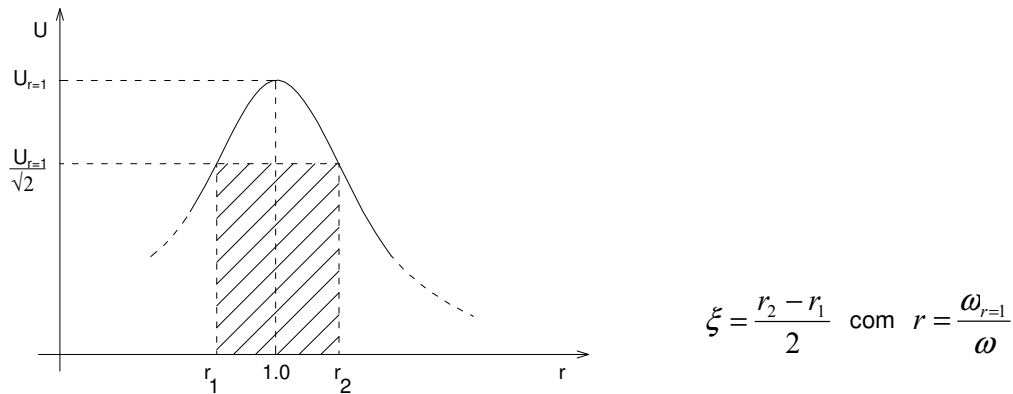


Fig. 2.1 - Método da “Meia-Potência”: determinação experimental do coeficiente de amortecimento modal (Chopra, 1995).

Os métodos de identificação a partir da vibração forçada (“input-output”) baseiam-se na excitação controlada das construções e na análise da correspondente resposta temporal, registada num conjunto de pontos previamente seleccionados. A excitação e a medição da resposta podem realizar-se sobre um ou vários pontos da construção configurando-se assim diferentes variantes experimentais destes métodos: SISO (Single Input Single Output), SIMO (Single Input Multiple Output) e MIMO (Multiple Input Multiple Output).

As vibrações forçadas são, usualmente, excitações harmónicas sinusoidais induzidas por vibradores de massa excêntrica com frequência variável. A excitação da estrutura com frequências sucessivamente crescentes permite sintetizar, em cada ponto de registo, uma curva espectral da resposta dinâmica (ou amplificação espectral), ver Fig. 2.1.

As frequências naturais (ou de ressonância) da estrutura identificam-se com os picos das curvas espectrais de resposta. Os modos de vibração podem estimar-se, a menos do sinal, normalizando, em cada ponto de registo, as amplitudes de ressonância em relação às correspondentes amplitudes no ponto de referência (amplificação espectral relativa).

O coeficiente de amortecimento pode estimar-se experimentalmente, através do método da “Meia-Potência” ou através do método do decremento logarítmico (Tahskov & Krstevska, 1998). Este método baseia-se no registo do decaimento da amplitude das vibrações livres, imediatamente após a interrupção da excitação.

Independentemente do método experimental adoptado, a identificação modal também pode fazer-se sintetizando, a partir dos registos temporais da resposta, as funções de transferência (ou amplificação

espectral) -  $H_{ij}(\omega)$  - do sistema estrutural. Estas funções, de natureza complexa e independentes da acção excitadora, representam a relação entre a resposta  $Q_i(\omega)$  (avaliada no ponto  $i$ ) e a excitação  $P_j(\omega)$  (induzida no ponto  $j$ ) conforme ilustra a expressão:

$$H_{ij}(\omega) = \frac{Q_i(\omega)}{P_j(\omega)} \quad \text{com } i, j = 1, 2, \dots, l \quad (\text{n}^\circ \text{ pontos de medição}) \quad (2.4)$$

Numa aproximação modal as funções de transferência podem escrever-se como uma combinação linear de funções que fazem intervir as ordenadas modais ( $\phi_n$ ) conforme se ilustra, sinteticamente, na seguinte expressão (Clough & Penzien, 1993):

$$H_{ij}(\omega) = \frac{Q_i(\omega)}{P_j(\omega)} \equiv \sum_{n=1}^N f_n^*(\phi_m, \phi_m) \quad \text{com } i, j = 1, 2, \dots, l \quad (\text{n}^\circ \text{ pontos de medição}) \quad (2.5)$$

Para mais detalhes sobre a sintetização das funções de transferência e a identificação dos parâmetros modais a partir destas funções sugere-se a consulta de (Caetano, 1992).

### 2.2.3. Monitorização estrutural

Os sistemas de monitorização estrutural são constituídos por um conjunto de dispositivos de medição e de registo (rede de sensores e registadores) instalados na construção para monitorizar, a curto, a médio e a longo prazo, parâmetros do seu comportamento estrutural. Os sistemas de monitorização computadorizados permitem a aquisição automática de dados, sob a observância de determinadas condições pré-programadas, debitando em tempo real, se necessário, parâmetros do comportamento estrutural das construções. A grande quantidade de dados que estes sistemas podem adquirir e o esforço requerido na sua gestão justifica uma criteriosa selecção dos parâmetros a monitorizar bem como à racionalização da periodicidade de amostragem e da frequência de aquisição das amostras. Numa fase inicial de monitorização o número de sensores utilizado é, em geral, reduzido e as taxas de aquisição elevadas. Após a análise das primeiras séries de dados adquiridos e com o crescente conhecimento do comportamento estrutural é possível ajustar a taxa de amostragem, o número de sensores e a sua distribuição.

Os sistemas de monitorização servem para vigiar o comportamento estrutural das construções, sujeitas a diversos tipos de acção exterior (permanentes, utilização, ambientais, etc.), funcionando como alarme para comportamentos de risco. É corrente a monitorização de parâmetros estruturais sob acções ambientais (ciclos diários e sazonais de temperatura e humidade, vento, ruído ambiente, etc.).

A análise da evolução dos parâmetros monitorizados promove a caracterização do comportamento estrutural incluindo a detecção de processos de deterioração evolutiva (eventualmente ocultos) e de potenciais comportamentos de risco associados. Desta forma, a monitorização estrutural contribui não só para o controlo da segurança estrutural e para a programação das intervenções necessárias



(de manutenção ou de reforço) como também para a calibração dos modelos numéricos de simulação e para a validação de diagnósticos preliminares (se existentes).

Tradicionalmente, a monitorização estrutural incidia sobre parâmetros relacionados com o comportamento estático. Contudo, os progressos tecnológicos ao nível dos equipamentos de medição de vibrações e o aperfeiçoamento das técnicas de identificação modal possibilitam hoje o desenvolvimento de avançados sistemas de monitorização dinâmica.

Os sistemas de monitorização estática destinam-se a caracterizar o comportamento estrutural das construções sob acções quase-estáticas. Tipicamente são utilizados dispositivos de medição (teodolito automático, extensómetros, clinómetros, medidores de fendas, termómetros, etc.) para monitorizar deformações, deslocamentos (e rotações) e abertura de fendas em paralelo com as condições ambientais, nomeadamente de temperatura.

Os sistemas de monitorização dinâmica destinam-se a monitorizar a evolução dos principais parâmetros do comportamento dinâmico das estruturas (frequências naturais e modos de vibração) a partir de registos da resposta dinâmica da construção sob a acção do ruído ambiente ou de acções sísmicas.

Em relação à detecção de danos não-estabilizados, ambos os sistemas de monitorização têm um importante contributo. Para o efeito, é necessária a caracterização prévia de estados de referência do comportamento da construção para um ciclo anual. A caracterização de comportamentos sazonais da estrutura é, em particular, essencial para o despiste da presença de danos não-estabilizados (Ramos et al., 2007). Despistados os efeitos de comportamento sazonal, o registo de alterações no comportamento estrutural indicia da presença de danos evolutivos potencialmente associados à perda de rigidez estrutural (fendilhação, degradação material, alteração da geometria, etc.).

No caso da monitorização dinâmica, os indícios de dano resultam em variações nos parâmetros modais (frequências e modos de vibração). Contudo, porque o dano é, frequentemente, um fenómeno pontual, a sua localização requer a monitorização e a análise das alterações das configurações modais. Para mais detalhes relativos à detecção de danos estruturais através da monitorização dinâmica consultar Ramos (2007).

No caso da monitorização estática a ocorrência de danos pode ser detectada através do registo de deformações evolutivas. Após a detecção, a caracterização do tipo e do detalhe dos danos terá de fazer-se, posteriormente, com o auxílio de métodos de inspecção local, em geral não-destrutivos (boroscopia, ensaios sónicos e ultra-sónicos, ensaios de radar, etc.) (Ramos et al., 2007).

### 2.3 Caracterização geológico-geotécnica dos solos de fundação

No âmbito da metodologia proposta neste trabalho a caracterização geológico-geotécnica dos solos de fundação é um requisito que se prende com a necessidade de detectar potenciais correlações entre o comportamento dos solos de fundação e o comportamento da construção, nomeadamente

através de simulações numéricas. Para acções estáticas interessa a detecção de assentamentos diferenciais. Para acções sísmicas, interessa em particular avaliar a influência dos solos de fundação na excitação sísmica das construções (efeitos de sítio) ou caracterizar directamente a eventual influência da interacção solo-estrutura na resposta estrutural (ver secção 3.4.3).

A caracterização dos solos deve compreender a caracterização do perfil geológico-geotécnico da coluna de solo local sobrejacente ao maciço rochoso. Nesta acção assume especial importância a identificação dos principais parâmetros geotécnicos dos estratos (módulo de elasticidade  $E$ , módulo de distorção  $G$ , ângulo de atrito  $\phi$ , coesão, densidade, índices de plasticidade e ainda as velocidades de propagação) necessários à caracterização das propriedades de resistência e deformabilidade da coluna de solo. Para a avaliação da resposta dinâmica dos solos concorrem ainda as relações rigidez-deformação de corte ( $G-\gamma$ ) e amortecimento-deformação de corte ( $\xi-\gamma$ ) que é necessário caracterizar.

Em geral, as principais propriedades mecânicas dos solos podem estimar-se através de correlações com os resultados de ensaios experimentais *in-situ*. Os ensaios de penetração estática (tipo CPT, Cone Penetration Test) e os ensaios de penetração dinâmica (tipo SPT, Standard Penetration Test) constituem referenciais neste domínio na medida em que existem diversas correlações dos seus resultados, não só com os principais parâmetros geotécnicos (elasticidade, coesão, ângulo de atrito e índices de plasticidade, etc.) mas também com as relações da rigidez e do amortecimento com a deformação por corte, respectivamente ( $G-\gamma$ ) e ( $\xi-\gamma$ ). No estudo da deformabilidade os ensaios de carga em placa (PLT, do inglês Plate Load Test) constituem também uma referência.

Constitui referência bibliográfica neste domínio o trabalho de (Seed et al., 1984), cujas correlações poderão ser usadas na ausência de melhor caracterização. Para mais detalhes sobre as curvas que relacionam o módulo de distorção ( $G$ ) e o coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ) dos solos com o nível de deformação por corte ( $\gamma$ ) consultar Kramer (1996).

## 2.4 Caracterização da acção sísmica local

Outro aspecto importante na avaliação avançada da segurança sísmica, e que representa hoje um enorme desafio na área da sismologia e da engenharia sísmica, é a caracterização da acção sísmica (no domínio do tempo) a que as construções podem estar expostas na sua vida.

Empiricamente, o reconhecimento da perigosidade sísmica das regiões faz-se através da análise da sismicidade histórica regional. De forma mais sustentada, a perigosidade sísmica de uma região pode caracterizar-se identificando as potenciais fontes sismogénicas através do cruzamento da sismicidade regional (histórica e instrumental) com o enquadramento sismo-tectónico (paleo e neo-tectónico). Contudo, sabe-se que a perigosidade sísmica dos locais é determinada não só pelo enquadramento sismo-tectónico regional, e potencial sismogénico das suas fontes, mas também por fenómenos locais da geofísica superficial conhecidos como efeitos de sítio e que se traduzem na amplificação do sinal sísmico recebido ao nível do substrato rochoso. Estes efeitos são determinados pelas

características geotécnicas da coluna de solos e pelas características geomorfológicas do local (ver secção 3.4.3). Face à sua importância no afloramento da energia sísmica, os efeitos de sítio são hoje objecto de cuidados estudos de microzonamento especialmente em locais com elevada sismicidade. Efectivamente, existem muitos exemplos que demonstram a importância destes fenómenos e dos seus efeitos, manifestados através de uma distribuição de danos muito diferenciada registada em pequenas distâncias relativas como aconteceu nos sismos que afectaram a Cidade do México, em 1985, e Kobe, no Japão, em 1995 (Kramer, 1996).

Apresentam-se seguida apenas os aspectos gerais e as principais etapas para a caracterização da acção sísmica local remetendo-se os detalhes para o capítulo 3 deste trabalho: (i) análise da sismicidade regional (histórica e instrumental) interpretada no contexto do enquadramento sismo-tectónico; (ii) identificação das potenciais zonas de sismogénese regional; (iii) estudos de casualidade sísmica que identifiquem os potenciais cenários sísmicos consistentes com o ambiente tectónico e com a sua perigosidade para diferentes períodos de retorno; (iv) pesquisa em bases de dados (se disponíveis) de sinais sísmicos compatíveis com os cenários adoptados. No caso de tal não ser possível, terá de proceder-se à geração artificial de sinais sísmicos (no domínio do tempo) recorrendo a métodos empíricos, semi-empíricos ou teóricos; (v) quantificação dos efeitos de sítio e afectação dos sinais sísmicos estimados para o substrato rochoso.

## 2.5 Métodos simplificados de análise estrutural

No estudo de construções históricas, quanto maior for o rigor pretendido, maiores serão as dificuldades encontradas na modelação e análise estrutural. A possibilidade de recorrer a métodos simplificados, de aplicação expedita e pouco dispendiosa, que permita identificar as principais vulnerabilidades sísmicas das construções representa um importante contributo quer na promoção de políticas preventivas de conservação e reforço, identificando as prioridades de estudo/intervenção de entre um conjunto de monumentos históricos em potencial risco, quer na definição de um indispensável plano de investigações detalhado para as construções objecto de estudo. Com efeito, esta abordagem preliminar permitirá direccionar/focalizar o subsequente esforço das investigações experimentais e numéricas na caracterização das potenciais vulnerabilidades previamente identificadas, o que representa uma economia em termos de tempo e de recursos.

A aplicação de métodos simplificados traduz-se em indicadores escalares resultantes da manipulação das características geométricas dos pilares e das paredes estruturais das construções históricas. Para análise do comportamento global sob acções horizontais, na direcção do plano das paredes, consideram-se três métodos simplificados e os correspondentes indicadores:

- Indicador 1: Percentagem da área em planta;
- Indicador 2: Razão entre a área efectiva e o peso;
- Indicador 3: Coeficiente de “corte basal”.

Complementarmente, para as paredes, sujeitas a acções horizontais fora do seu plano, e para os pilares, consideram-se os seguintes métodos simplificados e os correspondentes indicadores:

- Indicador 4: Esbelteza dos pilares;
- Indicador 5: Relação entre a menor espessura e a altura dos pilares;
- Indicador 6: Relação entre a espessura e a altura das paredes.

A representatividade destes indicadores requer normalmente que a estrutura seja regular e simétrica, que os pavimentos/coberturas constituam diafragmas rígidos e que o modo de colapso condicionante das construções ocorra por corte no plano das paredes (Meli, 1998). Na maior parte das construções históricas estas duas últimas condições não se verificam, pelo que da aplicação dos métodos simplificados resulta apenas numa indicação geral da sua aptidão sísmica.

Uma avaliação mais rigorosa, fundamentada na análise integrada de dados qualitativos e resultados quantitativos, experimentais e numéricos, é requerida para que possam diagnosticar-se de forma adequada as reais condições de segurança e definir-se a natureza e a extensão de eventuais intervenções a realizar. Para mais detalhes consultar Roque (2002), Lourenço & Roque (2006) e Lourenço & Oliveira (2005).

## 2.6 Modelação e análises numéricas

O desempenho das construções resulta do equilíbrio entre a resistência (capacidade disponível) e a acção actuante (exigência), sendo que, na generalidade dos casos a acção é independente da capacidade. No caso de movimentos sísmicos intensos, o comportamento não-linear estrutural determina que o desempenho sísmico das construções seja dependente da interacção dinâmica exigência-capacidade, conforme se ilustra esquematicamente na Fig. 2.2.

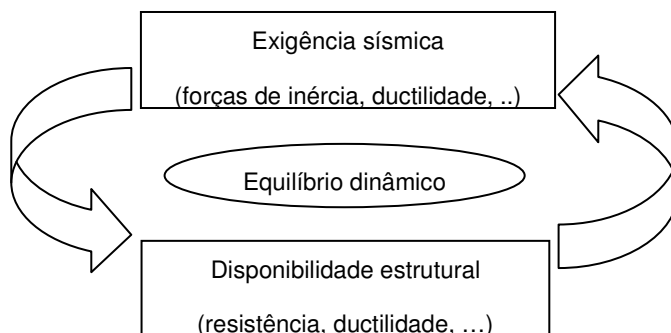


Fig. 2.2 - Interação entre a disponibilidade estrutural e a exigência sísmica no equilíbrio dinâmico.

Efectivamente, a acção sísmica sobre as construções é uma acção indirecta (deformação imposta) o que significa que, no domínio do comportamento não-linear, a acção é dependente da rigidez estrutural disponível e da sua interacção com os movimentos sísmicos do solo.

Nestas condições a previsão da evolução da distribuição e da amplitude das forças de inércia, bem como as correspondentes deformações da estrutura, constituem tópicos complexos, particularmente, no caso de construções irregulares e/ou com elevado comportamento não linear como acontece, em geral, com as construções históricas em alvenaria.

O actual desenvolvimento dos meios computacionais tem potenciado uma diversidade de possibilidades numéricas de modelação e simulação de aplicação e versatilidade crescente, possibilitando a realização de análises dinâmicas não lineares que constituem uma referência para a resolução deste tipo de problemas. Contudo, o elevado grau de exigência e os custos inerentes à realização deste tipo de análises em aplicações de engenharia, nomeadamente em construções históricas, tem estimulado a procura de ferramentas alternativas, mais simplificadas e de aplicação mais expedita, baseadas em diferentes possibilidades numéricas de modelação e análise. Para o estudo das construções históricas em alvenaria, uma revisão dessas possibilidades numéricas encontra-se bem documentada em Lemos (1998), Sincaian (2001) e Lourenço (2001). A modelação com elementos finitos (MEF), contínuos ou descontínuos, destaca-se pela sua universalidade e versatilidade. Os modelos descontínuos de elementos discretos (MED) apesar da sua reconhecida aplicabilidade em alvenarias antigas ainda apresentam reduzida eficiência computacional, especialmente no caso de modelos globais (Lemos, 1998).

Relativamente às possibilidades de análise, além das análises dinâmicas não lineares, apresentam-se nesta secção estratégias simplificadas para avaliação do desempenho sísmico das construções com diferentes graus de exigência numérica, tendo presente que, para efeitos da avaliação da capacidade sísmica das construções, a resistência e da ductilidade (entendida como a capacidade de deformação e, como tal, relacionada com a capacidade de dissipação histerética de energia) são parâmetros determinantes. Distinguem-se estratégias dirigidas para a avaliação da capacidade disponível nas construções e estratégias para avaliação do desempenho sísmico, relevando-se as respectivas vantagens e limitações. Identificar vulnerabilidades, modos e cargas de colapso que sustentem a avaliação do desempenho e da segurança sísmica das construções históricas, no estado actual, é o objectivo.

### 2.6.1. Estratégias de modelação e análise

As **análises lineares**, estáticas ou dinâmicas, possibilitam a caracterização da exigência sísmica, isto é, dos efeitos da acção sísmica, em termos de resistência e de ductilidade através de análises estáticas equivalentes ou dinâmicas modais por espectro de resposta (elástico), prescritas nos regulamentos de segurança como é o caso do (RSA, 1983) e do (EC8-1, 2004). Estas abordagens simplificadas de análise do comportamento sísmico são aceitáveis para construções novas em betão armado ou aço, dotadas de boa integridade e regularidade estrutural (geometria, massa e rigidez) e para as quais está razoavelmente tipificada, em função das características da concepção estrutural, a envolvente do seu comportamento não-linear dinâmico através de coeficientes de comportamento global (relacionados com a ductilidade e capacidade de dissipação de energia).

A aplicação destes procedimentos simplificados em construções históricas, para as quais é muito difícil tipificar ductilidades e carregamentos laterais (pré-definidos e independentes do tempo) constitui, na impossibilidade de melhor caracterização, uma alternativa de recurso que, necessariamente, conduz a estimativas muito incipientes da exigência sísmica.

Acresce ainda que as análises lineares, estáticas ou dinâmicas, não possibilitam a caracterização das capacidades/disponibilidades das construções existentes, em termos de resistência e de ductilidade, e conseqüentemente, não podem ser utilizadas para a avaliação da segurança sísmica.

Contudo numa fase preliminar e exploratória do comportamento das construções o recurso a análises lineares contribui para averiguar e calibrar as características estáticas e dinâmicas modais (modos e frequências) (ver secção 2.6.4) e para a identificação das potenciais vulnerabilidades (sob acções horizontais e verticais) conotadas com a incidência de tensões lineares que excedem a capacidade dos materiais.

As **análises plásticas limite**, cinemáticas ou estáticas, constituem também abordagens simplificadas possíveis. As análises cinemáticas são realizadas para um carregamento estático, de padrão pré-definido, aplicado a potenciais mecanismos de colapso. Nestas análises admite-se comportamento material com boa ductilidade em compressão e utilizam-se apenas os parâmetros de resistência última (resistência à compressão finita/infinita e resistência à tracção nula). O comportamento estrutural anterior ao colapso é ignorado. Desta forma, o potencial das análises limite reside na avaliação da capacidade/disponibilidade resistente última das estruturas (carga de colapso) associada a um mecanismo virtual. O requisito do mecanismo de colapso, de difícil estimação em estruturas complexas, e a assunção de boa ductilidade constituem os maiores entraves à sua utilização em construções históricas. Contudo, para mecanismos de colapso conhecidos, as análises limite cinemáticas representam possibilidades interessantes para o dimensionamento de reforços e para a calibração de modelos numéricos avançados (ver secção 2.6.4). A Fig. 2.3 ilustra a aplicação da análise limite cinemática a um mecanismo de colapso identificado após um evento sísmico. Para mais detalhes sobre análises limite e sua aplicação consultar Orduña (2003) e Casarin (2006).

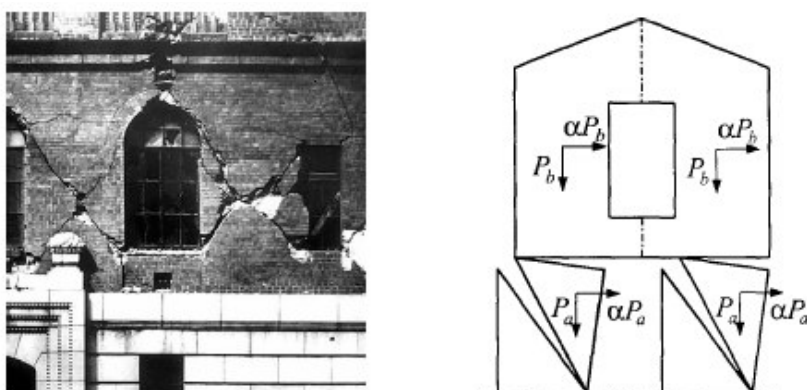


Fig. 2.3 - Aplicação da análise limite (cinemática) a um mecanismo: (a) rotura por corte dos nembros de uma parede devido a um evento sísmico; (b) correspondente esquema da análise limite (Giuffrè, 1991).

Por seu lado, as análises estáticas limite procuram identificar, através de métodos gráficos, a trajetória das linhas de pressão num sistema estrutural associadas a um carregamento estático aplicado. Para o comportamento material admite-se boa ductilidade em compressão e utilizam-se apenas os parâmetros de resistência última (resistência à compressão finita/infinita e resistência à tracção nula). A avaliação da segurança sísmica através da análise de linhas de impulso é directa mas discutível uma vez que é efectuada, elemento a elemento estrutural, recorrendo a um coeficiente de segurança de natureza geométrica que estabelece o rácio entre a “espessura” disponível (geometria dos elementos estruturais) e a “espessura” exigida (envolvente das linhas de pressão do carregamento aplicado) conforme se estabelece na expressão (Lourenço, 2001):

$$\lambda_{segurança} = \frac{e_{disponível}}{e_{exigida}} \quad (2.6)$$

A aplicação gráfica, penosa em estruturas complexas, o requisito de boa ductilidade e o carregamento lateral, independente do tempo, constituem os maiores entraves à sua aplicação na avaliação do desempenho sísmico das construções. Na Fig. 2.4 ilustra-se a aplicação da análise limite estática e cinemática na estimativa da carga de colapso ( $P$ ) de um arco (Teorema Unicidade).

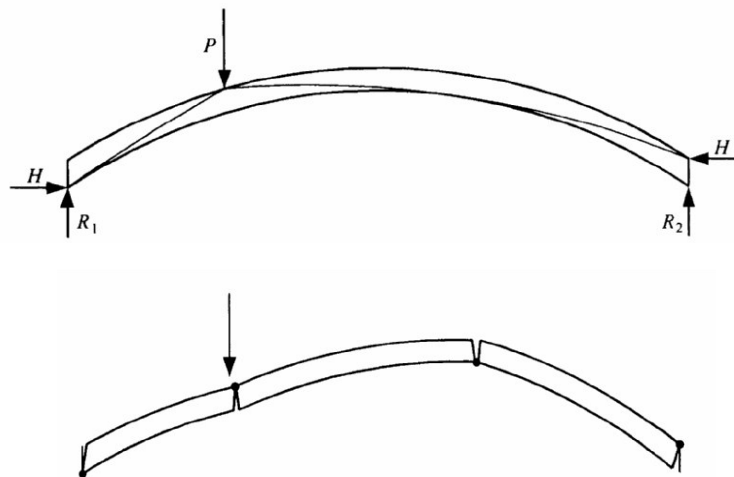


Fig. 2.4 - Análises limite estática versus cinemática aplicadas num arco: (a) linhas de pressão no interior; (b) mecanismo de colapso (Orduña, 2003).

De complexidade intermédia, as **análises estáticas não-lineares** (do tipo “pushover”) surgiram recentemente como processos de simulação, alternativos às exigentes análises não lineares dinâmicas, para a análise do desempenho sísmico das construções em problemas correntes de dimensionamento. As análises estáticas não lineares são realizadas admitindo comportamento não linear, material e/ou geométrico dos elementos estruturais, sob a aplicação monotónica de incrementos de um carregamento lateral (“pushover”) até atingir-se um determinado estado limite (último ou de desempenho) conotado com o deslocamento (global ou local) de um ponto de controlo da construção. Para acções sísmicas horizontais o carregamento lateral estático é pré-definido

sendo, em geral, utilizada uma distribuição *uniforme*, *triangular invertido* ou *modal*. No “pushover” *uniforme*, as forças são proporcionais à massa e independentes da altura; no “pushover” *triangular invertido*, as forças são proporcionais à massa e à altura; no “pushover” *modal* as forças são proporcionais à distribuição das forças elásticas correspondentes a determinada configuração modal (geralmente de 1º modo). O eurocódigo 8 (EC8-1, 2004) recomenda a utilização dos carregamentos laterais *uniforme* e *modal* e a consideração da envolvente dos seus efeitos.

Nestas condições, as análises estáticas não-lineares (“pushover”) visam, essencialmente, a caracterização da capacidade/disponibilidade das construções através do traçado das curvas de capacidade resistente, definidas como a relação entre o esforço transversal global na base  $V$  (corte basal) e o deslocamento do ponto de controlo  $\delta$  (geralmente no topo das construções), ver Fig. 2.5. Estas curvas fornecem importantes propriedades da resposta estrutural: como a rigidez inicial, a carga de pico, a capacidade de carga e a correspondente capacidade de deformação.

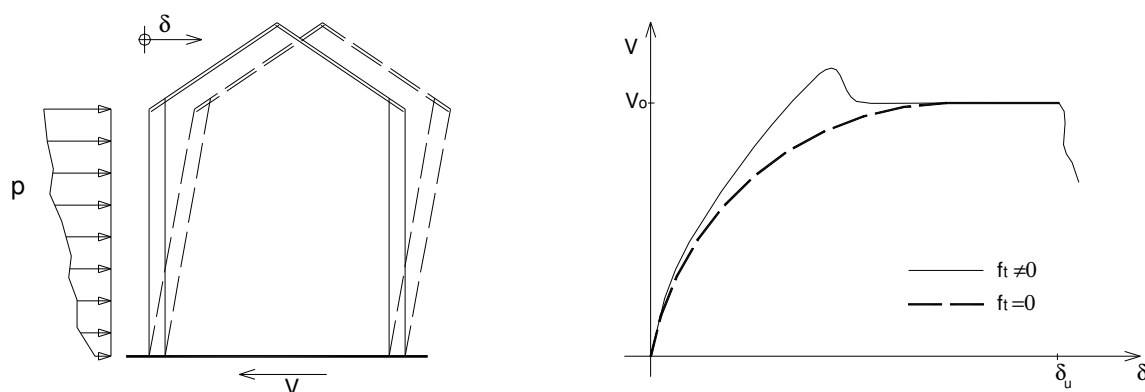


Fig. 2.5 - Curva de capacidade horizontal em análises estáticas não-lineares do tipo “pushover” para diferentes resistências à tracção ( $f_t$ ).

Para estruturas regulares, isto é, com comportamento dinâmico dominado pelo primeiro modo de translação (em cada direcção principal), a capacidade de carga  $V_0$  e de deformação  $\delta_u$ , extraídos da análise da curva de capacidade, são razoáveis indicadores da capacidade global da construção em termos de resistência e de ductilidade. Salienta-se, contudo, que estas curvas dependem muito do modelo constitutivo dos materiais e do padrão do carregamento lateral imposto.

Em relação à distribuição da carga lateral, recentemente tem sido propostos métodos que sugerem a utilização de uma distribuição lateral adaptativa, onde em cada passo incremental, se actualiza a distribuição das cargas laterais em função da evolução da rigidez e das características dinâmicas da construção. É expectável que os processos de carga adaptativa possam melhorar a representatividade das curvas de capacidade, na estimativa das capacidades sísmicas das construções, especialmente nos casos em que os modos mais elevados tenham um contributo importante na resposta sísmica. Para mais detalhes consultar Pinho et al. (2007).



Para efeitos da **avaliação do desempenho sísmico das construções**, além das estratégias padrão baseadas nas análises dinâmicas não lineares, apresentam-se de seguida estratégias simplificadas baseadas nos resultados de análises “pushover” e de análises limite (cinemáticas).

Do exposto conclui-se que, as análises estáticas não-lineares e as análises limite não possibilitam a caracterização da exigência sísmica (efeitos da acção) sobre as construções. Conforme já se referiu, a exigência sísmica pode caracterizar-se, mas de forma muito incipiente, especialmente no caso das construções históricas, através de análises lineares, estáticas ou dinâmicas, conforme prescreve, por exemplo, o (RSA, 1983).

Os **métodos de capacidade espectral** (CSM, do inglês Capacity Spectrum Method) (Freeman, 1998) permitem avaliar a exigência sísmica sobre as construções, em termos de resistência e de ductilidade, de forma bastante mais completa e adequada, a partir da caracterização das curvas de capacidade da construção, constituindo estratégias simplificadas com potencial para a avaliação do desempenho sísmico das construções. Para o efeito, estes métodos recorrem ao modelo de um grau de liberdade equivalente, correspondente ao modo de vibração que mais contribui para a resposta dinâmica da estrutura, para efectuar o cruzamento da curva de capacidade com a solicitação sísmica. A solicitação sísmica é definida por espectros de resposta médios não-lineares, estabelecidos para diferentes níveis de ductilidade (ou de amortecimento viscoso equivalente) e representados no formato aceleração-deslocamento espectral (ADRS, do inglês Acceleration-Displacement Response Spectrum) conforme se ilustra na Fig. 2.6. No formato ADRS, a curva de capacidade aparece convertida nas coordenadas espectrais do modo de vibração dominante. Num processo gráfico iterativo, o desempenho sísmico da construção é então determinado pelo ponto de intersecção da curva de capacidade espectral com o espectro da solicitação, correspondente ao coeficiente de amortecimento viscoso equivalente da estrutura  $\xi$ . Este ponto, denominado por “ponto de desempenho”, corresponde ao equilíbrio entre a capacidade disponível e a exigência sísmica sobre a construção, em termos de ductilidade  $\mu$ , resistência  $S_a$  e deslocamento  $S_d$ . A representatividade desta estratégia simplificada na avaliação do desempenho sísmico será tanto maior quanto maior for a participação do modo dominante na resposta dinâmica.

Abordagens variantes dos métodos de capacidade espectral (CSM) são preconizadas no (ATC-40, 1996), no (FEMA 273/274,1997), no (FEMA 356, 2000), e mais recentemente no (EC8-1, 2004), com o método N2 adaptado por Fajfar (2000). Bento et al. (2004) exemplifica a aplicação do método N2 num edifício de betão armado. A regulamentação sísmica Italiana, (OPCM 3274, 2003) e (OPCM 3431, 2005), também propõe um método para a verificação da segurança baseado na aplicação dos métodos CSM através da combinação da curva de capacidade, obtida por análise limite, com os espectros de resposta no formato ADRS.

Neste contexto, a avaliação da segurança sísmica, baseada em métodos de capacidade espectral (CSM), pode fazer-se estabelecendo o rácio entre a capacidade ( $V_{capacidade}$ ) e a exigência sísmica ( $V_{exigido}$ ), conforme se estabelece na expressão 2.7.

$$\lambda_{seguran\c{c}a} = \frac{V_{capacidade}}{V_{exigido}} = \frac{\lambda V_0}{V_0} \tag{2.7}$$

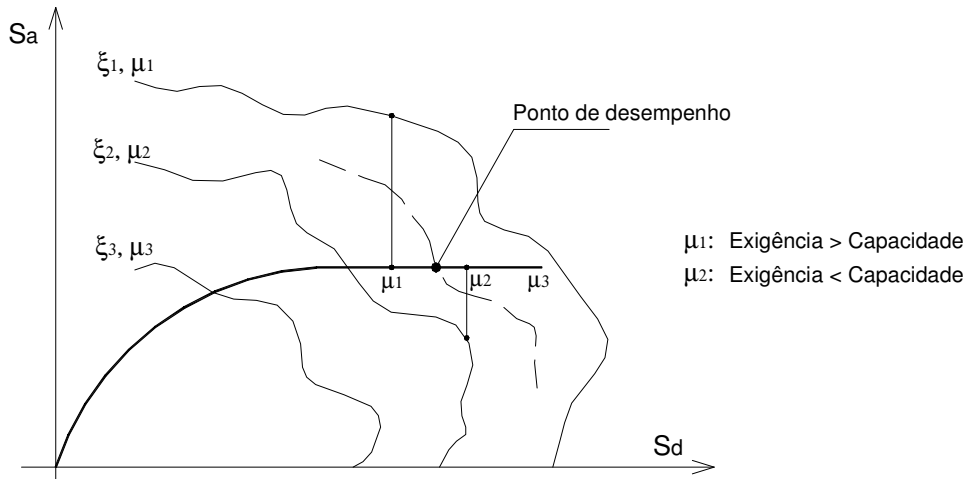


Fig. 2.6 - Métodos de capacidade espectral (CSM): espectros de resposta no formato ADRS versus curva de capacidade espectral (“pushover”).

Nota-se que, apesar das limitações apontadas, essencialmente relacionadas o carregamento lateral (pré-definido e independente do tempo) e a não consideração dos modos superiores na resposta, os métodos de capacidade espectral (CSM) constituem uma potencial alternativa às exigentes análises dinâmicas não-lineares na avaliação da capacidade e do desempenho sísmico das construções, especialmente no caso de estruturas regulares com carregamento lateral adaptativo (ACSM, do inglês *Adaptative Capacity Spectrum Method*). Freeman (1998) considera que as diferenças, resultantes da avaliação do desempenho sísmico de estruturas regulares correntes, utilizando métodos CSM ou análises mais avançadas, se devem mais às dificuldades de modelação do comportamento material (nomeadamente a capacidade de dissipação histerética de energia) do que propriamente aos métodos de análise.

Não sendo a regularidade estrutural uma característica das construções históricas em alvenaria a utilização de métodos baseados em análises estáticas não-lineares para a avaliação do seu desempenho sísmico é, apesar do aperfeiçoamento das estratégias de capacidade espectral e dos processos de carga adaptativa, pouco completa nomeadamente no que diz respeito às dificuldades na adequada consideração dos efeitos de torção em modelos tridimensionais. Mesmo assim, as análises estáticas não-lineares (“pushover”) revestem-se da maior importância na identificação das principais vulnerabilidades estruturais das construções e das correspondentes configurações de colapso e os métodos CSM constituem uma referência para a avaliação do desempenho sísmico global das construções na impossibilidade de usar estratégias mais completas.

O recurso as **análises dinâmicas não-lineares**, para um conjunto de acelerogramas sísmicos criteriosamente seleccionados, representa uma possibilidade interessante especialmente na avaliação do comportamento sísmico de construções com elevada complexidade geométrico-estrutural e com elevado comportamento não-linear. Por serem mais completas, as análises dinâmicas não-lineares constituem uma referência em qualquer problema de dinâmica. Contudo, são também extraordinariamente mais complexas mas não necessariamente mais rigorosas, particularmente no caso das construções históricas em alvenaria. Efectivamente, no caso de construções históricas sob acções sísmicas, as dificuldades de modelação do comportamento material, nomeadamente do comportamento hysterético, as incertezas na caracterização da acção sísmica, entre outras dificuldades gerais de caracterização das construções, atribuem um carácter virtualmente mais rigoroso às análises dinâmicas não-lineares. Por seu lado, o seu elevado grau de exigência, em termos de tempo e de recursos, humanos e tecnológicos, envolvidos na caracterização da construção (inspecção e experimentação), na caracterização da acção sísmica (no domínio do tempo), na modelação numérica, no processamento de cálculo, na análise e no armazenamento dos resultados, traduz-se em elevados custos que apenas justificam a sua utilização em casos de excepção como é o caso de construções de elevada complexidade geométrico-estrutural com elevado valor patrimonial ou importância sócio-económica. Assim, apesar das análises dinâmicas não-lineares configurarem o processo numérico virtualmente mais apropriado para simular o desempenho sísmico das construções, as condicionantes apontadas justificam a sua aplicação com prudência e por utilizadores com experiência adequada.

Para além das dificuldades referidas, nota-se adicionalmente que a avaliação da segurança sísmica das construções baseada em resultados dinâmicos não-lineares não é directa, especialmente se não há colapso da estrutura (parcial ou global). Além disso, nota-se também que nas simulações dinâmicas nem sempre a identificação do colapso é aparente. De facto, na eminência de colapso, quando a rigidez estrutural já é muito baixa, as forças de inércia e de amortecimento podem assegurar a manutenção numérica do equilíbrio dinâmico mascarando a manifestação do colapso (Faria, 1994).

Nestes casos, a obtenção de um indicador da capacidade remanescente da construção (resistência e ductilidade), após a simulação do comportamento sísmico não-linear, resulta da caracterização da(s) curva(s) de capacidade ("pushover") remanescentes. Esta estratégia é particularmente útil para a avaliação da segurança remanescente sob acções permanentes que, nas construções históricas se resumem, em geral, às cargas gravíticas.

Por seu lado, um indicador do desempenho global da construção (resistência e ductilidade) pode também obter-se sobrepondo numa representação gráfica, conforme se ilustra na Fig. 2.7, a curva de capacidade "pushover"  $V-\delta$  com a envolvente da correspondente resposta dinâmica  $V(t)-\delta(t)$ . Para sistemas estruturais com um grau de liberdade ou a tal assimiláveis, com boa aproximação, é expectável uma representatividade adequada deste indicador (Fig. 2.5a). Nos restantes casos, a confrontação dos resultados destas estratégias pode também fazer-se mas com reservas para

salvaguardar a possibilidade das análises não-lineares estáticas (“pushover”) não serem representativas da capacidade sísmica (local ou global) da construção (Fig. 2.7b).

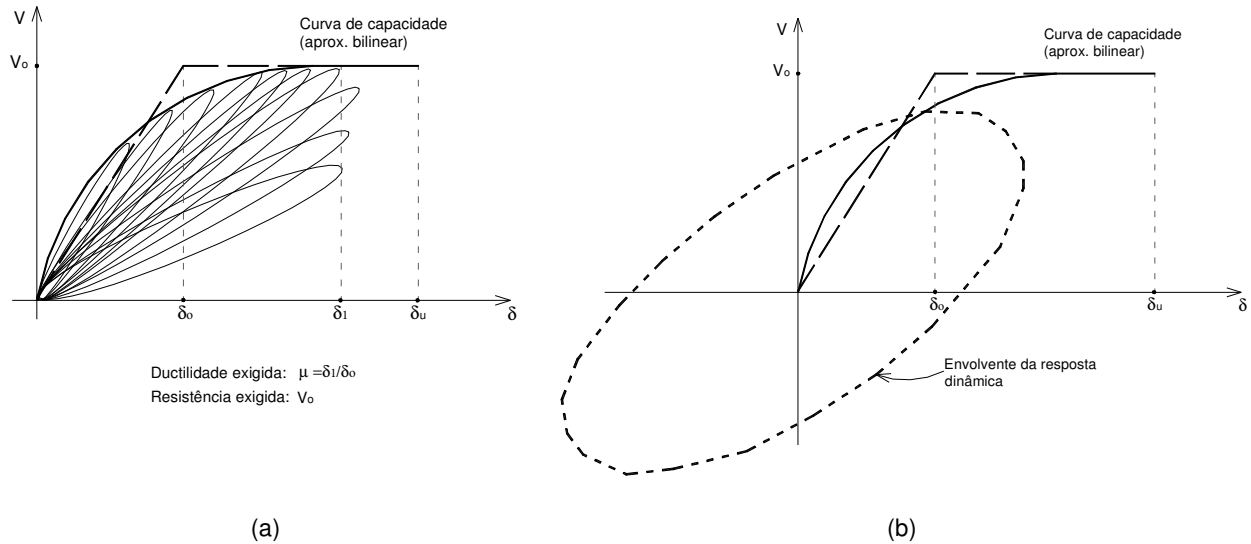


Fig. 2.7 - Curva de capacidade (análise “pushover”) versus a resposta dinâmica de: (a) sistema equiparado a um grau de liberdade; (b) sistema com múltiplos graus de liberdade.

Como nota final, salienta-se que, porque nenhuma estratégia está apta a modelar todos os aspectos do complexo comportamento sísmico das construções históricas e para minimizar as incertezas inerentes às hipóteses de modelação, de simulação e de análise, se recomenda a utilização de diferentes estratégias. A confrontação dos respectivos resultados promove a percepção do domínio da incerteza envolvido e a adopção de eventuais correcções sustentadas em análises de sensibilidade paramétricas. Calibrar modelos e obter resultados mais concordantes (vulnerabilidades, cargas e configurações de colapso, ductilidades disponíveis, etc.) nas diferentes estratégias é o objectivo, melhorando-se assim também a confiança nos resultados numéricos.

Para o efeito, e como reflexo do exposto ao longo desta secção, prescreve-se uma **metodologia de aproximação numérica**, baseada na utilização de diferentes estratégias progressivamente mais avançadas e completas. A metodologia compreende duas fases com objectivos diferentes mas complementares cujos passos se enumeram seguidamente.

**Fase 1** (modelação numérica, calibração e identificação de potenciais vulnerabilidades estruturais):

- Análise do **comportamento linear** de toda a estrutura para averiguar/calibrar as características estáticas e dinâmicas fundamentais (modos e frequências) da construção no estado actual. Identificar potenciais vulnerabilidades sob acções verticais e horizontais.
- Análise do **comportamento estático não-linear** da estrutura para acções verticais e horizontais (“pushover” para diferentes padrões de carregamento lateral). Confirmar algumas das vulnerabilidades identificadas nas análises lineares e, adicionalmente, estimar

as características de capacidade disponíveis na construção identificando a carga e a ductilidade disponível associada às configurações de colapso virtuais. Calibrar o modelo constitutivo material em função da exigência e da capacidade material disponível, nomeadamente em termos de resistência e de ductilidade e procurando reproduzir eventuais danos de referência observados (deformações, fendilhação, etc.), ver secção 2.6.4.

- A **análise limite** (cinemática) aplicada aos mecanismos identificados nas análises “pushover” promove a calibração dos modelos numéricos procurando a concordância das correspondentes cargas de colapso obtidas nas duas estratégias, ver secção 2.6.4.

#### **Fase 2** (avaliação do desempenho):

- Recurso a métodos simplificados de capacidade espectral (CSM), baseados em análises “pushover” e/ou em análises limite (cinemáticas), para estimar o desempenho sísmico.
- Análise do **comportamento dinâmico não-linear** da estrutura global sob acções sísmicas (no domínio do tempo), focalizando o seu o esforço na caracterização das potenciais vulnerabilidades previamente identificadas. Validar o modelo constitutivo material em função da exigência e da capacidade material disponível, nomeadamente em termos de resistência e de ductilidade (ver secção 2.6.4). O elevado grau de exigência e os custos associados a uma utilização adequada destas análises restringem, em geral, a sua aplicação a casos de excepção, como é o caso das construções históricas monumentais.
- **Avaliação da segurança** sísmica da construção (ver secção 2.7).

#### 2.6.2. Modelação Numérica

A modelação numérica das construções pressupõe um conjunto de simplificações, quer na geometria quer na descrição do comportamento dos materiais. Cabe ao engenheiro de estruturas avaliar a adequação das simplificações a efectuar face aos objectivos pretendidos.

As dificuldades no desenvolvimento de modelos numéricos para simulação do comportamento de estruturas são, no caso das estruturas antigas, em geral, agravadas pela complexidade geométrica e pela ausência de limites claros entre a arquitectura e a estrutura. Por outro lado, a ausência de documentos históricos do projecto e o desconhecimento do seu estado actual (materiais e comportamento estrutural) fazem depender a sua caracterização essencialmente da campanha de ensaios experimentais, que nem sempre são conclusivos, especialmente no caso dos métodos não-destrutivos de inspecção e diagnóstico. Adicionalmente, também as dificuldades de caracterização da acção sísmica concorrem para que a qualidade das simulações e dos resultados numéricos seja condicionada. Desta forma, em consistência com as dificuldades apontadas, o modelo numérico a adoptar não deve ser demasiado complexo. Este requisito é tanto mais importante, quando se pretendem realizar análises dinâmicas não-lineares, no domínio do tempo, com integração passo a passo das equações de equilíbrio. De facto, o grau de exigência computacional das análises

dinâmicas, com elevado consumo de tempo na preparação, no processamento do cálculo (com dificuldades de convergência numérica, especialmente no caso de modelos constitutivos mais complexos) e na análise dos resultados recomenda a adoção de modelos tão simplificados quanto possível.

Entende-se o modelo numérico como a combinação dos seguintes modelos: o modelo geométrico, o modelo constitutivo e o modelo matemático. O modelo geométrico relaciona-se com a idealização espacial da estrutura. Da configuração espacial resultante depende a simulação da rigidez geométrica da estrutura conforme ilustra, com um exemplo simples, a Fig. 2.8. A discretização da estrutura pode ser idealizada com elementos lineares, com elementos planos ou com elementos sólidos podendo adoptar-se diferentes graus de detalhe que, no caso das alvenarias, Lourenço (1996) resume em três estratégias possíveis:

- Micro-modelação detalhada: a mais exigente modelação descontínua, trata as unidades de alvenaria e as juntas como elementos contínuos independentes com a interposição de elementos descontínuos de interface;
- Micro-modelação simplificada: modelação descontínua que trata as unidades de alvenaria, incluindo as juntas adjacentes, como elementos contínuos com a interposição de elementos descontínuos de interface;
- Macromodelação: a mais simples, trata as alvenarias como um material compósito contínuo e homogéneo.

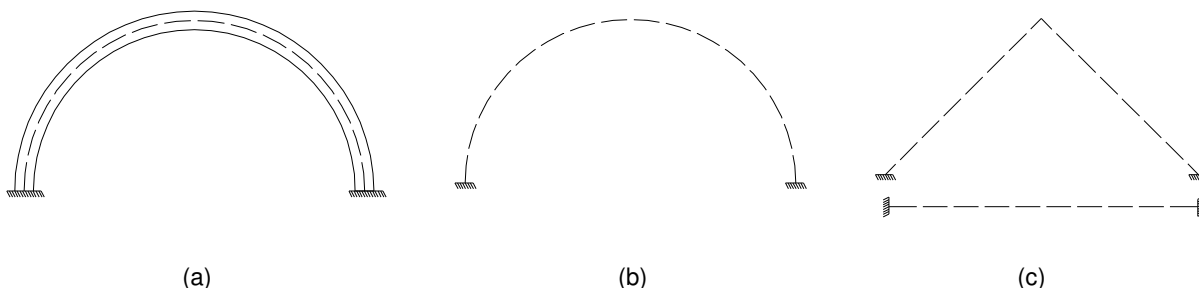


Fig. 2.8 - Modelos geométricos distintos: (a) arco estrutural; (b) boa modelação da rigidez geométrica; (c) modelações inadequadas da rigidez geométrica.

O modelo constitutivo é a idealização da lei constitutiva que rege o comportamento mecânico do material constituinte dos elementos estruturais do modelo. A modelação numérica do comportamento não linear material das alvenarias antigas, com resistência à tracção muito baixa, constitui uma das principais dificuldades na simulação do comportamento sísmico das construções históricas (Augusti et al., 2001).

Existem propostas de modelos constitutivos avançados que simulam com bastante fidelidade o comportamento da alvenaria como material recorrendo a diferentes estratégias para atender ao seu elevado comportamento não linear, em tracção e em compressão (Grimaldi et al., 1992; Mele & Luca, 1999; Genna et al., 1998; Betti et al., 2006). Alguns modelos estão aptos para simular a

resposta sob grandes deformações cíclicas, semelhantes às que podem ocorrer sob acções sísmicas intensas. Infelizmente, o elevado número de parâmetros requeridos na sua modelação torna-os impraticáveis para modelos globais.

Desta forma, o modelo constitutivo a adoptar, deverá ser tão simples quanto possível desde que esse grau de idealização não comprometa o domínio do comportamento exigido face às capacidades dos materiais em termos de resistência, rigidez e ductilidade.

Como em estruturas de alvenaria antiga, os colapsos estão, em geral, associados à baixa resistência à tracção e à consequente distribuição de fendilhação, a ductilidade disponível em compressão, muito reduzida, desempenha um papel secundário excepto no caso de elementos com elevados níveis de compressão como é o caso, em geral, dos pilares. Assim, atendendo à baixa resistência à tracção das alvenarias antigas parece razoável começar por adoptar um modelo constitutivo elasto-plástico perfeito, em tracção e em compressão, com eventual resistência nula em tracção. Posteriormente, o necessário processo de calibração / validação do modelo numérico, onde se inclui o modelo constitutivo, poderá ditar ajustes.

Por último, o modelo matemático é um modelo discreto cujo grau de aproximação depende do refinamento da malha do modelo geométrico (número de graus de liberdade), do tipo de funções de forma utilizadas, do tipo de integração numérica (longitudinal, transversal, número de pontos de integração) e do algoritmo subjacente à ferramenta de análise numérica.

Atendendo às dificuldades apontadas, de caracterização estrutural e de simulação numérica, e ao objectivo de avaliar o comportamento sísmico global, é, em geral, desaconselhada em aplicações de engenharia a utilização de modelos numéricos com malhas muito refinadas e com elementos finitos e modelos constitutivos avançados. No caso construções históricas, se uma estratégia de macro-modelação parece aceitável, o recurso a modelos geométricos tridimensionais parece imprescindível se se atender ao tipo de acção e à complexidade geométrico-estrutural destas construções, especialmente no caso de arquitectura religiosa, como igrejas e mosteiros.

Para o desenvolvimento de modelos numéricos de elementos finitos (MEF), destinados à simulação e análise do comportamento dinâmico das construções, recomenda-se a consulta de (Hitchings, 1992).

### 2.6.3. Amortecimento

Para a realização de análises dinâmicas é fundamental a simulação do amortecimento das vibrações. A idealização do amortecimento nas simulações numéricas prende-se com a necessidade de simular, tão fielmente quanto possível, a dissipação de energia manifestada pelos sistemas estruturais quando solicitados por acções dinâmicas.

Apesar do amortecimento ser um fenómeno físico mensurável, a discretização dos complexos mecanismos de natureza diversa (material e estrutural) que estão na sua origem, permanece ainda

um desafio (Kramer, 1996). Contudo, é possível identificar contribuições de natureza viscosa e não-viscosa, que nas construções se manifestam em três grandes causas:

- Amortecimento do material: resultante de atritos internos ao nível da estrutura dos materiais;
- Amortecimento do meio: resultante de atritos de interacção entre elementos estruturais e da construção com o meio envolvente;
- Amortecimento de radiação: resultante da interacção solo-estrutura.

O amortecimento viscoso é determinado por atritos de natureza viscosa que se exprimem por oferecerem uma resistência proporcional à velocidade. Nos materiais é resultado das imperfeições da sua estrutura interna. Como as imperfeições estão sempre presentes, apenas variando de material para material e com o seu estado de degradação, o amortecimento viscoso é independente do modelo constitutivo dos materiais, estando presente em regime linear e não-linear. Contudo, a sua relevância relativa reside no domínio linear.

O amortecimento não-viscoso é determinado por atritos resultantes da interacção no “escorregamento” de superfícies em contacto, pelo que, a sua manifestação é exclusiva de comportamentos não-lineares. Os atritos resultantes da micro-fendilhação ou da plastificação material são fenómenos responsáveis pela sua ocorrência. A interacção de contacto nas descontinuidades entre materiais ou elementos estruturais são outras fontes deste tipo de amortecimento.

Referem-se de seguida alguns aspectos gerais relacionados com a implementação do amortecimento em simulações numéricas do comportamento dinâmico das estruturas, realçando-se as principais dificuldades existentes na sua representação no caso de estruturas antigas de alvenaria.

A implementação do amortecimento em modelos numéricos pode fazer-se por via explícita ou implícita. Por via explícita, o amortecimento é definido directamente pelo utilizador como sendo um amortecimento viscoso, equivalente à contribuição, isolada ou combinada, de quaisquer dos fenómenos dissipativos de natureza física referidos. No caso de análises lineares, o amortecimento equivalente só pode definir-se de forma explícita. Por seu lado, o amortecimento implícito, sendo determinado pela capacidade dissipativa do modelo constitutivo dos materiais (com comportamento histerético<sup>1</sup>), apenas tem lugar em análises não-lineares. No entanto, os fenómenos dissipativos não considerados na idealização do comportamento material, devem, também neste caso, ser atendidos através da explicitação de um amortecimento viscoso equivalente.

A quantificação do amortecimento viscoso depende principalmente da frequência do modo dominante na resposta (frequência fundamental). As dificuldades em quantificar a evolução desta frequência, especialmente no caso de sistemas com elevado comportamento não linear material sujeitos a

---

<sup>1</sup> Histerese é o fenómeno que ocorre quando o trajecto de carga e de descarga, sob acções cíclicas, são distintos dando origem à dissipação de energia.



ações dinâmicas intensas, faz com que a definição do amortecimento viscoso seja, porventura, dos parâmetros mais difíceis de quantificar na modelação numérica (Faria, 1994).

Em modelos com um grau de liberdade a sua implementação faz-se através da simples explicitação de um coeficiente de amortecimento equivalente. Contudo, em sistemas com múltiplos graus de liberdade, enquanto a matriz de massa e a matriz de rigidez se podem obter de forma explícita, integrando no volume as correspondentes matrizes consistentes, no caso do amortecimento viscoso tal não tem sido possível por se desconhecer uma forma fiável de quantificar o amortecimento associado a cada elemento estrutural (Clough & Penzien, 1993). Por este motivo, a matriz de amortecimento  $\underline{C}$  é habitualmente definida com base em formulações explícitas, a partir dos coeficientes de amortecimento modais  $\xi_i$  (expressos em percentagem do amortecimento crítico), e de forma satisfazer determinadas propriedades notáveis, a mais importante das quais é a ortogonalidade em relação aos modos de vibração. Esta propriedade, ao permitir o desligamento das equações de equilíbrio dinâmico, está na base do método da sobreposição modal (válida no domínio do comportamento linear). Obvia-se assim à dificuldade da quantificação explícita da matriz de amortecimento  $\underline{C}$  para a simulação da resposta dinâmica de sistemas estruturais.

Reflexo de uma dessas formulações, uma definição do amortecimento viscoso, que permite individualizar a contribuição dos modos de vibração  $\phi_i$ , através da especificação do respectivo coeficiente de amortecimento  $\xi_i$  e da frequência angular  $\omega_i$ , é consagrada na seguinte expressão (Clough & Penzien, 1993):

$$\underline{C} = \underline{M} \cdot \left[ \sum_i \frac{2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i}{m_i} \cdot \phi_i^T \phi_i \right] \underline{M} \quad (2.8)$$

onde  $m_i = \phi_i^T \underline{M} \phi_i$  representa a massa generalizada do modo  $\phi_i$ .

Esta definição da matriz de amortecimento perde parte do seu interesse em análises não-lineares materiais uma vez que as frequências e as configurações dos modos de vibração estão sujeitas a modificações por vezes muito acentuadas. Além disso, pressupõe a manipulação dos modos de vibração o que é uma exigência pouco atractiva em análises não-lineares dinâmicas baseadas na integração directa das equações de equilíbrio.

A formulação preconizada por Rayleigh constitui uma alternativa bastante consensual e atractiva, ao estabelecer a matriz de amortecimento como uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez (Clough & Penzien, 1993; Chopra, 1995):

$$\underline{C} = a \underline{M} + b \underline{K} \quad (2.9)$$

Com esta formulação a propriedade da ortogonalidade das matrizes de massa  $\underline{M}$  e de rigidez  $\underline{K}$  é estendida à matriz de amortecimento  $\underline{C}$ .

Fazendo intervir na expressão (2.9) a rigidez generalizada  $k_i$  e a massa generalizada  $m_i$  define-se o amortecimento generalizado  $c_i$ , para o modo genérico "i", pela seguinte expressão:

$$c_i = \phi_i^T \underline{C} \phi_i = a.m_i + b.k_i \tag{2.10}$$

Por seu lado, se na expressão (2.10), se atender à relação existente entre o amortecimento  $c_i$  e o respectivo coeficiente de amortecimento  $\xi_i$ :

$$c_i = \xi_i . c_{cr,i} = 2\xi_i . m_i \omega_i \tag{2.11}$$

pode, finalmente, escrever-se o coeficiente de amortecimento, para o modo genérico “i”, como função da sua frequência  $f_i$  e dos parâmetros  $a$  e  $b$ , conforme ilustra a expressão:

$$\xi_i = \frac{a}{4\pi . f_i} + b . \pi . f_i \tag{2.12}$$

A formulação do amortecimento de Rayleigh assenta na escolha criteriosa de dois modos de vibração, com frequências  $f_i$  e  $f_j$ , e na explicitação dos respectivos coeficientes de amortecimento,  $\xi_i$  e  $\xi_j$ . Os parâmetros  $a$  e  $b$  intervenientes na formulação podem assim facilmente ser determinados. Como regra, são seleccionados os modos que mais contribuem para a resposta dinâmica global, ou seja, os modos globais correspondentes às duas mais baixas frequências. A título de exemplo, a Fig. 2.9 ilustra a evolução gráfica do amortecimento viscoso de Rayleigh, expressão (2.12), quando se pretendem assegurar coeficientes de amortecimento  $\xi_1 = \xi_2 = 5\%$  nas frequências de vibração  $f_1 = 1.0$  Hz e  $f_2 = 5.0$  Hz. Entre este dois modos dominantes poderá haver outros modos, que ficarão sub-amortecidos. Os modos superiores ao menor dos modos dominantes serão sobre-amortecidos e tanto mais quanto maior for a sua frequência.

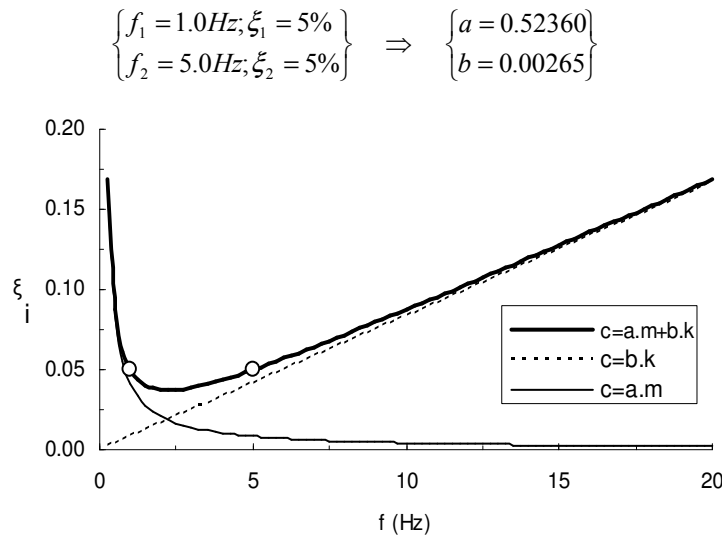


Fig. 2.9 – Amortecimento viscoso de Rayleigh e suas componentes.

A formulação de Rayleigh evita a manipulação dos modos de vibração intervenientes ( $\phi_i$  e  $\phi_j$ ) o que, do ponto de vista numérico, representa uma enorme vantagem. A maior desvantagem da formulação

de Rayleigh reside no facto de para frequências diferentes daquelas que foram usadas para determinar os parâmetros  $a$  e  $b$ , o amortecimento não poder ser especificado pelo utilizador sendo controlado directamente pela expressão (2.12). Como a primeira parcela desta expressão, associada à matriz de massa, varia de forma inversamente proporcional à frequência, significa que a sua contribuição para o amortecimento tende a anular-se para frequências elevadas. Por seu lado, a segunda parcela, associada ao contributo da rigidez, ao variar linearmente com a frequência, controla o amortecimento na banda das altas frequências.

No caso de análises dinâmicas lineares o amortecimento viscoso a explicitar deve associar-se à frequência própria fundamental, que se mantém constante durante toda a simulação (ponto A na Fig. 2.10a). Meli et al. (2001) e Rivera et al. (2008) sugerem que o amortecimento viscoso equivalente, em construções históricas de alvenaria, em bom estado de conservação, se cifra nos 4 a 6%, para baixos níveis da excitação dinâmica, e nos 6 a 12% para níveis de excitação intensa. Neste último caso, o amortecimento é sensivelmente o dobro do valor corrente em construções recentes de betão armado o que representa um aspecto favorável na resposta sísmica das construções históricas.

No caso de análises dinâmicas não lineares, especialmente se envolvem alvenarias antigas e acções sísmicas intensas, é expectável que ocorram reduções significativas da rigidez estrutural pelo que, conseqüentemente, as frequências dominantes da resposta também diminuirão (ver Fig. 2.10b). Nestas circunstâncias, a estimativa do valor das frequências dominantes da resposta não-linear da estrutura, às quais se deve(m) associar o(s) coeficiente(s) de amortecimento explícito, é um tópico bastante complexo.

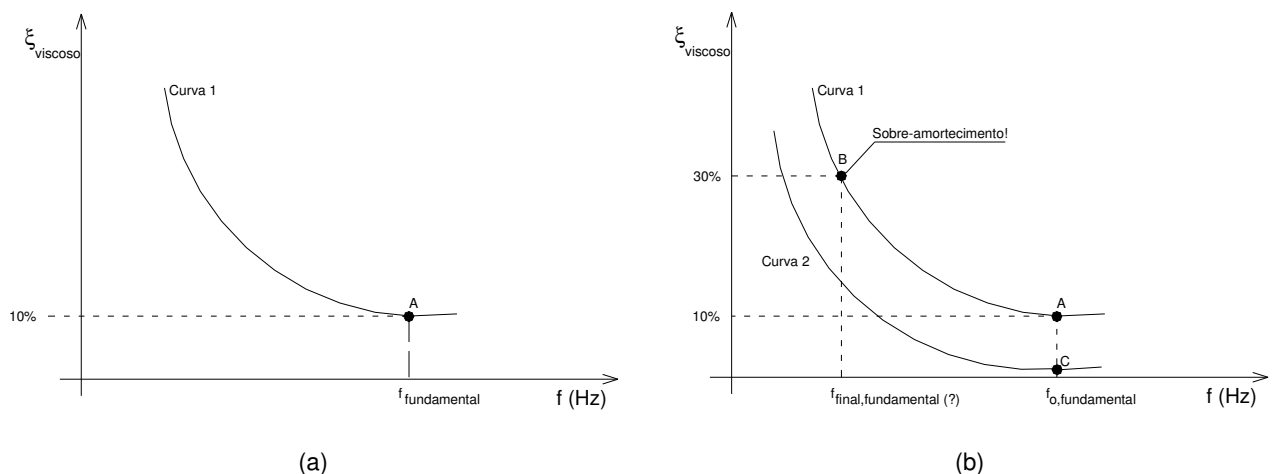


Fig. 2.10 - Amortecimento viscoso de Rayleigh: (a) análises lineares; (b) análises não lineares.

Fazem-se de seguida algumas observações estratégicas à utilização da formulação de Rayleigh em função das características do comportamento não-linear material.

Para evitar a possibilidade do sobre-amortecimento numérico (ponto B da curva 1, Fig. 2.10b), que mascare o comportamento da construção, próximo das condições de colapso, Sincaian (2001)

sugere a associação à frequência fundamental elástica de baixos coeficientes de amortecimento explícito, entre 0.0 e 0.5%, (ponto C da curva 2, Fig. 2.10b), mesmo que, para tal se sacrifique com sub-amortecimento o domínio do comportamento linear da estrutura. Desta forma estimula-se, numericamente, a dissipação de energia através do amortecimento histerético (ou visco-histerético). Apesar de conservativa, esta estratégia encontra eco em evidências físicas de comportamento se se considerar que em análises dinâmicas não-lineares a dissipação histerética de energia se faz fundamentalmente por amortecimentos de natureza não-viscosa relegando-se para o domínio linear a importância da contribuição do amortecimento viscoso (explícito), (Chopra, 1995; Naeim, 2001).

Para obviar a este problema, Faria (1994) sugere, à semelhança do que fez no seu trabalho, a implementação do amortecimento viscoso adaptativo, isto é, evolutivo com a degradação da rigidez estrutural.

A componente do amortecimento viscoso inversamente proporcional à frequência, parcela  $\zeta_i = a / (4\pi \cdot f_i)$ , na expressão 2.12 ou curva  $c = a \cdot m$ , na Fig. 2.9, ao subestimar o amortecimento nas altas frequências, facilita o aparecimento de ruído numérico nesta banda de frequências. Este aspecto é particularmente importante no caso da utilização de modelos com fendilhação e rotura frágil. Com efeito, nestes casos, é expectável que a perda brusca de resistência associada ao aparecimento da fendilhação gere uma “onda de impacto”, na malha de elementos finitos do modelo, que tende a sobrestimar as forças de inércia associadas às altas frequências (30-40Hz) e a condicionar a estabilidade e a convergência do processo numérico (Faria, 1994). Este aspecto pode ser atenuado se o amortecimento (implícito), associado ao comportamento não linear material, também for elevado.

Por seu lado, a componente do amortecimento viscoso proporcional à frequência (parcela  $\zeta_i = b \cdot \pi \cdot f_i$ , na expressão 2.12, ou curva  $c = b \cdot k$ , na Fig. 2.9) sobrestima o amortecimento nas altas frequências evitando o aparecimento dos espúrios associados o que permite, em geral, melhorar a taxa de convergência do algoritmo numérico. No caso de ocorrerem reduções significativas da rigidez, pode contudo subestimar o amortecimento nos modos próximos do fundamental, com importante contribuição na resposta (Faria, 1994). Adicionalmente, Sinraian (2001) refere que, em geral, esta estratégia requer uma redução do passo de integração  $\Delta t$  para assegurar a estabilidade do algoritmo o que pode traduzir-se num inaceitável acréscimo do esforço computacional.

Faria (1994) conclui que a modelação do amortecimento viscoso equivalente através de qualquer das componentes referidas é aproximadamente indiferente se o comportamento em tracção é idealizado como elasto-plástico perfeito. No entanto, tal poderá perder a validade no caso de alvenarias antigas, com resistência à tracção muito baixa ou nula, se o amortecimento for implementado pela componente proporcional à frequência.

Terminada a simulação da acção sísmica, o amortecimento viscoso pode agora aumentar-se artificialmente (para 50 a 60% do valor crítico) com o objectivo de rapidamente fazer convergir, em vibrações livres amortecidas, a estrutura para a sua posição de equilíbrio. Pode então proceder-se à avaliação dos deslocamentos residuais.

Enquanto uma abordagem mais científica para a formulação do amortecimento viscoso não estiver disponível, a utilização de expressões muito elaboradas parece inconsistente com o carácter, algo arbitrário, de que se revestem as estratégias disponíveis para a sua modelação, especialmente no caso de análises com comportamento material não-linear sob acções sísmicas intensas (Faria, 1994). Neste contexto a utilização da expressão (2.8) não apresenta vantagens relativamente à formulação de Rayleigh, pois em ambos os casos a matriz de amortecimento  $\underline{C}$  é definida constante.

Por último refere-se o amortecimento algorítmico e a sua importância no êxito das simulações numéricas. Independente de causas físicas, o amortecimento algorítmico está relacionado com estratégias numéricas que visam minimizar a ocorrência de ruído numérico nas respostas dinâmicas que envolvem processos de discretização espacial e temporal.

Em geral, a resposta dinâmica de estruturas é, essencialmente, condicionada pela contribuição dos modos de vibração de mais baixa frequência. No entanto, as soluções obtidas através da integração directa das equações do equilíbrio dinâmico, sobrepõem à solução fundamental a participação de diversos modos, incluindo-se modos de elevada frequência, por vezes, sem realidade física.

Atendendo a que nos algoritmos de integração implícita a fixação do passo de integração  $\Delta t$ , com que a solução avança no domínio do tempo, é geralmente estabelecida com a preocupação de assegurar uma boa representação dos primeiros modos de vibração na resposta, a contribuição dos modos de vibração de ordem mais elevada não é adequadamente traduzida na modelação numérica. Deste facto resulta que a adopção de distintos passos de integração pode corresponder a diferentes soluções causadas por perturbações numéricas deste tipo. Estas manifestações de ruído numérico são particularmente inconvenientes em análises não lineares, porquanto a maior frequência de oscilação das acelerações origina grandes perturbações que tendem a sobrestimar a contribuição das forças de inércia no equilíbrio dinâmico, afectando drasticamente a convergência e podendo mesmo inviabilizar a obtenção de uma solução (Faria, 1994). Por esta razão é conveniente dotar os algoritmos de integração de formas de dissipação numérica que permitam amortecer as contribuições espúrias dos modos de ordem mais elevada (Faria, 1994).

O método de Newmark é um método implícito de integração directa das equações de equilíbrio dinâmico controlado por dois parâmetros  $\gamma$  e  $\beta$ . Em aplicações sem ruído numérico é um método bastante consensual na medida em que satisfaz os requisitos fundamentais da integração numérica, especialmente, se  $\gamma=0.5$  e  $\beta=0.25$ , caso em que coincide com a integração trapezoidal. Com efeito, o método assegura estabilidade incondicional para  $\gamma \geq 0.5$  e precisão de 2ª ordem para  $\gamma=0.5$  (Faria, 1994). A estabilidade é a propriedade de não propagar os erros acumulados num instante  $t$  para os instantes seguintes  $t+\Delta t$ . Os métodos explícitos podem ser incondicionalmente estáveis apenas para  $\Delta t$  muito reduzidos. Nos métodos implícitos a estabilidade é independente do  $\Delta t$ . A precisão é de ordem  $k$  se o algoritmo possibilita a obtenção de soluções com derivada exacta até à ordem  $k$ . A precisão depende de  $\Delta t$ . Não há nenhum método incondicionalmente estável com precisão de 3ª ordem (Teorema de Dahlquist).

Em aplicações com ruído numérico, o método pode ainda ser utilizado para controlar o amortecimento numérico mediante a consideração de  $\gamma > 0.5$  e  $\beta = (\gamma + 1/2)^2/4$ . Este procedimento é generalizado mas reduz a precisão da integração de Newmark para 1ª ordem (Faria, 1944).

O método  $\alpha$  proposto por Hilber et al. (1977), designado por método HHT (Hilber-Huges-Taylor), é uma variante do método de Newmark que, introduzindo um parâmetro adicional  $\alpha$  consegue dotá-lo de boa capacidade de amortecimento das contribuições espúrias de alta frequência sem ter de abdicar do requisito da precisão. Para  $\alpha=0$  confunde-se com o método de Newmark. Considerando  $\alpha$  no intervalo  $[-1/3, 0]$ ,  $\gamma = 1/2 - \alpha$  e  $\beta = (1 - \alpha)^2/4$  o método  $\alpha$  assegura todos os requisitos fundamentais da integração numérica: (i) estabilidade incondicional; (ii) precisão de 2ª ordem; (iii) bom amortecimento algorítmico. O método  $\alpha$  otimiza a eficiência na dissipação do ruído numérico para  $\alpha = -1/3$  (Faria, 1994). Idêntica observação pode encontrar-se nos manuais de utilização do software (DIANA, 2005).

O passo de integração  $\Delta t$ , adoptado para a discretização da solução numérica também desempenha um papel preponderante na convergência e na representatividade da solução. A sua definição é principalmente condicionada pelas razões que a seguir se descrevem.

A primeira razão relaciona-se com o requisito de uma boa descrição da variabilidade da acção. A condição geral  $\Delta t < T_{amostragem}/2$  parece razoável para uma boa descrição da acção, onde  $T_{amostragem}$  representa o período de amostragem do sinal da acção. No caso da acção sísmica (descrita por acelerogramas) é corrente adoptar  $\Delta t = 0.02$  segundos (Chopra, 1995).

A segunda razão relaciona-se com o requisito da convergência do processo numérico (estabilidade e dissipação do ruído numérico nas soluções). Para o efeito, o passo  $\Delta t$  deve ser suficientemente pequeno relativamente à duração da acção  $t_d$ .

A terceira razão relaciona-se com o requisito da representatividade da solução. O objectivo é assegurar a contribuição dos modos de frequência mais elevada ( $T_{min.}$ ) com relevância na resposta. Em geral, a frequência mais elevada, com relevância na resposta, é inferior à frequência de corte (do inglês, cut-off frequency) da acção excitadora (DIANA, 2005).

Deste ponto de vista, é corrente a adopção de incrementos  $\Delta t = T_{min.}/10$ , onde  $T_{min.}$  representa o menor período de vibração da estrutura que se pretende integrar adequadamente (Faria, 1994). De forma mais exigente (DIANA, 2005) recomenda a adopção de  $\Delta t \leq T_{min.}/20$ , especialmente se as frequências da acção forem muito elevadas como acontece em problemas que envolvem explosões.

Um procedimento eficaz para a definição do passo de integração, mas pouco prático em modelos globais, consiste em realizar sucessivas simulações, com passos  $\Delta t$  decrescentes, até que os resultados de análises subsequentes sejam suficientemente próximos (Chopra, 1995).

#### 2.6.4. Calibração de modelos numéricos

A inexistência de estratégias de modelação numérica que possam englobar todos os aspectos de uma construção exige a adopção de simplificações/idealizações de modelação em função dos objectivos, da complexidade das construções e da limitação das ferramentas numéricas.

Contudo, para terem aplicabilidade prática, os modelos numéricos devem poder reproduzir, tão fielmente quanto possível, comportamentos da construção observados no seu estado actual. A calibração é, assim, um dos aspectos mais importantes a satisfazer para que os modelos numéricos possam ser utilizados na simulação do comportamento de estruturas existentes. É uma tarefa tão necessária quanto complexa, na medida em que uma diversidade de parâmetros, relacionados com a distribuição da massa, da rigidez e da resistência, concorrem para determinar o comportamento estático e dinâmico das construções. Em geral, a calibração é um processo demorado mas durante o qual se adquire confiança nos modelos. Para o efeito, exige-se que, em função dos dados da caracterização experimental da construção, se vão progressiva e criteriosamente ajustando no modelo numérico, com o auxílio de sucessivas análises de sensibilidade, alguns parâmetros dominantes do comportamento estrutural observado. O recurso a modelos numéricos detalhados constitui, complementarmente aos resultados experimentais, uma referência para a calibração do modelo global (simplificado). O contributo para a calibração, quer das referências experimentais quer dos modelos detalhados, restringe-se, essencialmente, ao estado actual da estrutura, seja sob acções estáticas e/ou acções dinâmicas de fraca intensidade (ruído ambiente).

O fluxograma da Fig. 2.11 ilustra os procedimentos gerais para a calibração de modelos numéricos. Na Tabela 2.3 apresentam-se os principais parâmetros a calibrar num modelo numérico, as potenciais referências a utilizar para o efeito e o domínio do comportamento estrutural em que uns e outros devem confrontar-se. Por regra, os parâmetros que não possam ser calibrados explicitamente, no confronto com dados experimentais ou numéricos de referência, deverão ser alvo de análises numéricas de sensibilidade, com eventual recurso a diferentes estratégias de análise.

Os modelos numéricos carecem de calibração e validação quer no domínio linear, quer no domínio não-linear do comportamento estático e dinâmico da estrutura.

No domínio linear os principais parâmetros a calibrar relacionam-se com a distribuição da rigidez e com a distribuição da carga (e/ou massa). O comportamento modal das construções é um paradigma da relação entre a distribuição da rigidez e da massa. Por essa razão, os ensaios de identificação modal face aos resultados quantitativos experimentais que disponibilizam, relacionados com vários parâmetros do comportamento das estruturas no estado actual, constituem uma ferramenta de referência indispensável no processo de calibração numérica. A maior limitação da calibração modal reside exactamente no facto de ser feita no domínio linear (numérico). Espera-se, porém, que sob acções sísmicas intensas o modelo numérico possa, por extrapolação, reproduzir bem o comportamento dinâmico não-linear. No comportamento estático refere-se, a título de exemplo, o contributo dos resultados dos ensaios de macacos planos, simples e duplos, e da monitorização estática. A existência de um modelo detalhado de referência pode ser útil para calibrar a distribuição

da carga e alguns aspectos da rigidez geométrica. A comparação, sob a acção das cargas permanentes, das reacções de apoio, do caminho de cargas (modelo geométrico-estrutural) e da deformabilidade de pontos chave permitirá decerto melhorar a calibração daqueles parâmetros.

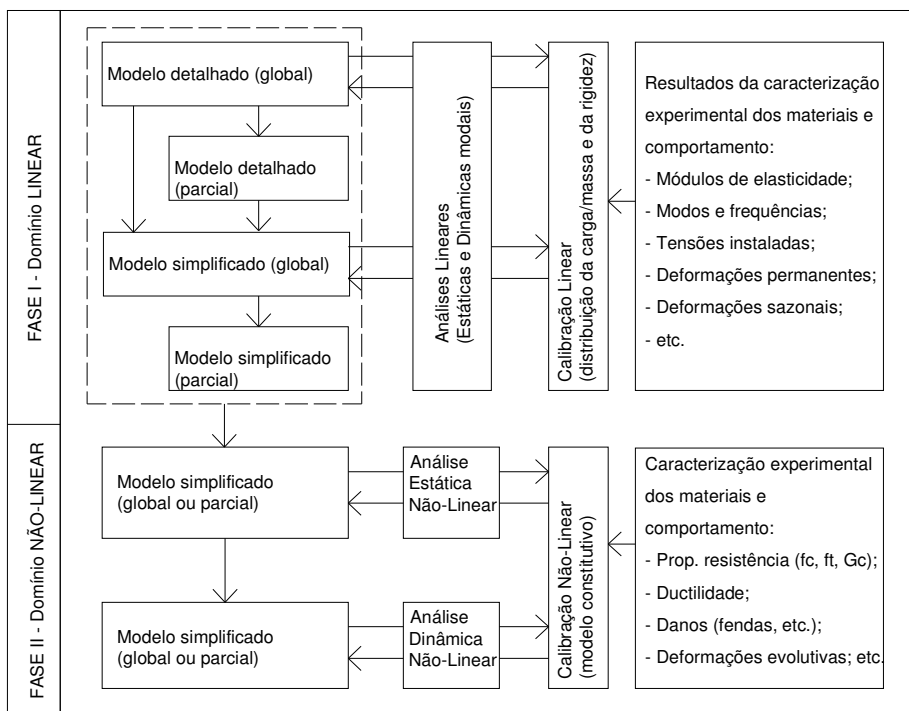


Fig. 2.11 - Fluxograma da calibração de um modelo numérico: fases e procedimentos gerais.

Tabela 2.3 - Calibração de modelos numéricos: parâmetros a calibrar e sua relação com a caracterização experimental da construção.

Parâmetros físicos a calibrar no modelo numérico		Domínio da calibração	CMM	CGE	CCE		
					Estático		Dinâmico
					Tensões, reacções,...	Deformações	
Resistência	Compressão ( $f_c$ ), tracção ( $f_t$ )	Não Linear	a				
	Energias fractura ( $G_f$ )		a, b				
Rigidez	Módulo de elasticidade	Linear	a		a, b	a	
	Geometria dos elementos			a	a, b		
	Modelo geométrico			a	a, b		
	Condições fronteira			a	a, b	a	
Carga	Distribuição de massa			a		a	
	Distribuição de carga			a, b	a, b		

Legenda: a - resultados experimentais; b - resultados numéricos de modelos de referência; CGE - caracterização do sistema geométrico-estrutural; CMM - caracterização mecânica dos materiais; CCE - caracterização do comportamento estrutural.



Para o domínio não-linear reserva-se, essencialmente, a calibração do modelo constitutivo dos materiais e dos seus parâmetros de controlo, como a resistência à tracção e à compressão, o tipo de comportamento pós-pico (dúctil ou frágil), a energia de fractura, etc. Estes parâmetros devem ser calibrados em função dos resultados experimentais da caracterização dos materiais e/ou de componentes estruturais. Contudo, em benefício de um modelo constitutivo menos complexo, o requisito de conformidade com os resultados experimentais, deve restringir-se apenas ao domínio do comportamento exigido, nomeadamente em termos de resistência e de ductilidade, ver Fig. 2.12.

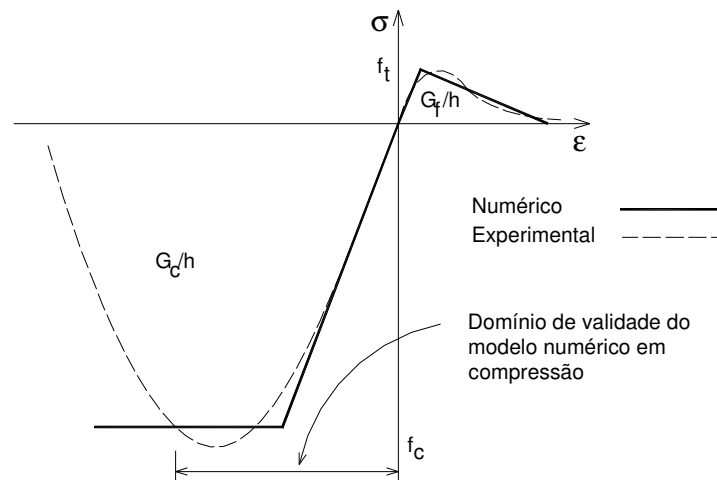


Fig. 2.12 - Modelo constitutivo experimental versus modelo numérico adoptado (domínio de validade da aproximação).

Em relação à incidência da modelação numérica refere-se que, sem prejuízo do que foi exposto, com excepção da calibração modal, que deve fazer-se num modelo global, as simulações numéricas podem fazer-se recorrendo a modelos globais ou a modelos parciais da estrutura. Os modelos parciais exigem, adicionalmente, a calibração das condições fronteira com as zonas adjacentes da construção. No domínio linear, as condições fronteira definem-se directamente a partir de um modelo global calibrado ou, alternativamente, através de análises modais de sensibilidade à rigidez das ligações. No domínio não-linear, especialmente para simulações do comportamento dinâmico, a calibração de modelos parciais pode ser muito complexa. Contudo, para análises estáticas, se se atender à reduzida resistência à tracção das alvenarias antigas é possível adoptar modelos parciais que envolvam apenas as partes que interagem em condições de boa integridade estrutural (Casarin, 2006).

Nota-se que, com rigor a designação “global”, aqui utilizada, é pouco correcta pois, em geral, é impraticável considerar explicitamente, num modelo numérico, todas as estruturas que confinam com o objecto de estudo, seja ele uma unidade funcional/estrutural ou toda a construção.

Finalmente, descrevem-se os procedimentos gerais para a calibração do comportamento dinâmico de modelos numéricos a partir dos resultados da identificação modal das construções (ver secção 2.2.1). Na Fig. 2.13 ilustra-se um elemento estrutural genérico, representado por uma barra, e os potenciais

parâmetros explicativos do seu comportamento modal: condições fronteira,  $K_1$  e  $K_2$ , massa distribuída  $m$ , massa concentrada  $M$  e elasticidade  $E$ . Apresenta-se também o aspecto gráfico do resultado da calibração modal: parâmetros escalares (frequências e coeficientes de amortecimento) e parâmetros vectoriais (modos de vibração). As condições fronteira estruturais e o módulo de elasticidade dos materiais são parâmetros chave no processo de calibração. O conhecimento prévio do domínio de variabilidade dos parâmetros a calibrar é muito importante. Os resultados da caracterização da construção (experimentais, numéricos ou de outra natureza) podem dar aqui um importante contributo. Da realização de análises modais de sensibilidade, para diferentes combinações dos parâmetros explicativos (elasticidade; condições fronteira; etc.) deverá ser possível identificar aquela que melhor explica o comportamento modal observado. O número de parâmetros explicativos utilizados e a discretização do respectivo domínio de variabilidade dita o esforço requerido na calibração.

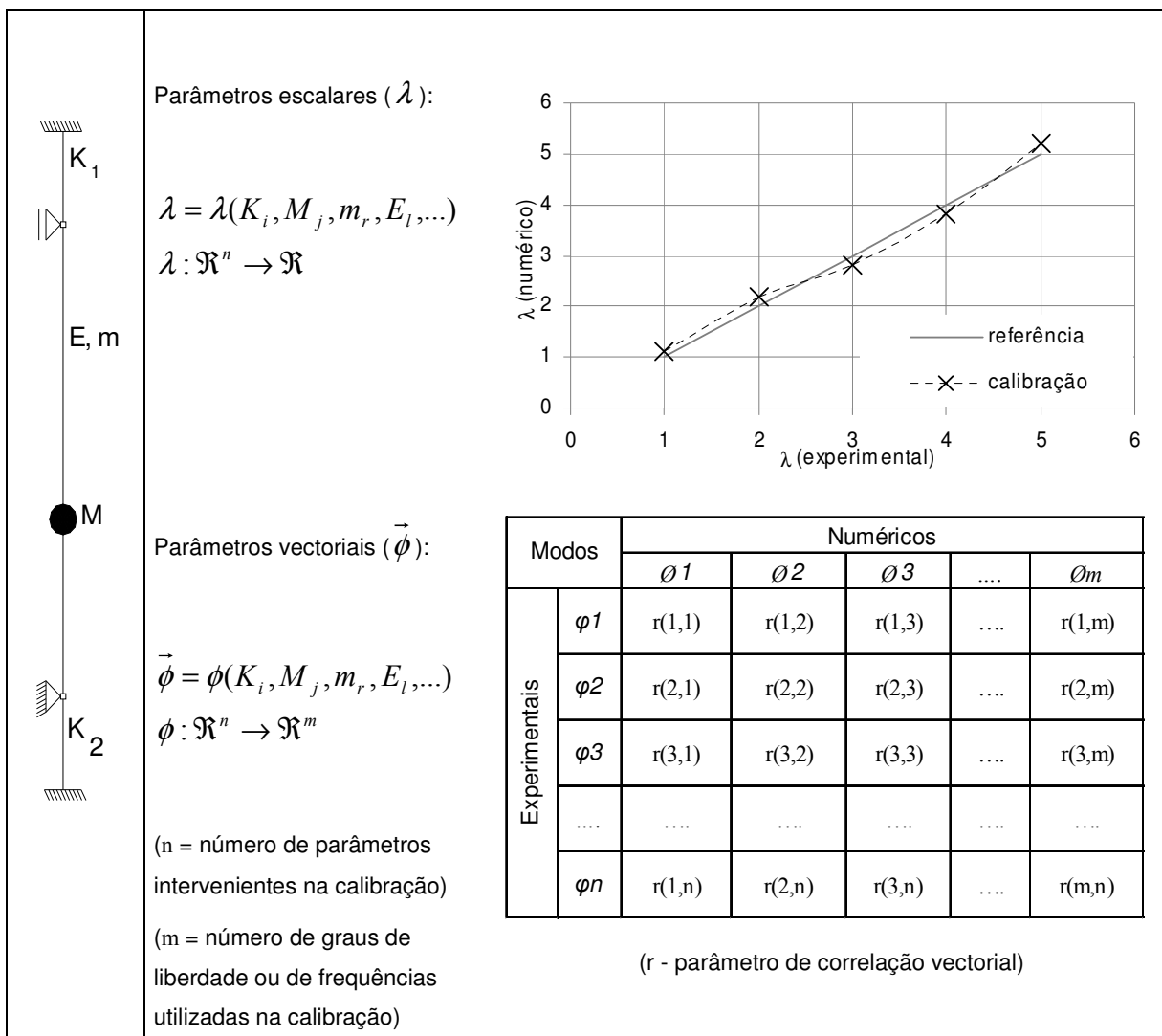


Fig. 2.13 - Calibração do comportamento modal de um elemento estrutural: parâmetros escalares e parâmetros vectoriais.

O controlo do processo de calibração é efectuado estabelecendo a correlação entre os parâmetros experimentais e os numéricos, neste caso parâmetros modais: frequências e modos de vibração. No caso dos modos de vibração a concordância, numérica e experimental, é averiguada através de parâmetros destinados a avaliar a correlação entre dois vectores. Bastante consensual para o efeito é o parâmetro *MAC* (do inglês, Modal Assurance Criteria) que se sintetiza na seguinte expressão (Gentile, et al., 2004):

$$MAC(a,b) = \frac{\left| \underline{\phi}_a^T \cdot \underline{\phi}_b \right|^2}{\left| \underline{\phi}_a^T \cdot \underline{\phi}_a \right| \left| \underline{\phi}_b^T \cdot \underline{\phi}_b \right|} \quad (2.13)$$

onde,  $a$  e  $b$  representam o número de ordem dos modos  $\phi_a$  e  $\phi_b$  que se pretendem correlacionar. Os valores deste parâmetro de correlação (*MAC*) variam entre 0.0 e 1.0. O valor nulo significa ausência de correlação (vectores ortogonais) e o valor unitário uma correlação perfeita entre a configuração dos modos. Em geral, um valor de 0.8 é considerado uma boa correlação enquanto que valores inferiores a 0.4 são considerados más correlações. Nota-se que, em geral, a complexidade das construções históricas não permite obter boas correlações modais. Apenas para as primeiras frequências é, em geral, possível obter bons resultados em termos das frequências e das correspondentes configurações de vibração (Casarin, 2006).

Para a calibração das frequências, a metodologia proposta por Douglas & Reid (1982) constitui uma alternativa de referência às análises de sensibilidade paramétricas. A metodologia assenta em procedimentos para estabelecer as funções das frequências modais ( $\lambda$ ) e na optimização dos seus parâmetros explicativos de forma a minimizar o erro entre as frequências numéricas e as frequências experimentais utilizadas na calibração. Com esta metodologia, após a calibração das frequências modais, é requerida a validação da concordância das correspondentes configurações modais.

Nota-se finalmente que, a extensão e a complexidade das construções, objecto de estudo, pode restringir a incidência dos ensaios de identificação modal a determinadas partes ou elementos estruturais chave do comportamento dinâmico da construção.

A calibração do modelo numérico “termina” com a sua validação, o que compreende a reprodução numérica de um conjunto de fenómenos de referência observados (aparentes ou não-aparentes) que não tenham sido utilizados explicitamente no processo de calibração. Os danos estruturais (deformações, fendilhações, esmagamentos, etc.) constituem referências chave neste processo, pelo que, a validação numérica é, essencialmente, feita no domínio não-linear. No domínio linear a realização complementar de alguns ensaios não-destrutivos (NDT) como os ensaios sónicos, de radar ou de ultra-sons, em diferentes elementos estruturais, podem também contribuir para a validação qualitativa da distribuição da elasticidade equivalente, previamente estabelecida com base nos resultados da identificação modal e na caracterização mecânica dos materiais. Os resultados da monitorização estática da construção também podem contribuir, quantitativamente, através do registo de deformações, para a calibração e validação da rigidez e da elasticidade equivalente. Nota-se contudo que a reprodução numérica das deformações monitorizadas pode justificar o recurso a modelos constitutivos que incluam fenómenos de fluência.

Independentemente da complexidade dos modelos, o esforço na sua calibração e na realização de análises dinâmicas não-lineares pode ser minimizado se, previamente, forem realizadas algumas análises simplificadas incluindo análises estáticas (lineares e não-lineares), análises limite (cinemáticas) e análises modais dinâmicas conforme se recomenda na fase 1 da metodologia proposta para o estudo numérico das construções, ver secção 2.6.1. Neste sentido, salienta-se que estudos numéricos efectuados por Lourenço (2001) e Casarin (2006) concluem que a capacidade carga, avaliada com análises estáticas não-lineares, concorda bem com a carga de colapso estimada através de análises limite (cinemáticas). Casarin (2006) recorreu à análise de potenciais mecanismos para calibrar modelos de elementos finitos e validar os correspondentes resultados obtidos através de análises estáticas não-lineares. A Fig. 2.14 ilustra, a título de exemplo, a boa concordância entre a carga de colapso, associada a um dos potenciais mecanismos ensaiados na análise limite, e a capacidade de carga obtida em análises não-lineares estáticas (NLSTA), depois de aferida a sensibilidade do modelo numérico (MEF) a parâmetros como a energia de fractura  $G_f$ , a resistência à tracção  $f_t$  e a resistência à compressão  $f_c$ .

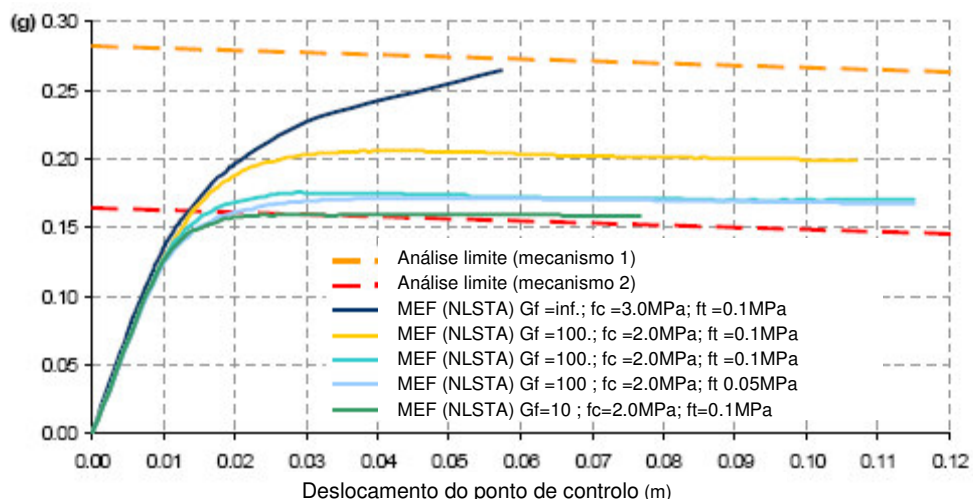


Fig. 2.14 - Análises estáticas não-lineares “pushover” (MEF) versus análises plásticas limite (adaptado de Casarin, 2006).

## 2.7 Avaliação da segurança

A verificação da segurança impõe que a resistência seja superior à acção. No caso da avaliação da segurança sísmica a “resistência” é conotada com as capacidades/disponibilidades da construção e a “acção” conotada com a exigência sísmica resultante da interacção sísmica solo-construção. A verificação da segurança sísmica impõe então a confrontação da exigência sísmica com a capacidade disponível das construções, tradicionalmente, avaliada em termos de dois parâmetros fundamentais do comportamento não-linear estrutural: a resistência e a ductilidade.

De acordo com a Teoria da Fiabilidade Estrutural, a avaliação da segurança pode fazer-se, fundamentalmente, em três a níveis de diferente complexidade e exigência, (Borges & Castanheta, 1971):

**Nível 1** (Probabilístico ou estocástico) - baseado no cálculo da probabilidade de colapso a partir das distribuições estatísticas das acções  $f_S$  (exigência) e das resistências  $f_R$  (disponibilidade), Fig. 2.15.

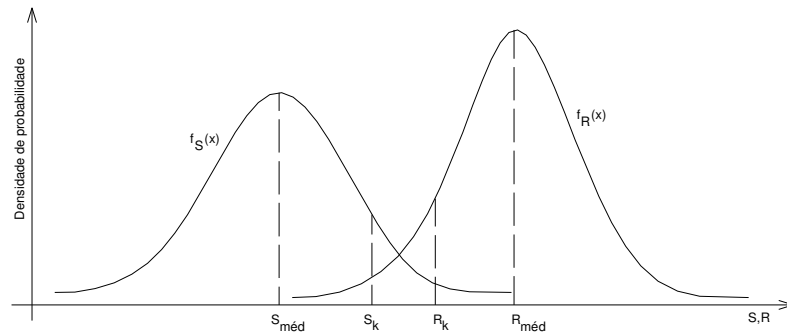


Fig. 2.15 - Funções densidade de probabilidade da acção e da resistência.

**Nível 2** (Probabilístico aproximado) - o cálculo da probabilidade de colapso é substituído pela definição de índices de fiabilidade  $\beta$  correspondentes a limites de segurança. Os índices de fiabilidade representam o número de desvios padrão  $\sigma$  correspondentes ao valor médio da variável aleatória (R-S) resultante da diferença entre as variáveis resistência (R) e a acção (S), ver Fig. 2.16.

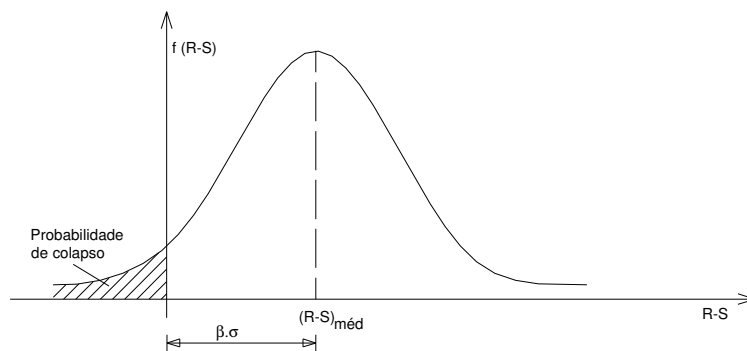


Fig. 2.16 - Probabilidade de colapso em função da diferença entre a acção e a resistência.

**Nível 3** (Semi-probabilístico) - recorre a coeficientes parciais de segurança e a valores característicos das acções (S) e das resistências (R) para dimensionar/verificar a segurança para baixas probabilidades de colapso, ver Fig. 2.15. Esta é a formulação adoptada pelos códigos de segurança regulamentares (RSA, 1983) e (EC8-1, 2004). A probabilidade de colapso é calculada através do integral da função de convolução, definida por intermédio da função distribuição da acção  $F_S(x) = 1 - P(S < x)$  e da função densidade de probabilidade da resistência  $f_R(x)$ , ambas expressas em termos do parâmetro  $x$ , conforme se apresenta expressão 2.14:

$$P_{colapso} = \int P(S > x) \cdot P(R = x) \cdot dx = \int F_S(x) \cdot f_R(x) \cdot dx \tag{2.14}$$

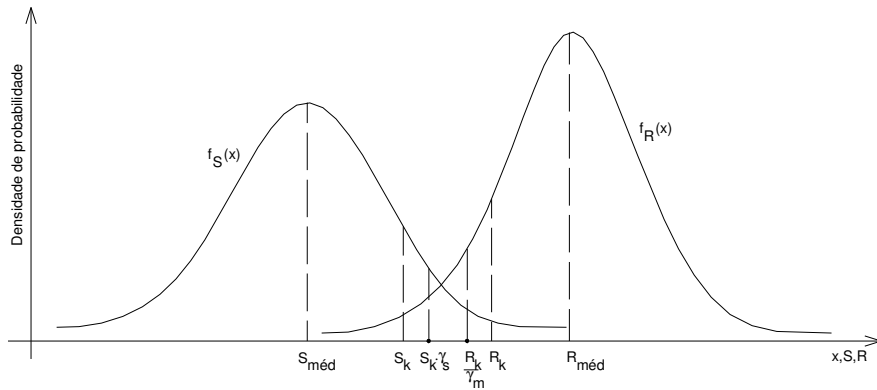


Fig. 2.17 - Valores característicos da acção e da resistência afectados por coeficientes parciais de segurança.

A formulação semi-probabilística, com algumas adaptações, que lhe conferem um cariz aparentemente determinístico, é a formulação recomendada para a metodologia proposta neste trabalho. Com efeito, na impossibilidade de caracterizar a distribuição de probabilidades da acção sísmica (ou dos seus valores característicos), o seu carácter estocástico, qualitativamente ilustrado na Fig. 2.18, é considerado discretizando cenários representativos da casualidade sísmica para diferentes períodos de retorno.

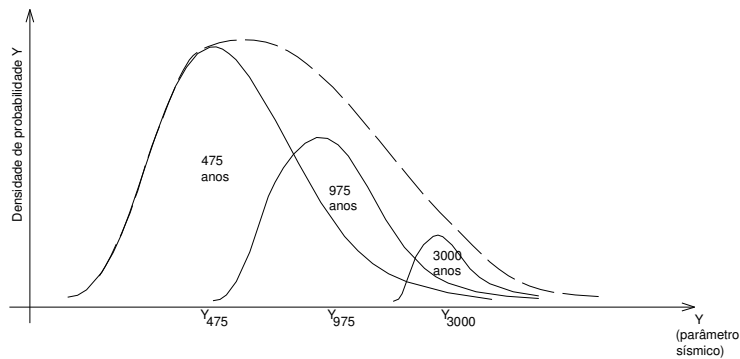


Fig. 2.18 - Funções densidade de probabilidade da acção sísmica para três períodos de retorno.

As consequências na resposta e na avaliação do desempenho sísmico, relacionadas com a impossibilidade de caracterizar de forma abrangente a estocástica das propriedades mecânicas dos materiais (ou dos valores característicos) numa construção histórica, também podem ser minimizadas/balizadas realizando, em alternativa a simulações probabilísticas, algumas análises de sensibilidade aos parâmetros do comportamento material, nomeadamente a resistência à compressão  $f_c$ , a resistência à tracção  $f_t$  e a energia de fractura  $G_f$ .

A metodologia que se propõe para a avaliação da segurança das construções históricas é, essencialmente, sustentada nas estratégias numéricas de avaliação do desempenho sísmico (apresentadas na secção 2.6.1) e compreende as seguintes tarefas:

(1) Avaliação preliminar das principais vulnerabilidades através de **métodos simplificados** de análise estrutural de aplicação expedita a partir das características geométricas genéricas e aparentes da construção (altura e espessura das paredes e dos pilares);

(2) Simulação do **comportamento estático não-linear** para estimar as curvas de capacidade da construção, para acções horizontais e para acções verticais, e caracterizar as principais vulnerabilidades, modos e cargas de colapso. Avaliar a segurança sísmica recorrendo à identificação de parâmetros do desempenho sísmico global, resistência e ductilidade, estimados através de métodos de capacidade espectral (CSM), ou seja, cruzando as curvas de capacidade espectral (“pushover” ou da análise limite) com os espectros de resposta inelásticos da acção sísmica no formato ADRS, ver Fig. 2.6 na secção 2.6.1;

(3) Simulação do **comportamento dinâmico não-linear** da construção sob acções sísmicas (no domínio do tempo e para cenários de casualidade com diferentes períodos de retorno) focalizado na caracterização do desempenho das vulnerabilidades estruturais previamente identificadas;

(3.1) Para cenários sísmicos **não conducentes** ao colapso aparente:

- Avaliar a segurança sísmica estimando os parâmetros do desempenho sísmico da construção: corte basal e ductilidade exigida. Para o efeito, combinar numa representação gráfica as curvas de capacidade horizontal com a correspondente resposta dinâmica em termos do corte basal, ver Fig. 2.7 na secção 2.6.1. O nível de desempenho assim estimado é um indicador da segurança e da necessidade de eventual intervenção estrutural. No caso da não concordância entre os resultados das análises estáticas “pushover” e das análises dinâmicas (sísmicas) procurar identificar causas que, plausivelmente, estarão relacionadas com o carregamento lateral (pré-definido e independente do tempo) e/ou a não consideração dos modos superiores na resposta das análises “pushover”;
- Avaliar a segurança remanescente para as acções permanentes que, em geral, se resumem à acção gravítica. Para o efeito, após a simulação do comportamento dinâmico não linear, realizar nova análise estática não-linear (com factores de carga gravítica crescentes) para caracterizar a curva de capacidade (vertical) remanescente e avaliar o correspondente coeficiente de segurança (vertical);

(3.2) Para cenários sísmicos **conducentes** ao colapso:

- Estudar de possíveis intervenções estruturais para mitigar o risco de colapso;
- Simular os efeitos da intervenção no comportamento dinâmico (sísmico) da construção e avaliar a sua eficácia;
- Repetir os procedimentos referidos no ponto (3.1) para avaliar o nível de segurança resultante da intervenção.

## 2.8 Recomendações

A avaliação da segurança sísmica das construções históricas é uma tarefa complexa dominada por incertezas relacionadas com dificuldades de: (i) caracterização da construção (geometria, materiais, danos e comportamento estrutural); (ii) caracterização da acção sísmica; (iii) modelação numérica.

Nestas circunstâncias a validação do diagnóstico do estado actual das construções, baseado em resultados de simulações numéricas efectuadas a partir de um conjunto resultados experimentais, requer uma atitude de prudência. No caso de construções históricas de carácter monumental, recomenda-se a observação do seu comportamento, por períodos de tempo alargados, recorrendo a sistemas de monitorização estrutural.

A necessidade de intervenção estrutural, a justificar-se, deve fazer-se em respeito pelo valor cultural e histórico da construção, salvaguardando-se princípios consagrados neste domínio como o “Princípio da intervenção mínima”. Refere-se que, em determinados casos, as características da estrutura, pelas suas singulares qualidades, representa um valor histórico cuja integridade interessa preservar muito para além do aspecto aparente da construção. As soluções prescritas devem primar pela sua reversibilidade promovendo-se a utilização de técnicas adequadas e de materiais duráveis e compatíveis com o suporte. O controlo de qualidade dos trabalhos efectuados é outro importante requisito. Mais pormenores sobre técnicas de intervenção, tradicionais ou inovadoras, vantagens e limitações, podem encontrar-se em Roque (2002).

Por último, as dificuldades de avaliação dos efeitos e da eficácia das intervenções efectuadas sugerem a adopção de uma metodologia de intervenção incremental também baseada na observação do comportamento da construção. Desta forma a intervenção deve fazer-se de forma gradual e intercalada com períodos de observação que determinarão a adequabilidade das soluções e a necessidade de subsequentes medidas suplementares (ICOMOS, 2001). Os sistemas de monitorização estrutural desempenham neste contexto um papel importantíssimo. Salieta-se que esta metodologia se prescreve, essencialmente, a construções históricas monumentais (elevado valor patrimonial) e que, face aos recursos disponíveis, deve ser enquadrada por análises de custo-benefício.



## 3. A ACÇÃO SÍSMICA E AS CONSTRUÇÕES

### 3.1 Introdução

A acção sísmica é tratada neste capítulo no contexto da sua caracterização para efeitos da avaliação do comportamento e verificação da segurança sísmica das construções. Tradicionalmente, para efeitos da verificação da segurança, a acção sísmica é, de forma simplificada, caracterizada com base em espectros de resposta de aceleração. É assim na actual regulamentação de segurança portuguesa (RSA, 1983) e europeia (EC8-1, 2004).

O RSA (1983) caracteriza a acção sísmica através de espectros de resposta (ou espectros de potência) em aceleração para dois tipos de sismos (“próximos” e “afastados”) e para um período de retorno de 975 anos (o equivalente a uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos, com base na perigosidade sísmica estabelecida à data). A distribuição geográfica da perigosidade sísmica é feita através de um zonamento territorial, que divide Portugal Continental em quatro zonas independentemente do tipo de acção. Em cada zona pressupõe uma perigosidade uniforme quantificada através dos espectros de resposta escalados por coeficientes de sismicidade relativa. Esta simplificação corresponde a admitir uniforme a atenuação da energia espectral no interior de cada zona. De forma também simplificada o RSA considera, implicitamente, a influência dos solos na acção sísmica redefinindo aqueles espectros de resposta em correspondência com três categorias de solos (rochosos, duros e moles). Em suma, simplificadamente, o RSA discretiza a influência dos principais aspectos que condicionam a caracterização da acção sísmica considerando espectros de resposta de referência para dois tipos de sismos (“próximos” e “afastados”), três tipos de solo (rochoso, duro e mole) e quatro zonas territoriais de diferente perigosidade.

De forma semelhante também o EC8-1 (2004), apesar de genericamente mais versátil e detalhado na consideração dos principais aspectos que condicionam a caracterização da acção sísmica, nomeadamente a influência do solo e o zonamento da perigosidade, caracteriza a acção sísmica

através de espectros de resposta em aceleração para dois tipos de sismos e para um período de retorno de 475 anos (o equivalente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos). Adicionalmente, o EC8-1 apresenta coeficientes de importância que afectam directamente o valor da aceleração máxima de projecto em função do risco do colapso atribuído à funcionalidade dos edifícios (tipificada em classes de importância).

Numa abordagem simplificada existem sempre aspectos que não são adequadamente considerados ou que não podem ser atendidos, pese embora a sua importância em muitas situações, como é o caso dos efeitos locais topográficos e da liquefacção dos solos, a que o EC8-1 já faz referência sem contudo os quantificar. Em relação aos valores de PGA, de forma discordante, o EC8-1 e o RSA admitem valores respectivamente decrescentes e crescentes com a rigidez do solos.

Acresce ainda que a caracterização e a quantificação da acção sísmica, em Portugal Continental, vertida nos regulamentos vigentes, está demasiado dependente da sismicidade histórica, que apenas se conhece qualitativamente. Nestas circunstâncias, a garantia dos níveis de segurança exigidos, tanto no RSA como no EC8-1, para a verificação da segurança aos estados limite últimos, requer a fixação de períodos de retorno relativamente elevados e o recurso a formulações empíricas, calibradas noutras regiões sísmicas, e extrapoladas para domínios de intensidade de validade discutível (Carvalho et al., 2004).

Se para a verificação da segurança sísmica de construções correntes, com estrutura regular, e na falta de melhor informação, é aceitável esta caracterização simplificada da acção sísmica, para a verificação da segurança de estruturas irregulares e/ou com elevado comportamento não-linear é requerida uma caracterização mais sustentada e uma quantificação mais completa. Em geral, esta quantificação só é possível através de séries temporais - sinais sísmicos - que permitam a realização de análises dinâmicas não-lineares no domínio do tempo. De facto o desempenho das construções sob acção sísmica resulta da interacção dinâmica entre a exigência sísmica e a disponibilidade estrutural das construções.

A caracterização de sinais sísmicos consistentes com o enquadramento tectónico das regiões e com a sua perigosidade para diferentes períodos de retorno é um tópico tão actual quanto complexo. De facto, os movimentos sísmicos sentidos num determinado local dependem de mecanismos de geração na fonte e de mecanismos de propagação condicionados pelas características do meio percorrido pelas ondas sísmicas, entre o foco e os locais, e pelas características dos próprios locais. Neste contexto, distinguem-se classicamente em sismologia dois campos de estudo (Teves-Costa et al. 2004): (i) o campo regional, definido a partir das características da fonte e de propagação até ao local, envolve estudos da sismologia, da geofísica e da geologia profunda; (ii) o campo local, definido a partir das condições de sítio, envolve a geomorfologia, a geotecnia e a geologia superficial.

No campo regional, sendo os sismos considerados habitualmente como fenómenos aleatórios, no sentido em que a sua caracterização se pode fazer a partir de modelos de idealização probabilística, a identificação de cenários de perigosidade sísmica pressupõe estudos de avaliação da casualidade

sísmica baseados no levantamento e na análise do enquadramento sismo-tectónico da região e da sua sismicidade histórica e instrumental<sup>1</sup>. Decorre que, a sintetização de sinais consistentes com esses cenários requer adicionalmente a caracterização teórica ou empírica da influência daqueles fenómenos físicos na forma como a energia sísmica se manifesta nos locais.

Um aspecto importante no âmbito destes estudos é a medida do tamanho dos eventos sísmicos. O tamanho dos sismos pode ser caracterizado por vários parâmetros sendo a intensidade e a magnitude os mais utilizados. Trata-se contudo de parâmetros associados a conceitos diferentes.

A intensidade é um parâmetro qualitativo que se relaciona com a quantidade de energia que atinge os locais através do grau de danos que produz. A intensidade não é independente dos locais nem das características das construções. Existem várias escalas para avaliar o grau de intensidade, sendo as mais utilizadas a Escala de Mercalli Modificada (IMM) e a Escala Macrosísmica Europeia (EMS98). O graus de intensidade representam-se por algarismos romanos.

Por seu lado, a magnitude é um parâmetro da era instrumental (posterior ao ano de 1900) que mede de forma indirecta a quantidade de energia sísmica libertada na fonte. Dependendo da forma como se calcula, existem várias escalas de magnitude, sendo as mais usuais: (i) a magnitude local ou magnitude de Richter ( $M_L$ ); (ii) a magnitude das ondas superficiais ( $M_S$ ); (iii) a magnitude das ondas volúmicas ( $M_b$ ) e (iv) a magnitude de momento ( $M$  ou  $M_w$ ). As três primeiras escalas resultam de relações empíricas com a amplitude máxima das ondas superficiais e das ondas volúmicas. Estas escalas têm uma aplicabilidade limitada e não são adequadas para medir o tamanho dos sismos maiores (Kramer, 1996). A magnitude de momento ( $M$  ou  $M_w$ ) é a escala que tem maior aplicabilidade e a mais adequada, especialmente, para sismos maiores. É também a magnitude mais difícil de quantificar por depender do momento sísmico ( $M_o$ ) que é uma estimativa directa da energia de deformação libertada na falha e que se pode definir pela expressão:

$$M_o = \mu A \bar{\delta}_{med} \quad (3.1)$$

onde  $\mu$  é a tensão de corte no plano da falha;  $A$  é a área de ruptura e  $\bar{\delta}_{med}$  representa o deslizamento médio relativo das faces no plano da falha. A relação entre o momento sísmico ( $M_o$ ), expresso em dyne.cm, e a magnitude ( $M$ ) dos correspondente eventos sísmicos pode exprimir-se através da formulação empírica (Kramer, 1996):

$$\text{Log } M_o = 1.5 M + 10.07 \quad (3.2)$$

---

(<sup>1</sup>) - Entende-se por sismicidade histórica toda a informação que resulta da análise de documentos e relatos compilados e publicados sobre os eventos sísmicos ocorridos no passado até à existência de registos instrumentais, efectuados em Portugal a partir do ano de 1900. Em Portugal, a sismicidade instrumental compreende todos os eventos ocorridos e convenientemente registados desde 1900.

A escala das magnitudes é uma escala logarítmica. O aumento de um grau de magnitude corresponde a um aumento de 32 vezes da energia libertada. Para mais detalhes, incluindo a relação entre as diferentes escalas de magnitude, consultar Kramer (1996).

Feita esta referência à medição do tamanho dos sismos, iniciam-se as secções seguintes com uma breve análise da sismicidade histórica e instrumental de Portugal Continental e do seu enquadramento sismo-tectónico. Segue-se uma secção de caracterização da acção sísmica onde se apresentam os principais aspectos, procedimentos e metodologias subjacentes à caracterização de cenários sísmicos e à geração/sintetização de sinais. Em paralelo, sempre que oportuno, far-se-á uma breve referência à situação em Portugal Continental.

Finalmente, aborda-se a contribuição do campo local, para a caracterização da acção sísmica, determinada por fenómenos associados às condições geomorfológicas e do comportamento dos solos, que podem provocar alterações significativas na propagação da energia sísmica entre o substrato rochoso e a superfície. Vulgarmente conhecidos por efeitos de sítio, a caracterização destes fenómenos exige estudos de microzonamento.

### 3.2 Sismicidade histórica de Portugal Continental

Portugal Continental é um país de sismicidade moderada caracterizada por frequentes eventos pouco energéticos ( $M < 5.0$ ) e, ocasionalmente, por eventos moderados/fortes ( $5.0 < M < 7.8$ ). Na Fig. 3.1 assinalam-se os prováveis epicentros de alguns sismos históricos, anteriores a 1988, e os epicentros dos sismos instrumentais ocorridos no período 1988-1997, em Portugal e na área Atlântica adjacente. Da análise da figura, verifica-se uma distribuição aleatória de epicentros por todo o território, associados a eventos de pequena magnitude ( $M < 5.0$ ), e uma concentração especial de epicentros ao longo da costa sul do Algarve, na região de Évora ( $38.5^{\circ}\text{N}-7.8^{\circ}\text{W}$ ) e na região de Lisboa ( $38.7^{\circ}\text{N}-9.2^{\circ}\text{W}$ ). Ao longo da zona Atlântica adjacente ao território Continental, a Sul e a Sudoeste, distribuem-se também vários epicentros.

A zona Norte e Central de Portugal é caracterizada por baixa sismicidade e por eventos de fraca magnitude ( $M < 5.0$ ). Exceptua-se, na zona central, a região do Vale Inferior do Tejo que exhibe uma sismicidade relativamente elevada e onde ocorreram, pelo menos, três sismos históricos importantes em 1344 ( $M_s = 6.0$ ), em 1531 ( $M_s = 7.1$ ) e a 23 de Abril de 1909 ( $M_w = 6.0$ ,  $M_s = 5.9$ ), ver Fig. 3.1, (Borges, 2001).

O sismo de 1909 foi o maior sismo que ocorreu durante o último século na zona central de Portugal Continental e um dos maiores eventos registado pelos primeiros sismógrafos em toda a Europa. Infelizmente, a fraca qualidade dos sismógrafos impediu que o evento fosse adequadamente registado em Portugal. O sismo de 1531 e especialmente o sismo de 1344 não estão ainda convenientemente localizados devido à escassez de dados históricos, sendo-lhes atribuído o epicentro na zona do Vale Inferior do Tejo com base na destruição que provocaram na região de

Lisboa. De facto, os relatos da época revelam que o sismo de 1531 causou importantes danos e inúmeras vítimas na cidade de Lisboa estimando-se que tenha atingido uma intensidade de VIII–IX (IMM) conforme ilustra o mapa de isossistas da Fig. 3.2, (Moreira, 1979; Moreira, 1982). Supõe-se mesmo que tenha sido o maior evento sísmico com epicentro em território continental.

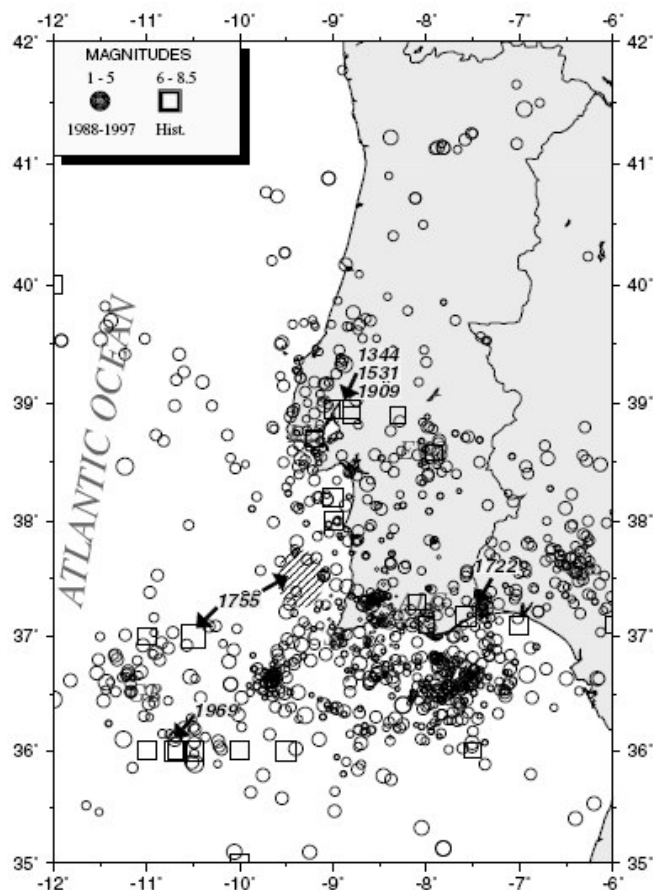


Fig. 3.1 - Sismicidade instrumental (1988-1997) e localização dos epicentros de alguns sismos históricos importantes (1344-1988) que afectaram Portugal Continental (Borges, 2001).

Por outro lado, poucas dúvidas há de que o sismo de 23 de Abril de 1909 teve epicentro na zona NE de Lisboa, próximo de Benavente, onde foi sentido com a intensidade máxima de IX (IMM) conforme ilustra a Fig. 3.2b, (Cabral et al.,2003; Moreira,1984). Na cidade de Lisboa foi sentido com uma intensidade de VI (IMM) tendo causado sérios danos materiais e várias mortes. Foram observados fenómenos de liquefacção dos solos. De acordo com Moreira (1984), a zona mesosísmica, com a intensidade de IX (IMM) restringiu-se a uma área de 600 a 700 km<sup>2</sup> localizada a cerca de 20 km a NE de Lisboa, ver Fig. 3.2. Recentemente, Teves-Costa et al. (1999) estimaram para este sismo uma magnitude de momento de 6.0 a partir de sismogramas analógicos triaxiais registados nas estações europeias de Estrasburgo e de Uppsala.

A zona Norte de Portugal, apesar da sua baixa sismicidade, foi afectada em 1858 por um importante sismo com epicentro próximo de Moncorvo (41.3°N, -6.9°W), ver Fig. 3.1.

A zona Sul de Portugal é a região que manifesta maior incidência de sismicidade e evidências de maior perigosidade sísmica. De facto, esta zona do país foi severamente afectada pelos sismos de 28 de Fevereiro de 1969 e de 1 de Novembro de 1755 (conhecido por “o sismo de Lisboa”), com intensidades estimadas, respectivamente, de VI-VII e X-XI (IMM).

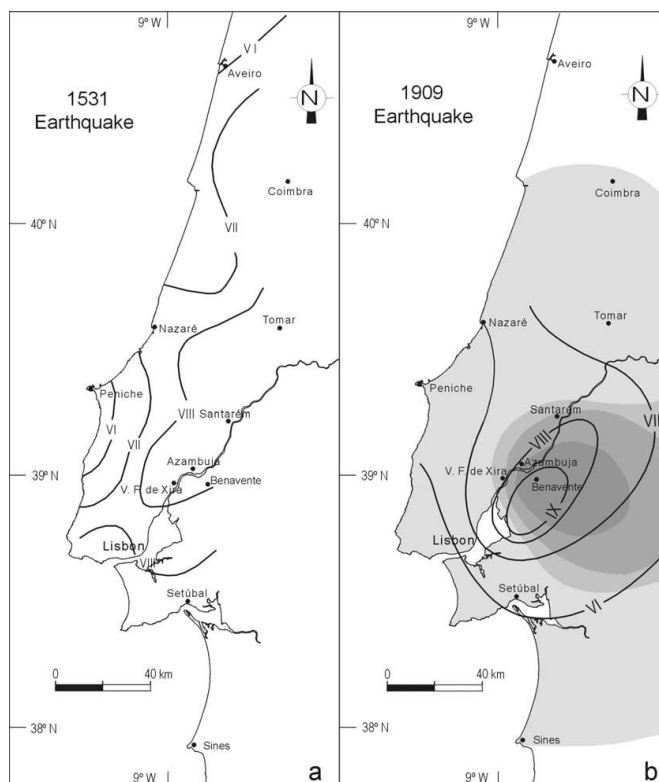


Fig. 3.2 - Intensidades sísmicas (IMM) dos sismos de 1531 e 1909, fortemente sentidos na zona do Vale Inferior do Tejo: (a) isossistas do sismo de 1531; (b) isossistas do sismo de 1909 (Cabral et al., 2003).

A zona Atlântica adjacente, a sudoeste do cabo de São Vicente, onde se supõe que tenham ocorrido os epicentros destes sismos, é provavelmente a zona sísmica mais activa e que mais tem afectado o Sul de Portugal, ver Fig. 3.1. A intensa actividade sísmica desta zona atribui-se à convergência entre as placas continentais Euro-Asiática e Africana (Borges, 2001).

Na sequência de alguns estudos sobre a sismicidade histórica, foram elaborados vários mapas de intensidade macrosísmica para o sismo de 1755, ver Fig. 3.3. A aparente semelhança entre o mapa de isossistas do sismo de 28 de Fevereiro de 1969 (Fig. 3.3), cujo epicentro se localizou na zona do Banco do Gorringe (BG), e o correspondente mapa do sismo de 1755, traçado com base na interpretação da informação disponível, apontou para que o Banco do Gorringe (BG) fosse considerado o epicentro do sismo de 1755 (Carvalho et al., 2004). Contudo, a localização do epicentro do sismo de 1755 permanece ainda incerta, conforme se assinala na Fig. 3.1. Com efeito,

recentes modelações numéricas, a partir de registos históricos, sugerem que o tsunami associado ao sismo 1755 terá, provavelmente, sido gerado em território continental (Borges, 2001). Supõe-se agora que a zona de sismogénese deste sismo se estenda por uma ampla área entre a zona do Banco do Gorringe e a costa sudoeste de Portugal, ver Fig. 3.1 (Carvalho et al., 2004).

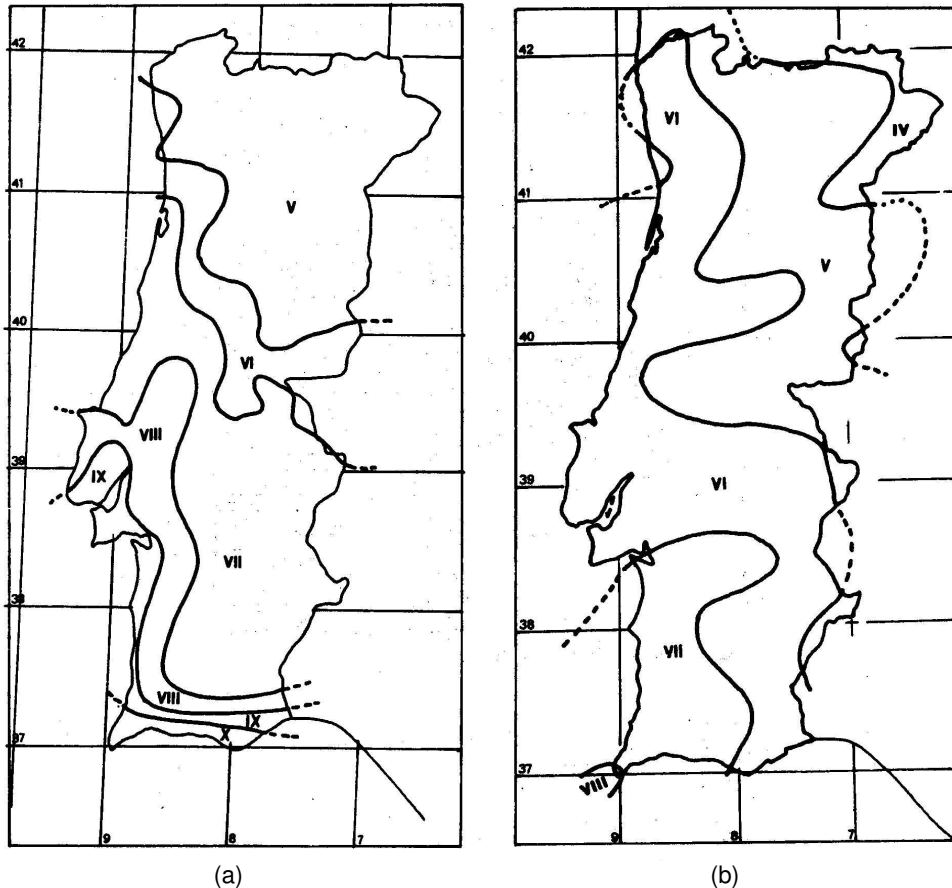


Fig. 3.3 - Intensidades sísmicas (IMM) para os sismos de 1755 e 1969 com epicentro na zona Atlântica adjacente: (a) mapa de isossistas do sismo de 1 de Novembro de 1755; (b) mapa de isossistas do sismo de 28 de Fevereiro de 1969 (Moreira,1982).

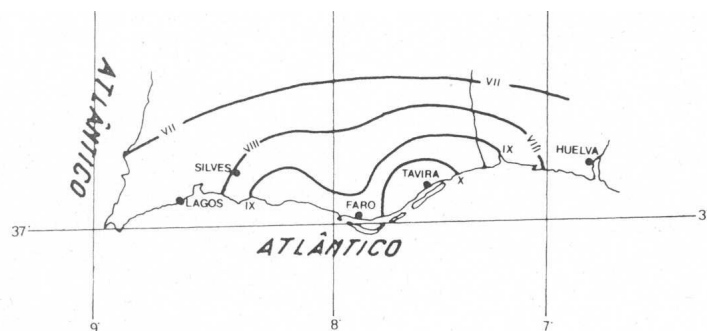


Fig. 3.4 - Intensidades sísmicas (IMM) e isossistas do sismo de 1722 com epicentro, próximo de Loulé, na zona Atlântica adjacente (adaptado de Moreira,1982).

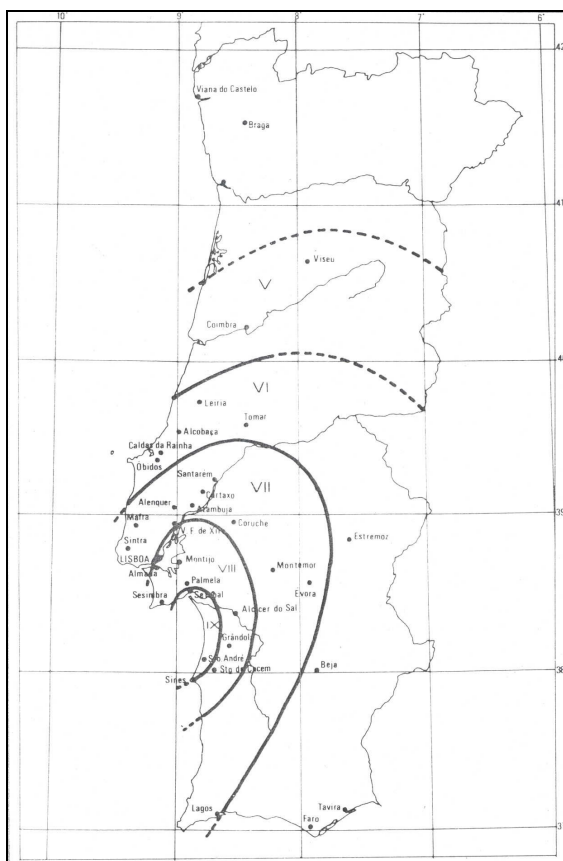


Fig. 3.5 - Intensidades sísmicas (IMM) e isossistas do sismo de 11 de Novembro de 1858 com epicentro a sul de Lisboa, próximo de Setúbal (Moreira, 1982).

### 3.3 Enquadramento tectónico de Portugal

Nesta secção analisa-se o enquadramento sismotectónico de Portugal continental. A proximidade da Península Ibérica dos encontros das placas tectónicas continentais, Euro-Asiática e Africana, e a incidência de eventos sísmicos registados com epicentro ao longo da vizinhança destes acidentes tectónicos, conforme ilustra a Fig. 3.6, deixa antever a sua influência na sismicidade da Península Ibérica e de Portugal em particular.

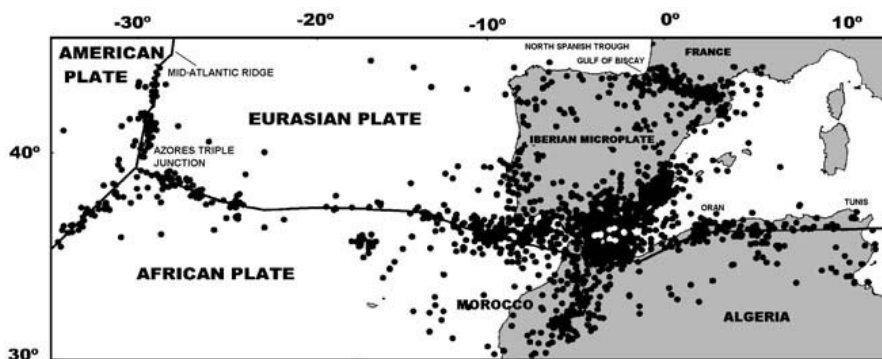


Fig. 3.6 - Mapa esquemático do enquadramento sismo-tectónico da Península Ibérica com indicação da proximidade dos encontros das placas continentais Euro-Asiática e Africana (Cotilla Rodriguez, 2004).



Como tal, além do território continental considera-se uma área Atlântica adjacente a toda a zona costeira onde se localizam estruturas sismo-tectónicas que muito têm contribuído para a sismicidade e perigosidade sísmica de Portugal Continental e da própria Península Ibérica. Na Fig. 3.7 assinalam-se os acidentes tectónicos mais importantes que estão catalogados: Banco do Gorringe (GB); Falha de Guadalquivir (GqF); Banco da Galiza (GIB); Monte marítimo de Vigo (VS); Porto Seamount (PS); Vale de Nazaré (NV); Falha de Nazaré (NF), Vale do Tejo (TV); Vale Inferior do Tejo (LTV); Vale do Sado (SV); Falha de Loulé (LF); Vale de São Vicente (VV); São Vicente (SV); Falha Moura-Vidigueira (MVF); Falha de Messejana (MF); Falha Cadiz-Alicante (CF).

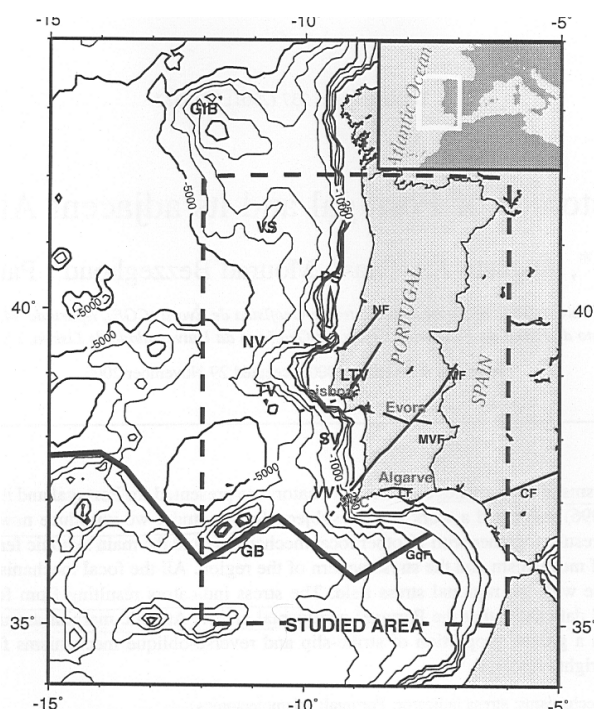


Fig. 3.7 - Principais acidentes tectónicos na zona Atlântica adjacente a Portugal Continental (Borges, 2001).

Na sequência do exposto, estudos baseados na análise do ambiente sismo-tectónico da Península Ibérica e na compilação e interpretação de dados sobre a sismicidade histórica e instrumental (no período de 1910 a 1990) permitiram identificar onze zonas de sismogénese que condicionam a perigosidade territorial de Portugal Continental, ver Fig. 3.8. Os parâmetros da lei de recorrência de Gutenberg-Richter<sup>2</sup> constam também na Fig. 3.8, sendo que, os valores  $b$  foram tratados em conjunto

(<sup>2</sup>) - A lei de Gutenberg-Richter é uma relação empírica estabelecida entre a frequência anual e a magnitude dos eventos sísmicos ocorridos numa determinada zona de sismogénese:  $N_M = 10^{(a-b \cdot M)}$  onde  $N_M$  é o número médio anual de eventos de magnitude superior a  $M$ ;  $a$  e  $b$  são parâmetros obtidos por regressão sendo  $10^a$  o número total de eventos anuais e  $b$  o declive da relação  $\log N_M - M$ . O período de retorno  $T$  de eventos de magnitude superior a  $M$  é:  $T = 1 / N_M$ .

para as zonas 1 a 3 e 4 a 11. Entre estas zonas sismogénicas, descreminam-se seguidamente, por ordem decrescente do seu potencial de libertação de energia, quatro zonas como potencialmente condicionantes da perigosidade sísmica de Portugal, (Borges, 2001):

- Zona 6: Vale Inferior do Tejo (máximo  $64 \times 10^{14} \text{ J/km}^2$ );
- Zona 1: zona Atlântica do Banco do Gorringe (máximo  $45 \times 10^{14} \text{ J/km}^2$ );
- Zona 2 e 4: orla sul do Algarve (máximo  $4.0 \times 10^{14} \text{ J/km}^2$ );
- Zona 9: zona envolvente da cidade de Évora (máximo  $1.4 \times 10^{14} \text{ J/km}^2$ ).

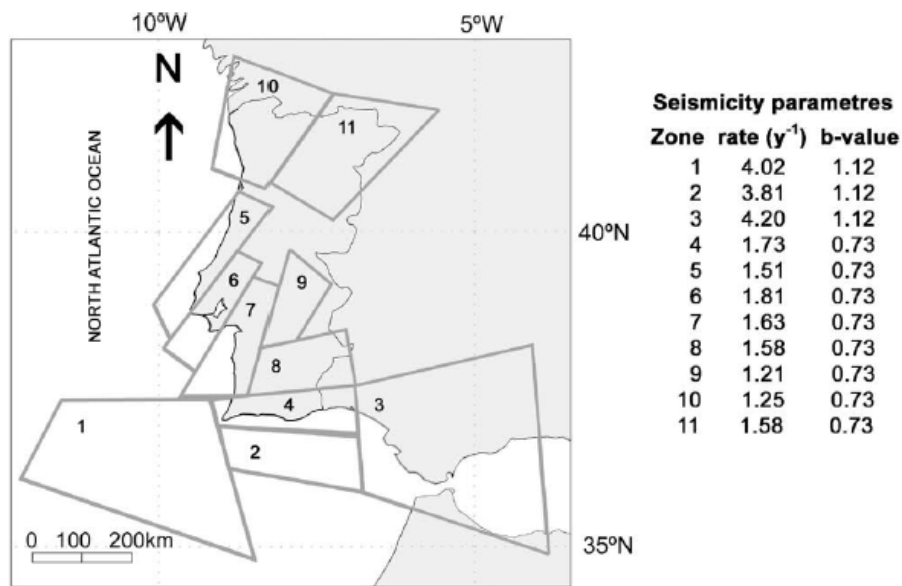


Fig. 3.8 - Zonas sismogénicas condicionantes da sismicidade de Portugal Continental (Vilanova & Fonseca, 2004).

Da análise da sismicidade histórica conclui-se que a zona Sul de Portugal, principalmente a costa Algarvia e a região do eixo Setúbal-Lisboa, incluindo a zona do Vale Inferior do Tejo, são as zonas do país que com maior frequência foram abaladas por desastres sísmicos importantes. Aliás, o perigo sísmico destas zonas é considerado como dos mais significativos de toda a Península Ibérica (Peláez, 2002). O cruzamento desta evidência com o enquadramento tectónico salienta que, apesar da sismicidade de Portugal Continental estar associada a diversificadas estruturas tectónicas, o que dificulta a associação dos epicentros a uma área fonte específica, se podem identificar-se duas potenciais zonas de sismogénese, uma zona Atlântica adjacente (zona 1), associada à sismicidade interplacas, e uma zona continental (zona 6), associada à sismicidade intraplacas (Borges, 2001). Em correspondência, o RSA (1983) caracteriza acção sísmica para dois tipos de sismos de características distintas: a acção sísmica tipo 1 (sismo intraplacas), representativa de "...um sismo de

*magnitude moderada a pequena distância focal..” e a acção sísmica tipo 2 (interplacas) representativa da acção de “.. um sismo de maior magnitude a maior distância focal..”.*

Analisam-se de seguida as principais características destas duas zonas de sismogénese.

### 3.3.1 Zona Atlântica adjacente

A margem Oeste de Portugal Continental está dividida em duas áreas principais, de complexa batimetria, separadas pelo Vale submarino da Nazaré (NV), ver Fig. 3.7. A zona a Norte compreende o Banco da Galiza (GIB), os montes marítimos de Vigo (VS) e do Porto (PS) e alguns pequenos vales submarinos. A zona localizada a Sul do Vale da Nazaré é caracterizada por uma geomorfologia diferente com predominância de pequenas colinas e amplos vales submarinos dos quais o vale do Tejo (TV), o vale do Sado (SV) e o vale de São Vicente (SV) são os mais proeminentes. A Oeste do cabo de São Vicente localiza-se o Banco do Gorringe (GB), um acidente geomorfológico cujo cume se localiza a cerca de 25 metros abaixo do nível das águas do mar. O Banco do Gorringe é uma das principais fontes sismogénicas dos eventos que têm afectado a Península Ibérica e o Norte de África (Borges, 2001).

Em Portugal, nomeadamente, as zonas Sul e Sudoeste são muito vulneráveis aos movimentos sísmicos e deformações que ocorrem na zona de encontro entre as placas Euroasiática e Africana que passa a Sul de Portugal e atravessa o arquipélago dos Açores, ver Fig. 3.6. Na zona entre  $-24^{\circ}\text{W}$  e  $-5^{\circ}\text{W}$ , o encontro das placas define a falha Açores-Gibraltar. O Banco do Gorringe divide esta importante falha em dois sectores. O primeiro, entre  $-24^{\circ}\text{W}$  e  $-12^{\circ}\text{W}$ , termina a oeste do Banco do Gorringe e é conhecido como Falha da Glória (GF), uma falha do tipo desligamento (do inglês “strike-slip”) com movimento horizontal lateral para a direita (Borges, 2001). O segundo, entre os  $-12^{\circ}\text{W}$  e o Estreito de Gibraltar ( $-5^{\circ}\text{W}$ ), a que pertence o Banco do Gorringe, apresenta uma sismicidade difusa e uma batimetria complexa. É uma zona de convergência das placas continentais com uma velocidade média de aproximação de 4 mm/ano. Neste troço o movimento relativo de colisão distribui-se por numerosas estruturas de compressão mal conhecidas (Borges, 2001). Existem aqui alguns alinhamentos NE-SW que podem considerar-se a continuação de falhas activas na Península Ibérica como as falhas da Messejana (MF), de Guadalquivir (GqF) e de Cadiz-Alicante (CF), ver Fig. 3.7. Os mecanismos geradores da sismicidade sentida na zona sul de Portugal e nas margens adjacentes estão, provavelmente, associados com estas falhas e/ou com outras falhas secundárias que com elas interagem (Borges, 2001). Presume-se que as falhas da Nazaré (NF) e do Vale do Tejo (LTV) correspondam, no território continental, a reflexos distantes da deformação associada à convergência entre as placas (Vilanova & Fonseca, 2004).

Recentes estudos de investigação geomorfológica identificaram na zona Atlântica adjacente novas falhas como a falha do Marquês do Pombal (MPF), a falha de Pereira de Sousa (PSNF), ver Fig. 3.9 (Carvalho et al., 2004). Assim, a zona Atlântica, entre o Banco do Gorringe e a costa Sudoeste de





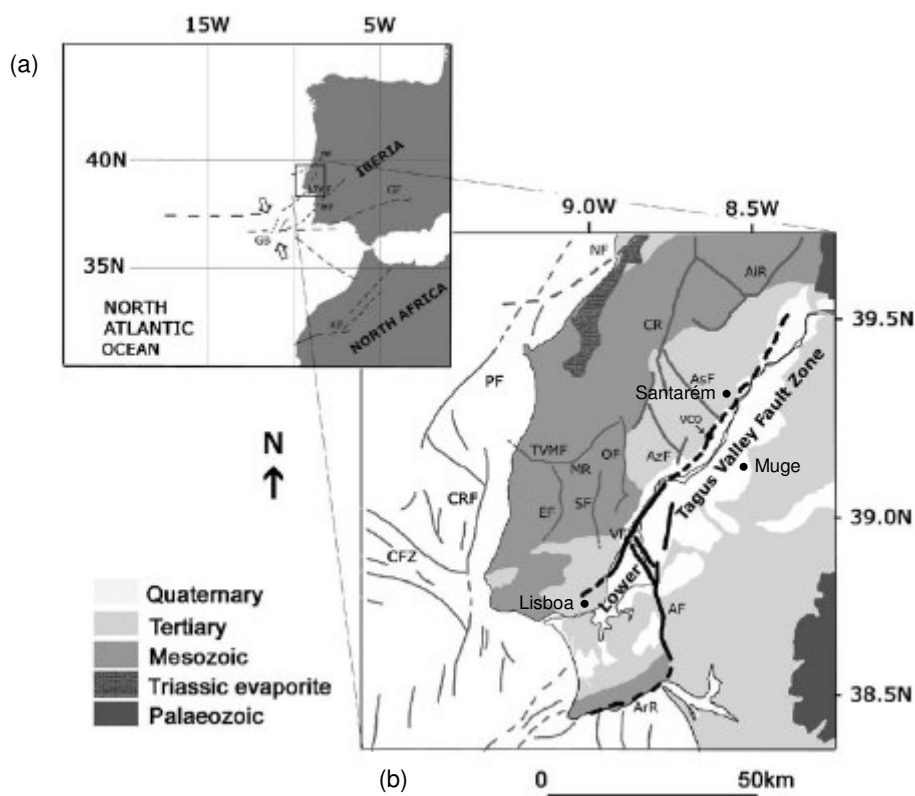


Fig. 3.11 – Geologia e tectónica da zona do Vale Inferior do Tejo e sua relação com o ambiente tectónico regional: (a) representação esquemática dos movimentos de convergência da crosta na zona Atlântica a SW da Península Ibérica e possível relação com estruturas tectónicas de Portugal Continental; (b) principais estruturas da Bacia Lusitânica (Mesozóico), bacia do Vale Inferior do Tejo (Cenozóico) e zonas adjacentes (adaptado de Vilanova & Fonseca, 2004).

O Vale Inferior do Tejo (LTV) localiza-se na zona central do continente, próximo da costa Oeste, e engloba uma parte norte da área metropolitana de Lisboa densamente povoada e industrializada. O grau de conhecimento das características e actividade das falhas localizadas nesta zona é variável, principalmente porque estão sob camadas de solos recentes, com uma espessura total que varia entre os 100 e os 2000 metros, e raramente aparecem expostas (Cabral et al., 2003). Conforme se indica na Fig. 3.11, a falha de Alcochete (AF) e a falha de Vila Franca (VF) estão parcialmente identificadas, bem como um troço entre as falhas da Azambuja (AzF) e da Asseca (AsF) com afloramentos à superfície. A falha do Vale Inferior do Tejo acompanha o curso do rio Tejo. A sua extensão é desconhecida apesar de existirem sinais geomorfológicos através dos quais se presume que o seu comprimento total seja de 100 a 120 km (Vilanova & Fonseca, 2004). Na Tabela 3.1 resumem-se as características de um conjunto de falhas, localizadas no Vale Inferior do Tejo, com sinais de actividade tectónica.

Tabela 3.1 - Dados relativos a algumas falhas do Vale Inferior do Tejo (L - extensão; SV - separação vertical do movimento de referência; Idade - idade do movimento de referência em milhões de anos; VD - velocidade média do deslocamento vertical), (NAER).

Falha	L (km)	SV (m)	Idade (Ma)	VD (mm/ano)
Vale Inferior do Tejo	120	100	2	0.05
			1	0.1
Ribeira de Coina	13	30	2	0.015
			1	0.03
Azambuja	10	>80	5	>0.016
Bombarral 4a- Segmento NW	40	100	3	0.033
Bombarral 4b- Segmento SE	40			
Vale de Santarém	28	50	5	0.01
Ribeira de Ulme	10	40	2	0.02
			1	0.04

Apesar de terem ocorrido alguns sismos importantes nesta região, em Muge (19/03/1914,  $M=4.7$ ), em Benavente (23 e 25/09/1914,  $M=5.3$ ) e em Santarém (07/07/1925,  $M=4.3$ ), ver Fig. 3.11b, julga-se que a actividade sísmica no Vale Inferior do Tejo tem sido muito inferior ao seu potencial desde a ocorrência do grande evento de 1909 (Cabral et al., 2003). Com efeito, no período instrumental, o Vale Inferior do Tejo não tem manifestado actividade sísmica importante. A Fig. 3.12 assinala a sismicidade histórica e instrumental na zona do Vale Inferior do Tejo. Os valores de magnitude entre 3 e 6 foram observados num intervalo de 41 anos (1961–2000). Para magnitudes superiores a 6.0 o intervalo de tempo foi de 472 anos (desde 1531). Apesar da análise da Fig. 3.12 revelar a presença de estruturas sismogénicas activas, o comportamento sismo-tectónico do Vale Inferior do Tejo ainda é conhecido de forma muito incompleta, tanto no que diz respeito às variáveis sísmicas mais importantes (distribuição espaço-temporal e tamanho dos eventos sísmicos) como no que diz respeito à actividade neotectónica (NAER). Usualmente, assume-se que os fortes sismos locais, como os sismos de 1531 e 1909, foram gerados na falha do Vale Inferior do Tejo, cuja presença é sugerida desde os princípios do século XX. No entanto, possivelmente outras estruturas tectónicas activas adjacentes, de elevado potencial, estiveram na origem dos sismos intensos registados nesta zona (Cabral et al., 2003).

Apesar da unanimidade da comunidade científica relativamente ao potencial sísmico do Vale Inferior do Tejo, capaz de gerar eventos de magnitude superior a 6.0 e induzir elevadas acelerações de pico no solo (PGA) na região de Lisboa, a gama de valores sugerida, entre 0.15g e 0.25g para um período de retorno de 475 anos ( $T=475$  anos), e entre 0,25g e 0.40g para  $T=975$  anos, tem motivado muita discussão e alguma controvérsia. As hipóteses assumidas nos estudos de casualidade sísmica subjacentes, relacionadas com as dificuldades de caracterização das estruturas tectónicas do Vale Inferior do Tejo, atrás referidas, são apontadas como os principais motivos para a dispersão dos

valores de PGA. Para mais detalhes consultar Vilanova & Fonseca (2004), Matias et al. (2005) e Peláez et al. (2005).

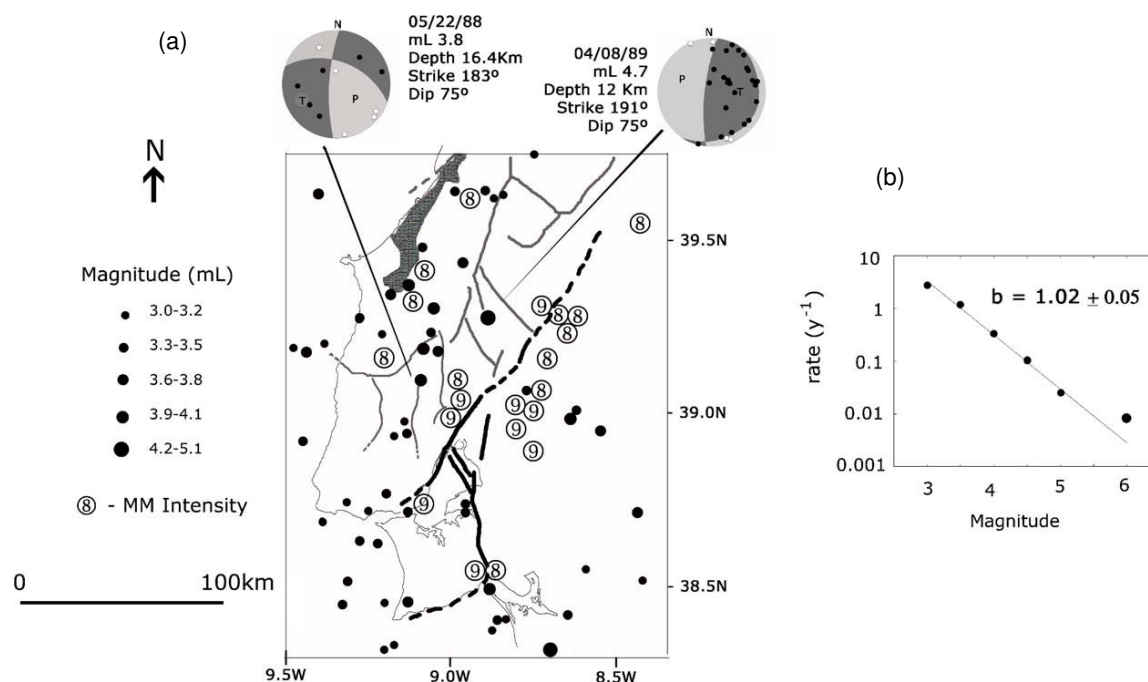


Fig. 3.12 - Sismicidade da zona do Vale Inferior do Tejo e regiões adjacentes: (a) registos instrumentais em magnitude (período de 1961–2001) e registos históricos em intensidade (IMM) (círculos com números) correspondentes ao sismo de 1531 com M7, ao sismo de 1909 em Benavente com M6.3 e ao sismo de 1858 em Setúbal com M7.1; (b) lei de recorrência de Gutenberg-Richter (Vilanova & Fonseca, 2004).

Vilanova & Fonseca (2004) consideram mesmo que o zonamento sísmico, que o (RSA, 1983) propõe para Portugal Continental, está demasiado dependente dos cenários sísmicos distantes, associados ao Banco do Gorringe e que subestima o potencial sísmico do Vale Inferior do Tejo, conforme ilustram na Fig. 3.13. Na Fig. 3.13 assinalam-se as zonas sísmicas proposta no RSA (a tons de cinza), a principal falha do Vale Inferior do Tejo (a traço interrompido) e a distribuição de valores da máxima aceleração do solo, propostos por aqueles autores, para um período de retorno de 1000 anos e para sismos próximos ( $PGA_n$ ) e sismos distantes ( $PGA_d$ ). Os círculos brancos assinalam pontos equidistantes do Banco do Gorringe. De acordo com esta interpretação, referem que a histórica cidade de Santarém (S), severamente abalada pelo sismo de 1531, com intensidades de XIX (IMM), é um exemplo de um sítio cuja perigosidade sísmica é subestimada pelo RSA.

Este problema da subavaliação do potencial da zona do Vale Inferior do Tejo, pelo RSA, foi aparentemente eliminado no recente Anexo Nacional (AN) do Eurocode 8 (EC8-1, 2004) que propõe para Portugal Continental dois zonamentos distintos em correspondência com o duplo cenário da acção sísmica que condiciona a sua perigosidade sísmica: sismos próximos (intraplacas) e sismos afastados (interplacas).



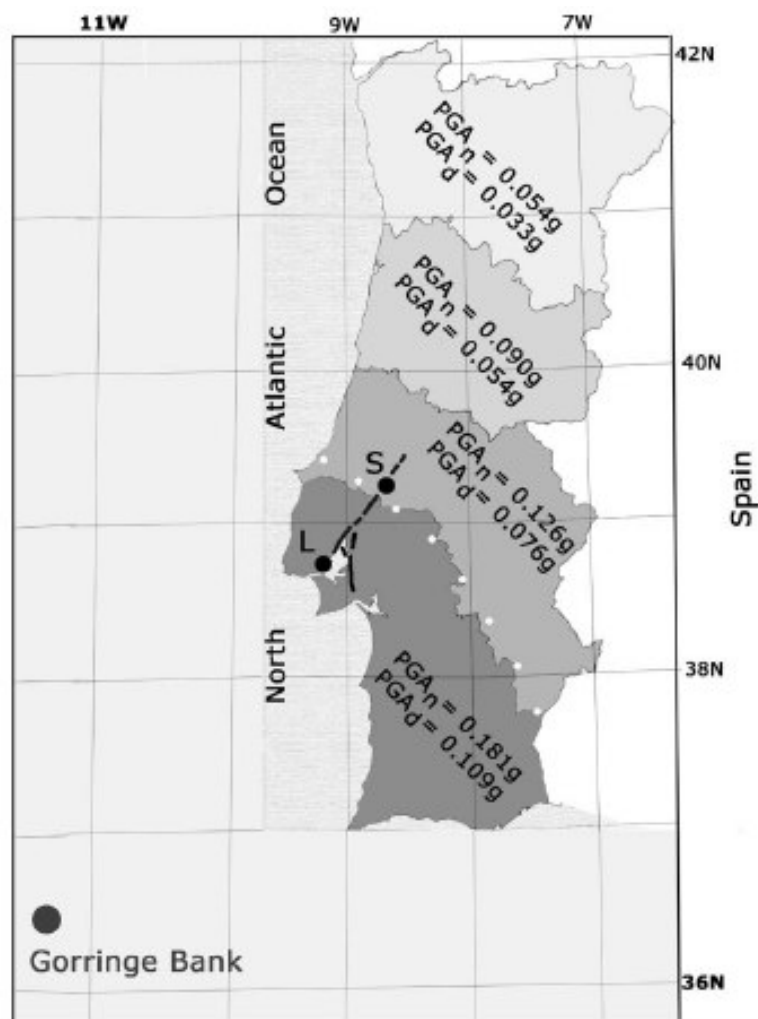


Fig. 3.13 – Zonamento sísmico de Portugal Continental proposto no RSA (1983) e valores da aceleração de pico do solo propostos por Vilanova & Fonseca (2004), para sismos próximos e afastados, num período de 1000 anos.

Vilanova & Fonseca (2004) consideram que, apesar da zona do Vale Inferior do Tejo (LTV) ser potencialmente geradora de eventos moderados a fortes, causados por rupturas em falhas locais (sismos intraplacas), o seu potencial sísmico é muito influenciado pela proximidade e relação com a convergência entre as placas continentais Africana e Euroasiática de que, aliás, presumem as falhas da Nazaré e do Vale do Tejo sejam um reflexo.

Neste contexto, uma interpretação do “sismo de 1755” considera-o como resultado de uma sequência de dois sismos, um interplacas e outro intraplacas. Supõe-se nessa interpretação que a alteração do equilíbrio de interação das placas continentais tenha gerado um sismo na zona Atlântica adjacente que, por sua vez, despoletou uma rotura na falha do Vale do Tejo, próximo de Lisboa, desencadeando um segundo sismo nesta zona. Esta interpretação parece explicar melhor as elevadas intensidades observadas na zona do Vale do Tejo (Carvalho et al., 2004).

### 3.4 Caracterização da acção sísmica

A caracterização da acção sísmica num determinado local resulta da combinação dos contributos do campo regional e do campo local.

No domínio do campo regional a caracterização da acção sísmica envolve, pela sua natureza, incertezas de ordem aleatória e estocástica. As primeiras incertezas estão associadas ao tamanho dos eventos que podem vir a ocorrer no período de vida das construções (em edifícios o período de referência para a vida útil é de 50 anos) bem como com a incerteza quanto à localização do foco e com a incerteza quanto ao período de recorrência dos eventos. As segundas incertezas relacionam-se com a forma como a energia sísmica recebida nos locais se distribui, no domínio do tempo, em amplitude e em frequência.

As incertezas de ordem aleatória requerem estudos de casualidade sísmica para avaliar a probabilidade de excedência de parâmetros dos movimentos sísmicos (Intensidade, PGA, etc.) e definir cenários de perigosidade sísmica para diferentes períodos de retorno em consistência com o enquadramento tectónico regional.

As incertezas de ordem estocástica ficam automaticamente resolvidas se o catálogo sísmico regional (instrumental) dispuser de registos representativos da sismicidade histórica e consistentes com os cenários de perigosidade estabelecidos. Contudo, em regiões em que o número de registos instrumentais de relevo é reduzido as incertezas relativas às características dos sinais sísmicos justificam o recurso a metodologias e processos de geração artificial de sinais que serão tratados adiante na secção 3.4.2.3 deste capítulo.

A secção que se segue refere-se aos estudos de casualidade sísmica subjacentes à caracterização de cenários sísmicos onde se apresentam os principais parâmetros envolvidos bem como os modelos de idealização probabilística. Segue-se uma secção onde se apresentam os principais conceitos e alguns parâmetros usados para descrever e analisar sinais sísmicos, quer no domínio do tempo, quer no domínio da frequência, bem como parâmetros e metodologias que sustentam a sua geração artificial. Finalmente, no domínio do campo local da caracterização da acção, a secção 3.4.3 trata o fenómeno dos efeitos de sítio e a sua influência nos movimentos sísmicos registados à superfície.

#### 3.4.1 Cenários Sísmicos

A partir da análise de catálogos sísmicos, históricos e instrumentais, a caracterização da acção sísmica regional faz-se identificando cenários sísmicos, não só consistentes com o enquadramento tectónico da região mas também representativos da sua perigosidade histórica para diferentes períodos de retorno. Tradicionalmente, a discretização de cenários sísmicos faz-se identificando a distância epicentral  $R$  e a magnitude  $M$  podendo, para o efeito, adoptar-se uma perspectiva determinística ou uma perspectiva probabilística.

A **perspectiva determinística**, mais simples, consubstancia a perigosidade num conjunto discreto de eventos sísmicos, caracterizados pela sua magnitude  $M$  e distância focal  $R$ , sendo geralmente escolhido o(s) evento(s) com efeitos mais catastróficos registado(s) na história sísmica da região. Decorrem desta abordagem algumas dificuldades, relacionadas por um lado com o facto de não haver garantias de que os eventos históricos catalogados incluam o sismo máximo e, por outro lado, com o facto de poder ser demasiado penalizante condicionar a verificação da segurança das estruturas por eventos de elevada magnitude mas com frequência de ocorrência extremamente reduzida. As dificuldades apontadas decorrem do facto de não se utilizarem critérios de análise de fiabilidade, de base probabilística, que fundamentem a escolha dos cenários sísmicos (Campos Costa, 2002).

Numa **perspectiva probabilística** da casualidade sísmica, é possível minimizar as dificuldades inerentes a uma abordagem determinística. Na perspectiva probabilística podem considerar-se diversos parâmetros sísmicos como variáveis aleatórias e idealizações probabilísticas resultando o estudo da casualidade sísmica num processo estocástico. Tradicionalmente, a casualidade sísmica é estudada apenas no espaço bi-dimensional, sendo a distância epicentral  $R$  e a magnitude  $M$  variáveis aleatórias básicas (Campos Costa, 2002). A idealização dos modelos de distribuição probabilística das variáveis aleatórias envolvidas são estabelecidas a partir de análises estatísticas de catálogos sísmicos.

De uma abordagem probabilística da casualidade sísmica decorre que a verificação da segurança das construções é condicionada por cenários sísmicos de menor magnitude mas com maior probabilidade de ocorrência durante a vida útil das estruturas. Refere-se no entanto que para construções de elevado valor patrimonial, social e económico é aceitável que a verificação da segurança se faça para cenários mais raros que os exigidos para construções ordinárias.

Os detalhes dos procedimentos a utilizar nos estudos de casualidade sísmica estão bem documentados em Kramer (1996) para onde se remete o leitor mais interessado. Apresentam-se seguidamente apenas alguns aspectos gerais. Conforme se ilustra esquematicamente na Fig. 3.14, os estudos de casualidade sísmica são realizados a partir da análise do enquadramento tectónico regional (etapa 1), da análise da sua sismicidade (etapa 2), histórica e instrumental, e do tratamento probabilístico de determinados parâmetros sísmicos (etapas 3 e 4), para caracterizar: (i) as **probabilidades de excedência** de um parâmetro sísmico  $Y$  dos movimentos do solo (Intensidade, PGA, etc.) subjacentes à elaboração das respectivas curvas de casualidade sísmica (ou de mapas de perigosidade) para determinados períodos de retorno; (ii) **cenários de casualidade** sísmica, associados àquelas probabilidades e definidos pelos valores esperados da magnitude  $M$  e da distância epicentral  $R$ , consistentes com o ambiente tectónico regional e para diferentes períodos de retorno.

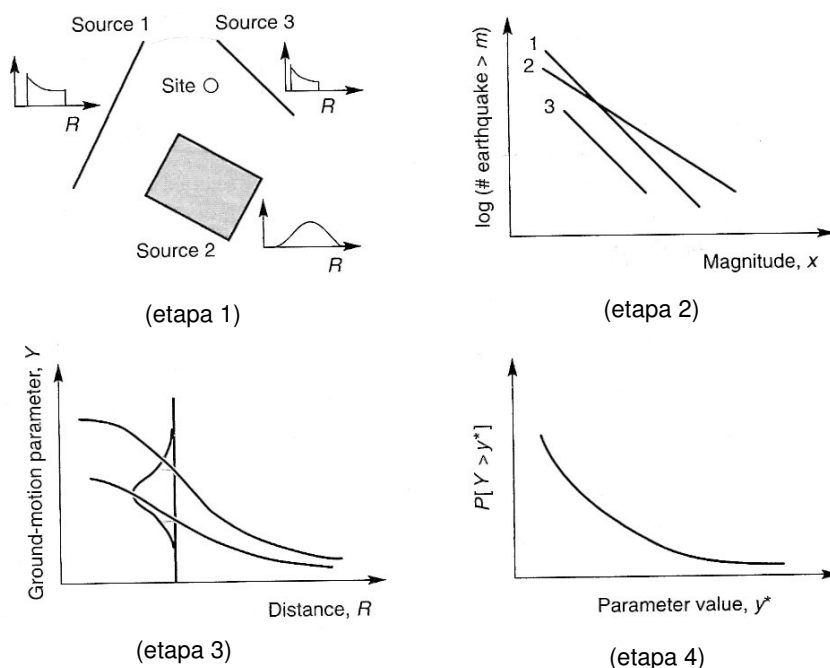


Fig. 3.14 – Esquematisação das etapas gerais nos estudos de casualidade sísmica (adaptado de Kramer, 1996).

Seja  $k$  uma zona de sismogénese de uma determinada região sísmica e  $Y$  um parâmetro dos movimentos sísmicos, explicado pelas variáveis aleatórias independentes magnitude  $M$  e distância epicentral  $R$ . A probabilidade  $P_k(Y > y)$  do parâmetro sísmico  $Y$  exceder um determinado nível  $y$ , num determinado local dessa região, quando ocorre um sismo na zona de sismogénese  $k$  pode ser calculada através do teorema da probabilidade total:

$$P_k(Y > y) = \iint_{RM} P_k(Y > y)_{|M,R} \cdot f_M(M) \cdot f_R(R) \cdot dM \cdot dR \tag{3.3}$$

onde,  $P_k(Y > y)_{|M,R}$  exprime a probabilidade condicional do parâmetro  $Y$  exceder o nível  $y$  quando ocorre um sismo na zona de sismogénese  $k$  e quando se observa apenas uma determinada amostra de entre todas as possíveis amostras resultantes de todas as combinações dos valores das variáveis explicativas  $M$  e  $R$ ;  $f_M(M)$  e  $f_R(R)$  exprimem, respectivamente, as funções densidade de probabilidade das variáveis aleatórias magnitude  $M$  e distância epicentral  $R$ ;  $f_M(M) \cdot f_R(R)$  exprime a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias magnitude  $M$  e distância epicentral  $R$ .

A quantificação da probabilidade  $P_k(Y > y)_{|M,R}$  depende apenas das leis de atenuação do parâmetro  $Y$  e da dispersão dos seus valores para a zona de geração  $k$  (ver secção 3.4.2.2). A função densidade de probabilidade  $f_M(M)$  é deduzida a partir de relações frequência-magnitude (do tipo

Gutenberg-Richter) determinadas para cada zona de geração. A função densidade de probabilidade  $f_R(R)$  é, geralmente, considerada uniforme dentro de cada zona de sismogénese (Kramer, 1996).

Finalmente, a taxa média anual  $\lambda$  de eventos sísmicos que contribuem para  $Y > y$ , contabilizando o contributo das N zonas de geração k na região, obtém-se através do produto:

$$\lambda = \sum_{k=1}^N n_k \cdot P_k(Y > y) = \sum_{k=1}^N n_k \cdot \iint_{RM} P_k(Y > y)_{|M,R} \cdot f_M(M) \cdot f_R(R) \cdot dM \cdot dR \quad (3.4)$$

onde  $n_k$  representa o número anual de eventos na zona de geração k.

Os valores esperados da magnitude  $E(M)$  e da distância epicentral  $E(R)$  podem exprimir-se consistentemente com aquelas probabilidades através das expressões (Campos Costa, 1993):

$$E_k(M_{|Y>y}) = \frac{n_k}{\lambda_k} \iint_{RM} M \cdot P_k(Y > y)_{|M,R} \cdot f_M(M) \cdot f_R(R) \cdot dM \cdot dR \quad (3.5)$$

$$E_k(R_{|Y>y}) = \frac{n_k}{\lambda_k} \iint_{RM} R \cdot P_k(Y > y)_{|M,R} \cdot f_M(M) \cdot f_R(R) \cdot dM \cdot dR \quad (3.6)$$

Os critérios de base probabilística também apresentam dificuldades essencialmente relacionadas com a identificação do cenário (magnitude M e distância epicentral R) que mais significativamente contribui para um determinado nível de casualidade sísmica regional. A desagregação<sup>3</sup> da casualidade sísmica é um procedimento auxiliar correntemente utilizado para o efeito, sendo os seus resultados frequentemente sintetizados em termos de parâmetros estatísticos de tendência central como a média e a moda (Campos Costa, 2002).

Em termos probabilísticos os cenários de casualidade, não representando eventos, são os mais representativos de todos os eventos cuja ocorrência está associada a determinados períodos de retorno dos efeitos acção sísmica em toda a região. Na Tabela 3.2 apresenta-se a relação entre o período de retorno e a probabilidade de excedência (do parâmetro sísmico Y) para cenários de casualidade sísmica da área metropolitana da cidade de Lisboa.

Em Portugal Continental vários estudos de desagregação da casualidade sísmica têm permitido identificar cenários com diferentes níveis de perigosidade sísmica traduzida em períodos de retorno de 95, 475 e 975 anos (Campos Costa, 1993). A intensidade macrosísmica é o parâmetro sísmico vulgarmente utilizado nesses estudos. Efectivamente, dadas as características da nossa sismicidade, a intensidade é o parâmetro sísmico para o qual melhor se conhecem os efeitos dos sismos

---

<sup>3</sup> A desagregação da casualidade sísmica consiste na avaliação da probabilidade de excedência de determinado parâmetro Y dos movimentos sísmicos (PGA, Intensidade, etc.), numa região, condicionada pela contribuição de domínios restritos do espaço das variáveis aleatórias envolvidas no processo. A magnitude M e a localização epicentral R são variáveis aleatórias básicas nos estudos de casualidade.

históricos. Além disso, é possível correlacionar empiricamente os valores de intensidade sísmica com valores de pico da aceleração do solo (PGA), ver secção 3.4.2.

Tabela 3.2 - Relação entre o período de retorno e a probabilidade de excedência dos cenários de casualidade sísmica para Portugal Continental (adaptado de Campos Costa et al., 2004).

Tipo de cenário	P (Y>y) (Y, parâmetro sísmico)	Período de retorno (anos)
Frequente	10% em 1 ano	10
Raro	10% em 10 anos	95
Muito raro	10% em 50 anos	475
Extremamente raro	5% em 50 anos	975
Raríssimo	1% em 50 anos	5000

A cidade de Lisboa, atendendo ao tipo específico de risco sísmico associado ao elevado impacto social e económico que um evento sísmico intenso pode provocar, com reflexos em todo o país, tem colhido a especial incidência destes estudos. Neste âmbito, salientam-se os trabalhos realizados por Campos Costa et al. (2002), Campos Costa et al. (2004), e por Sousa (2006), cujos principais resultados se resumem seguidamente. Apresentam-se também os cenários adoptados na elaboração do “Plano de Emergência para o Risco Sísmico” da cidade de Lisboa promovido pelo Serviço Nacional de Protecção Civil (SNPC, 2003) e pela Câmara Municipal de Lisboa.

Na Tabela 3.3 apresentam-se os cenários de perigosidade sísmica da cidade de Lisboa identificados por Sousa (2006), como resultado de uma análise que fixou três períodos de retorno para fazer o mapeamento dos registos de intensidade sísmica, históricos e instrumentais, traduzidos em termos de magnitude (IMM-M). Na sequência deste estudo, a autora concluiu que a perigosidade de Lisboa é, fundamentalmente, condicionada por cenários unimodais, associados à sismicidade distante (a sudoeste do Cabo de S. Vicente), para longos períodos de retorno, e marcada por cenários bi-modais associados à sismicidade próxima e distante, para períodos de retorno mais curtos. Salienta-se a concordância dos resultados deste estudo com os previamente publicados por Campos Costa et al. (2004).

Tabela 3.3 - Cenários de perigosidade sísmica para a cidade de Lisboa (M -magnitude; R - distância epicentral) (Sousa, 2006).

T <sub>retorno</sub> (anos)	Sismo próximo	Sismo afastado
95	M=4.5, R= 28 km	M=6.7, R=204.7 km
475	-	M=7.4, R=204.7 km
975	-	M=7.8, R=204.7 km

Por seu lado, o “Plano de Emergência para o Risco Sísmico” considera a perigosidade sísmica de Lisboa condicionada por cenários bi-modais, associados a um período de retorno de 975 anos, cujos principais parâmetros se apresentam na Tabela 3.4 (SNPC, 2003). Este estudo refere que “...de

acordo com trabalhos de investigação científica, [estes cenários] apresentam consistência teórica e analítica de poderem vir a ocorrer”. Supõe-se que a designação de “sismo forte” e “sismo muito forte”, esteja mais relacionada com a magnitude (quantidade de energia libertada) dos respectivos eventos do que propriamente com a sua intensidade (potenciais efeitos na cidade de Lisboa).

Tabela 3.4 - Cenários sísmicos adoptados no “Plano de Emergência para o Risco Sísmico” da cidade de Lisboa (SNPC, 2003).

$T_{\text{retorno}}$ (anos)	Sismo Próximo	Sismo afastado
975	Sismo Forte: Epicentro: Vale Inferior do Tejo M=7.0, R=27 km	Sismo Muito Forte: Epicentro: Banco do Gorringe M=8.0, R=227 km

### 3.4.2 Sinais de movimentos sísmicos

Identificadas as principais fontes geradoras de sismicidade e as principais características do seu potencial sísmico, a avaliação sustentada dos efeitos dos sismos nas construções requer a necessária sintetização de sinais sísmicos, reais ou artificiais, consistentes com o enquadramento tectónico do local e com a sua perigosidade para determinados períodos de tempo.

Apresentam-se nesta secção os principais conceitos e parâmetros usados para descrever e analisar sinais sísmicos, quer no domínio do tempo, quer no domínio da frequência. Nota-se que, na ausência de sinais reais, a importância destes parâmetros para a geração artificial de sinais é determinante. Nesta perspectiva, apresentam-se também, algumas formulações, empíricas ou teóricas, usadas para estimar esses parâmetros. Finalmente, apresentam-se algumas metodologias clássicas de geração artificial de sinais.

#### 3.4.2.1 Parâmetros descritivos dos movimentos

O recurso a parâmetros descritivos do movimento do solo representa uma forma quantitativa e compacta para explicar e realçar as características mais importantes dos movimentos associados a eventos sísmicos. Há três características que assumem primordial importância na caracterização dos sinais sísmicos: (i) a amplitude, (ii) o conteúdo de frequências e (iii) a duração dos movimentos. Têm sido propostos e utilizados vários parâmetros para descrever isoladamente estas características. Também existem outros parâmetros descritivos, mais completos, que reflectem já a influência combinada de duas ou, mesmo, das três características referidas. Contudo é mais ou menos unânime que não é fácil definir um parâmetro que descreva satisfatoriamente a complexidade dos movimentos sísmicos. Para mais detalhes consultar Kramer (1996).

### **Parâmetros de amplitude**

A forma mais comum e prática de descrever abalos sísmicos é através da história temporal dos seus movimentos. No domínio do tempo, parâmetros como a aceleração, a velocidade, o deslocamento, são frequentemente usados, isolada ou combinadamente, para caracterizar os movimentos sísmicos do solo. As estações sismográficas, habitualmente, apenas registam um destes parâmetros podendo os outros obter-se por integração e/ou diferenciação deste.

O parâmetro mais usado para medir a amplitude dos movimentos é o valor da aceleração de pico do solo (PGA, do inglês “Peak Ground Acceleration”) que se define como a máxima aceleração absoluta obtida para uma determinada componente do movimento do solo (p.e. horizontal N-S, vertical, etc.). Com efeito, as acelerações horizontais são frequentemente utilizadas para descrever o movimento do solo devido à sua relação directa com as forças de inércia. No entanto, nota-se que nem sempre as forças de inércia são as forças condicionantes do comportamento sísmico das estruturas. Com efeito, sendo as frequências da aceleração dos movimentos sísmicos superiores às frequências da velocidade e estas, por sua vez, superiores às frequências dos deslocamentos, as forças de inércia são especialmente condicionantes do comportamento das estruturas mais rígidas (Kramer, 1996).

O valor de pico da velocidade (PGV) e de deslocamento (PGD) do solo são outros parâmetros correntes de medida da amplitude dos movimentos sísmicos. Existem ainda outros parâmetros de amplitude, complementares dos anteriores, especialmente úteis para diferenciar movimentos com idênticos PGA, PGV ou PGD. Para mais detalhes consultar Kramer (1996).

Os valores de pico da aceleração sísmica do solo têm sido correlacionados empiricamente com a intensidade sísmica, constituindo uma referência as leis empíricas propostas por Trifunac & Brady (1975). Este tipo de correlações permite estimar os níveis de PGA dos sismos históricos a partir dos mapas de isossistas, o que se revela de grande utilidade, especialmente em zonas onde a sismicidade histórica tem uma significativa importância relativa sobre a sismicidade instrumental, como acontece em Portugal Continental.

Os movimentos sísmicos com elevada aceleração de pico (PGA) são, geralmente, mas não sempre, mais destrutivos que os movimentos com menor valor de pico. De facto, têm-se observado sismos de curta duração e com PGA superior a 0.5g a causar poucos danos. A reduzida duração da acção e o facto de os picos de aceleração ocorrerem em bandas de frequências muito afastadas da frequência das construções parece explicar o fenómeno (Kramer, 1996). Estes exemplos evidenciam claramente que os parâmetros descritivos da amplitude, apesar da sua utilidade são insuficientes para caracterizar convenientemente os movimentos sísmicos e o seu potencial destrutivo. Kramer (1996) considera que, complementarmente ao simples PGA, os parâmetros sísmicos que melhor se correlacionam com o potencial destrutivo dos sismos são:

- *Máxima Aceleração Sustentada (SMA)*, que se define como o terceiro (ou o quinto) valor da aceleração mais elevada observado nos movimentos sísmicos do solo;
- *Aceleração Efectiva de Cálculo (EDA)*, que se define como o PGA remanescente do sinal sísmico após filtragem das frequências que se afastam da gama de frequências próprias das construções;



- *Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)*, que se define como o integral do valor absoluto da história de acelerações.

### Parâmetros do conteúdo em frequência

Reconhecida a influência que a frequência da acção tem na resposta dinâmica das estruturas e dos solos, conclui-se que uma descrição satisfatória dos movimentos sísmicos requer, além de parâmetros de amplitude, parâmetros descritivos do conteúdo de frequências e da duração dos movimentos. Para caracterizar o conteúdo de frequências de um sinal sísmico os parâmetros mais correntes são o Espectro de Amplitudes de Fourier (FAS), o Espectro de Potência (PS) e o Espectro de Resposta (RS).

No início do século XIX, o matemático francês Joseph Fourier mostrou que qualquer função periódica que cumprisse determinadas condições se podia exprimir como o somatório de uma série de funções harmónicas com diferente amplitude, frequência e fase. Estas funções ficaram conhecidas por *séries de Fourier* e permitiram, desde então, tratar funções complicadas, mesmo não-periódicas, como a história dos movimentos sísmicos, através da simples sobreposição de funções harmónicas. A forma trigonométrica geral das séries de Fourier para uma função periódica  $x(t)$  de período  $T_f$  escreve-se:

$$x(t) = a_0 + \sum [a_n \cos(\omega_n \cdot t) + b_n \sin(\omega_n \cdot t)] \quad (3.7)$$

onde,  $a_0$ ,  $a_n$  e  $b_n$  são os coeficientes de Fourier, e  $n$  o número de termos da série ( $1 \leq n < \infty$ ). No caso de sinais sísmicos o período ( $T_f$ ) coincide com a duração do sismo. As séries de Fourier, na sua forma mais compacta, podem ainda escrever-se:

$$x(t) = a_0 + \sum C_n \sin(\omega_n \cdot t + \vartheta_n) \quad (3.8)$$

onde,  $C_n = (a_n^2 + b_n^2)^{1/2}$  e  $\vartheta_n = \arctg(a_n / b_n)$ .

O espectro de amplitudes de Fourier (FAS) e o espectro de fases de Fourier (FPS) descrevem, respectivamente, a amplitude  $C_n$  e o ângulo de fase  $\vartheta_n$  correspondentes a cada componente harmónica da série, de frequência  $\omega_n$ , e de cuja sobreposição resulta, em cada instante, a amplitude do parâmetro  $x=x(t)$ . Assim,  $C_n = f(\omega_n)$  e  $\vartheta_n = g(\omega_n)$ .

Desta forma, os sinais sísmicos podem descrever-se através da adequada combinação do espectro de amplitudes com o espectro de fases de Fourier,

A representação gráfica, suavizada, do espectro de amplitudes de Fourier (FAS) mostra, de forma clara e expedita, o conteúdo de frequências de um sinal sísmico, como se ilustra na Fig. 3.15. Uma configuração do espectro mais concentrada significa que o sinal tem uma banda muito restrita de frequências dominantes, correspondendo-lhe histórias temporais  $x(t)$  mais regulares. Por seu lado, uma configuração mais dispersa significa que o sinal contém uma banda de frequências mais alargada correspondendo-lhe histórias temporais  $x(t)$  bastante mais irregulares. Um parâmetro importante a identificar na análise do espectro de amplitudes é o período predominante dos

movimentos ( $T_p$ ), que se define como o período de vibração com a maior amplitude espectral, ou seja, com maior contribuição para a resposta. Apesar do diferente conteúdo de frequências, os espectros representados na Fig. 3.15b apresentam idêntico período predominante ( $T_p$ ).

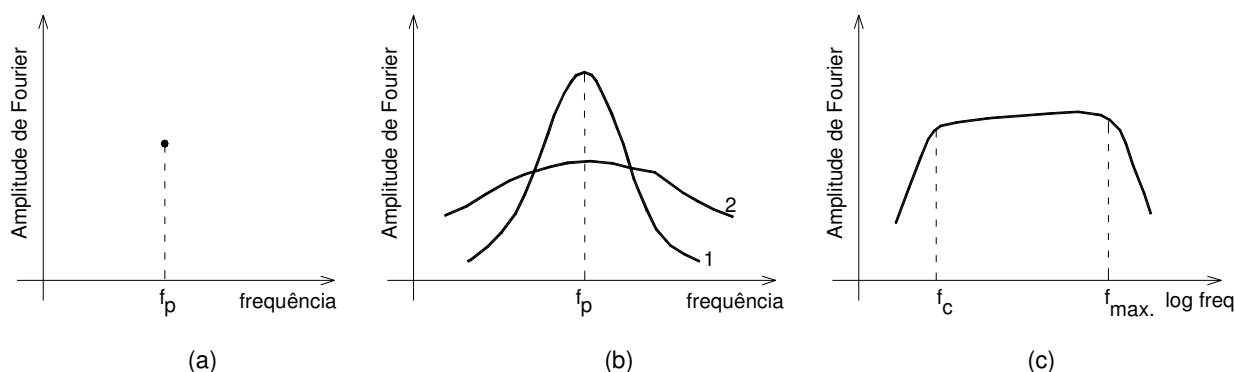


Fig. 3.15 - Espectros de amplitudes de Fourier (suavizados): (a) sinal harmónico puro; (b) sinal com banda larga (curva 1) e sinal com banda estreita de frequências (curva 2); (c) sinal sísmico escala logarítmica.

Para sinais sísmicos, o conteúdo de frequências é mais evidente se o espectro de amplitudes de Fourier for representado numa escala logarítmica, conforme se ilustra na Fig. 3.15c. Com efeito, em escala logarítmica a configuração do espectro em aceleração exhibe uma fase aproximadamente uniforme (característico do “ruído branco”) numa banda de frequências delimitada por uma frequência de corte inferior ( $f_c$ ) e por uma frequência de corte superior ( $f_{max}$ ), vulgarmente designadas por frequências de corte (do inglês “cut-off”). Este domínio uniforme é, por sua vez, delimitado por uma fase inicial de amplitudes crescentes e por uma fase final de amplitudes inversamente proporcionais à frequência (característico do “ruído rosa”).

Por seu lado, os espectros de fase de sinais sísmicos não exibem qualquer configuração característica (Kramer, 1996).

Outro parâmetro corrente para descrever o conteúdo espectral de sinais sísmicos é o espectro de potência ( $PS$ ), que se pode exprimir-se como uma função do espectro de amplitudes de Fourier ( $FAS$ ), através da expressão:

$$PS(\omega) = \frac{C_n^2}{\pi T_p} = \frac{FAS(\omega)^2}{\pi T_p} \quad (3.9)$$

No domínio da resposta estrutural aos sinais sísmicos são correntes os espectros de resposta ( $RS$ ). Em Portugal Continental, o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983) caracteriza dois tipos de acção sísmica (“próxima” e “afastada”) através de espectros de potência em aceleração e de espectros de resposta em aceleração. A acção sísmica tipo 1 e a acção tipo 2 distinguem-se essencialmente no conteúdo espectral e na banda das baixas frequências.

A relação  $PGV/(2\pi PGA)$  também é um parâmetro espectral utilizado para identificar o período equivalente a um movimento harmónico. Mais detalhes, sobre estes e outros parâmetros espectrais, usados para a descrição espectral de um sinal sísmico podem encontrar-se em Kramer (1996).

### Duração dos movimentos

Como já referido anteriormente, a propósito dos parâmetros de amplitude, a duração dos movimentos sísmicos pode ter uma grande influência nos efeitos destrutivos de um sismo. Com efeito, a degradação da rigidez e da resistência das estruturas é muito sensível à acção de cargas cíclicas. Se um sismo de pequena duração e amplitudes elevadas pode não causar danos importantes nas construções, por seu lado um sismo longo, com amplitudes moderadas, pode provocar danos significativos.

Estando a duração dos eventos sísmicos relacionada com o tempo necessário para se libertar a energia de deformação acumulada numa falha, é de esperar que o aumento da área de rotura seja acompanhado do aumento da duração deste processo, como ilustra a Fig. 3.16. Em correspondência com a observação deste fenómeno, estudos dos mecanismos na falha indicam que a duração é proporcional à raiz cúbica do momento sísmico  $M_0$  (Kramer, 1996).

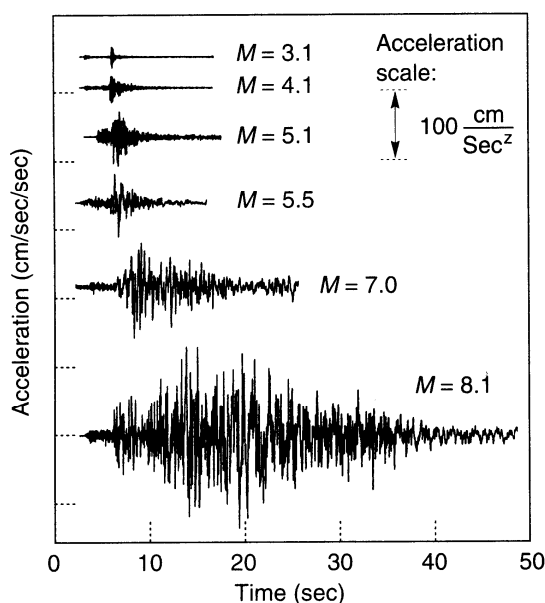


Fig. 3.16 – Acelerogramas de seis sismos provenientes da mesma fonte registados a idênticas distâncias focais na costa do Oceano Pacífico, no México (Kramer, 1996).

As estações sismográficas, dependendo da sensibilidade dos seus acelerómetros, registam acelerações do solo de diferentes origens. Enquanto as vibrações do ruído ambiente (vento, trânsito, máquinas industriais, ondas do mar, etc.) se manifestam em geral contínuas e com amplitudes de deslocamentos da ordem do micron, só ocasionalmente se registam vibrações de origem sísmica,

importando definir a sua duração. Contudo, não existe ainda uma definição universalmente aceite para caracterizar a duração aparente dos movimentos sísmicos. Com efeito, tem sido propostas várias interpretações para a sua determinação a partir da análise de registos sísmicos de diferente magnitude. Referem-se aqui duas propostas que aparentemente correlacionam bem a duração dos movimentos sísmicos com os correspondentes danos (Kramer, 1996):

- duração balizada ("*bracketed duration*"), que interpreta a duração como o intervalo de tempo compreendido entre o instante em que se excede pela primeira vez um limite mínimo da amplitude da aceleração registada (geralmente da ordem dos 0.05g) e o instante em que tal acontece pela última vez;

- duração principal ("*significant duration*"): interpreta a duração como o intervalo de tempo que medeia os instantes a que correspondem, respectivamente, 5% e 95% do total da energia libertada.

Para mais detalhes sobre esta e outras propostas da duração dos movimentos sísmicos consultar Kramer (1996) e Hernandez & Cotton (2000).

### 3.4.2.2 Estimativa de parâmetros dos movimentos

Perante a escassez de dados para a caracterização de movimentos sísmicos a caracterização da acção sísmica é feita através de procedimentos indirectos, isto é, através do recurso à estimação de parâmetros descritivos, da amplitude e da frequência dos movimentos, que possibilitem a sintetização artificial de sinais temporais consistentes.

Para a estimação destes parâmetros recorre-se as formulações de natureza empírica ou teórica, vulgarmente conhecidas por leis de atenuação. Em geral, as leis de atenuação exprimem os parâmetros dos movimentos sísmicos em função da magnitude ( $M$ ), da distância epicentral ( $R$ ) e, eventualmente, de outras variáveis explicativas pertinentes ( $P_i$ ), como as condições do solo no local, podendo descrever-se matematicamente por uma expressão geral do tipo:

$$Y = f(M, R, P_i) + \varepsilon \tag{3.10}$$

onde  $Y$  é o parâmetro a estimar e  $\varepsilon$  a variável aleatória que caracteriza a dispersão do parâmetro em torno de valores centrais. Na Fig. 3.17 representa-se esquematicamente a lei de atenuação do parâmetro  $Y$  e a probabilidade condicional de exceder o valor  $y$  quando a magnitude  $M$  é igual a  $m$  e a distância epicentral  $R$  é igual a  $r$ .

As leis de atenuação traduzem em locais afastados das zonas de geração a intensidade dos movimentos sísmicos como funções crescentes da magnitude (ou da energia libertada na fonte) e como funções decrescentes da distância (Carvalho et al., 2004).

Efectivamente, é uma constatação física que, no processo de propagação das ondas sísmicas até aos locais, com o afastamento ( $R$ ) ao foco aumenta a dissipação da energia libertada o que se reflecte numa atenuação dos movimentos com decréscimos das amplitudes e da duração e com uma

atenuação da energia espectral, especialmente associada às frequências mais elevadas. Aqui reside a explicação para o facto dos “sismos afastados” apresentarem uma tendência para a predominância relativa de frequências mais baixas que os “sismos próximos” (Kramer, 1996).

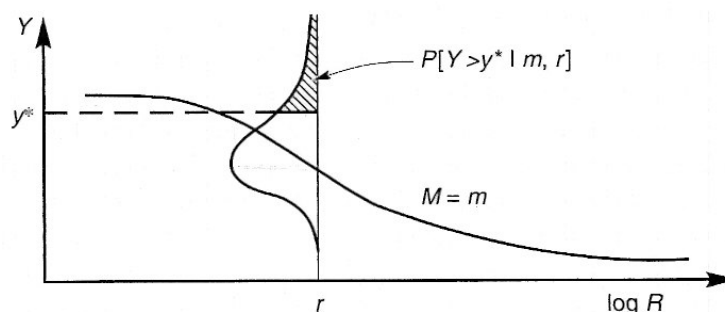


Fig. 3.17 - Representação esquemática da lei de atenuação do parâmetro  $Y$  e a probabilidade condicional de exceder o valor  $y$  quando a magnitude  $M=m$  e a distância epicentral  $R=r$  (Kramer, 1996).

A Fig. 3.16, ilustra a influência da magnitude nas características dos correspondentes sinais sísmicos, em termos de amplitude, do conteúdo de frequências e da duração dos movimentos. Em geral, os eventos sísmicos de elevada magnitude produzem num local movimentos de maior duração e com períodos de vibração mais longos que os pequenos sismos (Kramer, 1996).

### Parâmetros empíricos

As leis de atenuação de natureza empírica assentam em análises de regressão a partir de dados existentes nos catálogos sísmicos. Nos modelos empíricos, a atenuação da energia está, a par de outros fenómenos físicos, implicitamente considerada nos registos sísmicos subjacentes ao seu desenvolvimento. Os modelos empíricos são desenvolvidos/calibrados em regiões com elevada sismicidade instrumental. A sua maior utilidade reside na possibilidade de se poderem extrapolar os seus resultados para regiões de baixa sismicidade.

As leis empíricas tem um carácter dinâmico podendo actualizar-se periodicamente e/ou sempre que ocorrerem eventos sísmicos que o justifiquem. Um aspecto importante na utilização de leis empíricas é o tipo de magnitude (escala de magnitude) de medida da distância para que estão calibradas. Para mais detalhes consultar Kramer (1996).

Em Portugal, perante a escassez de registos sísmicos de eventos de grande intensidade, a caracterização da acção sísmica tem recorrido a leis empíricas obtidas a partir de informações recolhidas em bases de dados internacionais, nomeadamente da Europa. No entanto, como o catálogo sísmico Europeu (ESD) também não dispõe de um número suficiente de eventos de elevada magnitude, a utilização destas leis requer a sua extrapolação para sismos de grande intensidade, o que extravasa para domínios de aplicação e validade questionável (Carvalho et al., 2004). De uma

forma geral, a aplicação de leis empíricas para sismos de grande intensidade, com registos instrumentais pouco representativos e/ou para outras regiões, com ambientes tectónicos muito diferentes, é problemática. De facto, as leis empíricas não só não garantem a sua aplicabilidade em Portugal, dadas as naturais particularidades da sua sismicidade (Carvalho et al., 2004), como se têm revelado particularmente desadequadas para explicar os efeitos de sismos históricos de elevada magnitude, como é o caso do sismo de 1755 (Sousa, 2006).

Sousa (2006) reconhece as leis empíricas como um mal necessário referindo-as como o maior foco de incerteza, nos estudos de casualidade sísmica, e apontando-as como a causa da discordância dos resultados obtidos por diferentes autores.

### Leis de atenuação da intensidade

A intensidade sísmica é um parâmetro qualitativo que se correlaciona bem com a energia recebida nos locais e para o qual melhor se conhecem os efeitos da atenuação da energia sísmica dos sismos históricos. Por outro lado, porque consideram os eventos reais, a caracterização da atenuação da intensidade minimiza as incertezas inerentes às extrapolações para eventos de elevada magnitude.

Para Portugal continental têm sido propostas algumas leis de atenuação da intensidade sísmica baseadas no estudo de um conjunto diferenciado de sismos históricos e instrumentais. Contudo, porque a sua sismicidade se caracteriza tipicamente por um reduzido número de eventos muito energéticos, uma parte substancial destes modelos depende da interpretação que é dada ao sismo de 1755, no que diz respeito à localização da fonte (que com rigor ainda hoje se desconhece), à sua dimensão e ainda no que diz respeito às descrições históricas da destruição gerada pelo sismo (NAER). A análise sistemática realizada por Sousa (1996), a partir de um catálogo sísmico instrumental e de um catálogo de intensidades, procurou ajustar para Portugal uma lei de atenuação do tipo:

$$I = C_1 + C_2 M + C_3 \ln(R) + C_4 R + \varepsilon \quad (3.11)$$

onde,  $I$  é a intensidade sísmica;  $M$  é a magnitude;  $R$  é a distância hipocentral;  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ,  $C_4$  são coeficientes de calibração para eventos oriundos de diferentes fontes sísmicas e  $\varepsilon$  é uma variável aleatória para caracterizar a dispersão dos dados. Na Tabela 3.5 apresentam-se os coeficientes de calibração para as duas principais zonas geradoras de sismicidade em Portugal Continental.

Tabela 3.5 - Coeficientes do modelo de atenuação de intensidade macrosísmica para a zona do Vale do Tejo e para a zona Atlântica adjacente a SW do cabo de S. Vicente (Sousa, 1996)

Zona de sismogénese	Magnitude	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
Continental - Vale do Tejo	3.5 - 7.2	-	1.2102	-0.4700	-0.0064
Oceânica - SW S. Vicente	4.1 - 8.5	7.7988	1.3376	-2.0167	-

### Leis de atenuação da amplitude

Sendo o PGA um dos parâmetros habitualmente mais usado para caracterizar a amplitude dos movimentos sísmicos, têm sido várias as leis de atenuação do PGA propostas para diferentes regiões do planeta.

Em Portugal Continental, dadas as características da sua sismicidade, a inferência de valores de PGA resulta de correlações empíricas com a intensidade. Na falta de melhor informação, existem leis empíricas desenvolvidas a partir de registos compilados no catálogo sísmico da Europa e regiões adjacentes. A proposta de Ambraseys (1998) para estimar acelerações de pico dos movimentos sísmicos do solo (PGA) traduz-se na expressão:

$$\text{Log(PGA)} = -1.48 + 0.266M_s - 0.922 \log(R) + 0.117S_A + 0.124S_S + 0.24P \quad (3.12)$$

onde, PGA é o valor da máxima aceleração horizontal do solo em função da aceleração da gravidade; R é a distância ao epicentro, em km;  $S_A$  e  $S_S$  são coeficientes para as condições do solo local.

Na Fig. 3.18 representam-se as correspondente curvas de atenuação do PGA em função da magnitude e da distância ao substracto rochoso. Para mais detalhes consultar Ambraseys (1998).

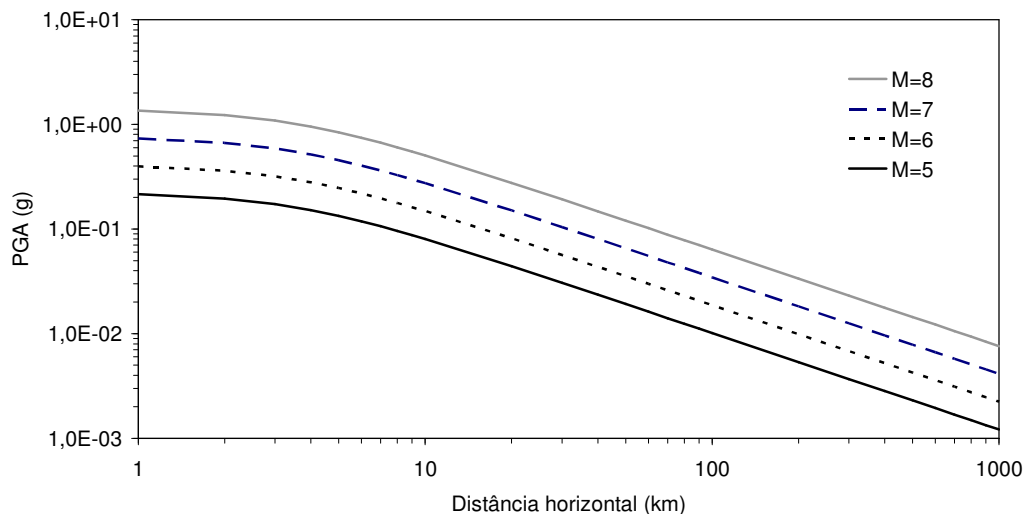


Fig. 3.18 - Curvas de atenuação empíricas do PGA, em função da magnitude e da distância, propostas com base no catálogo sísmico Europeu (ESD) (Ambraseys, 1998).

### Leis de atenuação espectral

Já se referiu que o conteúdo de frequências dos movimentos sísmicos depende da magnitude dos sismos e da distância entre o foco sísmico e os locais. Por seu lado, também já se referiu que, na propagação das ondas sísmicas, desde a falha até aos locais, as componentes de maior frequência (mais energéticas) têm tendência a dissiparem-se mais rapidamente do que as componentes de baixa frequência. Este fenómeno reflecte-se nos espectros dos movimentos que exibem períodos

predominantes ( $T_p$ ) crescentes com o afastamento à fonte (Kramer, 1996), conforme se ilustra na Fig. 3.19.

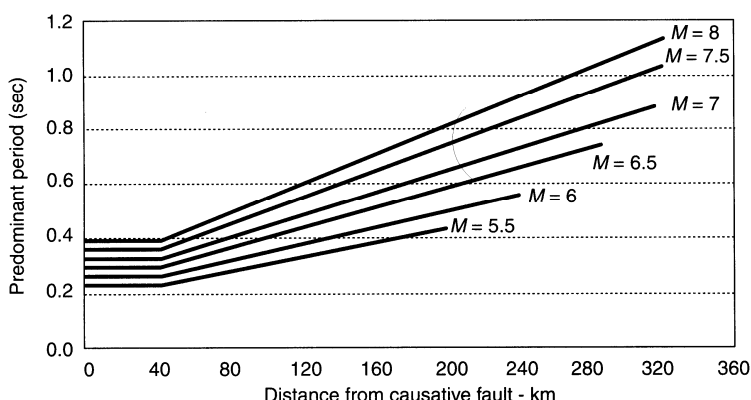


Fig. 3.19 - Atenuação do período predominante (conteúdo espectral) em função da magnitude e da distância epicentral (adaptado de Kramer, 1996).

A importância que os espectros de resposta desempenham em engenharia de estruturas, como importante ferramenta para estimar as “forças sísmicas” que actuam sobre as construções, estimulou o desenvolvimento de leis de atenuação espectral para a resposta.

A análise e o dimensionamento sísmico de estruturas baseou-se durante muitos anos em espectros de resposta padrão estabelecidos para cada tipo de solo mas ancorados num valor de PGA. A perigosidade sísmica regional, aferida em termos de PGA, era então considerada através de factores de escala que afectavam uniformemente os espectros padrão. Como consequência, a perigosidade sísmica, no domínio da frequência, deixava de estar representada de forma homogénea. No entanto, o incremento de registos instrumentais realçou a dependência dos espectros de resposta da magnitude, particularmente no domínio das baixas frequências conforme se ilustra na Fig. 3.20. A constatação deste fenómeno fez com se tenham escalado, ainda que de forma aproximada, os espectros de resposta para diferentes níveis de PGA, adoptando factores de escala distintos para diferentes gamas da frequência. Mais recentemente, tem-se recorrido ao desenvolvimentos de modelos empíricos de atenuação espectral de acelerações (Kramer, 1996).

A partir do catálogo sísmico Europeu (ESD), tem sido propostas algumas leis de atenuação para estimar as ordenadas da aceleração espectral da resposta. A proposta de Ambraseys (1998) traduz-se pela expressão:

$$\text{Log}(S_a) = C_1 + C_2 M_S - C_4 \text{Log} R + C_A S_A + C_S S_S + \sigma \cdot P \quad (3.13)$$

onde  $S_a$  representa a aceleração espectral;  $R$  representa a distância epicentral;  $\sigma$  é o desvio padrão;  $P=0$ , para valores médios, e  $P=1$ , para valores do quantilho 84%;  $S_A$  e  $S_S$  são parâmetros para o tipo de solo local. Na Fig. 3.21 representam-se graficamente os valores médios da atenuação da aceleração espectral da resposta desta proposta para  $R=60$  km e para 5% do amortecimento crítico.



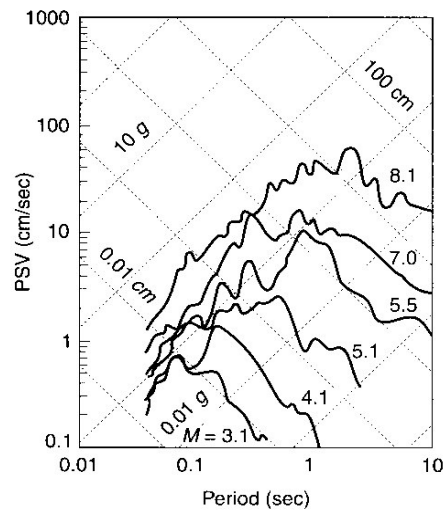


Fig. 3.20 - Espectros de resposta trilogarítmicos correspondentes aos acelerogramas da Fig. 3.16 para eventos provenientes da mesma fonte e registados num mesmo local (Kramer, 1996).

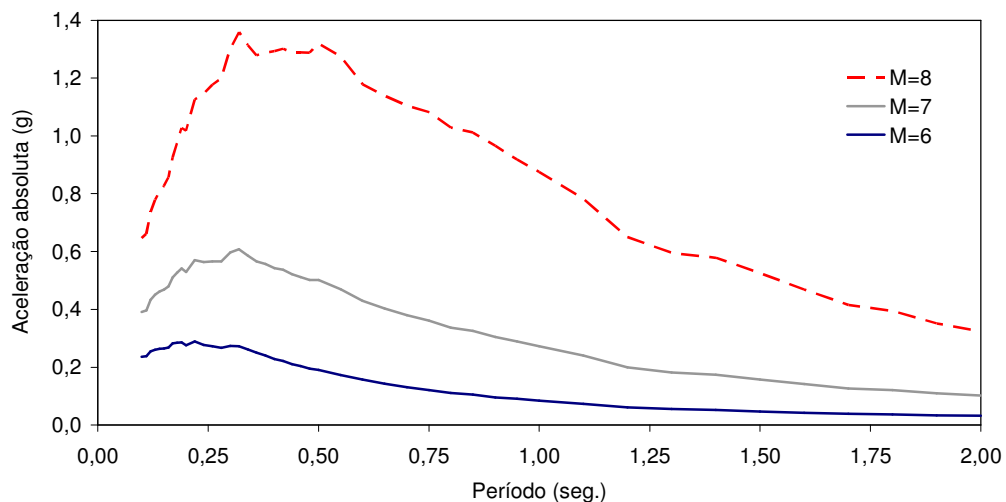


Fig. 3.21 - Curvas de atenuação empíricas da aceleração espectral da resposta propostas com base no catálogo sísmico Europeu (ESD) para  $R=60\text{km}$  e 5% de amortecimento (Ambraseys,1998).

### Estimativa da duração

Apesar da importância da duração da acção sísmica no comportamento das estruturas e do risco sísmico, este parâmetro ainda não é considerado na maioria dos regulamentos de segurança existentes. Apesar da dificuldade em estimar a duração dos movimentos, em função da magnitude  $M$  e da distância focal  $R$ , o incremento dos registos sísmicos instrumentais tem permitido estudar a duração dos movimentos sísmicos e o desenvolvimento de leis empíricas em diversos ambientes tectónicos (Hernandez & Cotton, 2000). A proposta de Hernandez & Cotton (2000) para estimar a duração principal dos sismos (do inglês “*significant duration*”), a partir da base de dados sísmica da Califórnia e de Itália, traduz-se pela expressão (3.14):

$$\ln(\text{duração}) = a + b.M + c.\ln R + d.S \pm \sigma \quad (3.14)$$

onde  $a$ ,  $b$ ,  $c$  e  $d$  são coeficientes do modelo de regressão para frequências entre 0.5Hz e 10Hz;  $M$  é a magnitude;  $R$  é a distância focal;  $S$  é um parâmetro para o tipo de solo local e  $\sigma$  é o desvio padrão da duração. Em França Continental, as análises de regressão, conduziram à fixação dos seguintes valores para os coeficientes de calibração:  $a=-1.04$ ;  $b=0.44$ ;  $c=0.19$ ;  $d=0.04$  e  $\sigma= 0.48$ .

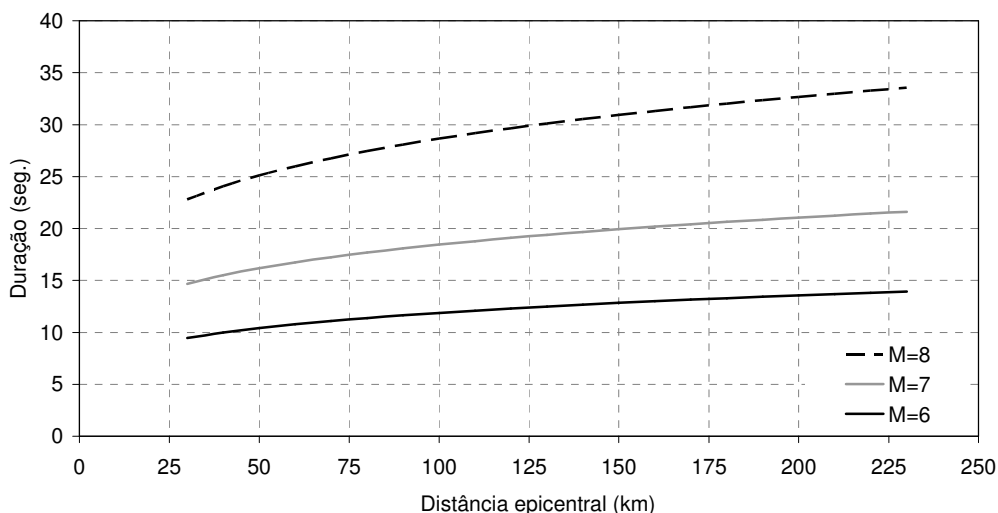


Fig. 3.22 - Curvas de atenuação empíricas da duração principal esperada propostas para França Continental (Hernandez & Cotton, 2000).

Em Portugal Continental, o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983), partindo de uma abordagem empírica, idealiza as diversas componentes do movimento sísmico como uma amostra de um processo estocástico gaussiano estacionário<sup>4</sup> com durações estacionárias de 10 e 30 segundos, respectivamente, para “sismos próximos” e “sismos afastados”, para um período de retorno de 975 anos.

Contudo, a excitação sísmica reveste-se frequentemente de um carácter não-estacionário, quer em termos de amplitude, quer de conteúdo de frequências. Em amplitude, os acelerogramas sísmicos apresentam, de uma forma geral, um período inicial de crescimento rápido, seguido de uma fase aproximadamente estacionária e, por último, um decrescimento gradual num período de tempo relativamente prolongado (Carvalho et al., 2004), ver Fig. 3.23. Refere-se contudo que, com rigor, os acelerogramas sísmicos não exibem nenhuma fase verdadeiramente estacionária, pois apresentam

<sup>(4)</sup> - Um sinal estocástico estacionário é um sinal aleatório cujas propriedades estatísticas (média, desvio padrão, etc.) são independentes do intervalo tempo. Nota-se que, um sinal estocástico pode ser estacionário em frequência e não-estacionário (ou transiente) em amplitude.

um conteúdo em frequências que também varia ao longo do tempo, mesmo quando a análise recai sobre a zona mais intensa dos acelerogramas, usualmente admitida como estacionária (Carvalho et al., 2004). Vanmarcke et al. (1976) e Clough & Penzien (1993) apresentam algumas das funções mais usuais para a modulação do regime transiente da amplitude dos movimentos sísmicos.

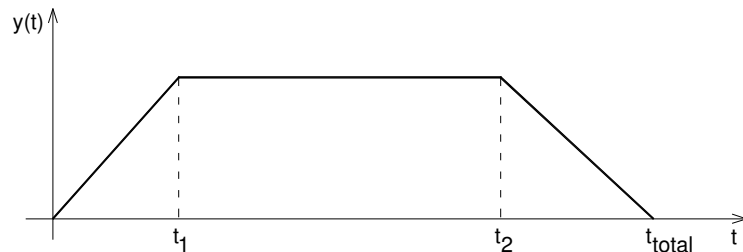


Fig. 3.23 - Função trapezoidal de transiência da amplitude dos movimentos (onde  $t_{total}$ =duração total;  $t_1$ =duração transiente inicial;  $(t_2-t_1)$ =duração estacionária;  $(t_{total}-t_2)$ =duração transiente final).

### Parâmetros teóricos

Os parâmetros descritivos dos movimentos sísmicos estimados através de modelos teóricos de atenuação designam-se neste trabalho por parâmetros teóricos.

Os modelos teóricos, também designados por modelos sismológicos, baseiam-se no estudo e na modelação numérica de diferentes processos físicos envolvidos na geração e na propagação, incluindo os efeitos locais, fazendo intervir inúmeras variáveis explicativas, para sintetizar, em locais afastados da fonte, parâmetros descritivos dos movimentos sísmicos expectáveis. Dependentes do conhecimento das estruturas sismogénicas e da geofísica adjacente, a calibração/validação preliminar dos modelos teóricos é efectuada com base em registos disponíveis em catálogos sísmicos regionais, geralmente correspondentes a sismos de menor magnitude.

Nota-se que os mecanismos de geração na fonte, cujo detalhado processo ainda se desconhece, afectam, em especial, a geração das componentes de elevada frequência dos movimentos sísmicos (Carvalho et al., 2004). Contudo, salienta-se que, apesar das muitas incertezas ainda existentes e à assunção de determinadas hipóteses simplificativas, estes modelos constituem a ferramenta com maior fundamentação científica actual para explicar parâmetros dos movimentos sísmicos intensos, associados a cenários sísmicos pouco frequentes e demasiado dependentes da sismicidade histórica. Este é o caso de Portugal Continental onde, face à escassez de registos instrumentais, especialmente de elevada magnitude, e em alternativa aos modelos empíricos, tradicionalmente empregues nos estudos de caracterização da acção sísmica, com os inconvenientes apontados em relação à validade da sua aplicação, se tem procurado desenvolver modelos analíticos de natureza física, no domínio da geofísica e da sismologia – modelos sismológicos. Neste domínio refere-se o trabalho desenvolvido pelo Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (NESDE-LNEC) na modelação numérica da atenuação espectral. Em

termos muito sintéticos, o modelo proposto interpreta os espectros de amplitudes dos movimentos sísmicos (FAS), em locais afastados da fonte, como um reflexo dos espectros na fonte, descrevendo-os, matematicamente, através de uma expressão geral do tipo:

$$FAS(f, R) = (2\pi \cdot f)^2 \cdot S(f) \cdot A_n(f, R) \cdot G(R) \cdot P(f) \cdot V(f) \quad (3.15)$$

onde  $f$  é a frequência;  $R$  é a distância entre a fonte e o local;  $S(f)$  é o espectro de deslocamentos na fonte (descrito como função do momento sísmico  $M_0$  ou da magnitude  $M$ ) e  $(2\pi \cdot f)^2 \cdot S(f)$  o respectivo espectro de acelerações; o termo  $A_n(f, R) \cdot G(R)$  reflecte os efeitos da atenuação na propagação desde a fonte até ao local, sendo o termo  $A_n(f, R)$  o factor de atenuação inelástica e  $G(R)$  o factor de atenuação geométrica; o produto  $P(f) \cdot V(f)$  reflecte a influência de efeitos de sítio locais representando  $P(f)$  um factor de atenuação na crosta superior e  $V(f)$  o factor de amplificação do solo local.

Na Fig. 3.24 ilustram-se esquematicamente as fases do processo físico subjacente aos modelos sismológicos.

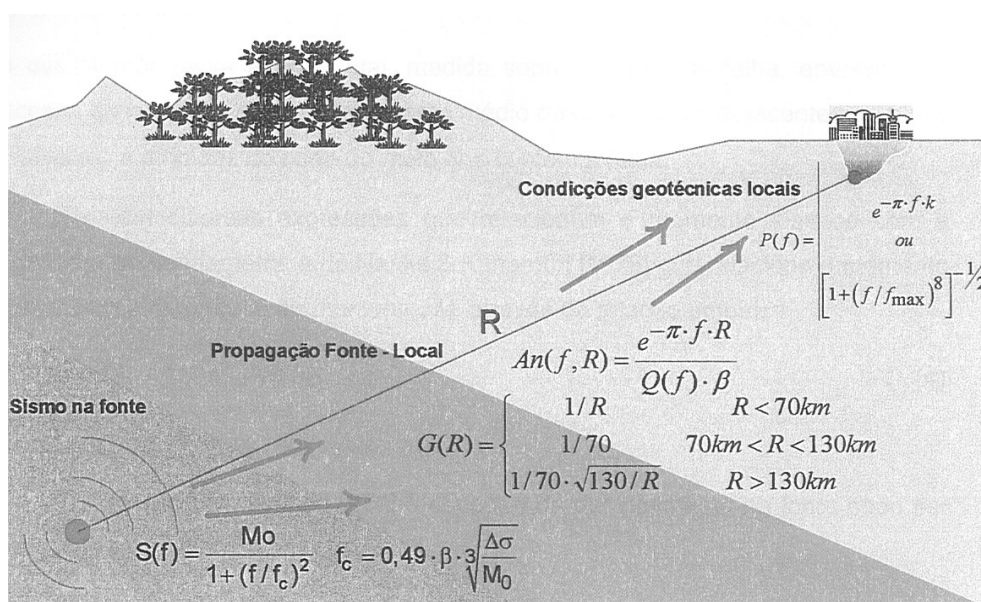


Fig. 3.24 - Esquema do processo físico subjacente aos modelos sismológicos (onde  $f_c$  é a frequência de corte;  $\Delta\sigma$  a diferença de tensões na falha, antes e após a rotura, e  $M_0$  o momento sísmico) (Carvalho et al., 2004).

Nota-se que, a sofisticação destes modelos está muito dependente da forma como se modela o mecanismo de rotura e, conseqüentemente, o espectro na fonte  $S(f)$ . A consideração de uma fonte pontual ou de uma fonte não-pontual (ou finita), ao incluir a geometria da falha e a possibilidade de modelação da direcção da propagação da rotura, pode influenciar profundamente a amplitude, o conteúdo em frequências e a duração dos movimentos estimados. Para mais detalhes consultar Carvalho et al. (2004).

Refere-se finalmente que o conhecimento incompleto das estruturas tectónicas e dos processos sismogénicos da zona do Vale Inferior do Tejo tem restringido o desenvolvimento e a aplicação dos modelos sismológicos a estruturas da zona Atlântica Adjacente.

### 3.4.2.3 Geração de sinais

O simples conhecimento de parâmetros descritivos dos movimentos sísmicos, como o PGA ou o espectro de resposta (RS), por si só, é insuficiente para estudar o comportamento não-linear das construções ou dos solos, pelo que são requeridas séries temporais dos movimentos sísmicos, ou, simplesmente sinais sísmicos.

Uma vez identificados os cenários sísmicos que caracterizam a perigosidade sísmica de uma região, há duas abordagens possíveis para sintetizar séries temporais dos movimentos sísmicos para efeitos do dimensionamento e da verificação da segurança das estruturas de engenharia civil.

Em ambientes de elevada sismicidade, em que o catálogo sísmico instrumental dispõe de uma quantidade de registos de eventos sísmicos que possam considerar-se representativos da perigosidade regional, como é o caso da Califórnia (EUA), é relativamente fácil identificar e seleccionar sinais (séries temporais dos movimentos sísmicos) consistentes com os cenários de perigosidade adoptados no estudo. Por seu lado, em ambientes com baixas taxas de recorrência de eventos sísmicos fortes, quando os catálogos sísmicos instrumentais não são representativos da perigosidade sísmica, historicamente observada, como é o caso de Portugal, a alternativa passa pela geração artificial de sinais.

O objectivo da geração artificial reside na sintetização de sinais sísmicos a partir de parâmetros descritivos dos movimentos, estimados em consistência com as características dos cenários sísmicos adoptados. Existem hoje várias metodologias de geração artificial. As características da sismicidade regional, os registos instrumentais disponíveis e o grau de conhecimento das estruturas sismotectónicas, dos processos de geração na fonte e das condições geofísicas de propagação até aos locais ditarão, caso a caso, qual a metodologia mais adequada. Apresentam-se de seguida as três metodologias de geração artificial mais vulgares:

- Modificação de sinais reais;
- Métodos semi-empíricos baseados nas Funções de Green;
- Geração através de processos estocásticos (no domínio do tempo ou da frequência).

#### **Modificação de sinais reais**

A modificação de sinais sísmicos reais, normalmente séries temporais de aceleração, constitui a metodologia de geração artificial mais simples (Kramer, 1996). Contudo, é requerida uma criteriosa selecção do registo a modificar, normalmente efectuada em bases de dados. Com efeito, o registo de referência deve corresponder a condições muito próximas das do sinal a gerar não só em termos de cenário sísmico (magnitude e distância epicentral) e condições locais de implantação (solos e

topografia) como também em termos de termos de amplitude (PGA, PGV, etc.), conteúdo de frequências (frequência predominante) e duração. Assim, a partir dos parâmetros estimados para o cenário sísmico adoptado para o local os passos do procedimento podem resumir-se em: (i) seleccionar um sinal sísmico com período predominante semelhante ao estimado para o cenário sísmico adoptado; (ii) escalar o sinal referência com base no PGA estimado; (iii) modificar a duração do sinal para a duração estimada.

As técnicas de modificação de sinais devem ser utilizadas com cuidado, pois a alteração da duração ou da amplitude alteram também o conteúdo de frequências do sinal. Aliás, a alteração da frequência de amostragem do registo sísmico (intervalo de tempo  $\Delta t$  que medeia entre registos consecutivos de uma série) é um procedimento corrente destas técnicas para corrigir o desfasamento entre o período predominante desejado e o período predominante do registo de referência (Kramer, 1996).

### **Funções semi-empíricas de Green**

Neste método, os eventos de menor intensidade ocorridos numa determinada estrutura sismotectónica e registados a uma certa distância da mesma são utilizados como funções básicas - funções de Green - que se sobrepõem com um desfasamento no tempo de forma a caracterizar movimentos de um sismo de maior intensidade que potencialmente possam ocorrer na mesma estrutura sismogénica. As funções de Green descrevem no local os movimentos sísmicos correspondentes a um deslocamento instantâneo unitário ocorrido na fonte. Pressupõe-se, assim, que “a energia libertada na fonte se dissipa e propaga da mesma forma para sismos de pequena e grande intensidade e, se as relações de escala das características do sismo na fonte forem conhecidas, é possível prever movimentos sísmicos de qualquer intensidade” (Campos Costa, 1993). Como requisitos, a técnica requer a associação de um registo a uma determinada estrutura sismogénica, o que nem sempre é tarefa fácil uma vez que, para tal, se exige uma refinada malha de monitorização sísmica nem sempre disponível. Para mais detalhes consultar Kramer (1996).

### **Geração através de processos estocásticos**

A semelhança entre os sinais sísmicos e os processos estocásticos não-estacionários está na origem do desenvolvimento destes métodos de geração, utilizados desde 1947 (Kramer, 1996).

Os processos estocásticos gaussianos são particularmente atractivos. De facto, a assunção da hipótese da distribuição de amplitudes ser um processo estocástico gaussiano, constitui uma abordagem satisfatória para caracterizar a aleatoriedade da amplitude dos sinais sísmicos e conduz a processos matemáticos relativamente fáceis de tratar (Hitchings, 1992). Recorda-se que nestes processos os sinais são gerados a partir de parâmetros descritivos dos movimentos sísmicos, estimados com base em formulações empíricas (parâmetros empíricos) ou formulações teóricas (parâmetros teóricos) e em consistência com os cenários de casualidade sísmica adoptados.

Os processos de geração podem ser manipulados no domínio do tempo ou no domínio da frequência.

O processo tradicional de geração no **domínio do tempo**, conforme se ilustra esquematicamente na Fig. 3.25, envolve a filtragem de frequências de um sinal estocástico estacionário<sup>5</sup>, vulgarmente “ruído branco”<sup>6</sup>, e a posterior multiplicação por uma função de modulação determinística que determina a transiência em amplitude. Mais recentemente, tem sido desenvolvidas técnicas de geração com funções de modulação que permitem também considerar a não-estacionariedade em frequência dos sinais sísmicos (Campos Costa, 1993; Kramer, 1996).

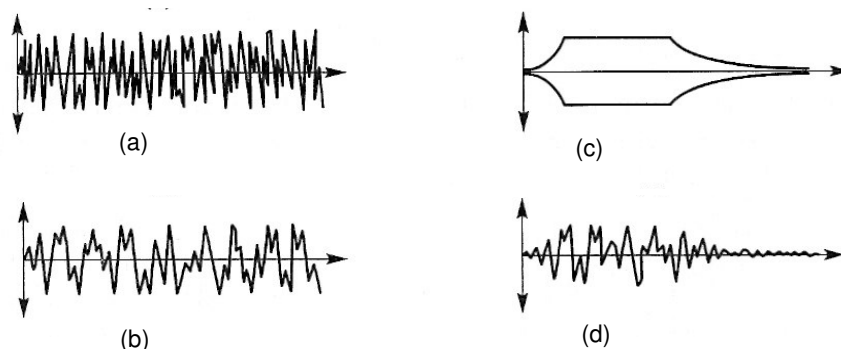


Fig. 3.25 - Geração de sinais sísmicos no domínio do tempo: (a) sinal estocástico estacionário (“ruído branco”); (b) filtragem de frequências do “ruído branco”; (c) função de modulação de amplitudes; (d) sinal estocástico não-estacionário em amplitude resultante do produto (b)x(c) (Kramer, 1996).

No **domínio da frequência** a geração de sinais explora o conceito das séries de Fourier (ver secção 3.4.2), isto é, os sinais sísmicos podem sintetizar-se através da adequada combinação de um espectro de amplitudes de Fourier (FAS) com um espectro de fases de Fourier (FPS). Os métodos de geração no domínio da frequência são assim particularmente úteis para sintetizar sinais consistentes com parâmetros espectrais de referência, tomando-se geralmente por referência espectros de resposta em aceleração (Kramer, 1996).

Num processo tradicional de geração no domínio da frequência, esquematizado na Fig. 3.26, a partir da duração e de um parâmetro de amplitude dos movimentos é gerado um sinal de “ruído branco” que, posteriormente, é multiplicado por uma função de modulação predefinida e de cujo resultado se obtém um espectro de fases de Fourier (FPS). Da adequada combinação do espectro de fases (FPS) e de um espectro de amplitudes (FAS), inicialmente estimado, resulta um sinal estocástico

(<sup>5</sup>)- Um sinal estocástico estacionário é um sinal aleatório cujas propriedades estatísticas são independentes do intervalo de tempo. Um acelerograma estacionário, por exemplo, tem uma aceleração média, desvio padrão e conteúdo de frequências constante, independentemente do intervalo de tempo observado.

(<sup>6</sup>)- O “ruído branco” é um sinal aleatório com densidade espectral uniforme, ou seja, intensidade independente da banda de frequências. Em teoria pressupõe um conteúdo de frequências infinito o que corresponderia a uma intensidade total infinita. Na prática o “ruído branco” apenas se define para bandas de frequência interessadas.

estacionário que depois é multiplicado por uma função de modulação. Segue-se um processo iterativo no qual as ordenadas do espectro de amplitudes são ajustadas até que o sinal estocástico não-estacionário resultante seja consistente com um espectro de resposta padrão.

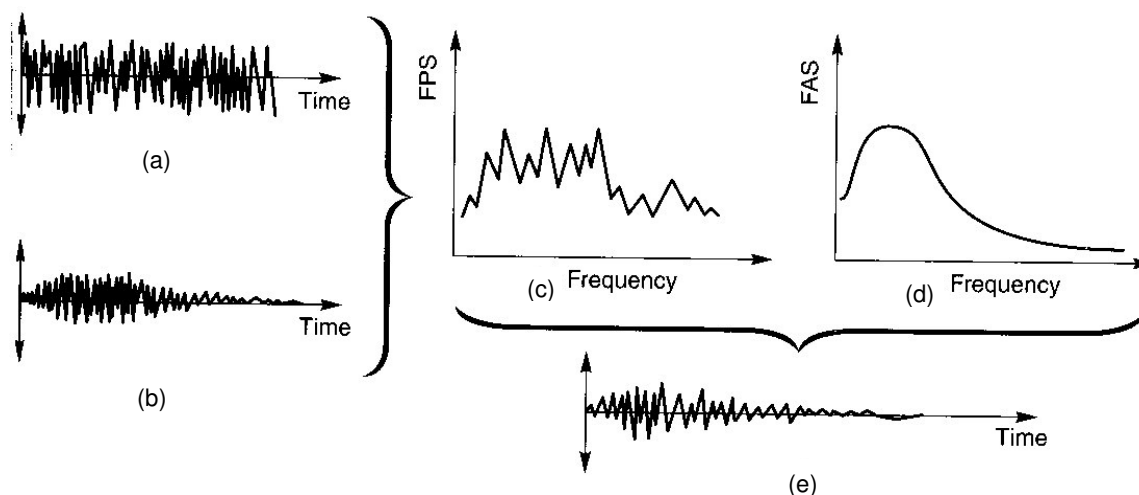


Fig. 3.26 - Geração de sinais sísmicos no domínio da frequência: (a) um sinal de “ruído branco” é multiplicado por uma função de modulação para obter (b) um sinal não-estacionário em amplitude; (c) o espectro de fases (FPS) é obtido por transformações de Fourier do sinal modulado; (d) espectro de amplitudes de Fourier (FAS) estimado; (e) sinal sísmico resultante da combinação dos espectros de fase e de amplitudes (Kramer, 1996).

Existe diverso software que, com base na duração, num parâmetro de amplitude, num parâmetro do conteúdo de frequências e numa função de modulação da transiência de amplitudes, gera no domínio da frequência sinais estocásticos não-estacionários (em amplitude) consistentes com um espectro de resposta padrão. O SIMQKE (Vanmarcke et al., 1976) é um software de referência neste domínio.

Em Portugal, na ausência de registos de sinais sísmicos representativos da sua perigosidade, para períodos de retornos elevados, tem-se recorrido à geração artificial de sinais no domínio da frequência através de processos estocásticos não-estacionários e fazendo intervir funções de modulação simultaneamente dependentes das variáveis tempo e frequência. Como parâmetros de base tem sido utilizados parâmetros espectrais empíricos (Campos Costa, 1993) e, mais recentemente, parâmetros espectrais teóricos, obtidos através de formulações teóricas sustentadas em modelos sismológicos (Carvalho et al., 2004) desenvolvidos no NESDE – LNEC (Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil), ver secção 3.4.2.1.



### 3.4.3 Efeitos de sítio

Nesta secção trata-se da descrição de potenciais efeitos de sítio e da quantificação da sua influência nos sinais registados à superfície do solo. Os efeitos de sítio definem-se como fenómenos locais, associados ao comportamento dos solos e da geomorfologia, na propagação da energia sísmica entre o substracto rochoso e a superfície. Os efeitos de sítio podem induzir alterações significativas nos sinais sísmicos, recebidos ao nível do substracto rochoso, em termos de amplitudes, do conteúdo de frequências e de duração podendo aumentar um a dois graus a intensidade sísmica (Teves-Costa et al., 2004)

A grande variedade de propriedades físicas dos materiais que constituem a parte superficial da crosta (até uma profundidade de 5 km) assim como a grande dispersão de mecanismos de atenuação da energia sísmica são também responsáveis pelos diferentes comportamentos manifestados à superfície em diferentes locais. No entanto, os efeitos de sítio referem-se, em geral, a fenómenos da geologia superficial, dentro de algumas dezenas de metros (NAER).

De um modo geral, podem distinguir-se dois tipos de efeitos de sítio: os efeitos geomorfológicos (ou topográficos) e os efeitos devidos às propriedades geológico-geotécnicas dos solos de superfície sobrejacentes ao maciço rochoso.

A presença de efeitos de sítio é aparente quando o padrão de distribuição dos danos associados a um sismo, num determinado local, é muito heterogéneo podendo observar-se o contraste de danos elevados com danos ligeiros em zonas de relativa proximidade. De um modo geral, os danos são maiores nas zonas de solos macios, do que nas zonas de solos rijos ou rochas.

A experiência mundial tem mostrado repetidamente a importância dos efeitos de sítio na distribuição da intensidade sísmica. Em 1906, durante o sismo de São Francisco, observou-se uma significativa predominância do grau dos danos na zona alta da cidade relativamente aos observados na zona baixa. Mais recentemente, observou-se o mesmo tipo de fenómeno em diversas cidades, como, por exemplo, Caracas (Venezuela) em 1967, Bursa (Turquia) em 1970 e Bucareste (Roménia) em 1977 (Kramer, 1996). Os registos históricos disponíveis também revelam a ocorrência de significativos efeitos de sítio associados aos sismos históricos que afectaram a cidade de Lisboa (Teves-Costa et al., 2004).

Estes exemplos alertam para a importância destes fenómenos na estimativa dos efeitos produzidos por um sismo forte numa determinada área.

#### **Efeito dos solos**

Na Fig. 3.27 ilustra-se a influência do tipo de solo no espectro médio de resposta em aceleração. Verifica-se, como já referido, que os solos podem alterar o conteúdo espectral do sinal recebido. De uma forma geral, os solos macios amplificam as baixas frequências em detrimento das altas frequências. Para avaliar os factores de amplificação, para diferentes gamas de frequências, é necessário caracterizar as funções de transferência do solo. As funções de transferência  $H(\omega)$  são

independentes da acção excitadora e representam, neste contexto, a relação entre a resposta  $Q_i(\omega)$  (avaliada no ponto  $i$  à superfície) e a excitação  $P_j(\omega)$  (induzida no ponto  $j$ , ao nível do substrato rochoso) conforme descreve a expressão:

$$H_{ij}(\omega) = \frac{Q_i(\omega)}{P_j(\omega)} \quad \text{com } i, j = 1, 2, \dots, n \text{ (nº pontos de medição)} \quad (3.16)$$

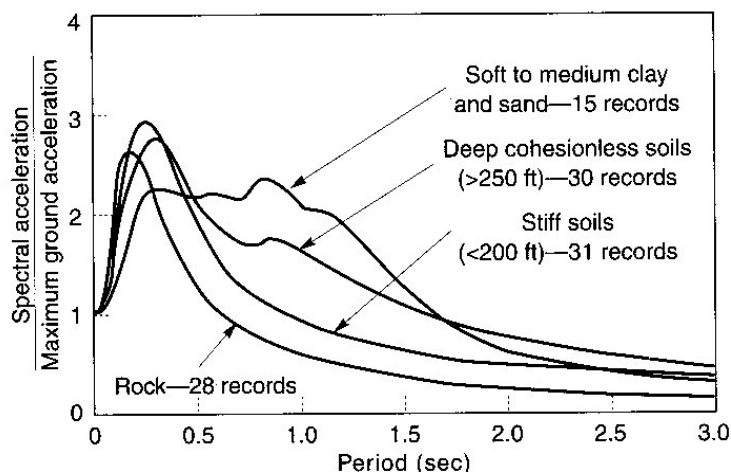


Fig. 3.27 - Influência do tipo de solo no espectro de resposta médio de aceleração (adaptado de Kramer, 1996).

O facto de uma construção se encontrar implantada sobre um solo macio pode, por si só, ser um factor de perigo. Os sítios localizados em vales sedimentares ou em espessos depósitos de aluviões macios, constituem casos paradigmáticos deste tipo de solos. Estes depósitos, com frequência fundamental de vibração bem definida, tem tendência para amplificar as componentes do movimento do substrato rochoso com essa frequência em detrimento da importância das restantes frequências (NAER). Desta forma, as construções poderão ser afectadas de um modo selectivo, de acordo com a sua própria frequência fundamental de vibração. Este fenómeno de amplificação é particularmente importante para sismos distantes, por apresentarem uma predominância relativa de frequências mais baixas.

Os danos observados nos edifícios médios e altos, de 6 a 15 andares, na Cidade de México durante os sismos de 1957 e 1985 podem ser explicados por este fenómeno. De facto, os solos macios, além de terem frequências próprias baixas, semelhantes à dos edifícios médio-altos, ainda amplificam a duração dos movimentos sísmicos (Kramer, 1996). Contudo estes fenómenos de amplificação parecem ter bastante menos importância no caso de construções históricas como referem Rivera et al. (2008), a propósito do estudo sísmico da Catedral da Cidade do México. O desfaseamento da frequência fundamental, deste tipo de construções, em relação às frequências fundamentais da coluna de solos macios, e os maiores níveis de amortecimento são apontados como possível justificação.

### **Efeito da liquefacção**

Além dos efeitos de amplificação dos movimentos do solo, em termos de frequências, amplitudes e duração, existe outro tipo de efeitos de sítio associado ao comportamento das camadas superficiais do solo que é o fenómeno da liquefacção<sup>7</sup>. Estes fenómenos ocorrem geralmente em solos pouco ou mal consolidados, como areias finas ou siltes, com nível freático elevado, como são os depósitos sedimentares/aluvionares formados nas últimas centenas de anos. Fenómenos de liquefacção dos solos, com danos significativos nas construções, tem sido observados em diversos locais como os associados aos sismos em Niigata (1964), Alaska (1964), Costa Rica (1981) e Kobe (1995) (Kramer, 1996).

### **Efeito da geomorfologia**

Apesar das características da coluna de solos ser considerada como a principal causa da amplificação dos movimentos do solo à superfície, a geomorfologia local, ou seja a geometria das estruturas geológicas superficiais, também concorre para este tipo de efeitos de sítio. A presença de grandes estruturas geomorfológicas, como um sinclinal (dobra concâva) ou um anticlinal (dobra convexa), pode modificar as características da propagação das ondas sísmicas polarizando os seus efeitos. Os efeitos da topografia na propagação da energia sísmica podem ser explicados por fenómenos deste tipo. Com efeito, a simples configuração geométrica do substrato geológico de um vale pode focalizar o afloramento da energia sísmica em determinados pontos que, apesar da sua proximidade relativa, manifestam distinta amplificação dos movimentos conforme se ilustra na Fig. 3.28. Neste contexto, os vales ou bacias sedimentares, de grande espessura, preenchidos por sedimentos macios, constituem casos peculiares na medida em que reúnem condições para manifestar dois tipos de efeitos de sítio.

### **Estudos de microzonamento**

A avaliação e a quantificação os efeitos de sítio, num determinado local, compreende a realização de estudos de microzonamento. Os estudos de microzonamento podem ser feitos pontualmente, para um determinado caso específico de estudo, ou de forma mais abrangente em toda uma zona. No segundo caso deve resultar dos estudos de microzonamento um mapeamento dos efeitos de sítio, que constitui um importante instrumento de gestão territorial (planeamento regional e urbano) e de apoio à concepção e à verificação da segurança sísmica das construções. Os estudos de

---

<sup>7</sup> O aumento da pressão intersticial em solos saturados, devido à acção sísmica, conduz à perda da sua capacidade de suporte, por perda de resistência ao corte, assemelhando-se o seu comportamento ao de um líquido.

microzonamento são também necessários para interpretar e simular os efeitos produzidos por potenciais sismos num determinado local (vila, cidade, etc.).

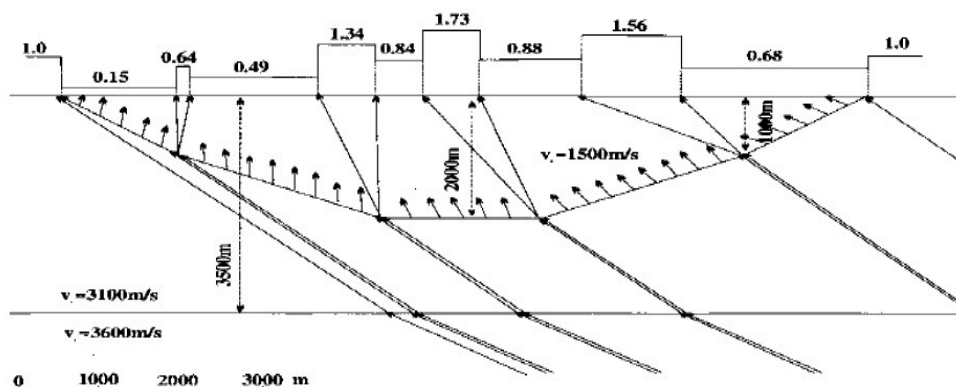


Fig. 3.28 - Efeitos da geomorfologia superficial (substrato rochoso) na focalização da energia sísmica à superfície através da interferência de fenômenos na propagação (adaptado de NAER).

Os estudos de microzonamento podem fazer-se a vários níveis. Determinante para a escolha do nível de microzonamento é o rigor com que se conhecem as características das formações geológicas dos solos superficiais e as respectivas propriedades geotécnicas bem como os objectivos do estudo. O manual de microzonamento da International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE, 1999) distingue três níveis de microzonamento: nível 1, nível 2 e nível 3.

O **nível 1** de microzonamento, com um carácter qualitativo, eminentemente empírico, constitui a forma mais simples e directa de fazer o microzonamento. Consiste na compilação e análise de dados relativos à sismicidade histórica regional, na análise da distribuição de danos locais de sismos históricos e no conhecimento geral da geologia superficial para elaborar mapas de microzonamento e/ou para o estabelecimento de leis empíricas de amplificação. Como tal, esta abordagem do microzonamento é especialmente aplicável em zonas de elevada sismicidade como é o caso do Japão ou da Califórnia.

No início do século XX a análise da relação entre a distribuição dos danos com os efeitos de sítio foi utilizada para fazer o microzonamento das cidades de Tokio e de São Francisco, ver Fig. 3.29 (ISSMGE, 1999).

O cruzamento de mapas da geologia superficial com mapas de isossistas locais, de sismos históricos, tem permitido estabelecer correlações empíricas entre os incrementos locais de intensidade ( $\Delta I$ ) e as formações geológicas (ISSMGE, 1999). Por seu lado, a combinação destas correlações com leis de atenuação da intensidade tem sido usadas para elaborar mapas de microzonamento em termos da intensidade expectável para determinados cenários sísmicos. Adicionalmente, tem sido propostas correlações empíricas, entre o incremento de intensidade ( $\Delta I$ ) e a amplificação relativa (AR), do tipo:

$$\Delta I = 0.27 + 2.7 \log (AR) \quad (3.17)$$

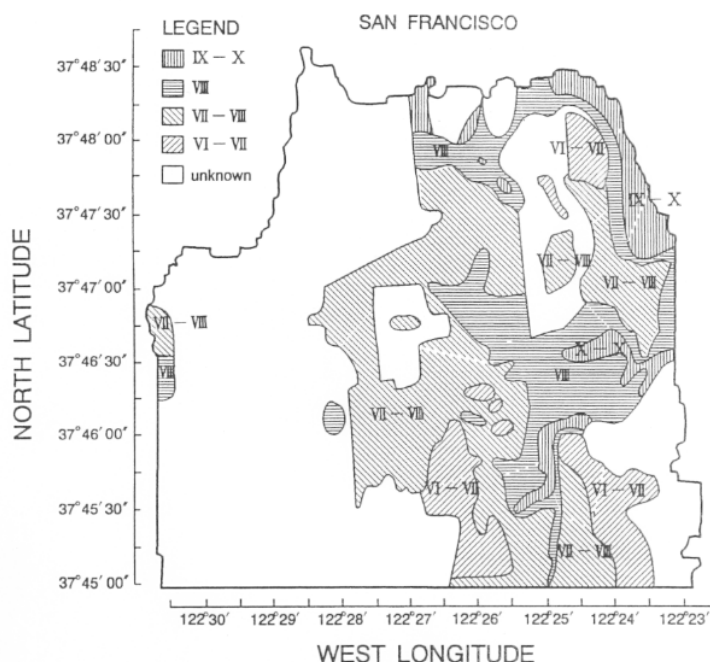


Fig. 3.29 - Mapa do microzonamento sísmico da cidade de São Francisco em termos das intensidades correspondentes ao sismo de 1906 (ISSMGE, 1999).

O **nível 2** de microzonamento é um nível intermédio de carácter mais quantitativo. Com efeito, a avaliação dos efeitos de sítio assenta num reconhecimento mais detalhado (que o nível 1) da geologia superficial e de algumas das suas propriedades geotécnicas com vista à classificação dos solos superficiais em três categorias: (i) moles; (ii) intermédios e (iii) rijos. Os efeitos de sítio, propriamente ditos, são avaliados propondo para cada categoria de solos parâmetros tipo de amplificação espectral, nomeadamente, espectros de resposta ou funções de transferência.

Diferentes ensaios geotécnicos (sondagens tipo SPT e CPT), geofísicos (análise de microtremores) e recolha e tratamento de amostras em laboratório são requeridos para estimar a velocidade de propagação das ondas sísmicas transversais (ondas S) que se correlaciona bem com outras propriedades físicas dos solos como a densidade e a elasticidade. Alguns estudos de regressão têm revelado, inclusivamente, que a velocidade de propagação das ondas transversais, nos solos de superfície, se correlaciona bem com a amplificação relativa (ISSMGE, 1999).

Na ausência de sondagens geológicas e geotécnicas pode recorrer-se à prospecção indirecta das propriedades dos solos através do registo e análise de microtremores associados ao ruído ambiente (vento, tráfego automóvel, etc.). De facto, tem sido propostos vários métodos empíricos para a classificação dos solos através da análise de microtremores. Estes métodos baseiam-se fundamentalmente na observação de que nos solos moles os movimentos se manifestam com períodos mais longos e maiores amplitudes (ISSMGE, 1999).

O **nível 3** é o mais sofisticado dos níveis de microzonamento. O nível 3 dos estudos de microzonamento pressupõe uma investigação detalhada sobre as características geomorfológicas,

geológicas, geofísicas e tectónicas do sítio, e devem incluir uma investigação geotécnica tão completa quanto possível que permita a simulação numérica do comportamento dos solos. Para o efeito, assume especial importância a identificação dos principais parâmetros geotécnicos dos estratos de solo (elasticidade, ângulo de atrito, coesão, densidade, coeficientes de amortecimento, índices de consistência e de compactação e ainda as velocidades de propagação), necessários à caracterização das propriedades de resistência e deformabilidade da coluna de solo. Para a avaliação da resposta dinâmica dos solos concorrem ainda as relações rigidez de corte-deformação de corte ( $G-\gamma$ ) e amortecimento-deformação de corte ( $\xi-\gamma$ ) que é necessário caracterizar (Kramer, 1996).

Os modelos numéricos mais utilizados no estudo do comportamento dinâmico-histerético dos solos de superfície baseiam-se na discretização em camadas horizontais, com propriedades mecânicas diferenciadas e linearizadas admitindo a hipótese, nem sempre válida, da propagação vertical das ondas sísmicas de corte (ondas S) (Kramer, 1996). O SHAKE (Schnabel et al., 1972) é um software clássico neste domínio que considera apenas efeitos de propagação unidimensionais. Hoje em dia, já é possível utilizar modelos numéricos avançados, nomeadamente modelos de elementos finitos, para simular de forma mais abrangente os fenómenos da propagação das ondas no solo (reflexões, refrações e as difracções) a duas e a três dimensões. Para mais detalhes sobre a modelação numérica dos solos ver Kramer (1996).

Através da simulação numérica é possível caracterizar as funções de transferência da coluna de solo, calculando a resposta a um sinal sísmico unitário<sup>8</sup>, ou caracterizar directamente sinais à superfície, calculando a resposta da coluna de solo a sinais sísmicos induzidos na base e representativos de cenários sísmicos regionais. A função de transferência da coluna de solo também pode caracterizar-se experimentalmente através de ensaios de identificação dinâmica (Teves-Costa et al., 2004).

Na Fig. 3.30 representam-se os mapas resultantes de estudos de microzonamento (nível 3) na cidade de Lisboa. Os resultados teóricos obtidos mostram uma boa concordância quer com o registo de danos históricos, nomeadamente do sismo de 1755, bem como com os resultados da análise de microtremores (Teves-Costa et al., 2001).

Nota-se finalmente que uma forma muito peculiar de “efeitos de sítio” se deve à influência das próprias construções. Efectivamente, os movimentos sísmicos locais podem ser significativamente influenciados por complexos fenómenos da interacção solo-estrutura cuja adequada avaliação requer simulações dinâmicas não-lineares com base em modelações avançadas do conjunto solo-estrutura (Newmark & Hall, 2003). A comparação entre registos sísmicos na base (interior) das construções e registos sísmicos em campo aberto, na zona adjacente envolvente, tem permitido a detecção da presença destes fenómenos. A propósito, refere-se que, no estudo sísmico da Catedral da Cidade de

---

<sup>8</sup>) - Um sinal sísmico unitário pode traduzir-se num impulso unitário. O largo conteúdo espectral dos impulsos é adequado para caracterizar as funções de transferência.

México, Rivera et al. (2008) identificaram fenómenos de interacção solo-estrutura muito favoráveis, capazes de reduzir para metade a amplitude das ondas sísmicas na banda das frequências críticas da construção.

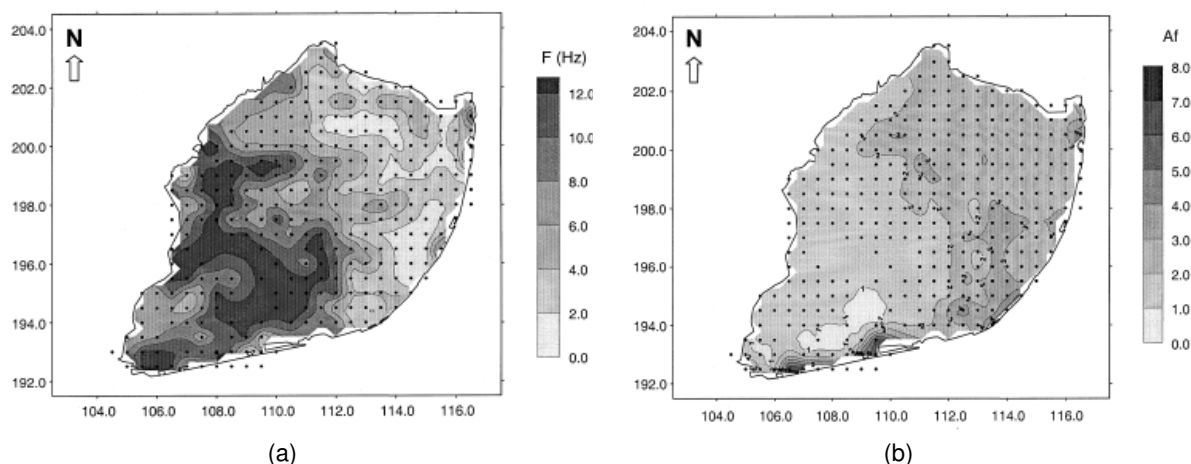


Fig. 3.30 - Microzamento da cidade de Lisboa: (a) mapa das frequências fundamentais obtidas em diversas colunas de solo; (b) mapa dos factores de amplificação expectáveis para movimentos horizontais do solo (Teves-Costa et al., 2001).

### Quantificação da influência dos efeitos de sítio nos sinais

A forma de quantificação dos efeitos de sítio, na sintetização de acelerogramas à superfície, é função do rigor dos estudos de microzonamento. Para os níveis 1 e 2 de microzonamento, os efeitos de sítio são considerados de forma implícita recorrendo a relações empíricas de amplificação dependentes da geologia e/ou da classificação do tipo de solo. Para o nível 3 de microzonamento, baseado num levantamento mais detalhado da geologia e da geotecnia dos solos superficiais, a influência dos efeitos de sítio na geração de sinais pode fazer-se de forma explícita e com mais rigor recorrendo a simulações numéricas adequadas. Em correspondência, a sintetização dos sinais sísmicos à superfície pode fazer-se por via directa ou indirecta. Na via directa, em correspondência com os níveis 1 e 2 de microzonamento, o sinal é obtido directamente à superfície a partir de parâmetros sísmicos estimados considerando a influência da geologia local, ou seja, os efeitos do solo são considerados de forma implícita através das relações empíricas dependentes da geologia e/ou da classificação do tipo de solo. Na via indirecta, em correspondência com o nível 3 de microzonamento, primeiro é sintetizado o sinal ao nível do substrato rochoso local e, em seguida, são quantificados explicitamente os efeitos de sítio, através da simulações numéricas específicas.

No fluxograma da Fig. 3.31 ilustram-se os procedimentos gerais envolvidos na caracterização da acção sísmica incluindo-se o processo de selecção/geração de sinais sísmicos bem como a quantificação da influência dos efeitos de sítio. Distingue-se assim o contributo do campo regional e o contributo do campo local para a caracterização da acção/perigosidade sísmica dos locais.

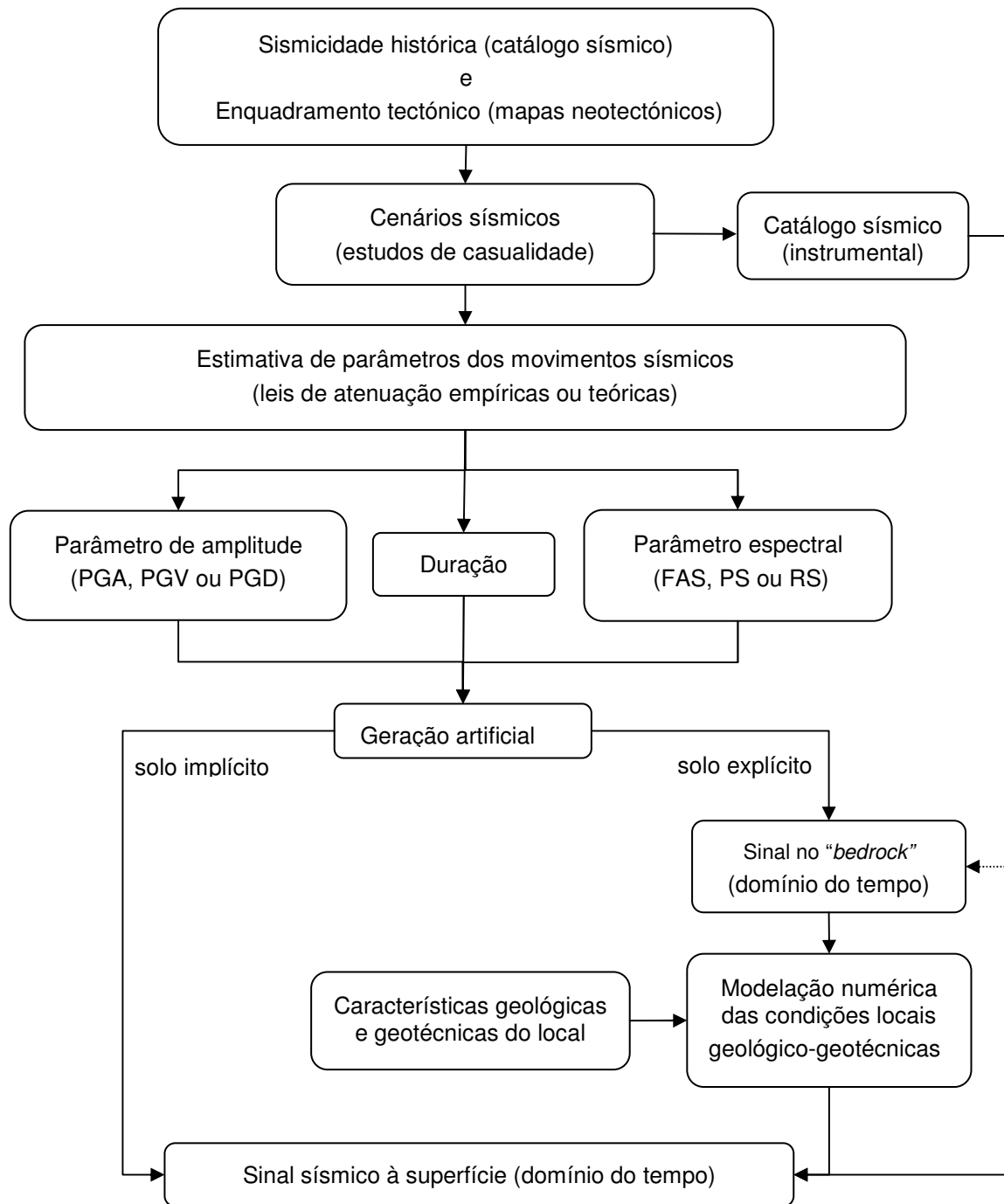


Fig. 3.31 - Fluxograma dos procedimentos gerais envolvidos na caracterização da acção sísmica incluindo a selecção/geração de sinais sísmicos (campo regional) e a quantificação dos efeitos de sítio (campo local).



## 4. A IGREJA DO MOSTEIRO DOS JERÓNIMOS: DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL

### 4.1 Introdução

A metodologia proposta no Capítulo 2 é aplicada a um caso de estudo, constituído pela Igreja de Santa Maria de Belém, em Lisboa. Construída durante o século XVI, a Igreja é parte integrante do Mosteiro dos Jerónimos, um dos mais emblemáticos monumentos Portugueses do ponto de vista histórico-cultural e arquitectónico, ver Fig. 4.1.



Fig. 4.1 - Vista geral do Mosteiro dos Jerónimos.

A escolha deste caso de estudo para avaliação do comportamento sísmico justifica-se pela sua importância patrimonial, histórica, cultural e económica, mas também pelo dano físico, químico e mecânico continuado da construção e pela segurança dos seus utilizadores, tanto mais, quando existem estudos preliminares, uns de carácter experimental outros de carácter numérico, que apontam danos moderados ou indiciam a possível insuficiente segurança da abóbada da nave da Igreja para acções verticais.

Neste contexto, partindo da análise histórica do Mosteiro e dos estudos existentes, relativos à estrutura da Igreja, efectua-se uma caracterização preliminar da construção e desenvolve-se uma investigação experimental complementar de caracterização estrutural e das condições de fundação com o objectivo de fazer um diagnóstico do seu estado actual e de recolher informação necessária ao desenvolvimento de modelos numéricos de simulação do comportamento para acções sísmicas intensas. Para o efeito, apresenta-se também, à luz do conhecimento actual, uma previsão das potenciais características da acção sísmica (no domínio do tempo) local para cenários de diferente perigosidade consistentes com o ambiente tectónico regional.

#### 4.2 Análise histórica da construção

O Mosteiro dos Jerónimos, construído durante o século XVI, é provavelmente a jóia da coroa do património arquitectónico Português. Este conjunto monumental estende-se numa área aproximada de 300x50 m<sup>2</sup> com uma altura média de cerca de 20 m (50 m nas torres). A sua construção iniciou-se nos primórdios do século XVI (ano 1501) tendo-se prolongado durante aproximadamente um século. Não se conhecem os documentos originais do seu projecto. A cantaria geral do monumento é em calcário de lioz proveniente, segundo documentos históricos, de pedreiras de Lisboa (incluindo a antiga pedreira, adjacente ao monumento, actualmente ocupada pelo estádio dos “Belenenses”) e arredores, ver (Aires-Barros, 2001). A areia era trazida do rio. Aires-Barros (2001), citando (Alves, 1989), refere o emprego de basalto nas fundações.

Face à grandiosidade do projecto, as obras de construção do Mosteiro dos Jerónimos, realizadas durante o século XVI, não terão tido um ritmo uniforme, acusando períodos de intenso trabalho e períodos de pausa, com diferentes mestres a assumirem as fases da sua construção (Boytac entre 1500 e 1516; João de Castilho, Diogo de Torralva e Jerónimo de Ruão entre 1516 e 1601). O monumento compreende assim uma sobreposição de artes e estilos que se conjugam num todo harmonioso.

O Mosteiro está localizado na margem direita do rio Tejo e é composto por dois grandes espaços, ver Fig. 4.2: (i) a Igreja, o Claustro e os espaços adjacentes; (ii) os dormitórios (actualmente Museu da Marinha e Museu Etnográfico de Arqueologia). A Igreja do Mosteiro, presente caso de estudo, é constituída por uma nave principal, um transepto com duas capelas laterais, uma capela-mor e uma torre sineira, no canto da fachada Sul com a fachada poente, ver Fig. 4.2. A volumetria da Igreja

apresenta dimensões consideráveis, com 70 m de comprimento, 23 m de largura na nave (40 m no transepto) e uma altura média de 24 m.

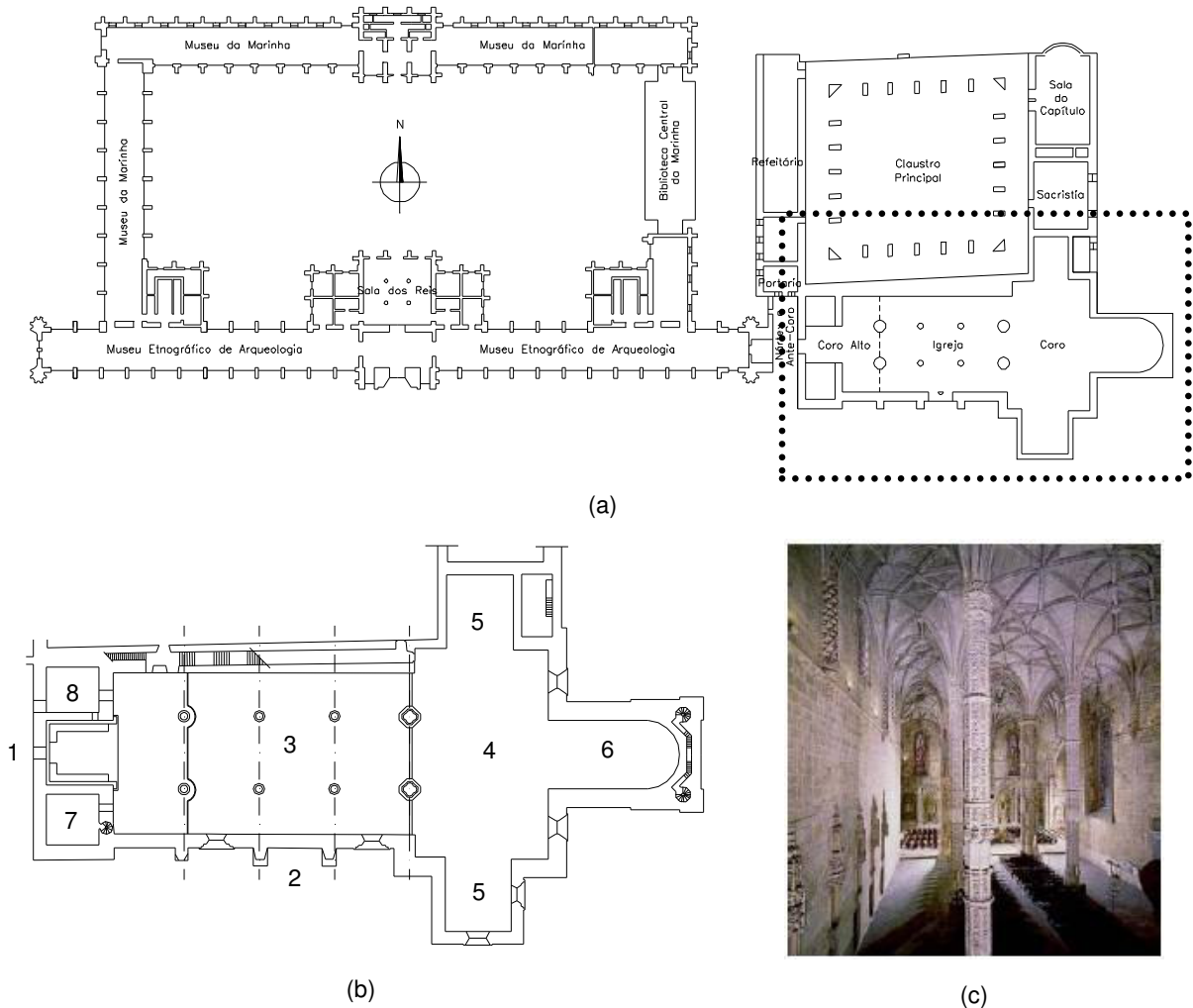


Fig. 4.2 - Mosteiro dos Jerónimos: (a) planta do conjunto monumental; (b) Igreja (1 - portal axial a Poente, 2 - portal lateral a Sul, 3 - nave, 4 - transepto, 5 - capelas laterais, 6 - capela-Mor; 7 - torre Sul; 8 - torre Norte; (c) interior da nave da Igreja vista do coro alto.

A Igreja resistiu ao violento sismo de 1 de Novembro de 1755. Contudo, em Dezembro de 1756 um novo abalo sísmico terá causado o colapso de um pilar da nave, junto ao coro, resultando na ruína parcial da abóbada da nave e do coro alto (Jorge, 1984, citado por Genin, 1995). Em 1887-1888 o campanário da torre Sul foi elevado e alterada a sua configuração, ver Fig. 4.3. Na sequência de diversas referências à contínua infiltração de águas pluviais e aos consequentes danos nas abóbadas, em 1947-1949 a cobertura da nave foi intervencionada tendo-se instalado no extradorso da abóbada uns muretes longitudinais em alvenaria para assentar as telhas da cobertura, solução que ainda hoje se mantém.

Em 1930 e 1963, tiveram lugar trabalhos de conservação, com o refechamento das juntas das abóbadas da nave e do transepto. Desde então não se conhecem referências a obras realizadas na Igreja. Em 1999-2001 foi efectuado um estudo sobre as patologias da pedra dos Jerónimos.

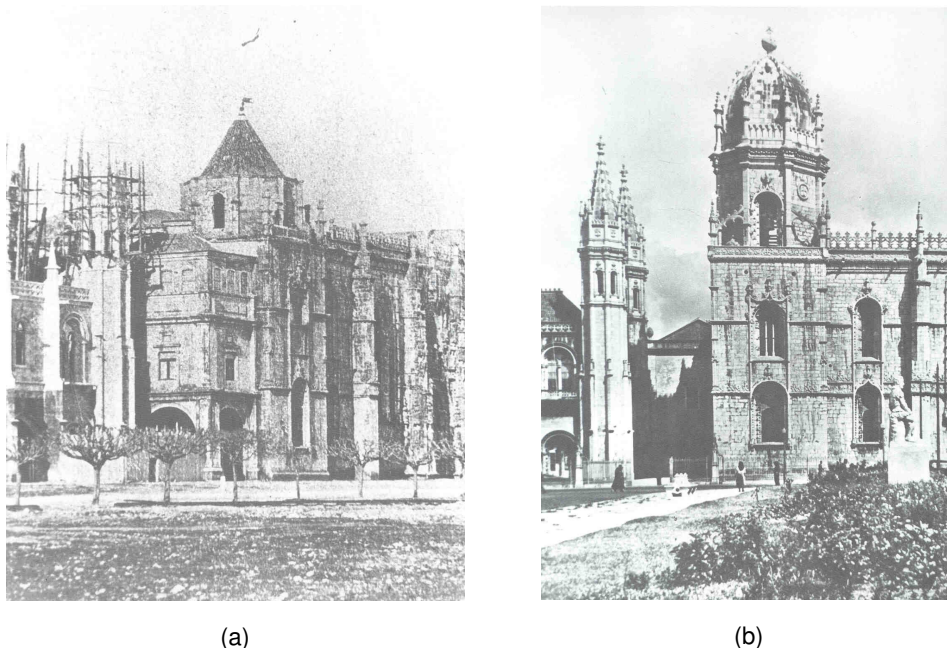


Fig. 4.3 - Campanário da torre Sul da Igreja: (a) anterior à alteração (séc. XIX); (b) configuração actual, após a alteração (Marques de Carvalho, 1984).

Desde 1949 que diversos documentos se referem à queda ocasional de pequenos fragmentos de pedra provenientes das abóbadas do tecto da Igreja. A sucessão destes acontecimentos alertou para a necessidade de efectuar uma avaliação sustentada das actuais condições de segurança da Igreja, em particular das suas abóbadas. Em 1995, uma tese de mestrado, realizada por Genin (1995), com a abóbada da nave da Igreja como objecto de estudo, faz uma compilação de documentos históricos existentes nos arquivos da Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN, actual IHRU), sobre as intervenções de reparação das abóbadas realizadas entre 1920 e 1970, e relata a contínua degradação das abóbadas. No final do ano 1999, o Instituto Português do Património Arquitectónico (IPPAR, actual IGESPAR), que tutela o monumento, solicitou um estudo para avaliar a necessidade de consolidação das abóbadas da Igreja o que desencadeou um conjunto de investigações, anteriores a este trabalho e com especial incidência nas abóbadas, de que se destacam os relatórios técnicos realizados por Mun (2002), Oliveira (2001), Silva (2001) e Lourenço & Krakowiak (2003) bem como os desenhos da Igreja em suporte digital (IPPAR, 2002).

### 4.3 Caracterização preliminar da construção

Nesta secção apresenta-se uma descrição da geometria, da constituição e das patologias aparentes dos principais elementos estruturais da nave da Igreja – paredes, pilares, abóbadas e fundações – tendo por base um conjunto de investigações e estudos existentes anteriormente à realização deste trabalho. Complementarmente a estes elementos de referência, foi desenvolvido um plano de investigações experimentais cujas características e resultados se apresentam na secção 4.5.

#### 4.3.1. Paredes

A parede Sul da nave da Igreja, com uma espessura de cerca de 1.90 m, praticamente constante em todo o seu desenvolvimento, é rasgada por aberturas de grandes dimensões. Salienta-se adicionalmente a presença exterior de três contrafortes localizados na fachada, com uma forma trapezoidal, escalonados em altura e afastados com uma distância de 11.0 m e 9.7 m, ver Fig. 4.4. A parede Norte tem uma espessura variável, em planta e em altura, com o máximo de cerca de 4.0 m. Esta parede separa o claustro da Igreja incorporando no seu interior uma escadaria, que liga a nave ao coro alto e ao piso superior do claustro, e várias galerias de confessionário na base, ver Fig. 4.4. O lado Poente da Igreja está fortemente contraventado, devido aos arranques das torres e à sua ligação intermédia pelo pavimento do coro-alto. Finalmente, as paredes a Nascente, na cabeceira, são particularmente robustas com uma espessura entre 2.5 e 2.65 m. De acordo com o levantamento geométrico/topográfico da nave, realizado por Genin (1995), representa-se na Fig. 4.5 o empeno das paredes e dos pilares. As paredes exibem deformações transversais máximas da ordem dos 6 centímetros, com especial incidência junto ao transepto.

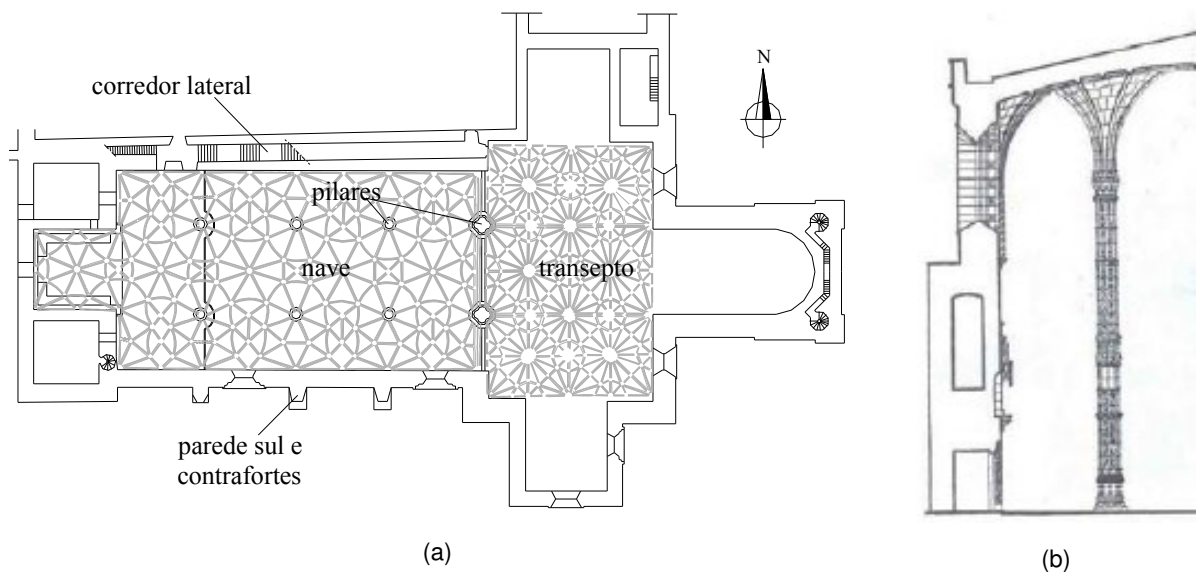


Fig. 4.4 - Planta da Igreja: (a) abóbadas da nave e do transepto; (b) secção transversal da parede Norte.

No paramento interior da parede norte, sobre a porta que dá acesso do coro alto aos claustros, é visível a única fenda aparente em toda a Igreja, que se propaga mais ou menos verticalmente. Esta fenda associa-se aos danos decorrentes do terramoto de 1755 e posteriores eventos. Nas restantes fachadas não são aparentes quaisquer fendas, nem interiormente nem exteriormente.

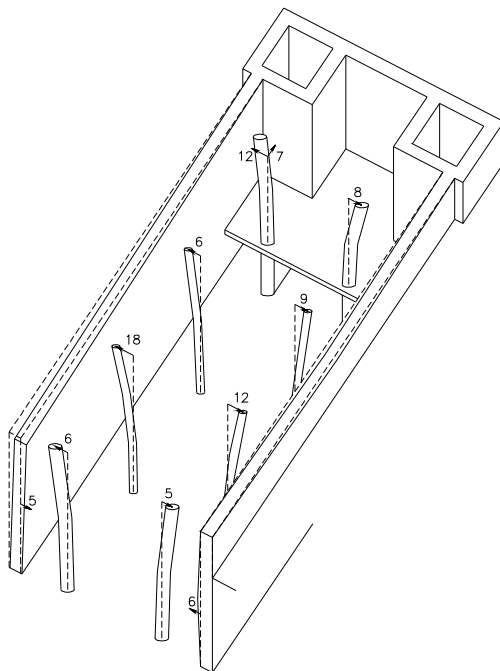
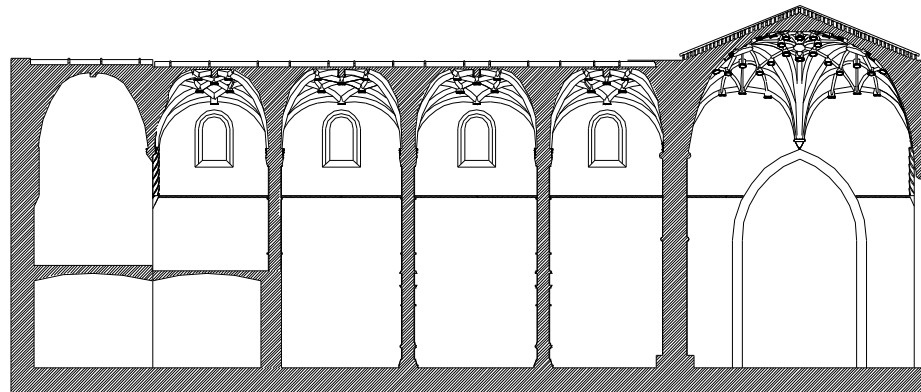


Fig. 4.5 - Perspectiva da nave ilustrativa do empeno das paredes e dos pilares (Genin,1995). Deslocamentos horizontais assinalados em centímetros.

#### 4.3.2. Pilares

Dois alinhamentos de pilares muito esbeltos dividem, de forma quase imperceptível, a nave da Igreja numa nave central e duas naves laterais. Os pilares possuem diferente secção transversal, diferente altura e diferentes condições fronteira. Na zona de ligação entre a nave e o transepto, a secção transversal é maior, por seu lado, junto no coro, os pilares estão contraventados a uma altura de 7,60 m, ver Fig. 4.5 e Fig. 4.6.

A secção transversal do fuste dos pilares é octogonal com motivos esculpidos nas faces mas, para efeitos estruturais, pode ser assemelhada a um círculo com 1.88 m de diâmetro, na transição da nave para o transepto, e com o diâmetro de 1.04 m nos restantes pilares. No fuste, salienta-se o embasamento de maiores dimensões e a proeminência dos capitéis no topo que reduz significativamente os vãos efectivos da abóbada conferindo um cariz eminentemente orgânico à arquitectura e ao funcionamento estrutural. A altura do fuste dos pilares, medida desde o pavimento da Igreja até ao arranque dos capitéis, é cerca de 16.0 metros.



(a)



(b)



(c)

Fig. 4.6 - Aspecto interior da nave e dos pilares da Igreja: (a) corte longitudinal à nave, (b) perspectiva a nascente ;(c) perspectiva a poente.

Os pilares da Igreja foram investigados por Genin (1995), tendo sido realizado o seu levantamento topográfico e efectuada uma campanha de ensaios sísmicos. De acordo com os resultados, parece ser possível concluir que as aduelas da cantaria dos pilares da nave serão constituídas essencialmente por um bloco único e pontualmente por dois ou três blocos. Por seu lado, os segmentos dos pilares do transepto serão constituídos por quatro blocos distintos. Esta investigação também permitiu suspeitar da existência de fendas/danos interiores ou de menor qualidade construtiva em alguns dos pilares. Regista-se ainda o significativo desaparecimento dos pilares na direcção transversal à nave, com deformações que atingem no topo os 18,0 centímetros, conforme se representa na Fig. 4.5.

Complementarmente, os ensaios de inspecção com radar de prospecção geotécnica (GPR) realizados nos quatro pilares da nave, ver (Fernandes, 2006) e (Fernandes et al., 2006), permitem concluir que: (i) não existem elementos metálicos de ligação entre os elementos dos pilares; (ii) o material dos elementos dos pilares é essencialmente homogéneo; (iii) a pequena profundidade

existem algumas (poucas) fendas ou destacamentos de pedra, provavelmente resultantes da ocorrência de elevados estados de tensão e/ou deficiência material original; (iv) não foi possível confirmar visualmente, a partir da superfície exterior, a presença de juntas ou fendas interiores.

### 4.3.3. Abóbadas

Os tectos da nave e do transepto da Igreja são em abóbada nervurada. Na nave, a sua ligação aos pilares, realizada por intermédio de proeminentes capitéis, forma uma abóbada essencialmente única e com curvatura muito reduzida, conferindo um cariz eminentemente orgânico à sua arquitectura e ao funcionamento estrutural, ver Fig. 4.6.

As abóbadas foram alvo da maior incidência das investigações anteriores a este trabalho. O levantamento topográfico do intradorso das abóbadas, realizado por Genin (1995), posteriormente complementado pelo levantamento topográfico do extradorso das abóbadas, realizado pelo IPPAR, permitiu a produção dos desenhos tridimensionais da Igreja, plantas e cortes com indicação da espessura total das abóbadas (IPPAR, 2002). Na Fig. 4.7 representa-se a planta da abóbada da nave e a configuração da rede de nervuras com indicação dos dois tipos de nervuras identificados. Admite-se que a razão para a utilização dos dois perfis fosse essencialmente arquitectónica. Na ligação entre as nervuras encontram-se as chaves (ou aduelas de fecho) formadas por uma única pedra maciça. O forro da abóbada é constituído por lajetas de pedra apoiadas nas nervuras, ver Fig. 4.8. Uma camada de argamassa faz o recobrimento do extradorso das abóbadas.

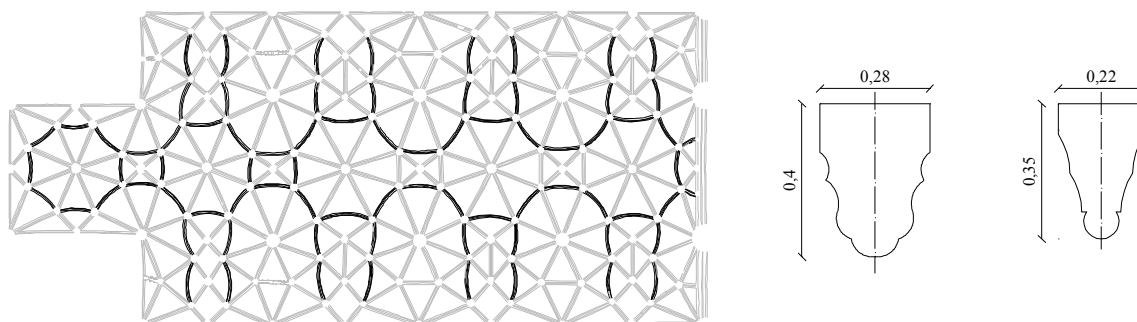


Fig. 4.7 - Intradorso da abóbada da nave e secção transversal das nervuras (a negro indicam-se as nervuras com perfil de menor dimensão) (Genin, 1995).

Entre os documentos do arquivo histórico da DGEMN, constam memórias descritivas do estado de degradação e dos trabalhos de reparação das abóbadas, nos anos 20 e 30 do século passado, com referência à presença de gatos metálicos na ligação entre aduelas das nervuras da abóbada.

Nas investigações para estudar a constituição das abóbadas foram realizados, a partir do seu extradorso, ensaios com métodos de inspecção e diagnóstico NDT: (i) pelo método de radar para a



determinação da espessura dos panos de forro da abóbada, complementado, na interpretação e calibração dos resultados, com a execução de furos/valas de sondagem, ver (Mun, 2002) e Oliveira (2001); (ii) de sondagem com detector de metais para a localização de gatos metálicos utilizados na construção ou reparação das abóbadas, ver (Mun, 2002); (iii) de caracterização do material de revestimento do extradorso das abóbadas, ver (Mun, 2002) e (Silva, 2001).

Desta forma, Oliveira (2001) e Mun (2002) estimam entre 8 e 10 cm a espessura média das lajetas de forro e que o recobrimento do extradorso das abóbadas é de espessura variável e constituído por uma alvenaria de pedra com incorporação de blocos de pedra calcária e uma argamassa de cal aérea, ver também (Silva, 2001). Os trabalhos de sondagem revelaram ainda a existência de muitos vazios no interior da camada de revestimento com “crostas escuras” na argamassa resultantes da poluição atmosférica, o que indicia a existência de abertura/fendas na estrutura das abóbadas que permitem a entrada de ar proveniente do interior da Igreja.

Os perfis da sondagem com radar registam uma zona de reflexão, sobre os pilares, interpretada como correspondente ao possível contraste da interface, entre a camada de recobrimento e o material de enchimento dos capitéis. Desta forma, Oliveira (2002) estimou em 0.35 a 0.40 metros a espessura do recobrimento na zona dos rins da abóbada, ver Fig. 4.8. A parte da abóbada, interior aos capitéis, supõe-se assim preenchida com alvenaria irregular ou argamassa (uma espécie de betão com agregados de grande dimensão) que contribui para a estabilidade da estrutura.

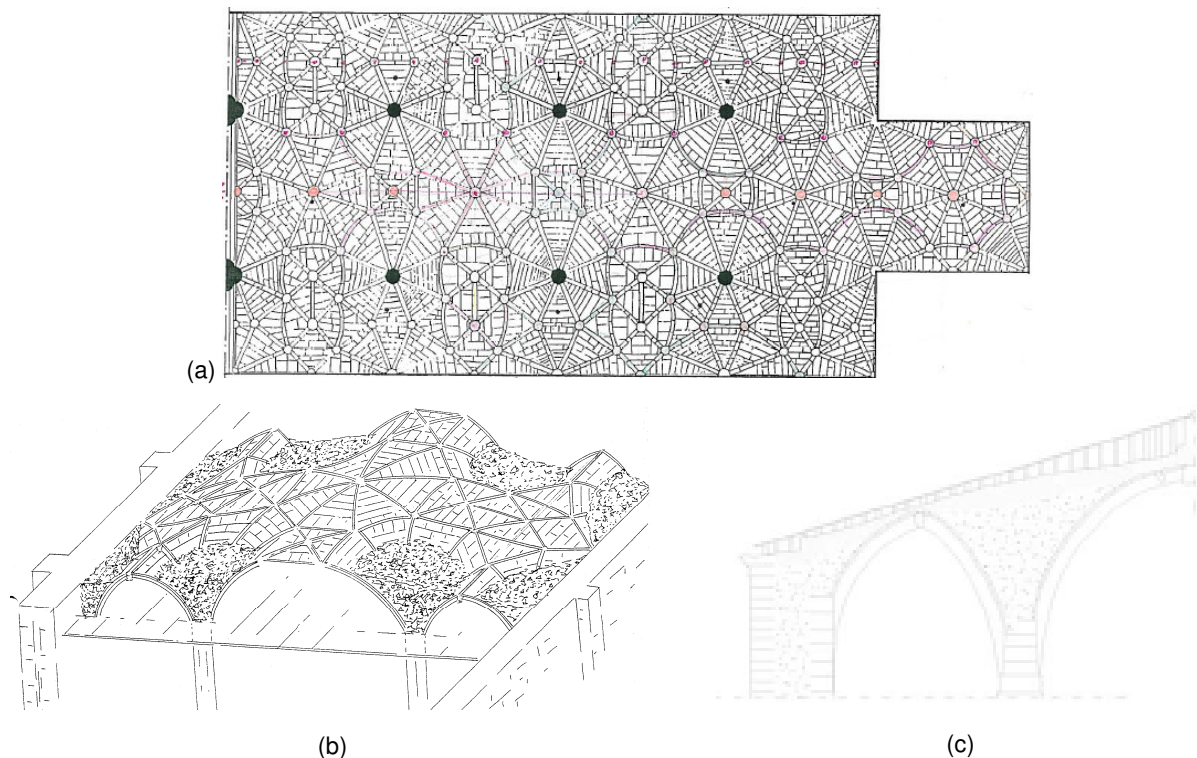


Fig. 4.8 - Constituição da abóbada da nave: (a) lajetas de pedra entre nervuras; (b) enchimento dos capitéis, (c) corte transversal com indicação esquemática do recobrimento da abóbada (Genin, 1995).

Apesar da análise de fotografias ilustrativas do estado de degradação das nervuras, anteriores às intervenções dos anos 20 e 30, sugerir a existência aduelas com gatos metálicos colocados aquando da construção das abóbadas, de aduelas com gatos metálicos colocados posteriormente em acções de intervenção, e de aduelas sem gatos metálicos, os trabalhos de sondagem realizados com radar e com detector de metais não permitiram confirmar presença de gatos metálicos. Para mais detalhes consultar Mun (2002).

O telhado de cobertura das abóbadas da Igreja está, desde a intervenção de 1949, assente sobre muretes em alvenaria de tijolo (tipo pombal) dispostos na direcção longitudinal da Igreja, com afastamentos entre 0.41 m e 0.51 m, na nave, e 0.34 m no transepto, ver Fig. 4.9. Na cobertura da nave, a altura dos muretes varia de 0.20 até 1.20 m perfazendo uma inclinação da cobertura de 17°. No transepto, a altura dos muretes é constante e igual a 0.42 m, sendo de 22° a inclinação da cobertura. Transversalmente aos muretes longitudinais, existem outros muretes com uma função estabilizadora do conjunto.

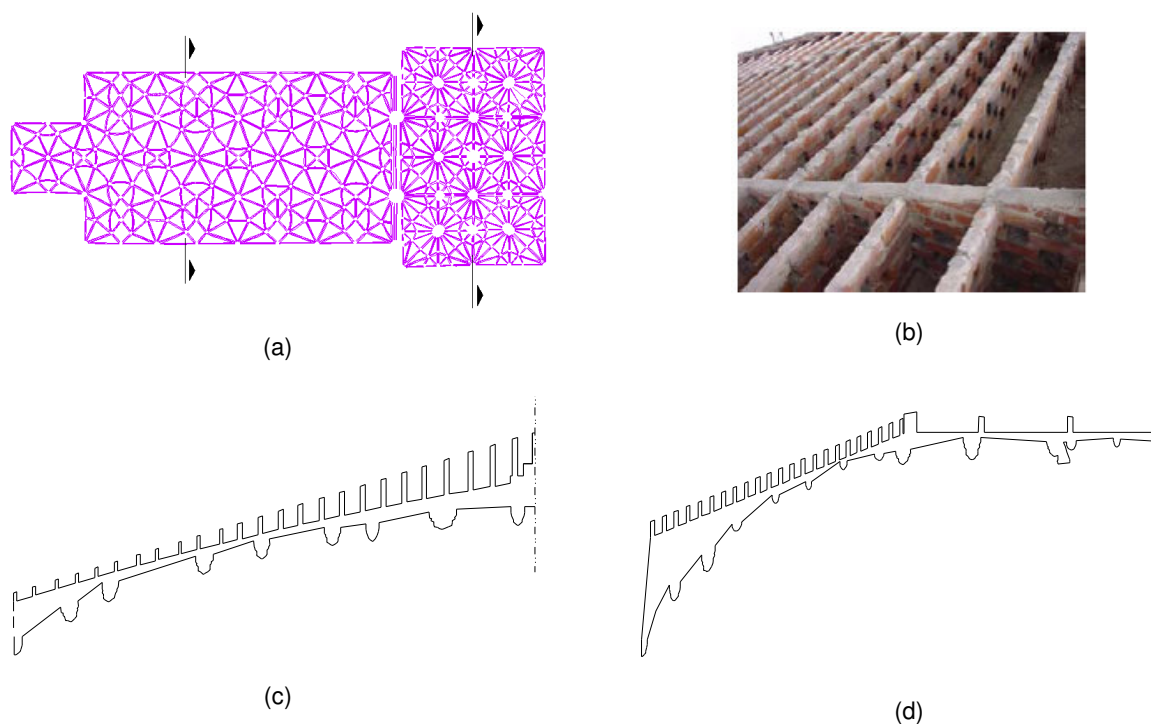


Fig. 4.9 - Cconstituição das abóbadas e sua cobertura: (a) planta do intradorso das abóbadas da nave e transepto com localização dos cortes; (b) muretes em alvenaria de tijolo para assentamento do telhado; (c) corte transversal à nave; (d) corte transversal ao transepto.

#### 4.3.4. Fundações

A avaliação das condições de fundação da Igreja baseou-se, fundamentalmente, num relatório geológico-geotécnico existente, realizado nos claustros do Museu de Arqueologia e do Museu da Marinha, adjacentes à Igreja e que constituem parte integrante do complexo do Mosteiro dos

Jerónimos, ver (Keller, 2000). Os trabalhos de prospecção consistiram na realização de um conjunto de sondagens geotécnicas à rotação e na abertura de poços de reconhecimento para inspecção das condições de fundação da construção. Na Fig. 4.10 assinala-se a localização dos poços (P1 a P4) e das sondagens de prospecção à rotação (S1 a S5) efectuadas.

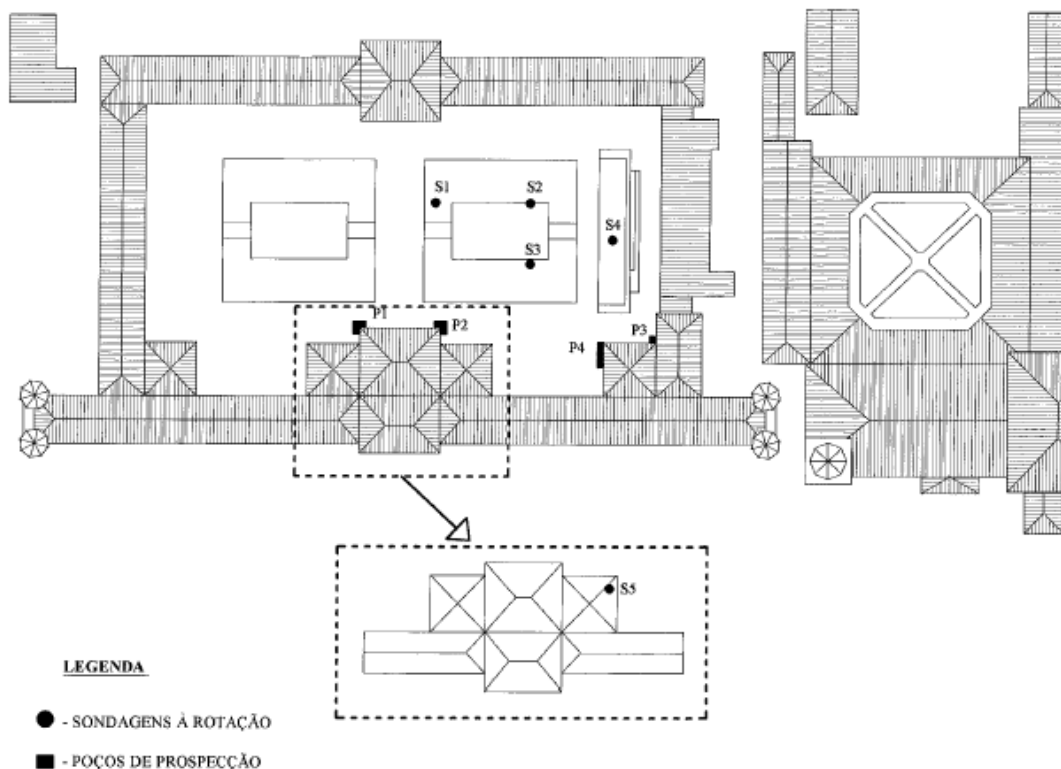


Fig. 4.10 – Planta do Mosteiro dos Jerónimos e localização dos trabalhos de prospecção geológica-geotécnica.

Os poços de prospecção permitiram verificar as condições de fundação dos edifícios existentes. Com profundidades entre os 3 e os 4 metros os poços realizados interceptaram pegões de pilares fundados sobre o maciço rochoso de basalto alterado. Os pegões são constituídos por uma camada de espessura variável (1.5 a 2.5 metros), constituída por uma argamassa branca de fragmentos calcários de matriz areno-argilosa, assente sobre um maciço de espessura variável (1.5 a 2.0 metros) constituído por blocos de calcarenito, empilhados e com dimensões entre os 15 e os 30 cm de aresta.

Os perfis geológicos, traçados a partir dos resultados das sondagens à rotação, identificam a presença do maciço rochoso a uma profundidade de 5.0-6.0 metros, ver Fig. 4.11.

Com base nos resultados deste relatório geológico-geotécnico; na constatação durante as escavações para a construção do Centro Cultural de Belém, adjacente ao Mosteiro, que a linha da antiga margem do praia de Belém faz a separação das construções fundadas sobre solo ou das

construções fundadas sobre rocha, ver (Genin, 1995); na ausência de danos importantes devido ao sismo de 1755, e ainda na ausência de sinais aparentes de assentamentos diferenciais na Igreja, apesar da sua extensão, sustenta-se a tese de que o Mosteiro dos Jerónimos estará fundado, directa ou indirectamente, sobre o maciço rochoso. Nesta perspectiva, atribui-se à coluna de solo uma influência residual na acção sísmica e no comportamento estrutural.

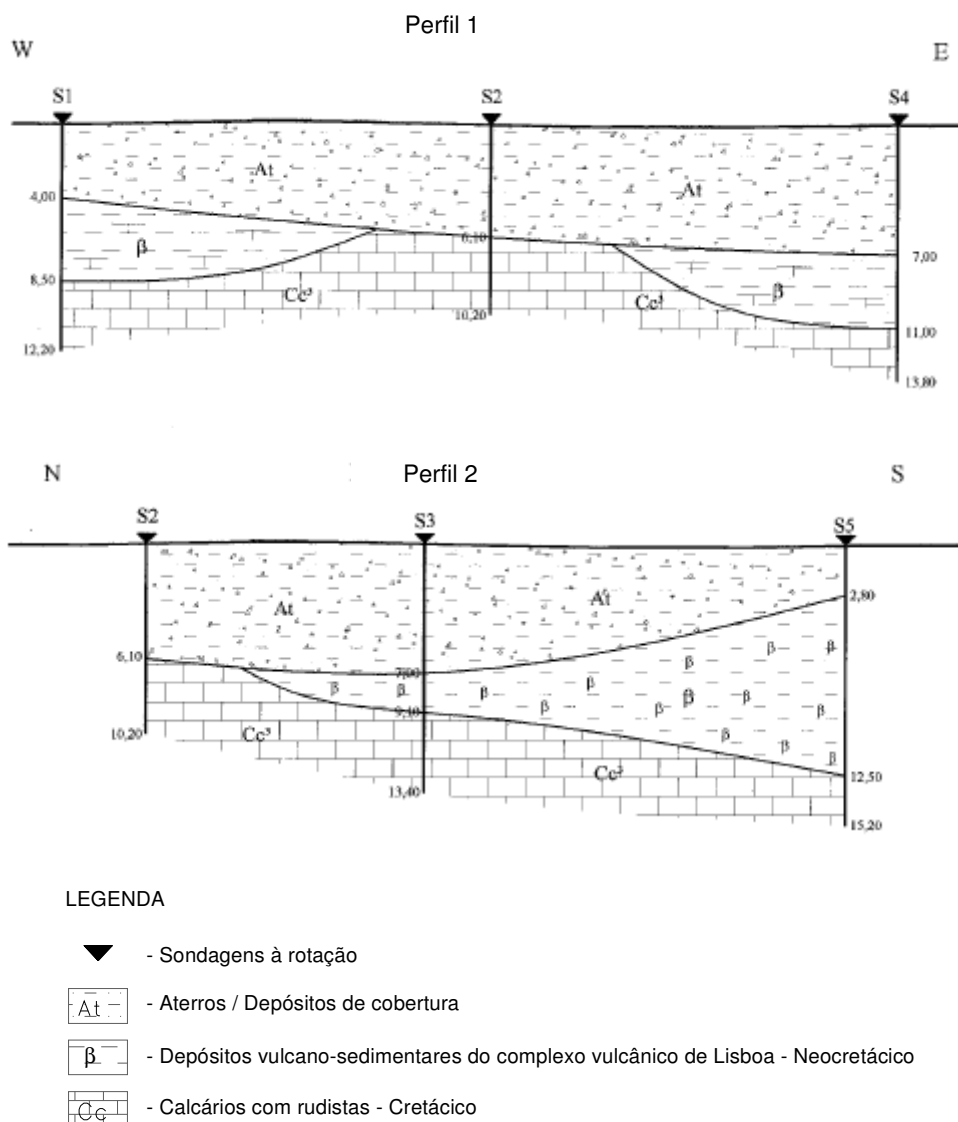


Fig. 4.11 – Perfis geológicos no campus do Mosteiro traçados com base nas sondagens à rotação (S1 a S5).

#### 4.4 Métodos simplificados de análise estrutural

Com base na geometria dos pilares e das paredes da nave obtiveram-se, recorrendo a métodos simplificados de análise estrutural, de aplicação expedita, apresentados na secção 2.5, alguns indicadores preliminares das características estruturais da Igreja, cujos resultados se resumem na Tabela 4.1. Salienta-se a elevada esbelteza dos pilares (indicador  $\gamma_4$ ) bem como a aparente vulnerabilidade relativa da Igreja para acções horizontais na direcção transversal à nave sustentada nos indicadores  $\gamma_{1,Y}$ ;  $\gamma_{2,Y}$  e  $\gamma_{3,Y}$ . Para mais detalhes sobre estes métodos simplificados e respectivos indicadores consultar Roque (2002) e Lourenço & Roque (2006).

Tabela 4.1- Indicadores simplificados de caracterização preliminar da estrutura da Igreja.

Relação área da secção das paredes vs. área de implantação ( $\gamma_1$ )		Relação peso global vs. área da secção das paredes ( $\gamma_2$ )		Coeficiente de corte basal ( $\gamma_3$ )		Esbelteza dos pilares ( $\gamma_4$ )	Relação espessura vs. altura dos pilares ( $\gamma_5$ )	Relação espessura vs. altura das paredes exteriores ( $\gamma_6$ )
X	Y	X	Y	X	Y			
0.17	0.12	1.2	0.8	1.4	0.95	70	0.06	0.08

#### 4.5 Investigação experimental complementar

Para perceber o comportamento mecânico dos materiais e das estruturas é fundamental a realização de ensaios experimentais. Nesse sentido, foi definido um plano de investigações experimentais complementares aos elementos de estudo existentes incluindo-se um relatório sobre a estabilidade das abóbadas da Igreja, para acções verticais. Este estudo, realizado pela Universidade do Minho na sequência de uma consulta do Instituto Português do Património Arquitectónico (IPPAR), ver (Lourenço & Krakowiak, 2003), compreende dois modelos numéricos parciais, ilustrados na Fig. 4.12, um relativo à nave e outro relativo ao transepto da Igreja. Face ao desconhecimento das propriedades mecânicas dos materiais, o estudo realiza algumas análises de sensibilidade concluindo que:

- (i) a rotura da abóbada da nave ocorre num mecanismo de colapso que envolve os pilares centrais e a abóbada, ainda que a rotura seja condicionada essencialmente pelos pilares;
- (ii) a resistência à compressão da alvenaria é um factor chave no comportamento da rotura;
- (iii) os pilares da nave têm uma esbelteza demasiado elevada;
- (iv) a segurança da abóbada para acções verticais parece ser insuficiente, à luz da regulamentação moderna.

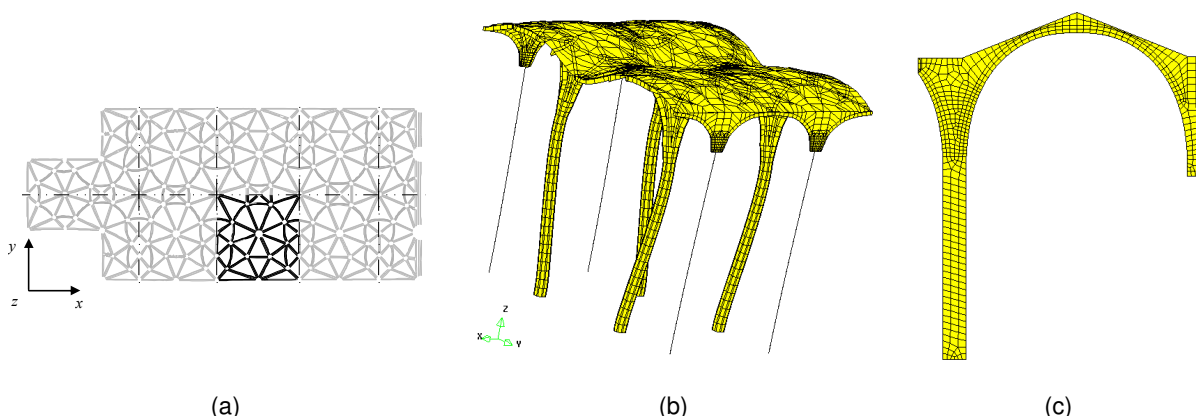


Fig. 4.12 - Modelos numéricos existentes (adaptado de Lourenço & Krakowiak, 2003): (a) abóbada da nave e módulo base; (b) perspectiva do modelo parcial da nave; (c) malha do modelo 2D do transepto (dir. x).

A análise dos estudos existentes, em particular do relatório, revela insuficiências na caracterização mecânica da construção, nomeadamente ao nível dos materiais e do comportamento estrutural da Igreja, o que sustentou a realização de uma campanha de ensaios experimentais que compreenda a:

- (i) caracterização mecânica dos materiais;
- (ii) identificação dinâmica dos parâmetros modais da Igreja;
- (iii) instalação de sistemas de monitorização estática e dinâmica para a observação do comportamento estrutural a médio prazo.

Os indícios de que a nave e, em particular, os seus pilares controlam o comportamento estrutural da Igreja, justificam a incidência dos planos de identificação dinâmica e de monitorização estrutural. Os ensaios de identificação dinâmica e a monitorização estrutural deverão contribuir para uma melhor compreensão do complexo comportamento da Igreja através da:

- (i) identificação das principais características dinâmicas (frequências, modos e amortecimentos);
- (ii) avaliação da influência das condições ambientais no comportamento estático e dinâmico da construção;
- (iii) detecção de danos ocultos e/ou de fenómenos evolutivos indiciadores de comportamentos de risco.

Os dados resultantes desta campanha experimental de caracterização constituem elementos de referência para a calibração e validação dos modelos numéricos de simulação a desenvolver, ver Capítulo 5.

#### 4.5.1. Caracterização mecânica dos materiais

O principal objectivo da caracterização mecânica dos materiais é estimar um conjunto de parâmetros descritivos do comportamento mecânico da alvenaria como material estrutural da Igreja, nomeadamente o módulo de elasticidade ( $E$ ), a resistência à compressão ( $f_c$ ) e, se possível, a energia de fractura em compressão ( $G_c$ ), susceptíveis de serem usados na calibração do modelo numérico e na validação dos resultados.

A experimentação necessária à caracterização completa dos materiais, isto é, desde o seu estado virgem até ao comportamento pós-pico, que antecede a rotura, exige a realização de ensaios destrutivos, *in-situ* ou em laboratório sobre amostras representativas da alvenaria.

Na impossibilidade de realizar ensaios destrutivos, face à importância da construção, os métodos de inspecção e diagnóstico não-destrutivos (NDT) perfilam-se como uma alternativa. Efectivamente, existem técnicas NDT que possibilitam a estimativa de algumas propriedades mecânicas dos materiais, nomeadamente os ensaios de macacos planos (semi-destrutivos), os ensaios de identificação dinâmica (vocacionados para o comportamento de estruturas) e os ensaios sínicos. Contudo, pese embora o elevado interesse destas aplicações, as técnicas NDT (ou semi-destrutivas) não possibilitam a caracterização completa do comportamento dos materiais tão necessária para a calibração e validação do modelo numérico, especialmente quando são requeridas análises não-lineares, ver Capítulo 5.

Perante as restrições indicadas, a caracterização mecânica dos materiais foi feita de forma indirecta em laboratório. Para o efeito, foram realizados ensaios uniaxiais de compressão, monotónicos e cíclicos, em provetes de pedra e em protótipos de alvenaria, tendo-se procurado utilizar pedra de calcário com propriedades similares às da pedra utilizada na construção do Mosteiro. Utilizou-se assim calcário de Ioz, proveniente de uma pedreira de Pêro Pinheiro - Sintra, tendo-se auscultado a opinião do Professor Aires Barros (Catedrático do Instituto Superior Técnico na área da Mineralogia e Petrologia) quanto à afinidade das propriedades desta pedra com a pedra utilizada no Mosteiro.

A caracterização mecânica da pedra compreendeu a realização de ensaios de compressão uniaxial, monotónicos e cíclicos, sobre provetes cilíndricos ( $\varnothing 60 \times 120 \text{ mm}^3$ ). Para assegurar uma compressão uniaxial com uma distribuição uniforme de tensões na zona central dos provetes utilizou-se uma relação altura/diâmetro igual a dois e um diâmetro não inferior a 50 mm, ver (Fairhurst et al., 1999).

Os ensaios monotónicos foram realizados sob controlo de deslocamento diametral ( $2 \mu\text{m/s}$ ) até à rotura dos provetes, ver Fig. 4.14. O controlo diametral é uma opção para tentar caracterizar o comportamento pós-pico em pedras de comportamento frágil, ver (Fairhurst et al., 1999). Nos ensaios cíclicos foram realizados três ciclos de descarga/recarga com controlo de força ( $4 \text{ kN/s}$ ), para tensões inferiores a 70% da tensão média de rotura estimada com base nos resultados dos ensaios monotónicos. Na recarga do último ciclo efectuado procedeu-se ao controlo do deslocamento diametral ( $2 \mu\text{m/s}$ ) até à rotura dos provetes, ver Fig. 4.13.

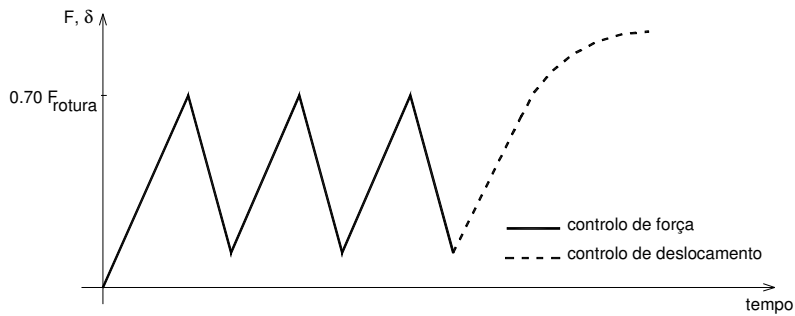


Fig. 4.13 - Condições de realização dos ensaios cíclicos sobre os provetes cilíndricos.

Para medir os deslocamentos foram utilizados três LVDT's (Linear Variable Differential Transformers), dispostos paralelamente ao eixo dos provetes, e um LVDT circunferencial instalado a meia altura dos provetes utilizando um pantógrafo, conforme se ilustra na Fig. 4.14. Antes de iniciar os ensaios foi aplicada um pré-carga axial de 10 kN sobre os provetes. Todos os provetes foram ensaiados sob idênticas condições de humidade material.

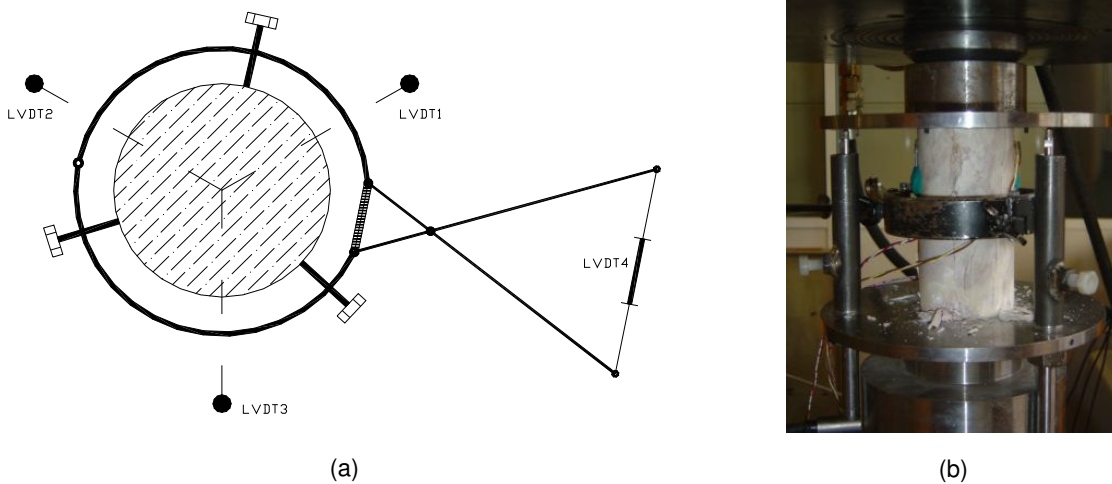


Fig. 4.14 - Ensaios de caracterização mecânica dos provetes de calcário de lioz: (a) secção do provete e disposição dos LVDTs axiais (1, 2 e 3) e LVDT diametral (4); (b) provete em ensaio de compressão uniaxial.

Na Fig. 4.15 ilustra-se o aspecto das curvas tensão-extensão obtidas dos ensaios monotónicos e cíclicos realizados. A tensão axial corresponde ao rácio entre a força aplicada e a área da secção transversal do provete e a extensão axial corresponde à extensão uniforme do provete, determinada pela variação do deslocamento vertical entre os pratos do actuador, ver (ISRM, 1981), (Fairhurst et al.,1999) e (ASTM, 1999).

É aparente, na fase inicial das curvas, uma zona inicial com a concavidade ligeiramente voltada para cima, o que se interpreta como correspondente ao ajuste dos pratos às extremidades do provete e/ou



ao fecho de eventuais vazios/microfendas interiores, seguida de um comportamento aproximadamente linear até à rotura dos provetes que ocorre de forma brusca.

Na curva dos ensaios cíclicos é aparente que durante os ciclos a dissipação de energia é residual bem como a degradação da rigidez dos provetes. A rotura brusca dos provetes, característica de materiais com comportamento muito frágil, inviabilizou a caracterização do comportamento pós-pico da pedra. A Tabela 4.2 apresenta os valores médios dos resultados dos parâmetros mecânicos da pedra avaliados nos ensaios realizados. Os módulos de elasticidade ( $E_{30\%-60\%}$ ) estimados correspondem ao declive da recta de regressão linear das curvas  $\sigma$ - $\epsilon$ , entre 30% e 60% da tensão de rotura dos provetes, ver (ISRM,1999) e (ASTM, 1999). Nos ensaios cíclicos estimou-se ainda o módulo de elasticidade no primeiro ramo dos ciclos descarga/recarga, seguindo idêntico procedimento.

A elevada variabilidade dos resultados obtidos, caracterizada por coeficientes de variação da ordem dos 30%, parece aceitável para materiais não homogêneos como a pedra natural (Oliveira, 2003).

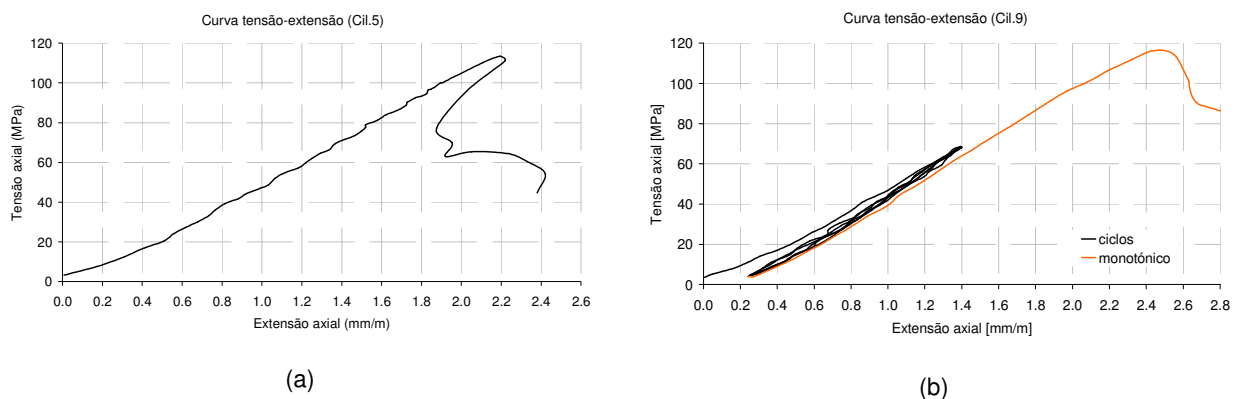


Fig. 4.15 - Curvas tensão-extensão dos provetes cilíndricos sob compressão uniaxial: (a) monotónica; (b) cíclica.

Tabela 4.2 – Valores médios dos parâmetros mecânicos da pedra identificados nos ensaios realizados. Entre parêntesis indica-se o número de resultados utilizados.

Tipo de ensaio	Tensão rotura (MPa)	$E_{30\%-60\%}$ (GPa)	Coef. Poisson
Monotónico	102.1 (16)	50.2 (16)	0.25 (16)
Cíclico	99.8 (5)	50.0* (5)	0.25 (5)

(\*) avaliado no primeiro ciclo descarga/recarga

Da análise dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de calcário, além da aparente semelhança dos resultados obtidos, em termos de resistência e de elasticidade, quer nos ensaios monotónicos, quer nos cíclicos, salienta-se:

- (i) o comportamento aproximadamente linear até à rotura;

- (ii) a elevada tensão de rotura;
- (iii) o elevado módulo de elasticidade;
- (iv) a reduzida dissipação de energia para ciclos com carga inferior a 70% da tensão de rotura.

Nota-se finalmente que, tendo-se optado por uma estratégia numérica de macro-modelação (ver Capítulo 5) os parâmetros da caracterização mecânica da pedra (lito) constituem apenas valores de referência para os resultados da caracterização mecânica da alvenaria como material composto.

Em relação à caracterização mecânica da alvenaria, idealizaram-se modelos físicos (protótipos) da alvenaria constituídos por prismas resultantes da sobreposição, segundo as faces maiores, de três blocos prismáticos de pedra ( $120 \times 120 \times 180 \text{ mm}^3$ ), ver Fig. 4.16. Para assegurar a compressão uniaxial, na zona central dos prismas, utilizaram-se prismas com uma esbelteza (altura/base menor) igual a três, ver (ASTM-E447, 1992). Admitiram-se três tipologias de prismas caracterizados por diferentes condições de junta: (i) blocos de face lisa e junta seca (LS); (ii) blocos de face bujardada e junta seca (BS); (iii) blocos de face bujardada e junta de material areno-argiloso (vulgarmente designado por saibro) (BA) com 5.0 mm de espessura. A utilização de material areno-argiloso nas juntas destinou-se essencialmente a simular condições de assentamento mais uniformes das faces das pedras evitando a ocorrência de roturas prematuras por concentração de tensões nas faces em contacto.

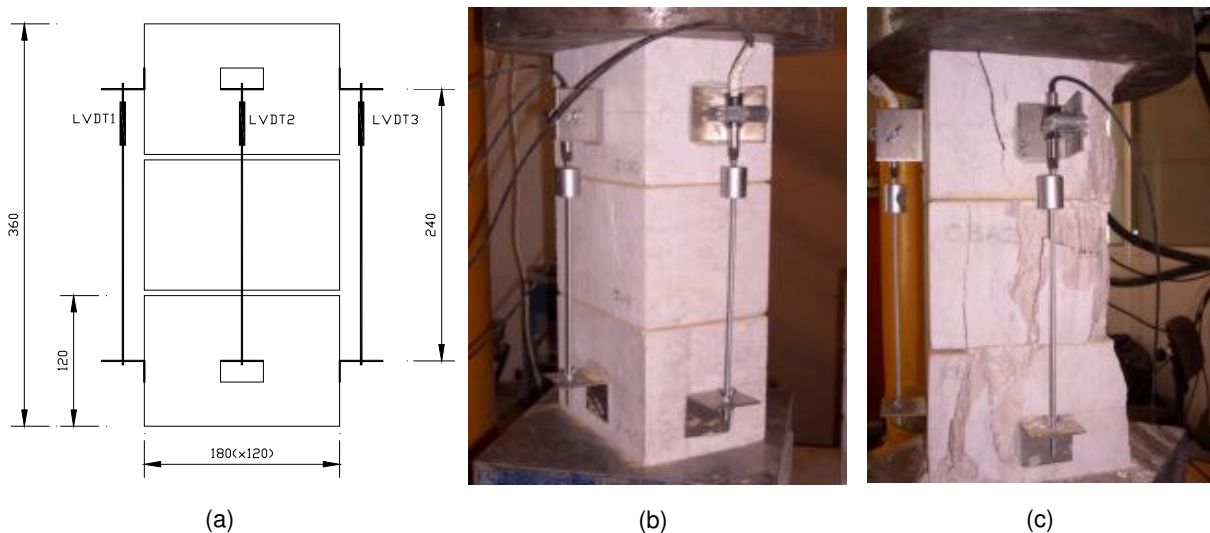


Fig. 4.16 – Ensaio de compressão uniaxial sobre prismas de alvenaria (protótipos): (a) geometria dos prismas e disposição dos LVDT's; (b) e (c) protótipos da alvenaria durante o ensaio de compressão.

Sobre os diferentes protótipos da alvenaria foram realizados ensaios de compressão uniaxial, dois monotónicos (M) e três cíclicos (C). Os ensaios monotónicos foram realizados sob controlo do deslocamento axial ( $4 \mu\text{m/s}$ ) até à rotura dos provetes. Nos ensaios cíclicos foram realizados três ciclos de descarga/recarga com controlo de força ( $4 \text{ kN/s}$ ), entre 10% e 70% da tensão de rotura

estimada nos ensaios monotónicos. Na recarga do último ciclo efectuado procedeu-se ao controlo do deslocamento axial ( $4\mu\text{m/s}$ ) até à rotura dos protótipos. Para transdutores dos deslocamentos axiais durante os ensaios foram utilizados 4 LVDT's posicionados nas faces livres dos prismas, conforme se ilustra na Fig. 4.16.

Na Fig. 4.17 ilustra-se o aspecto das curvas tensão-extensão obtidas nos ensaios monotónicos e cíclicos realizados sobre os protótipos. A tensão axial corresponde ao rácio entre a força aplicada e a área da face maior dos blocos dos protótipos. A extensão axial corresponde à extensão uniforme equivalente dos prismas entre os pontos de apoio dos LVDT's (240mm).

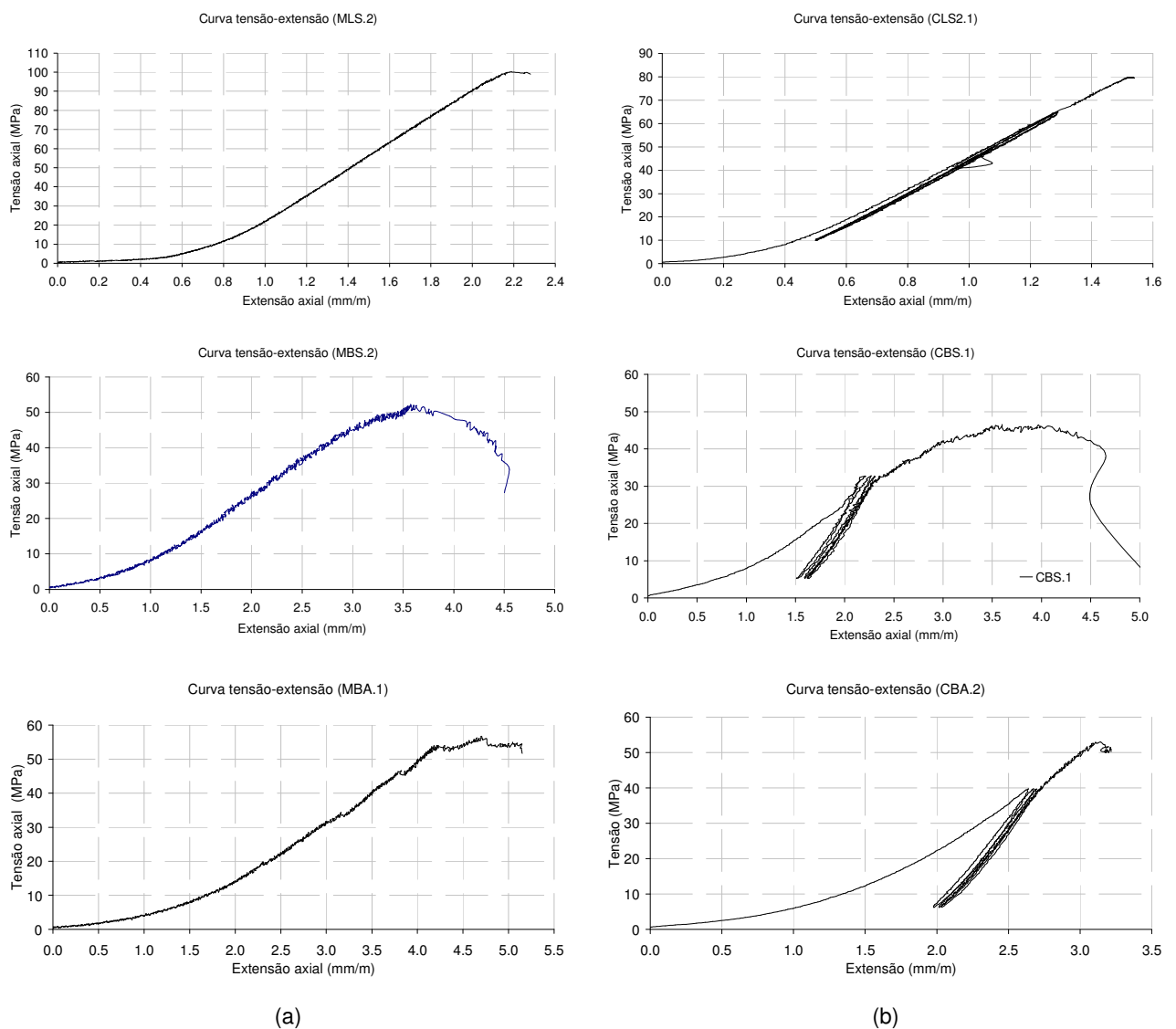


Fig. 4.17 - Curvas tensão-extensão dos protótipos da alvenaria (LS, BS e BA) sob compressão uniaxial: (a) monotónica; (b) cíclica.

Inicialmente, as curvas evidenciam uma concavidade voltada para cima, mais pronunciada e prolongada que a observada no ensaio dos provetes cilíndricos, o que plausivelmente se pode interpretar com o ajustamento dos blocos nas juntas dos prismas. A rotura brusca dos prismas após a carga de pico, especialmente no caso da junta lisa, impossibilitou a caracterização do comportamento pós-pico. Contudo, é notória na generalidade das curvas, com excepção para a junta lisa seca (LS), que a carga de pico é antecedida de pronunciado comportamento não-linear.

Com excepção dos prismas de junta lisa seca (LS), as curvas dos ensaios cíclicos evidenciam alguma dissipação de energia nos ciclos. É também aparente que a degradação da rigidez induzida pelos ciclos descarga/recarga é, em geral, residual.

Na Tabela 4.3 apresentam-se os valores médios dos resultados da resistência de cálculo à compressão, para as diferentes condições de ensaio, bem como a estimativa dos respectivos módulos de elasticidade. Os módulos de elasticidade ( $E_{30\%-60\%}$ ) estimados correspondem ao declive da recta de regressão linear das curvas  $\sigma$ - $\epsilon$ , entre 30% e 60% da tensão de rotura.

A dispersão dos resultados obtidos no ensaio dos prismas é caracterizada por coeficientes de variação entre os 20% e os 30%. Esta elevada dispersão dos resultados parece aceitável se se atender à heterogeneidade dos blocos de pedra natural e à descontinuidade nas juntas. Ainda assim, nota-se que a dispersão dos resultados é inferior à observada nos provetes cilíndricos, o que se interpreta com o facto do comportamento dos prismas de alvenaria ser condicionado pelo bloco mais fraco.

Tabela 4.3 – Valores médios da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos protótipos de alvenaria (LS, BS e BA). Entre parêntesis indica-se o número de resultados utilizados.

Condições das juntas	Tensão rotura (MPa)		$E_{30\%-60\%}$ (GPa)	
	Monotónico	Cíclico	Monotónico	Cíclico (*)
Lisa Seca (LS)	90 (2)	100.3 (3)	69.3 (5)	71.2 (3)
Bujardada Seca (BS)	50 (2)	44 (3)	20.4 (5)	35 (3)
Bujardada com saibro (BA)	58 (2)	61 (3)	25.9 (5)	53 (3)

(\*) avaliado no ramo do primeiro ciclo de descarga/recarga

Em relação à *resistência à compressão*, os resultados dos ensaios dos prismas evidenciam:

- (i) a semelhança dos valores obtidos nos ensaios monotónicos e nos ensaios cíclicos
- (ii) o decréscimo dos valores da tensão nos prismas de junta bujardada, relativamente aos prismas de junta lisa (e aos provetes cilíndricos), se cifra em cerca de 50%, no caso da junta seca, e em cerca de 40%, no caso da junta com saibro;
- (iii) a semelhança da tensão de rotura nos prismas de junta lisa seca (LS) e nos provetes cilíndricos.

O decréscimo dos valores da tensão nos prismas de junta bujardada, relativamente aos observados nos prismas de junta lisa seca (LS), referido em (ii), é interpretado como a consequência da maior concentração de tensões nas juntas bujardadas, efeito que, a colocação de saibro atenua visivelmente

Em relação ao *módulo de elasticidade*, os resultados dos ensaios dos prismas evidenciam que:

- (i) o módulo de elasticidade dos prismas de junta lisa seca, obtido nos ensaios monotónicos e cíclicos, é semelhante (e, por sua vez, também é semelhante ao estimado nos provetes cilíndricos);
- (ii) o módulo de elasticidade dos prismas de junta bujarda avaliado nos ciclos de descarga/recarga é cerca de duas vezes superior ao obtido nos ramos de carga virgem;
- (iii) entre os prismas de junta bujardada, os prismas de junta com saibro são os que registam maiores módulos de elasticidade.

As modelações numéricas, efectuadas no Capítulo 5, consideram como referência, para os parâmetros mecânicos da alvenaria, como material compósito, os resultados experimentais correspondentes ao protótipo da alvenaria BS (blocos de faces bujardadas e juntas com saibro) por se considerar ser aquele que melhor reproduz as condições da alvenaria do Mosteiro. Assim, atendendo à dispersão dos resultados experimentais ( $CV \approx 30\%$ ) e tomando um factor de segurança adequado para alvenarias antigas (neste caso considerou-se 3.0), estima-se em 10 MPa o valor de cálculo da resistência à compressão da alvenaria (PIET, 1971). Para o módulo de elasticidade tomou-se como referência o valor médio de 25.9 MPa, obtido nos ensaios monotónicos, deixando para o processo de calibração do modelo numérico (ver secção 5.2) a consideração da dispersão dos seus resultados.

Atendendo às dificuldades em caracterizar experimentalmente o comportamento pós-pico em compressão dos protótipos de alvenaria ensaiados admitiu-se, na modelação numérica (ver Capítulo 5), para a energia de fractura  $G_c$  o valor de referência de 16 kN.m/m<sup>2</sup> proposto para betão com resistência à compressão inferior a 12 MPa (MC 90, 1993; Lourenço, 2009).

#### 4.5.2. Ensaios de identificação dinâmica

A identificação dinâmica incidiu na nave principal da Igreja, tendo sido ensaiados dois dos seus pilares e a abóbada de cobertura. Para estimar os parâmetros modais da estrutura (frequências, modos de vibração e coeficientes de amortecimento) recorreu-se ao método das vibrações ambientais (ver método “output only” descrito no Capítulo 2). Para averiguar a fiabilidade dos resultados experimentais obtidos, foram utilizadas duas técnicas de análise dos registos temporais de aceleração medidos na estrutura: o método EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition), no domínio da frequência, e o método SSI (Stochastic Subspace Identification), no domínio do tempo. Ambos os métodos (EFDD e SSI) estão implementados no software ARTeMIS (2006), utilizado no processamento dos sinais adquiridos no âmbito deste trabalho.

##### 4.5.2.1. Identificação dinâmica da abóbada da nave

Os ensaios de identificação dinâmica iniciaram-se pela abóbada da nave da Igreja. Para a aquisição de dados foram utilizados dois acelerómetros triaxiais do tipo “force balanced” ligados a dois registadores de movimento independentes (modelo GSR-18 da GEOSIG, com conversor analógico-digital a 18 bits ADC) ligados em rede e dotados de relógios de sincronização para permitir a sua activação e registo sincronizado. Os acelerómetros utilizados têm uma largura de banda DC até 100Hz, uma gama de  $\pm 1.0g$ , uma sensibilidade de 10V/g e uma resolução de  $8\mu g$ . Este equipamento foi posteriormente utilizado para a monitorização dinâmica da Igreja, conforme se apresenta mais à frente na secção 4.5.3.

Para auxiliar a definição da localização dos pontos de medição, sobre a abóbada, foi utilizado um modelo numérico preliminar tridimensional, simplificado e com elementos finitos de viga conforme se ilustra na Fig. 4.18.

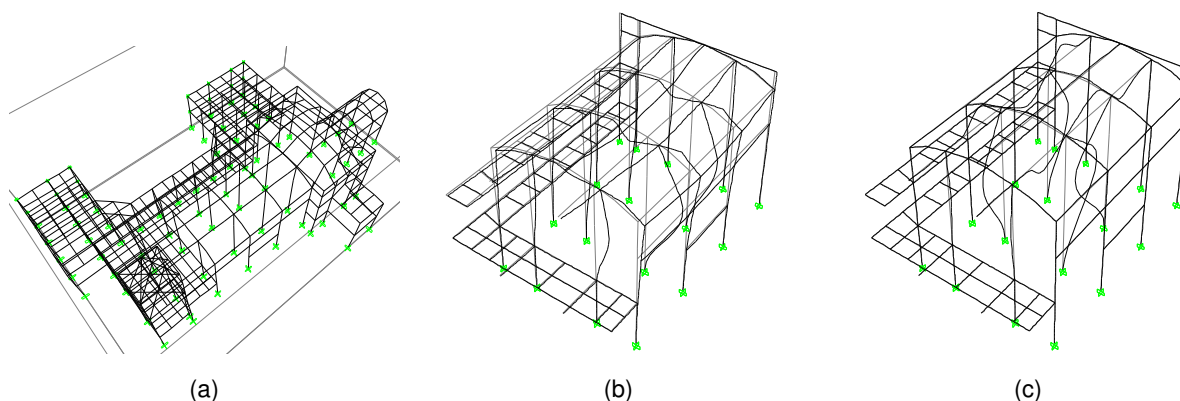


Fig. 4.18 - Modelo numérico preliminar: (a) malha de elementos finitos; (b) 1º modo com 1.37 Hz; (c) 2º modo com 1.62 Hz.

A partir dos resultados numéricos de uma análise modal preliminar foi seleccionada uma malha de trinta pontos no extradorso da abóbada da nave, conforme se ilustra na Fig. 4.19, para medir a resposta em aceleração. Para facilitar a avaliação das condições fronteira da nave e a sua resposta dinâmica, relativamente às sub-estruturas adjacentes (torres e transepto), foram definidos catorze pontos de registo no contorno principal da nave da Igreja, nomeadamente no topo das paredes Norte e Sul, sobre o pórtico do transepto (a Nascente) e sobre as torres Norte e Sul (a Poente). Os restantes pontos foram localizados sobre os pilares e sobre as chaves da abóbada. Para evitar o registo de sinais com ruído, induzido pelo telhado da cobertura, os acelerómetros foram posicionados directamente no extradorso da abóbada, conforme se ilustra na Fig. 4.19.

A impossibilidade de medir, em simultâneo, acelerações nos 30 pontos obrigou à realização de 29 séries de registo (“setup’s”) independentes. Para o efeito, fixou-se um dos acelerómetros num ponto de referência enquanto o outro (móvel) foi posicionado num ponto distinto em cada “setup”. Na localização do sensor de referência (fixo) recorreu-se, complementarmente aos resultados numéricos preliminares, a uma campanha prévia de medição de vibrações na abóbada. Foi seleccionado o ponto P1, assinalado na Fig. 4.19, por corresponder às maiores amplitudes espectrais das acelerações registadas. Cada “setup” teve a duração de 10 minutos. Como os espectros de amplitude, na campanha de ensaios preliminares, evidenciavam um domínio dos picos de energia, entre os 3.0 e os 20.0 Hz, a frequência de amostragem fixou-se em 200Hz.

Os ensaios de medição das vibrações ambiente na abóbada da nave foram efectuados nos dias 20 e 21 de Abril de 2005 com uma temperatura ambiente média de 18°C.

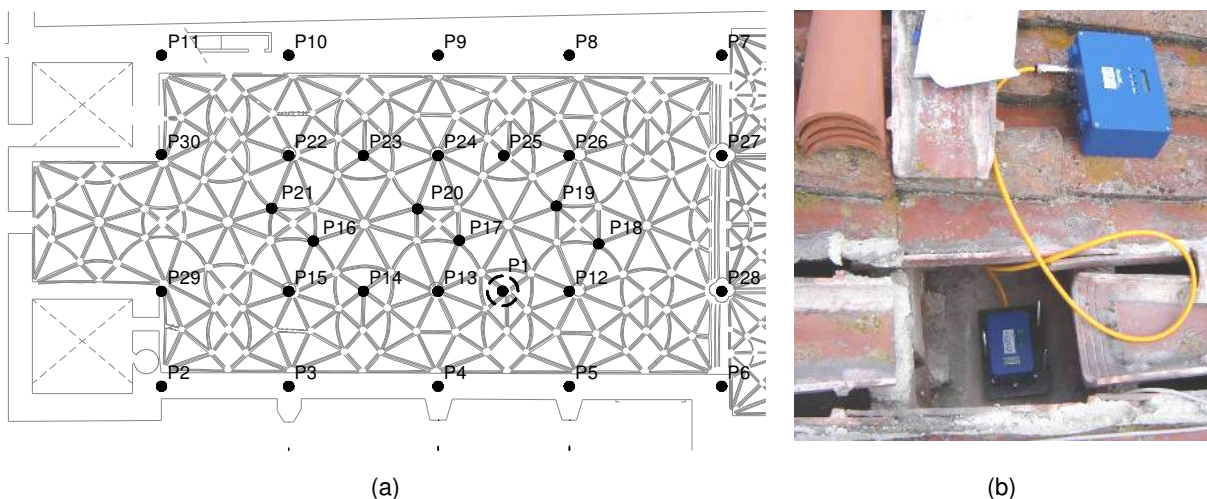


Fig. 4.19 - Malha de pontos na abóbada da nave seleccionados para a medição de vibrações: (a) localização em planta; (b) instalação directa dos sensores no extradorso da abóbada.

O tratamento dos registos consiste essencialmente numa análise no domínio da frequência, através do algoritmo da FFT (do inglês, “Fast Fourier Transform”). “Anti-aliasing”, filtragens, remoção “DC” e espúrios, e outros aspectos do tratamento do sinal, são tidos em consideração na interpretação dos registos. Na Fig. 4.20 apresentam-se os espectros médios normalizados sintetizados a partir dos registos de aceleração medidos nos ensaios de vibração ambiente utilizando uma decomposição no domínio da frequência (EFDD) e a identificação no domínio do tempo (SSI), ver secção 2.2.3. Da análise destes espectros podem identificar-se as oito principais frequências de ressonância, ou seja, as frequências que mais contribuem para a resposta dinâmica da abóbada.

Contudo, salienta-se que a identificação de algumas frequências de ressonância não é clara. Com efeito, enquanto para a primeira frequência o pico do espectro aparece bem definido, indiciando possível modo puro associado, para as restantes frequências, nomeadamente entre os 4.8 e os 6.0Hz, os picos aparecem mal definidos, indiciando plausíveis modos híbridos associados. Este fenómeno parece justificar a dificuldade em estimar as frequências mais elevadas da nave (e correspondentes modos de vibração) através da medição de vibrações ambientais.

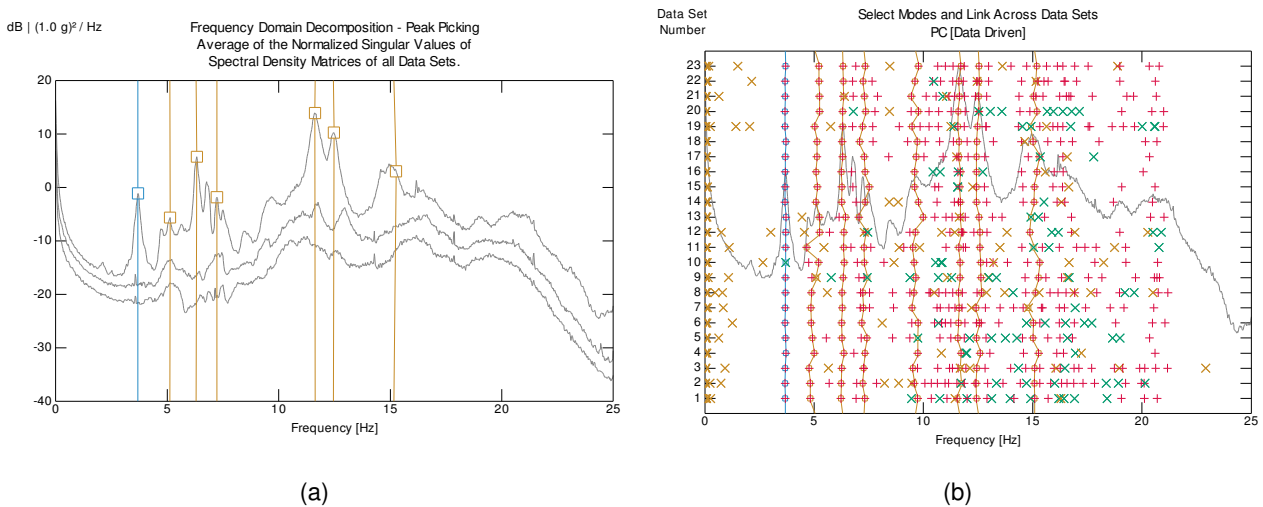


Fig. 4.20 - Espectros sintetizados a partir dos ensaios de vibração ambiente na abóbada da nave: (a) densidade espectral da matriz de valores singulares (método EFDD); (b) diagrama de estabilização de pólos (método SSI).

Na Tabela 4.4 resumem-se as frequências e os coeficientes de amortecimento dos oito primeiros modos de vibração, estimados a partir dos métodos EFDD e SSI. A correlação entre os modos de vibração, assim identificados, é feita através do parâmetro MAC, ver secção 2.6.4. Com valores do parâmetro MAC superiores a 0.65, os quatro primeiros modos evidenciam uma boa correlação. Apesar da menor concordância dos modos com frequência mais elevada, as frequências identificadas pelos dois métodos, com valores entre os 3.7 Hz e os 15.1 Hz, apresentam uma concordância muito boa. Em relação aos coeficientes de amortecimento as diferenças observadas atingem os 140%.



Tabela 4.4 - Frequências de ressonância e coeficientes de amortecimento identificados na abóbada.

Modo	Frequência [Hz]		Amortecimento [%]		MAC
	EFDD	SSI	EFDD	SSI	
1	3.69	3.68	2.34	1.26	0.99
2	5.12	5.04	1.11	2.68	0.92
3	6.29	6.30	1.00	0.82	0.67
4	7.23	7.29	0.77	1.44	0.67
5	9.67	9.65	1.10	1.45	0.62
6	11.64	11.65	1.20	1.46	0.36
7	12.45	12.51	1.25	1.19	0.71
8	14.99	15.04	1.31	2.77	0.49

A Fig. 4.21 mostra a configuração dos primeiros dois modos de vibração identificados na nave da Igreja (Oliveira et al., 2005). Conforme indicavam as análises preliminares, a resposta dinâmica da nave da Igreja é fortemente influenciada pelo comportamento dinâmico dos pilares, muito esbeltos e com elevada concentração de massa nos capitéis. Efectivamente, no primeiro modo identificado, os pilares e zona central da nave exibem importantes vibrações locais, na direcção transversal às paredes Norte e Sul (direcção y), em contraste com a pequena amplitude das vibrações das fronteiras Nascente e Poente da nave. A configuração do segundo modo identificado é, essencialmente, caracterizada por importantes vibrações horizontais, na direcção transversal à nave (direcção y), e por vibrações verticais na abóbada (direcção z).

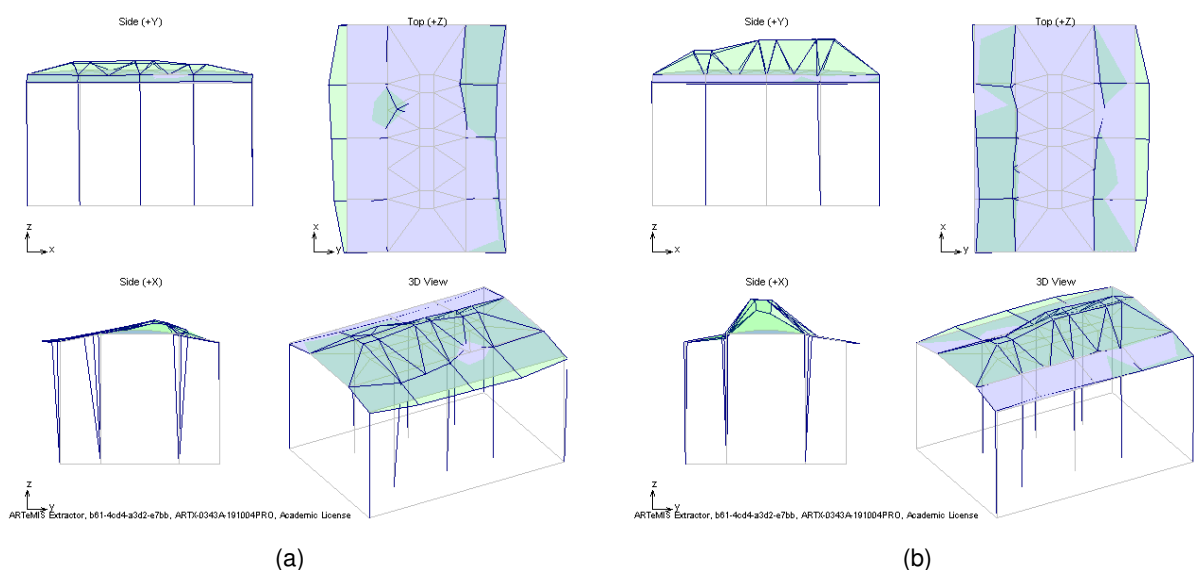


Fig. 4.21 - Identificação experimental dos modos de vibração da abóbada da nave: (a) primeiro modo com 3.7 Hz; (b) segundo modo com 5.1 Hz.

#### 4.5.2.2. Identificação dinâmica dos pilares

Os ensaios de identificação dinâmica da Igreja incluíram o estudo de dois pilares da nave principal. Para o efeito, utilizou-se um sistema de aquisição distinto do utilizado na identificação modal da abóbada, recorrendo a 12 acelerómetros uniaxiais piezoeléctricos com uma largura de banda dos 0.15 aos 100Hz, uma gama de  $\pm 0.5g$ , uma sensibilidade de 10V/g e uma resolução de  $8\mu g$ . Os acelerómetros foram ligados a um registador (16 bit ADC), dotado de filtros “anti-aliasing”. O registador foi ligado a um computador através de um cabo USB.

A Fig. 4.22 mostra a localização dos dois pilares da nave ensaiados (P1 e P2) e assinala os 5 níveis, acima do pavimento da Igreja, onde foram efectuadas as medições de vibração horizontal. Em cada nível, foram posicionados três acelerómetros de forma a poder caracterizar vibrações transversais e de torção dos pilares, ver Fig. 4.23. A fixação dos acelerómetros ao fuste fez-se através de cintas que abraçam o pilar. Para aceder aos diferentes níveis utilizou-se uma plataforma elevatória. O registador foi colocado no pavimento da Igreja. As fotografias da Fig. 4.24 ilustram alguns aspectos das condições de ensaio dos pilares.

Os registos, com uma duração total de 10 minutos e uma frequência de aquisição de 100Hz, foram realizados, em cada pilar, em dois “setups”, esquematicamente ilustrados na Fig. 4.23. No “setup 1” efectuaram-se medições de aceleração com os acelerómetros nos níveis 2, 3, 4 e 5. No “setup 2” apenas foram posicionados acelerómetros nos níveis 1 e 5. Os ensaios foram realizados nos dias 22 e 23 de Novembro de 2005 a uma temperatura média, no interior da nave, da ordem dos 16°C.

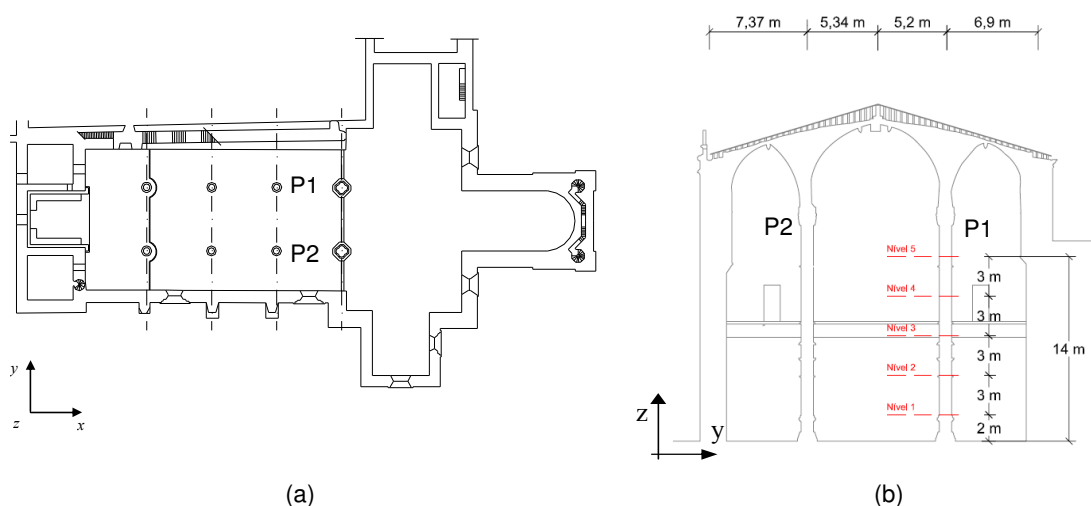


Fig. 4.22 - Identificação dinâmica dos pilares: (a) planta da nave; (b) níveis de posicionamento dos sensores para os pilares ensaiados.

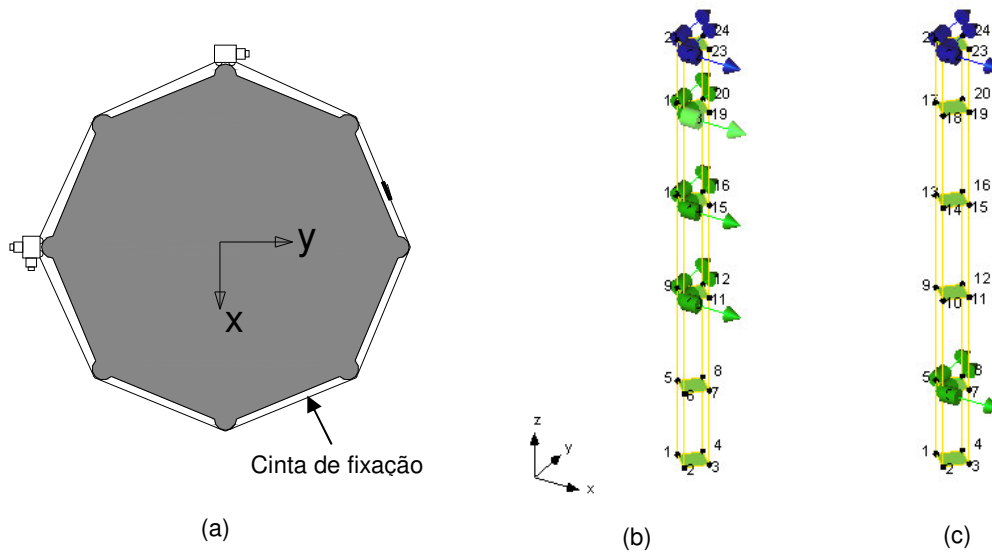


Fig. 4.23 - Posicionamento dos sensores de medição nos pilares da nave: (a) na secção transversal do pilar; (b) configuração no "setup" 1; (c) configuração no "setup" 2 (sensores de referência no nível superior, a escuro).

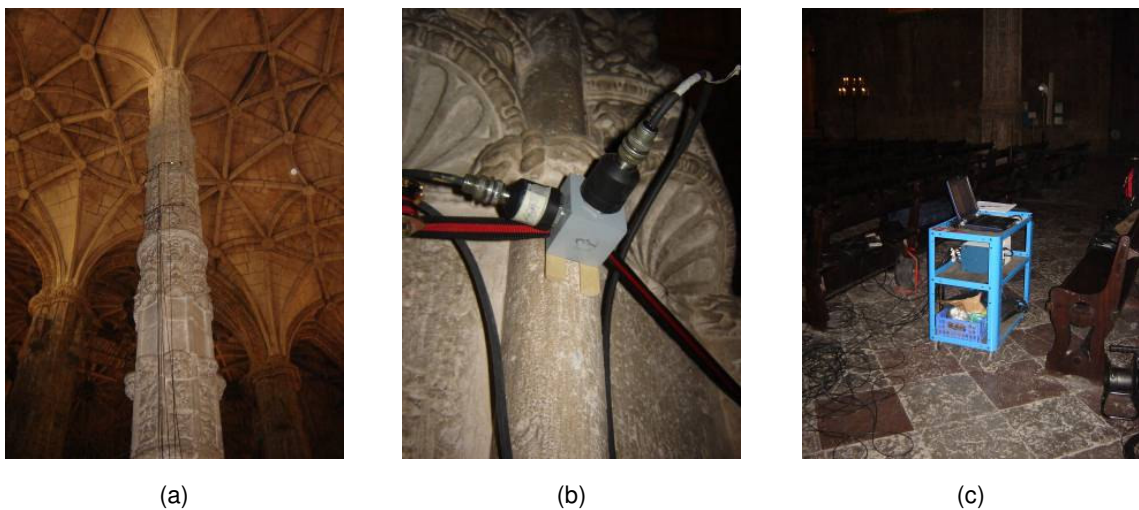


Fig. 4.24 - Identificação dinâmica dos pilares da nave: (a) fuste do pilar instrumentado; (b) pormenor da fixação dos acelerómetros; (c) equipamento de aquisição e controlo.

A adopção de um procedimento semelhante ao utilizado na identificação dinâmica da abóbada, em termos de processamento dos sinais adquiridos, permitiu estimar as frequências de ressonância e os coeficientes de amortecimento dos pilares, cujos resultados se apresentam na Tabela 4.5, estimados a partir do método SSI. No pilar P1 identificaram-se cinco modos e no pilar P2 nove modos.

As configurações modais identificadas, nos pilares P1 e P2, são distintas apesar da semelhança das frequências, conforme ilustra a Fig. 4.25. Salienta-se o contraste da componente de vibração na direcção longitudinal da nave (direcção x) entre o pilar P1 (Norte) e o pilar P2 (Sul). Estes fenómenos

indicam assimetrias no comportamento estrutural, relativamente ao eixo longitudinal da nave central da Igreja, reveladora de diferentes condições estruturais dos pilares, eventualmente relacionado com o material, com a construção, com danos, com as condições fronteira, etc. Efectivamente, os resultados da inspecção dos pilares com ultrasons, realizados por Genin (1995), revelaram menores velocidades de propagação no pilar P2, o que indicia uma melhor qualidade da alvenaria do pilar P1.

Tabela 4.5 - Frequências e amortecimentos experimentais estimados para os pilares da nave (método SSI).

Modos	Frequência [Hz]		Amortecimento [%]	
	Pilar P1	Pilar P2	Pilar P1	Pilar P2
1	-	3.80	-	4.38
2	-	6.28	-	2.29
3	7.12	7.24	4.0	0.67
4	7.52	7.36	5.01	1.49
5	-	8.39	-	2.04
6	-	10.77	-	1.38
7	11.40	11.67	2.28	1.75
8	12.38	12.44	3.81	2.75
9	-	14.04	-	1.27
10	16.20	-	4.61	-

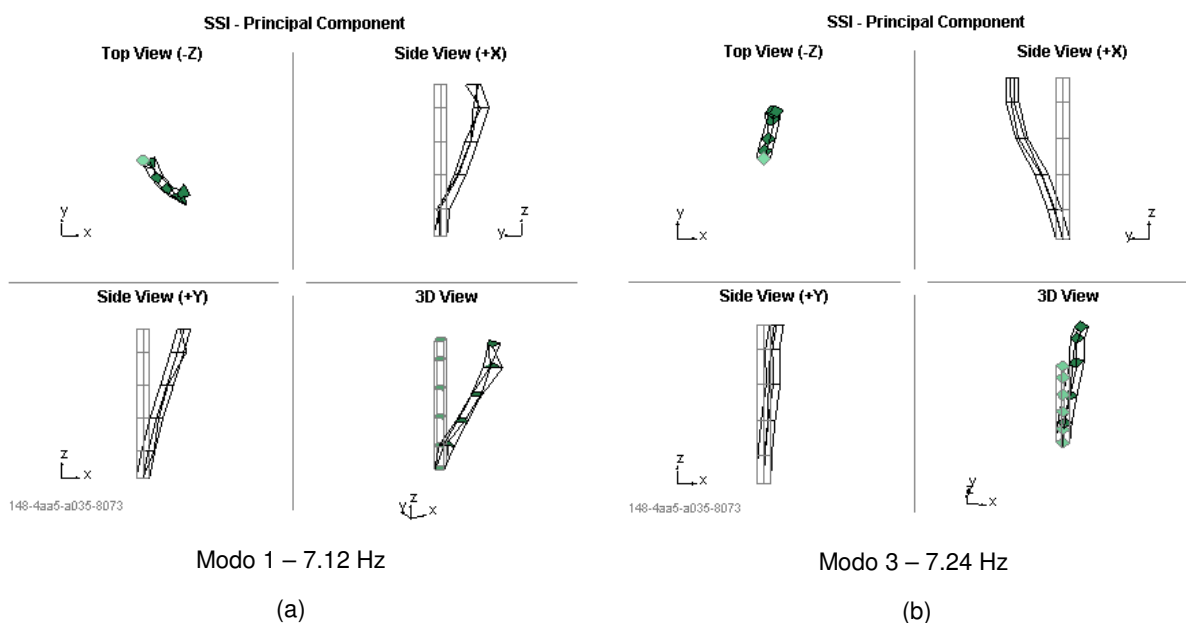


Fig. 4.25 - Modos de vibração experimentais identificados nos pilares: (a) pilar P1; (b) pilar P2.

Na Tabela 4.6 apresenta-se a correspondência entre os primeiros 4 modos de vibração identificados na abóbada e os modos identificados nos pilares. Contudo, o confronto dos resultados da identificação da abóbada (Tabela 4.4) e dos pilares (Tabela 4.5) indicia também a presença de modos locais nos pilares, isto é, sem correspondência com os modos da abóbada.

Tabela 4.6 - Compilação dos resultados da identificação modal da abóbada e dos pilares da nave (primeiros quatro modos)

Modos	Experimentais (Abóbada)		Experimentais (Pilares)	
	Freq. [Hz]	Descrição	Freq. [Hz]	Descrição
1	3.68	Nave (dir.Y) + Pilares (dir. Y)	3.80	Pilar P2 (dir.Y)
2	5.04	Nave (dir.Y) + Pilares (dir. Y)	-	-
3	6.30	Nave (dir.Y) + Pilares (dir. - )	6.28	Pilar 2 (dir. Y) + Nave (dir. Y)
4	7.23	Pilares (dir. - ) + Abóbada da nave	7.12	Pilar P1 (dir. diagonal)
			7.24	Pilar P2 (dir. Y)

#### 4.5.3. Monitorização estrutural

O plano de monitorização adoptado incide sobre a nave da Igreja e compreende dois sistemas de monitorização independentes, um para monitorização estática e outro para monitorização dinâmica. O plano de monitorização visa caracterizar parâmetros do comportamento estrutural e a sua correlação com as condições ambientais (nomeadamente a temperatura) para despistar a presença de danos/fenómenos evolutivos não-sazonais e, como tal, funcionar como alarme para comportamentos de risco da construção. Os sistemas de monitorização, estática e dinâmica, são fisicamente independentes devido às diferentes características dos seus sensores e das condições de amostragem.

A selecção dos pontos na nave da Igreja para registo das medições, bem como o tipo de sensores, foi efectuada tendo também em conta a minimização do impacto visual do equipamento de medição. A localização dos dispositivos e a respectiva cablagem contou ainda com a colaboração do IPPAR, Instituto Português do Património Arquitectónico, que tutela o monumento.

Apesar das limitações orçamentais terem condicionado o número de sensores utilizados, os sistemas de monitorização adoptados têm capacidade para receber eventuais futuras extensões e actualizações.

#### 4.5.3.1. Monitorização estática

O sistema de monitorização estática instalado destina-se a monitorizar as deformações nos pilares da nave com maior desaprumo, pilares P1 e P2, conforme se assinala na Fig. 4.26, bem como as condições ambientais, nomeadamente a temperatura. A incidência nos pilares resulta de todos os indicadores e investigações preliminares existentes apontarem estes elementos como determinantes no comportamento da nave.

O sistema de monitorização estática instalado é composto por:

(a) - Seis sensores de temperatura (TS1 a TS6) com amplitude entre  $-20$  e  $100^{\circ}\text{C}$  e com uma resolução de  $0.2^{\circ}\text{C}$ . Quatro sensores (TS1 a TS4) foram instalados nas paredes Norte e Sul (dois nos paramentos exteriores e dois nos paramentos interiores) e dois sensores (TS5 e TS6) foram instalados no extradorso da nave sobre os pilares P1 e P2 a monitorizar, ver Fig. 4.26 e Fig. 4.27;

(b) - Dois clinómetros uniaxiais (C1 e C2), com uma amplitude de medição entre  $-1.5^{\circ}$  e  $+1.5^{\circ}$  e uma resolução de  $0.03^{\circ}$ . Os clinómetros foram instalados no extradorso da abóbada sobre os pilares P1 e P2, conforme se ilustra na Fig. 4.26 e Fig. 4.27, para efectuar a medição de rotações do topo dos pilares, no plano transversal à nave que intersecta os pilares, ver Fig. 4.26b e Fig. 4.27a.

(c) – Um sensor termo-higrométrico (TH) para medir a temperatura e a humidade relativa do ar. As condições de operação são: amplitude de temperatura entre  $-20^{\circ}$  e  $+70^{\circ}\text{C}$  com uma resolução de  $0.2^{\circ}\text{C}$ ; amplitude de humidade entre  $0\%$  e  $100\%$  com uma resolução de  $2\%$ .

(d) - Um anemómetro 2D ultrasónico (W). As condições de operação são: humidade entre  $5\%$  e  $100\%$ ; velocidade do vento entre  $0$  e  $60$  m/s com uma resolução de  $0.01\text{m/s}$  e de  $1^{\circ}$  em termos de direcção.

(e) - Um registador (D) para aquisição de dados equipado com dispositivo de comunicação GSM (“Global System for Mobile”) que permite o “download” por via remota através da linha telefónica. O registador foi instalado no interior do campanário da torre Sul (ver Fig. 4.26a), numa caixa apropriada conforme ilustra a fotografia da Fig. 4.27d.

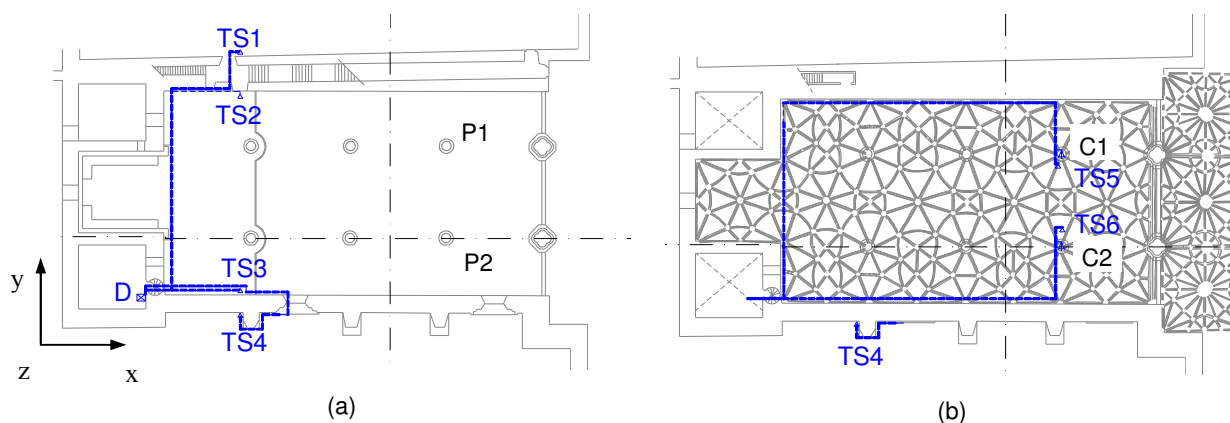
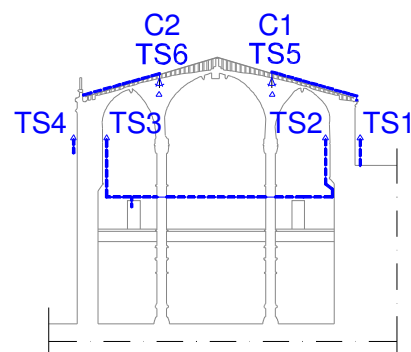


Fig. 4.26 - Sistema de monitorização estática (“layout”): (a) planta da nave; (b) planta da abóbada da nave.

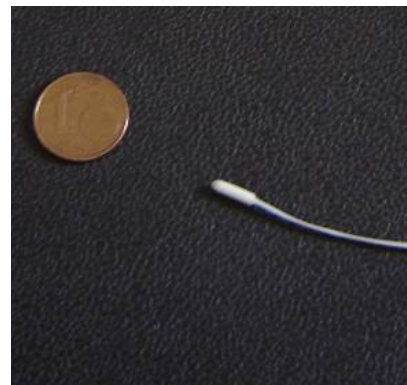
A distribuição dos sensores de temperatura pela nave teve por objectivo caracterizar os gradientes de temperatura na nave e nos pilares.

A frequência de aquisição do sistema de monitorização estática fixou-se em registos horários para facilitar a caracterização da influência dos ciclos diários de temperatura no comportamento da estrutura (quase-estático). Este sistema está operacional desde Outubro de 2005. O sensor termo-higrométrico e o anemómetro foram instalados mais tarde, em Abril de 2007.

Durante a realização deste trabalho não se instalou qualquer medidor de fendas na abóbada da nave porque não há fendas aparentes. Contudo, atendendo aos indícios da presença de fendas/aberturas na abóbada, sugeridos aquando da caracterização da camada de revestimento do extradorso (Mun, 2002), parece importante proceder a uma exaustiva inspecção interior para avaliar o estado de conservação/deterioração das juntas da abóbada. A inspecção visual do intradorso das abóbadas requer a instalação de uma estrutura de acesso (plataforma elevatória ou andaimes). Os resultados dessa inspecção poderão justificar a monitorização de eventuais fendas/aberturas detectadas.



(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 4.27 - Sistema de monitorização estática: (a) secção transversal da nave ("layout"); (b) sensor de temperatura; (c) clinómetro; e (d) registador "data logger".

Os gráficos da Fig. 4.28 mostram a evolução temporal das rotações no topo dos pilares da nave (P1 e P2), registadas nos clinómetros (C1 e C2), e a sua relação com a temperatura. A amplitude máxima relativa das rotações registadas é da ordem dos 0.15 mm/m. Os gráficos à direita ilustram a correlação entre as rotações registadas e a temperatura. A boa correlação dos registos evidencia a influência da sazonalidade no comportamento estático da estrutura. No entanto, é aparente uma ligeira tendência na evolução da rotação do topo dos pilares que alerta para a necessidade de um controlo mais frequente e para uma avaliação conveniente da importância desta evolução relativamente à possibilidade da presença de danos evolutivos. Os procedimentos para análise da influência das condições ambientais na resposta estática, em particular da análise de desvios em relação ao comportamento sazonal, podem encontrar-se em Ramos (2007).

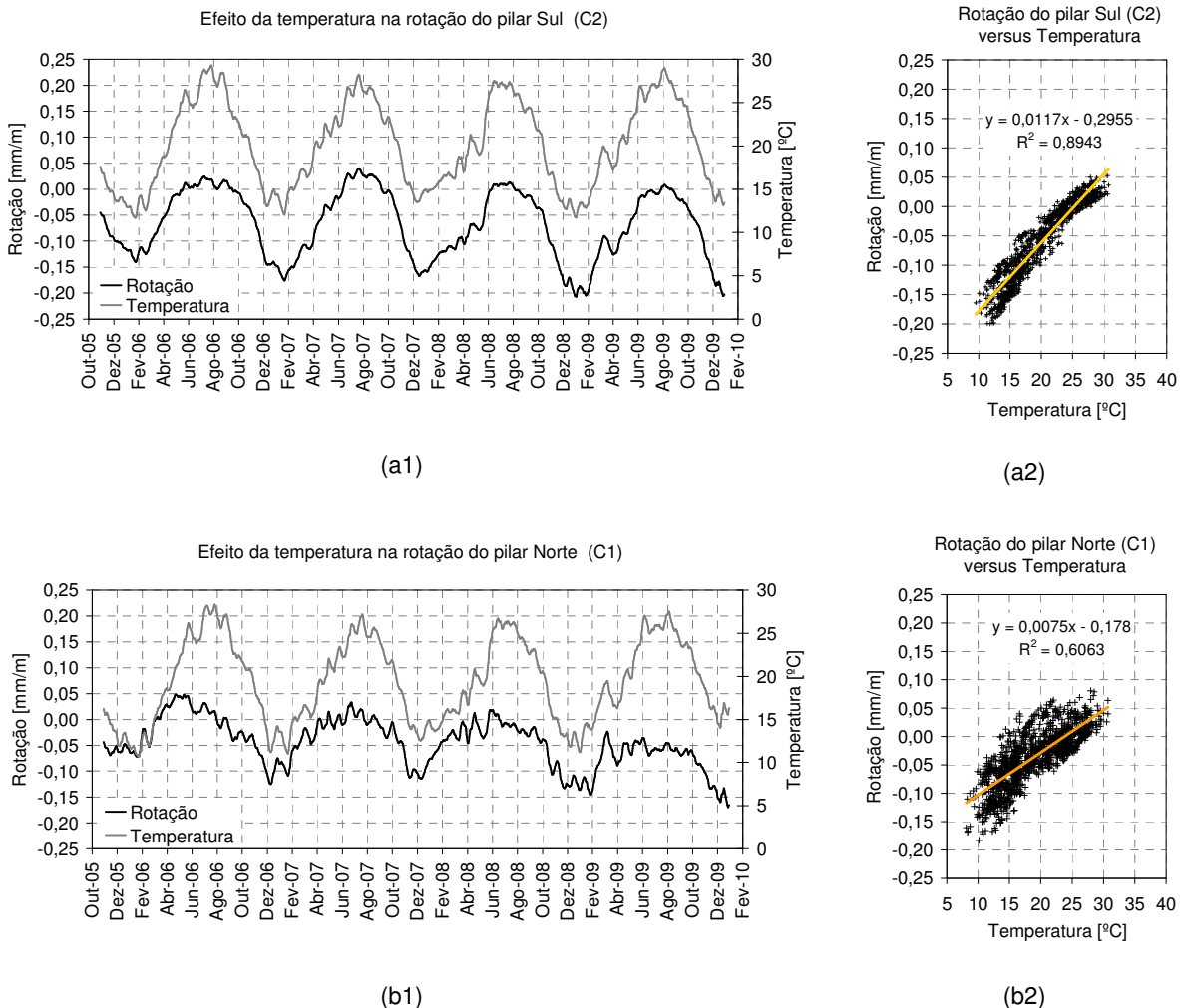


Fig. 4.28 – Evolução temporal da rotação dos pilares e da temperatura: (a) no pilar Sul; (b) no pilar Norte.



A Fig. 4.29 apresenta a história de temperaturas (suavizada) registada nos sensores, interiores e exteriores, instalados na nave da Igreja, com uma expressiva variação sazonal. Nos termómetros no interior da nave (TS2 e TS3) registam-se temperaturas médias anuais da ordem dos 20°C, amplitudes diárias muito pequenas (inferiores a 1º) e amplitudes médias anuais da ordem dos 10-12°C. Os sensores exteriores registaram temperaturas médias anuais da ordem dos 17°C, amplitudes diárias inferiores a 10°C e amplitudes anuais médias da ordem dos 15°C.

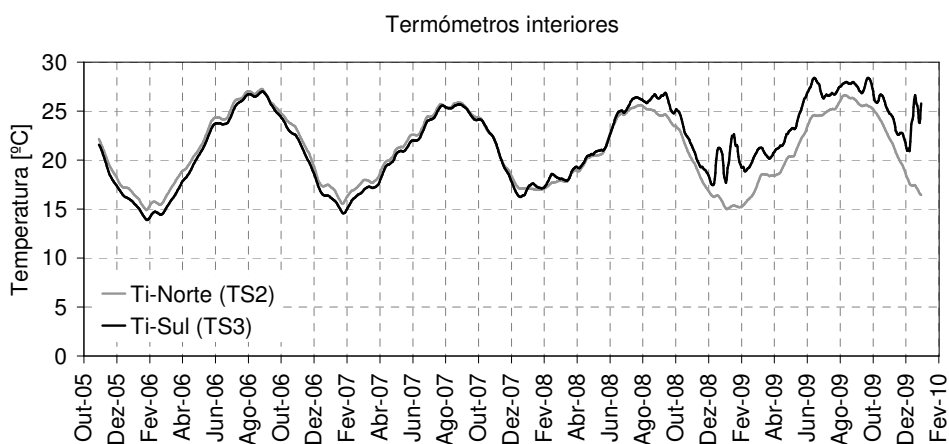
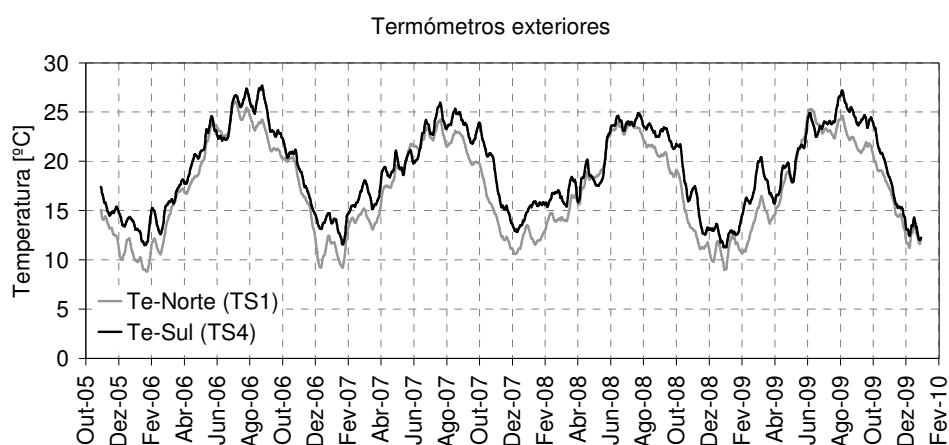


Fig. 4.29 - Evolução temporal da temperatura nos sensores instalados na nave: (a) no interior; (b) no exterior.

### 4.5.3.2. Monitorização dinâmica

O sistema de monitorização dinâmica visa monitorizar os parâmetros modais da nave da Igreja, através do registo de acelerações da estrutura, bem como caracterizar a sua relação com a temperatura para detectar eventuais alterações do comportamento de carácter evolutivo (não-sazonal).

O sistema de monitorização dinâmica utilizado é composto pelos mesmos dispositivos de medição e registo utilizados nos ensaios de identificação dinâmica da abóbada, ou seja, dois acelerómetros triaxiais e dois registadores (ver secção 4.3.2). Os registadores estão ligados em rede o que permite a sua activação e operação sincronizada, quer para os eventos esporádicos quer para os registos periódicos pré-programados. A frequência de amostragem adoptada foi, independentemente do tipo de evento, de 100Hz. A Fig. 4.30a ilustra os pontos escolhidos para a instalação dos dois sensores de aceleração utilizados: o sensor de referência (A1) foi instalado no pavimento da Igreja, na zona da Capela-Mor; o sensor secundário (A2) foi posicionado no extradorso da abóbada da nave (ponto P1), seleccionado pela boa amplificação da resposta de acordo com os resultados preliminares das análises numéricas e de identificação modal (ver ponto P1 na secção 4.5.2). O registador do sensor A1 é o responsável pela activação do registo sincronizado e pela actualização do relógio do registador do sensor A2.

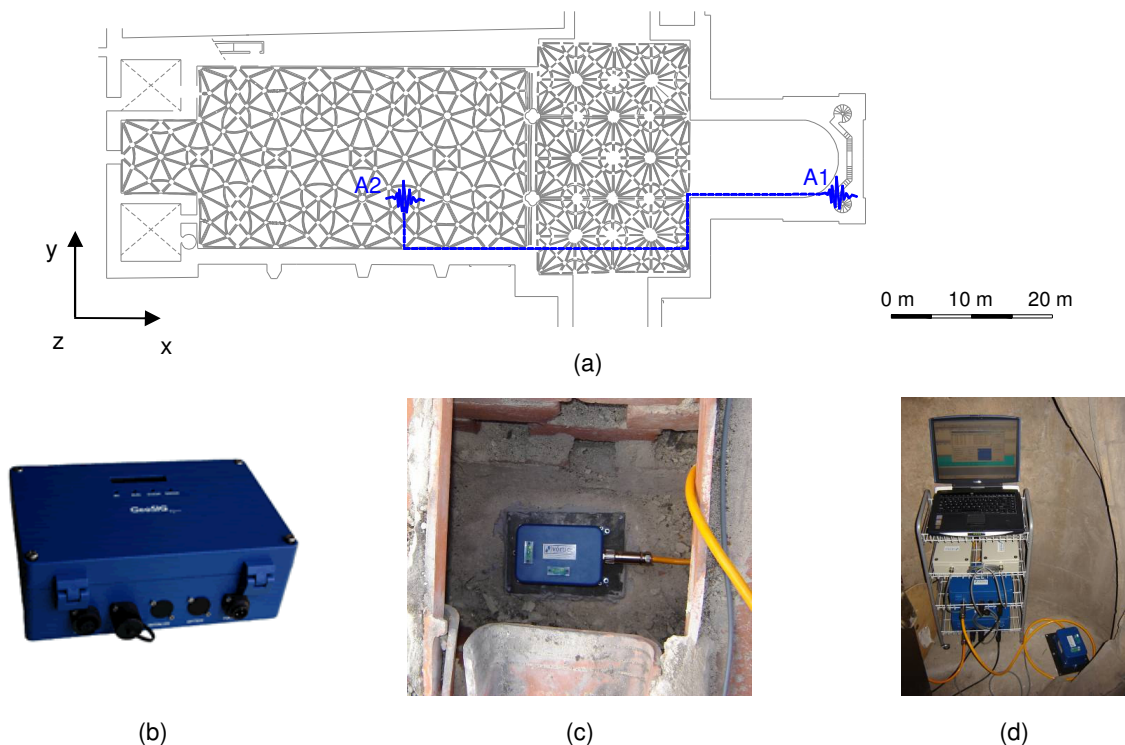


Fig. 4.30 - Sistema de monitorização dinâmica: (a) localização dos sensores A1 (pavimento) e A2 (abóbada); (b) registador e conversor de sinal; (c) posicionamento do sensor A2; (d) registadores e acelerómetro A1 na base.

O sistema instalado possibilita a ligação dos registadores a um sistema GPS (“Global Position System”), para efectuar a sincronização dos respectivos relógios, bem como a ligação a um dispositivo de comunicação GSM (“Global System for Mobile”) para a transferência remota de dados por telefone (via modem). Estas possibilidades não foram utilizadas devido ao elevado volume de informação dos registos dinâmicos e porque a instalação do sistema GPS aumentaria significativamente os custos do sistema de monitorização. O sistema de monitorização dinâmica descrito está operacional desde Abril de 2005.

Até à data da finalização deste trabalho, o número de sensores instalados na Igreja não permite caracterizar alterações das configurações modais. Desta forma, enquanto a rede do sistema não for alargada, o que, em função dos resultados e do orçamento se poderá fazer no futuro, apenas se poderão monitorizar as frequências de ressonância através de registos esporádicos e de registos periódicos pré-programados.

Os registos esporádicos destinam-se a registar a resposta a eventos pontuais como, por exemplo, um sismo ou um vento mais forte. Para este tipo de eventos os registadores são activados para baixos níveis de vibração (definidos de acordo com as condições locais) de forma a permitir o registo da ocorrência de um pequeno sismo. Depois de um período inicial de testes, a activação dos registadores fixou-se para níveis de aceleração distintos para o sensor A1 e A2. No caso do sensor A1 (na base), fixaram-se os níveis de activação em 0.5 mg para todas as direcções; no caso do sensor A2 fixou-se nos 10 mg, para a direcção X, e nos 50 mg, para as direcções Y e Z. Para evitar registos frequentes, apenas associados à acção do vento, a relação entre as condições de activação adoptadas para os sensores A1 e A2 é cerca de 20 vezes, para a direcção X (longitudinal), e 100 vezes, para as direcções Y (transversal) e Z (vertical).

Por seu lado, os registos pré-programados destinam-se a monitorizar a evolução dos parâmetros modais com as condições ambientais bem como para identificar e avaliar as alterações estruturais induzidas pela ocorrência de eventos esporádicos mais intensos. Os registos pré-programados são efectuados com uma periodicidade mensal e trimestral. Os registos mensais, com uma duração total de 10 minutos, são efectuados em ambos os registadores às 14:00 horas do primeiro dia de cada mês. Os registos trimestrais são efectuados de hora a hora, durante 24 horas, com a duração de 10 minutos para observar a influência da sazonalidade nos ciclos diários e no comportamento dinâmico da Igreja

Entre os registos mais significativos desde a activação do sistema, em Outubro de 2005, está o de um sismo de magnitude 5.8 e intensidade V, registado às 10h:35m do dia 12 de Fevereiro de 2007, com epicentro a Sudoeste de Lisboa. A Fig. 4.31 ilustra a história das acelerações registadas nos sensores A1 e A2, instalados na base e na abóbada da Igreja, e os correspondentes espectros de amplitudes de Fourier (FAS). Nota-se uma amplificação espectral acentuada na banda de frequências da abóbada da nave (entre os 3 e os 6 Hz)

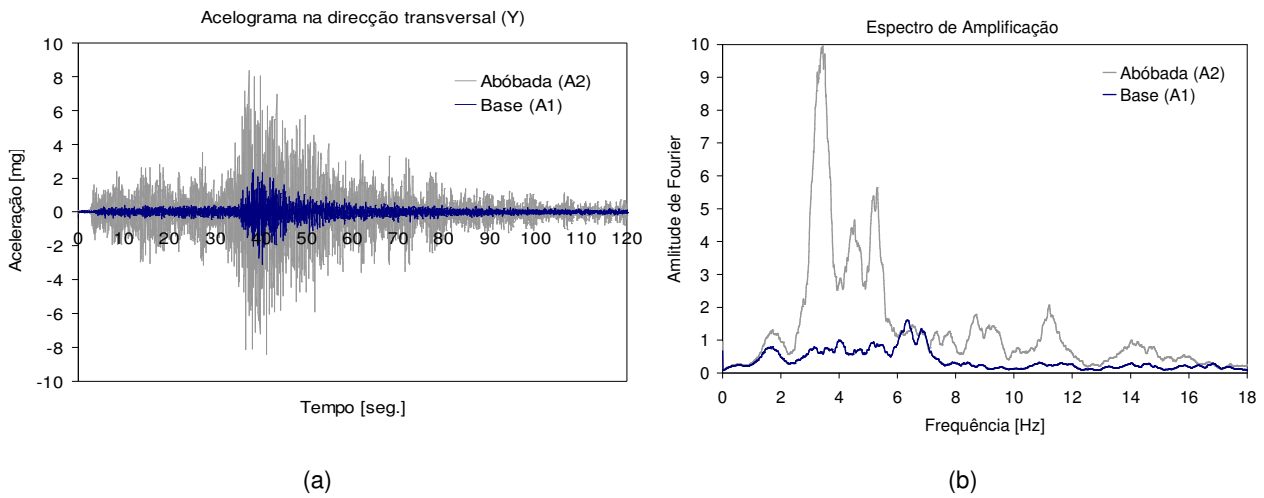


Fig. 4.31 - Pequeno sismo ocorrido em Fevereiro de 2007: (a) acelerogramas na direcção y (transversal à nave) registados na base (A1) e na abóbada (A2); (b) respectivos espectros de amplitude de Fourier.

Os gráficos da Fig. 4.32 apresentam a evolução temporal da frequência fundamental da Igreja e da temperatura. De acordo com estes resultados o gráfico à direita ilustra uma potencial correlação entre a frequência fundamental e a temperatura ambiente. Contudo, regista-se uma reduzida variabilidade da frequência fundamental com um valor médio de 3.77 Hz e coeficiente de variação inferior a 3%. A variação de temperatura é caracterizada por um valor médio dos 20.8°C e um coeficiente de variação de 30%.

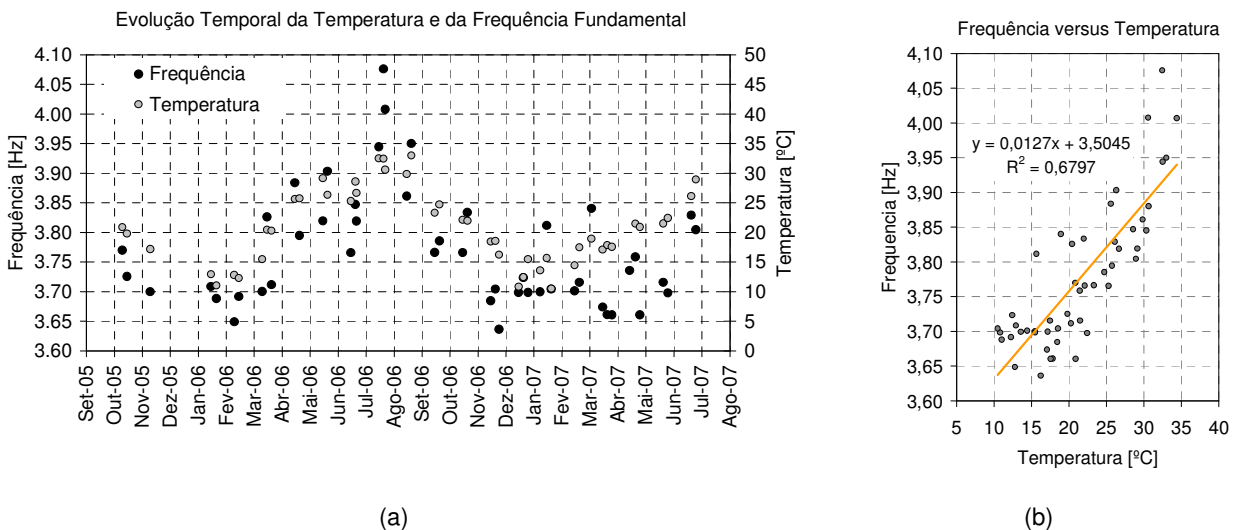


Fig. 4.32 - Evolução temporal da temperatura e da frequência fundamental da Igreja: (a) evolução temporal da frequência; (b) relação frequência-temperatura.

Apesar da importância de que se reveste o estudo da relação dos parâmetros modais das construções com as condições ambientais, especialmente para a detecção de danos evolutivos ocultos, a sua especificidade não será tratada no âmbito deste trabalho remetendo-se a sua análise para o trabalho realizado por Ramos (2007) onde, em particular, são tratados estes fenómenos para o caso da Igreja dos Jerónimos.

Nota-se finalmente que, apesar do conteúdo de energia espectral do sismo registado em Fevereiro de 2007 ocorrer especialmente na banda de frequências que mais interessam a estrutura da Igreja, a análise dos registos disponíveis, até Dezembro de 2007, não identificou quaisquer alterações permanentes nas frequências de ressonância da nave pelo que Ramos (2007) concluiu pela ausência de indícios de danos estruturais desde a data da realização dos ensaios de identificação dinâmica, em Abril de 2005.

#### 4.6 Caracterização da acção sísmica regional

Os cenários sísmicos para este caso de estudo, subjacentes a estudos de casualidade sísmica, estão fundamentalmente associados a duas principais áreas sismogénicas susceptíveis de afectarem a região de Lisboa, uma localizada na zona Atlântica adjacente, a sudoeste do cabo de S. Vicente, e outra a Norte de Lisboa, no Vale Inferior do Tejo, conforme se apresenta no Capítulo 3 (secção 3.4.1).

Face à ausência de registos sísmicos, no território Continental, consistentes estes cenários recorreu-se, em alternativa, à sua geração artificial, gentilmente efectuada no NESDE (Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas – LNEC) usando modelos sismológicos analíticos, cujas principais características são apresentadas por Carvalho et al. (2004), ver secção 3.4.2. Contudo, as dificuldades de caracterização das estruturas sismogénicas do Vale do Inferior do Tejo, tem restringido o desenvolvimento e a aplicação destes modelos teóricos às zonas de sismogénese afastadas (a Sudoeste do cabo S. Vicente) para as quais existem resultados de investigação científica com consistência teórica e analítica. Desta forma, tomando por base os cenários de Sousa (2006), apresentados na Tabela 3.3, foram sintetizadas, para cada período de retorno, séries temporais de aceleração (acelerogramas), ao nível do substracto rochoso, apenas para a fonte sísmica Atlântica (afastada). Adicionalmente, porque aos cenários sísmicos afastados, com 95 anos de período de retorno, correspondem valores de PGA muito baixos, foram considerados cenários com período de retorno de 5000 anos, definidos pelo NESDE-LNEC. Nestas condições foram gerados dez acelerogramas por período de retorno dos quais apenas se utilizaram três e cujas principais características se apresentam na Tabela 4.7. A selecção dos sinais obedeceu aos maiores valores do parâmetro da *máxima aceleração sustentada* (SMA). No Anexo IV representam-se graficamente as séries temporais da aceleração, da velocidade e do deslocamento dos sinais utilizados.

Apresentam-se também diversos parâmetros descritivos dos correspondentes movimentos, processados através do software SeismoSignal (2007).

Tabela 4.7 - Cenários sísmicos adotados e principais parâmetros dos correspondentes sinais artificiais.

Período de retorno [anos]	Magnitude [M <sub>w</sub> ]	Distância focal [km]	PGA [g]	Frequência dominante [Hz]	Duração [seg.]	Designação do sinal
475	7.4	204.7	0.10	5.6	10.2	475_M74_1
		204.7	0.09	5.6	10.6	475_M74_2
		204.7	0.12	3.0	7.70	475_M74_3
975	7.8	204.7	0.17	4.5	14.9	975_M78_1
		204.7	0.16	7.1	13.9	975_M78_2
		204.7	0.14	5.6	15.0	975_M78_3
5000	8.2	204.7	0.21	3.0	20.29	5000_M82_1
		204.7	0.23	5.6	20.71	5000_M82_2
		204.7	0.21	3.6	20.75	5000_M82_3

## 5. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA IGREJA DOS JERÓNIMOS

### 5.1 Introdução

Nesta secção apresentam-se aspectos relacionados com o desenvolvimento, a calibração e a validação de um modelo numérico global destinado à simulação do comportamento estático e dinâmico da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos, como caso de estudo, tendo em vista o diagnóstico das suas capacidades e vulnerabilidades estruturais bem como a avaliação da sua segurança às acções sísmicas. Ainda que o método dos elementos finitos, adoptado nas simulações efectuadas, seja uma ferramenta poderosa e eficiente, a modelação, por si só, impõe a adopção de simplificações na descrição da geometria, do comportamento dos materiais e da acção sísmica.

Idealmente, prescrever-se-ia a adopção de modelos sofisticados com micromodelação detalhada e de simulações do comportamento dinâmico não-linear. Contudo, as dificuldades inerentes a este tipo de análises e à caracterização da construção e da acção sísmica recomendam a adopção de modelos simplificados. Neste contexto é importante a realização de prévias análises estáticas (lineares e não-lineares) para uma identificação prévia das potenciais vulnerabilidades e das capacidades da construção. Desta forma, facilita-se também o processo de calibração e validação do modelo numérico, podendo minimizar-se o esforço das subseqüentes simulações dinâmicas não-lineares, adequando estratégias de modelação e de análise que se focalizem na caracterização das vulnerabilidades (ou indícios de vulnerabilidades) identificadas.

A realização das análises dinâmicas não-lineares, para acções sísmicas com diferente período de retorno, é, neste trabalho, antecedida pela realização de análises estáticas (lineares e não-lineares) e análises dinâmicas modais (lineares). As análises modais são utilizadas para a calibração/validação das propriedades dinâmicas do modelo numérico através do confronto com as propriedades homólogas da construção avaliadas *in-situ*. As análises estáticas lineares equivalentes à acção sísmica são utilizadas para uma estimativa prévia da exigência sísmica (incluindo o domínio do comportamento material na resposta) e das potenciais vulnerabilidades associadas. As análises estáticas não-lineares são utilizadas para estimar a capacidade global média da construção e os potenciais modos de colapso, associados às vulnerabilidades estruturais. Finalmente, as análises

dinâmicas não-lineares, no domínio do tempo, visam caracterizar o desempenho dinâmico da construção, sob acções sísmicas, com particular ênfase nas vulnerabilidades identificadas nas análises prévias.

## 5.2 Modelação numérica

Desenvolveu-se um modelo numérico tridimensional que envolve a Igreja do Mosteiro dos Jerónimos e as estruturas adjacentes que com ela interagem e que podem influenciar significativamente o seu comportamento dinâmico, ver Fig. 5.1.

Se, por um lado, as dificuldades de caracterização da construção e da acção sísmica não são consistentes com a adopção de modelos numéricos muito sofisticados, por outro lado o esforço exigido para a realização das análises dinâmicas não-lineares, no domínio do tempo, com integração passo a passo, desaconselha vivamente a utilização de malhas muito refinadas, de elementos finitos mais completos e de modelos constitutivos sofisticados. Atendendo a estas condicionantes optou-se por uma estratégia de macro-modelação com elementos finitos de viga, admitindo a alvenaria como um material compósito contínuo e homogéneo.

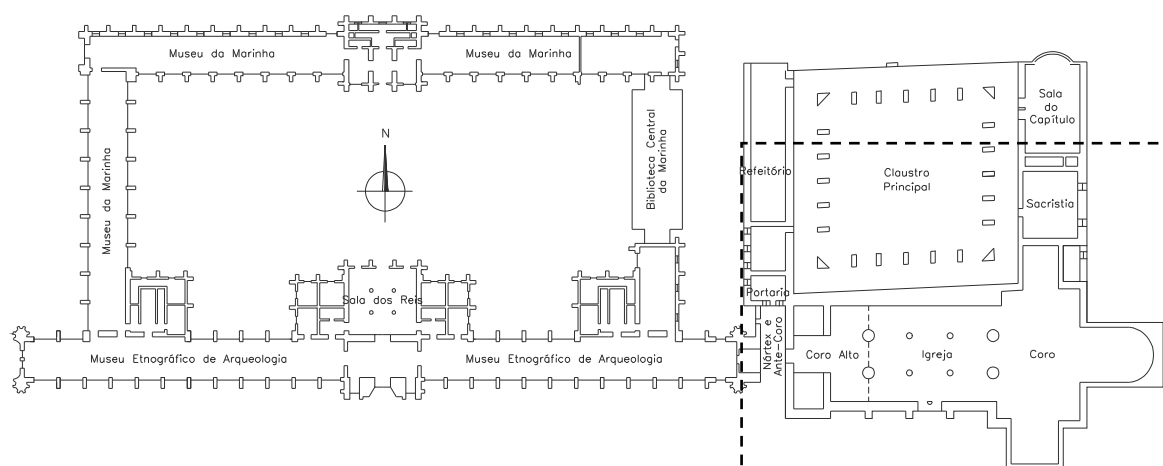


Fig. 5.1 – Planta geral do complexo do Mosteiro dos Jerónimos (indicação da zona alvo da modelação numérica).

### 5.2.1. Modelo geométrico

A configuração tridimensional do modelo geométrico-estrutural adoptado, bem como a geometria dos elementos estruturais, foi definida a partir dos desenhos existentes no portal da Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) e de desenhos resultantes do levantamento geométrico e topográfico da Igreja dos Jerónimos, ver (IPPAR, 2002). Pontualmente, recorreu-se ainda à inspecção visual.

A configuração da malha adoptada na discretização das diferentes sub-estruturas da Igreja procurou reproduzir, o mais realisticamente possível, a sua rigidez geométrica. Para o efeito, privilegiou-se a adopção de malhas trianguladas e a exploração do “efeito de arco” (tentando reproduzir as potenciais



linhas de pressão). Idêntica preocupação houve na distribuição da massa pela malha de elementos de viga do modelo. A modelação da nave da Igreja, em particular da abóbada e dos pilares, foi objecto de maior detalhe.

Em relação às condições fronteira de fundação, a informação geológico-geotécnica disponível parece sustentar a hipótese habitual que supõe as paredes e os pilares encastrados base. Esta hipótese condiciona os resultados lineares, mas a consideração do comportamento não-linear material encarregar-se-á de permitir a rotação ao nível da fundação consoante a amplitude das tracções. As condições fronteira do modelo com corpos adjacentes do Mosteiro foram considerados livres de acordo com análises de sensibilidade modal efectuadas.

A discretização da estrutura é feita com elementos de viga de Timoshenko, de três nós, com integração axial e transversal, com interpolação quadrática e formulação isoparamétrica. Desta discretização resultou uma malha com 2684 elementos, 4242 nós e 25452 graus de liberdade, ver Fig. 5.2.

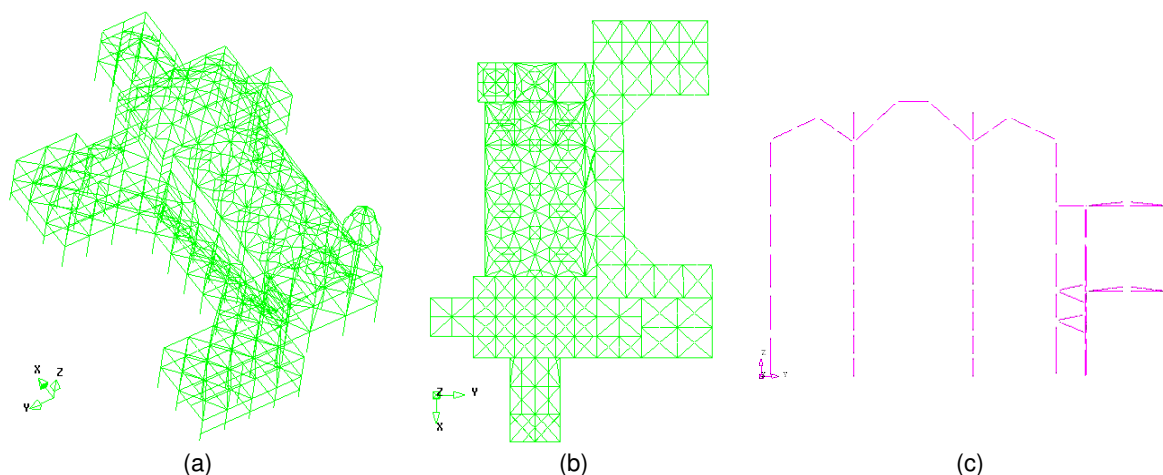


Fig. 5.2 - Malha de elementos finitos do modelo: (a) perspectiva; (b) planta; (c) pórtico central transversal à nave.

A complexidade geométrica do modelo, a que se associa um elevado número de elementos e de nós, dificulta a apresentação detalhada da malha de todas as partes modeladas. Optou-se então por apresentar apenas a malha (com a numeração dos nós e dos elementos) correspondente às principais sub-estruturas da nave da Igreja - abóbada, pilares e paredes - das quais se apresenta de seguida uma breve descrição. Ver mais detalhes da malha de elementos finitos no Anexo I.

#### 5.2.1.1. Abóbada da nave

Para a abóbada da nave idealizou-se um modelo geométrico definido por uma malha reticulada de elementos finitos de viga, em correspondência com a rede de nervuras existentes, conforme ilustra a Fig. 5.3. Além da pequena curvatura global da abóbada, entre as paredes Norte e Sul da nave, conforme ilustra a Fig. 5.2c, procurou também modelar-se a concavidade dos panos da abóbada. Para acções horizontais, as simplificações inerentes ao modelo de vigas adoptado para a abóbada apenas são aceitáveis para avaliar o seu desempenho global. Efectivamente, esta modelação não é adequada

para avaliar o desempenho individual das nervuras, uma vez que a liberdade de flexão no plano da abóbada é pouco realista.

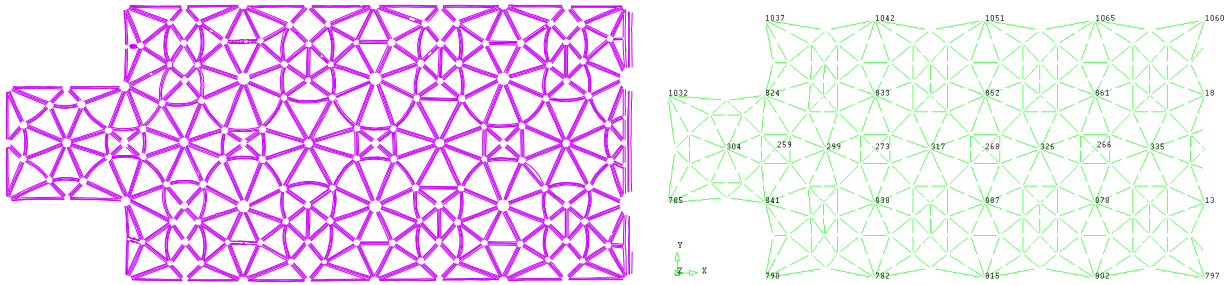


Fig. 5.3 - Abóbada da nave (planta): (a) configuração existente; (b) configuração idealizada no modelo numérico.

Em correspondência com os dois tipos de secções existentes nas nervuras da abóbada, foram adoptadas duas secções-tipo modeladas com uma secção trapezoidal ilustrada na Fig. 5.4. Esta simplificação de modelação parece estruturalmente adequada se compararmos as respectivas características geométricas resumidas na Tabela 5.1.

Na Fig. 5.5 ilustra-se um detalhe da semblagem existente, entre as nervuras da abóbada e as lajetas em pedra, que forram o espaço entre nervuras. No modelo numérico substitui-se a associação de peças - lajeta-nervura-lajeta - por peças integrais com uma secção transversal em “T”, ver Fig. 5.5b. A rigidez e a resistência da camada de argamassa, assente no extradorso da abóbada, não é considerada no modelo adoptado por, face às suas fracas qualidades mecânicas, se antever marginal a sua influência na resposta da estrutura. Assim, apenas se modelou a contribuição da sua massa atribuindo, aos elementos das nervuras da abóbada, uma massa específica equivalente.

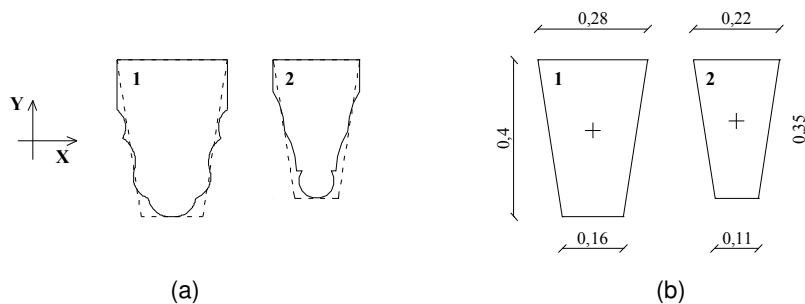


Fig. 5.4 - Secção transversal das nervuras da abóbada da nave: (a) configuração existente; (b) configuração idealizada no modelo numérico.

Tabela 5.1 - Características geométricas das secções das nervuras da abóbada da nave.

	Perfil existente	Perfil adoptado
Área [m <sup>2</sup> ]	A <sub>1</sub> = 0.0864 A <sub>2</sub> = 0.0528	A <sub>1</sub> = 0.0880 A <sub>2</sub> = 0.0578
Inércia [m <sup>4</sup> ]	I <sub>1x</sub> = 9.82 × 10 <sup>-4</sup> I <sub>1y</sub> = 4.15 × 10 <sup>-4</sup> I <sub>2x</sub> = 4.60 × 10 <sup>-4</sup> I <sub>2y</sub> = 1.38 × 10 <sup>-4</sup>	I <sub>1x</sub> = 11.02 × 10 <sup>-4</sup> I <sub>1y</sub> = 3.70 × 10 <sup>-4</sup> I <sub>2x</sub> = 5.68 × 10 <sup>-4</sup> I <sub>2y</sub> = 1.46 × 10 <sup>-4</sup>

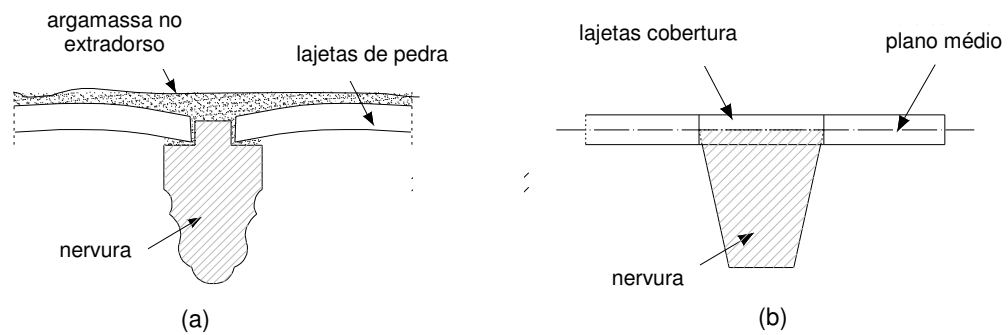


Fig. 5.5 - Ligação nervura-lajetas na abóbada da nave: (a) semblagem existente; (b) modelo adoptado.

### 5.2.1.2. Pilares da nave

Na Fig. 5.6 ilustram-se as principais simplificações utilizadas na modelação geométrica dos pilares com elementos de viga. A secção transversal do fuste dos pilares, essencialmente octogonal e com motivos decorativos esculpidos nas faces, é aproximada por uma secção circular. Do ponto de vista estrutural esta simplificação geométrica parece adequada. O embasamento dos pilares não foi considerado pelo que a rigidez e a resistência dos pilares vêm ligeiramente diminuídas.

Os capitéis dos pilares são aproximados por elementos com uma geometria tronco-cónica, no arranque, a partir do fuste, e por elementos radiais que modelam as suas nervuras, na zona superior de transição para a abóbada. A suposta fraca qualidade mecânica da alvenaria/material de enchimento dos capitéis, apesar do seu contributo para a estabilidade da alvenaria da abóbada, justificam que a rigidez e a resistência do enchimento não tenha sido atendida no modelo adoptado, tendo-se apenas modelado a sua massa. Salienta-se que o capitel com a parte superior da abóbada forma uma pirâmide rígida, que representa de forma adequada o elemento estrutural existente.

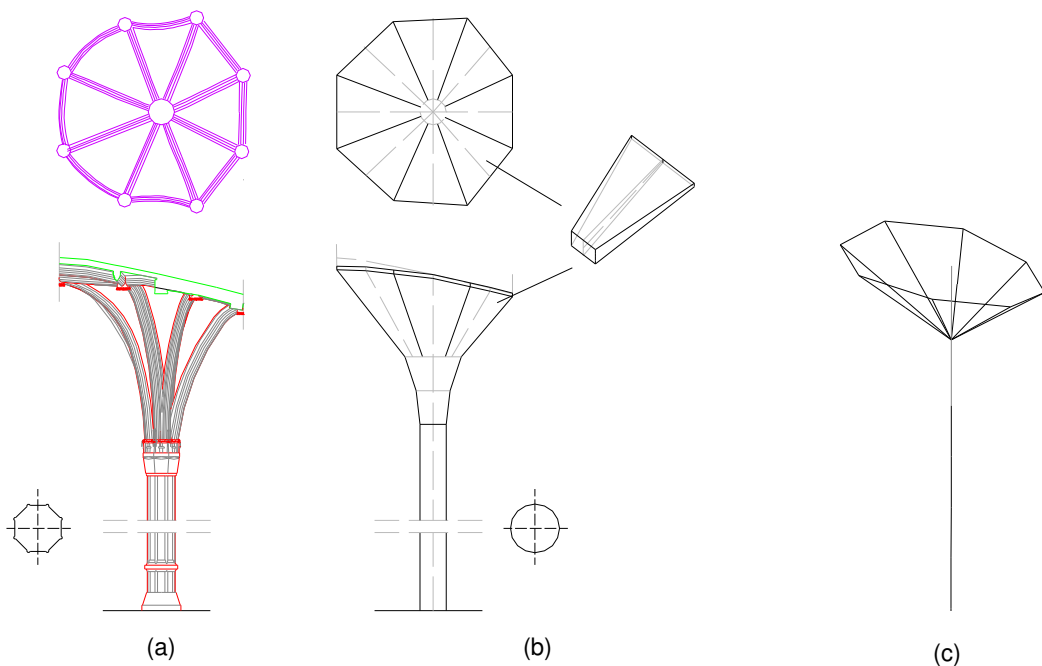


Fig. 5.6 - Pilares da nave: (a) configuração real; (b) configuração idealizada; (c) modelo geométrico adoptado.

5.2.1.3. Paredes da nave

Para a modelação das paredes da nave adoptou-se, em geral, uma malha reticulada com elementos de viga na horizontal e na vertical. Para evitar o aparecimento de esforços marginais de flexão nos elementos horizontais associados à acção gravítica, a massa das paredes foi integralmente atribuída aos elementos verticais. A malha da parede Norte, com a numeração dos nós e das barras, apresenta-se no Anexo I.

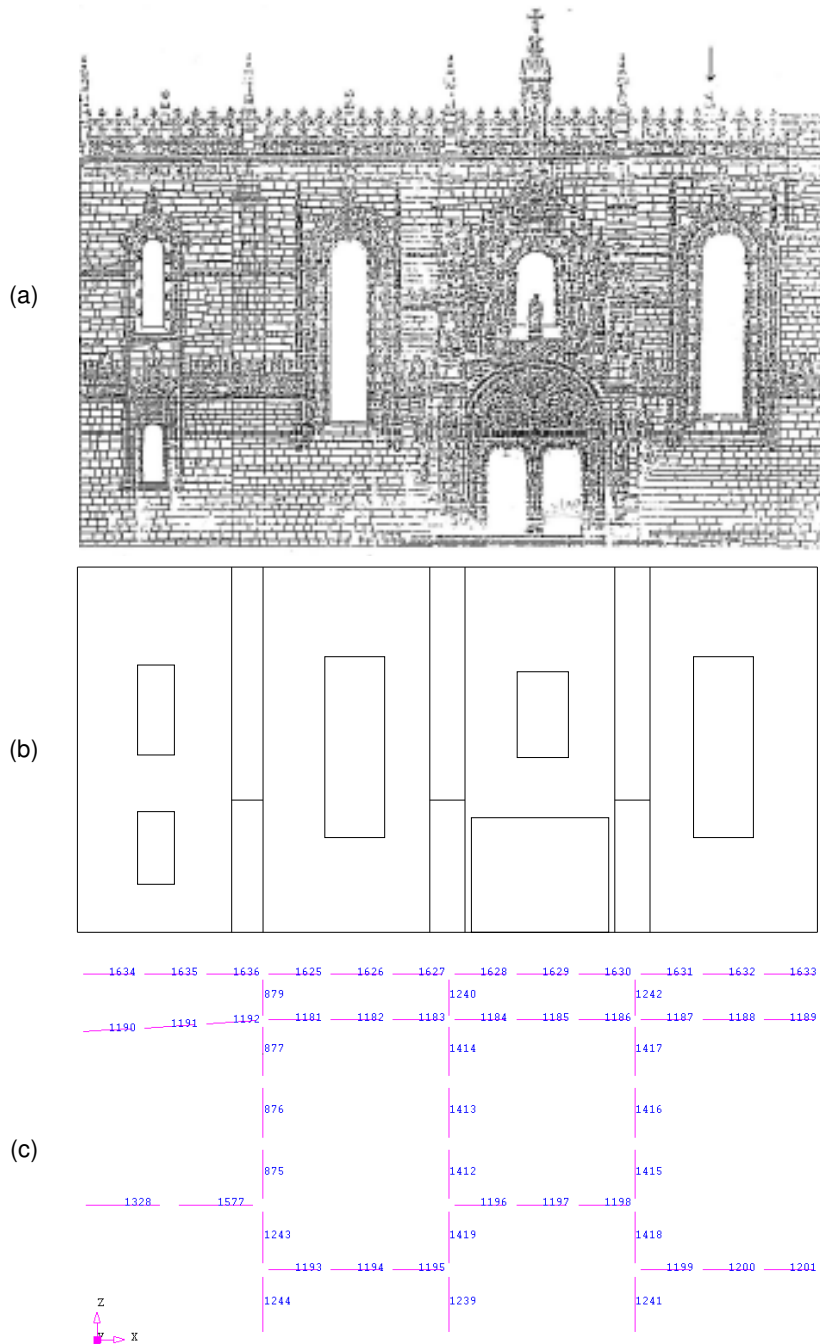


Fig. 5.7 - Parede Sul da nave: (a) configuração existente; (b) configuração idealizada; (c) modelo geométrico adoptado.

### 5.2.2. Modelo constitutivo

Relativamente às propriedades da alvenaria como material estrutural, os resultados da campanha experimental de caracterização mecânica indicam uma resistência média de cálculo à compressão de 10 MPa e módulos de elasticidade compreendidos entre os 15 e os 50 GPa, ver secção 4.5.1. A elasticidade equivalente adoptada e a sua distribuição, será adiante determinada no processo de calibração do modelo numérico, ver secção 5.2.3. Para a resistência à tracção da alvenaria adoptou-se um valor de referência de 0.01 MPa, o que representa um material sem resistência à tracção.

Em relação ao modelo constitutivo da alvenaria admitiu-se inicialmente um modelo com comportamento elástico perfeitamente plástico, em tracção e em compressão, esquematicamente ilustrado na Fig. 5.8, com resistência à compressão ( $f_c$ ) de 10 MPa. Este modelo de comportamento parece adequado se a ductilidade exigida em compressão for reduzida, o que, neste trabalho, carece ainda de confirmação. Deste ponto de vista, os pilares, afiguram-se à partida, como os elementos estruturais mais críticos.

Para a implementação do modelo constitutivo e como critério de segurança material utilizou-se uma estratégia baseada na deformação total (“Total Strain Crack Model”) (DIANA, 2005). Esta estratégia simula as descargas e recargas, tanto em compressão como em tracção, através da rigidez secante correspondente à mínima (máxima) extensão axial exigida ao material em compressão (tracção) até ao instante da descarga/recarga, não havendo assim simulação de quaisquer deformações residuais conforme ilustra a Fig. 5.8a para o comportamento uniaxial.

A redução da rigidez de corte, em fase não-linear pós-pico, ilustrada na Fig. 5.8b, é atendida através do coeficiente de retenção ( $\beta$ ) tomado, neste trabalho, com o valor de referência de 0.01 (Scota et al., 2001).

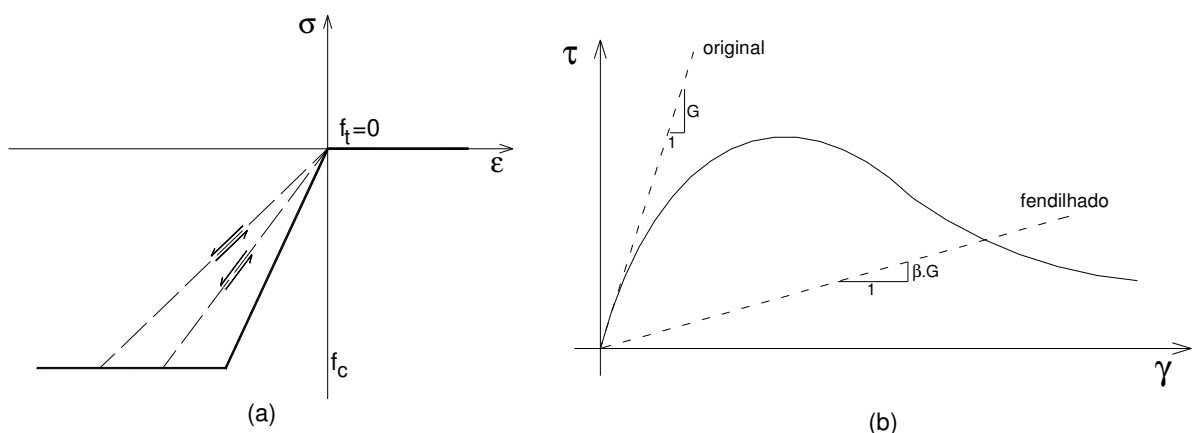


Fig. 5.8 - Modelo constitutivo material adoptado à priori nas simulações numéricas: (a) comportamento hysterético uniaxial; (b) comportamento de corte ( $0 < \beta < 1.0$ ).

### 5.2.3. Calibração do modelo numérico

A calibração do modelo numérico foi efectuada no domínio do comportamento linear e não-linear tomando como referência um conjunto de resultados experimentais e numéricos.

No domínio do comportamento linear calibraram-se, numa primeira iteração, alguns parâmetros relacionados com a distribuição da massa (carga vertical) e da rigidez geométrica da estrutura. Para o efeito, controlou-se a deformação vertical das chaves da abóbada da nave e a reacção vertical na base dos pilares sob acções verticais tendo-se então procedido à correcção da configuração geométrica de algumas sub-estruturas do modelo, nomeadamente a concavidade das nervuras dos panos centrais da abóbada, por não simularem adequadamente o “efeito de arco”. Também a modelação das condições de ligação entre as paredes da nave, modeladas na intersecção dos seus planos médios, foi revista. Face às restrições à realização de ensaios com macacos planos ou de ensaios de carga esta calibração preliminar do modelo numérico fez-se confrontando os resultados das análises estáticas lineares com os correspondentes resultados do modelo numérico existente, relativo a um estudo parcial, mas mais detalhado, do comportamento da abóbada da nave da Igreja sob acções verticais, ver (Lourenço & Krakowiak, 2003). Para facilitar a comparação dos resultados atribuiu-se aos materiais, no modelo adoptado, as mesmas propriedades mecânicas que utilizou aquele estudo de referência.

Numa segunda iteração, agora no domínio do comportamento dinâmico, essencialmente linear, foi calibrada a distribuição da elasticidade equivalente do modelo numérico com base nos resultados dos ensaios de identificação dinâmica (dos pilares e da abóbada da nave) tomando como referência os resultados experimentais da caracterização mecânica da alvenaria (ver secção 4.5.1). Esta fase, realizada por etapas, iniciou-se com a calibração dos pilares da nave. Para o efeito, realizaram-se análises modais de sensibilidade para identificar as condições fronteira e o módulo de elasticidade dos pilares que melhor reproduzem numericamente as características modais (frequências e modos de vibração) observadas experimentalmente. Deste procedimento resultou a atribuição de um módulo de elasticidade de 30 GPa aos pilares admitindo o seu “encastramento” na base. Este valor é da mesma ordem de grandeza do valor médio obtido experimentalmente nos ensaios mecânicos. A aparente semelhança das características construtivas dos pilares da Igreja sustentou a adopção da mesma elasticidade para todos os pilares do modelo. Após a atribuição destas condições aos pilares, idêntico procedimento, tomando agora como referência os resultados experimentais da identificação dinâmica da abóbada da nave, conduziu à adopção de uma elasticidade equivalente a 12 GPa para as restantes sub-estruturas da Igreja. Observa-se que o valor obtido nos pilares é maior, o que era expectável face à melhor qualidade da alvenaria e ao nível de tensão instalado.

Na secção 5.3.1 apresentam-se as propriedades modais do modelo numérico após o processo de calibração.

Para a validação do comportamento estático do modelo numérico foram ainda utilizados os primeiros resultados da monitorização estática da Igreja, ver secção 4.5.3. Satisfatoriamente, os resultados da simulação numérica, sob as condições de temperatura registadas, reproduzem com razoável aproximação (se atendermos à complexidade da estrutura) os registos da rotação no topo dos pilares da nave, conforme se ilustra na Fig. 5.9. Nas simulações efectuadas adoptou-se um coeficiente de dilatação térmica linear com o valor de referência de  $3.3 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  para o calcário de lioz (Montemor et al., 2005).

Nota-se finalmente que, a distribuição da elasticidade, resultante do processo de calibração, está em sintonia com a aparente melhor qualitativa construtiva dos pilares, face à alvenaria da restante estrutura da Igreja.

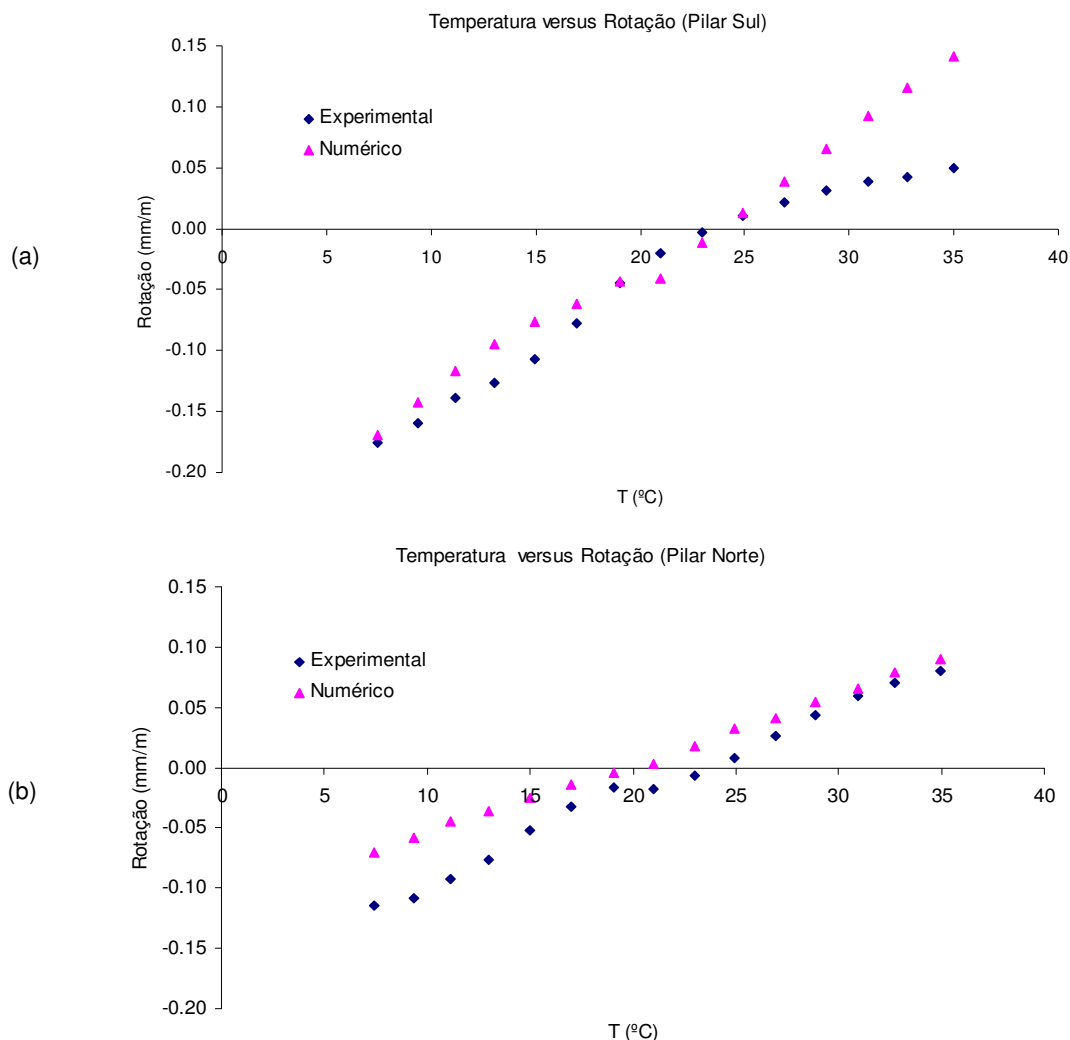


Fig. 5.9 – Temperatura versus rotação no topo dos pilares do pórtico central transversal à nave da Igreja: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.

No domínio do comportamento não-linear, procedeu-se essencialmente à calibração do modelo constitutivo da alvenaria como material estrutural compósito. Com efeito, as simulações numéricas preliminares, realizadas idealizando um comportamento material elástico perfeitamente-plástico, em compressão e em tracção, revelaram, tanto nas análises não-lineares estáticas (tipo “pushover”) como nas análises não-lineares dinâmicas, exigências de ductilidade em compressão nos pilares incompatíveis com a efectiva capacidade da alvenaria. Para reduzir a ductilidade disponibilizada em compressão adoptou-se uma curva de comportamento parabólica, pré-definida no programa DIANA 9.0 (DIANA, 2005), com uma energia de fractura finita, conforme se ilustra na Fig. 5.10 para o comportamento uniaxial. Para classificar fases distintas do comportamento material identificam-se quatro zonas (A, B, C e D) correspondentes, respectivamente, ao pré-pico (A), ao pós-pico estável (B), ao pós-pico instável (ou ruína eminente) (C) e à ruína total (D).

No caso da alvenaria dos pilares, com módulo de elasticidade de 30GPa, as zonas do comportamento material, em compressão, são delimitadas pelas extensões:  $\epsilon_1 = -0.11 \times 10^{-3}$ ,  $\epsilon_2 = -0.55 \times 10^{-3}$  e  $\epsilon_3 = -1.25 \times 10^{-3}$ . Nestas condições, estima-se em  $(-0.80 \times 10^{-3})$  a extensão última  $\epsilon_u$ , em  $(-0.4 \times 10^{-3})$  a extensão de cedência  $\epsilon_{ced}$  e, conseqüentemente, em 1.9 a ductilidade material ( $\mu$ ) disponibilizada em compressão pelo modelo constitutivo, ver Fig. 5.10.

A avaliação do dano em compressão pode inferir-se através da rigidez secante correspondente à mínima extensão axial exigida às fibras de um determinado elemento.

Na Tabela 5.2 resumem-se as propriedades mecânicas da alvenaria, como material compósito, resultantes do processo de calibração do modelo numérico onde  $G_c$  é a energia de fractura em compressão. Na Fig. 5.10 especifica-se a energia de fractura ( $g_f = G_c/h$ ) por unidade de comprimento (h).

Nas secções seguintes deste capítulo apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos nas diferentes análises numéricas efectuadas. Todas as simulações numéricas foram efectuadas no programa de cálculo automático DIANA (2005).

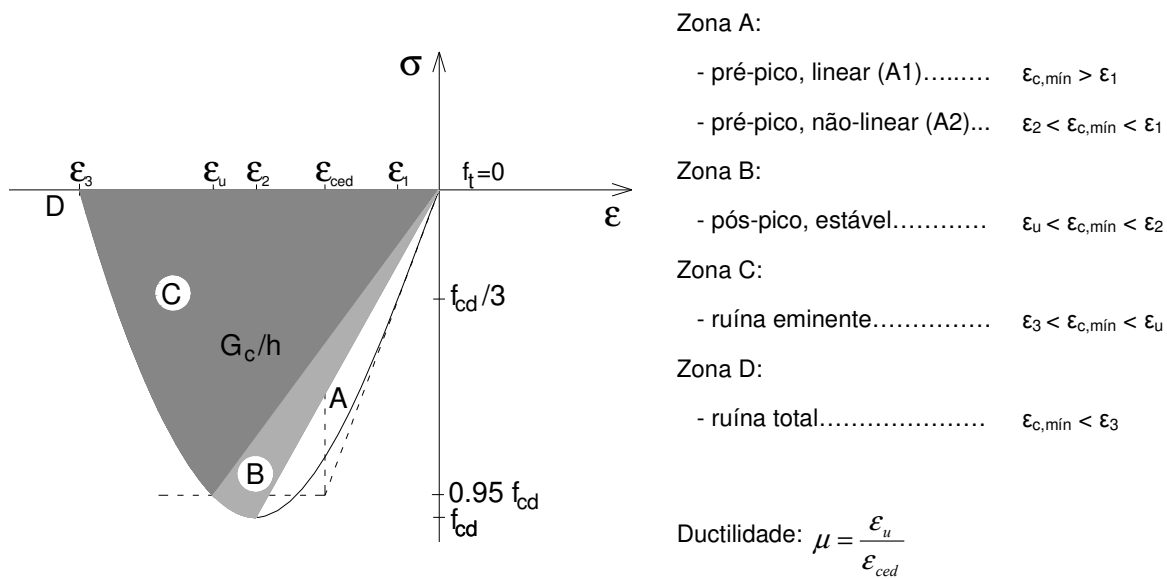


Fig. 5.10 - Modelo constitutivo adoptado após calibração da ductilidade disponibilizada em compressão.

Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas equivalentes da alvenaria adoptadas no modelo numérico.

$E_{alvenaria\ pilares}$ [GPa]	$E_{restante\ alvenaria}$ [GPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	Coef. Poisson	Energia de fractura $G_c$ (KJ/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{alvenaria}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{enchimento}$ (kN/m <sup>3</sup> )
30	12	10.0	0.01	0.24	16	24	20

Para a validação do modelo seria ainda desejável que, sob a acção das cargas permanentes (verticais), a simulação numérica reproduzisse com boa aproximação as elevadas deformações observadas nos pilares e nas paredes da nave da Igreja. Salienta-se no entanto que tal não possível.



Conclui-se que estas deformações estão certamente associadas, isolada ou combinadamente, a fenómenos não modelados neste trabalho (efeitos diferidos, danos de terremotos, heterogeneidade construtiva e material dos elementos estruturais, desaprumo construtivo, etc.) e que serão antigas na medida em que estão relativamente estabilizadas, a avaliar pela ausência de dano visível (ou detectável) na estrutura.

### 5.3 Análises numéricas lineares

Nesta secção apresenta-se a análise dos principais resultados obtidos nas simulações numéricas realizadas no domínio do comportamento linear, estático e dinâmico, e que compreendem:

- Análise modal para identificação das frequências e dos modos de vibração;
- Análise linear estática sob acções verticais para avaliação dos esforços e deformações;
- Análise linear estática equivalente à acção sísmica segundo o prescrito no RSA (1983) para avaliação dos esforços e deformações.

#### 5.3.1. Análise modal

Através da análise modal determinaram-se numericamente as configurações modais e as frequências de vibração da Igreja. A análise dos resultados da análise modal indicia que o comportamento dinâmico da Igreja dos Jerónimos é significativamente influenciado pela torre Sul, pelos pilares da nave e, muito especialmente, pela massa dos “capitéis” dos pilares da nave. De referir que, se para os primeiros modos, a coerência dos movimentos vibratórios nestas sub-estruturas é razoável, nos modos mais elevados, especialmente a partir do 18º modo, os modos de vibração são dominados por movimentos incoerentes (em oposição de fase) associados à vibração da torre Sul.

Na Tabela 5.3 apresentam-se os resultados numéricos correspondentes aos primeiros 16 modos de vibração bem como os factores de participação modais correspondentes às direcções principais da Igreja (direcções horizontais X e Y). O maior factor de participação corresponde ao primeiro modo de vibração da Igreja na direcção transversal à nave (dir. Y). Os modos 14, 15 e 16, fundamentalmente associados à vibração dos pilares, com frequências entre os 7.0 e os 7.5 Hz, tem pequenos factores de participação modal (porque a massa dos pilares comparada com a massa global é muito baixa).

Nas Fig. 5.11 e Fig. 5.12 apresentam-se as configurações dos quatro modos numéricos de vibração da estrutura que, de acordo com os factores de participação, são mais representativos do comportamento dinâmico global da estrutura. No primeiro modo, apesar das vibrações globais de translação, na direcção transversal da Igreja, registam-se importantes vibrações locais, na zona central da nave, nos pilares e na torre Sul. Nota-se aliás que, a incidência de vibrações locais, que envolvem os pilares da nave, é comum a quase todos os modos de vibração. As configurações dos restantes modos de vibração apresentam-se no Anexo II. A proximidade das frequências e a afinidade

de alguns modos de vibração numéricos sugerem a possibilidade da sua associação conforme se apresenta na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Frequências de vibração e factores de participação modal (após a calibração do modelo numérico).

Modo	Frequência [Hz]	Descrição	Massa Gener.	Factores de Participação (%)	
				Direcção X	Direcção Y
1	3.79	Nave (dir. Y)	4.72	0.00	31.58
2	5.06	Torre Sul (dir. diagonal) + Nave (torção)	5.76	10.18	0.57
3	5.20		6.04	24.08	0.61
4	5.34	Pilares (dir. Y) + Abóbada da nave	3.24	0.86	3.92
5	5.76		4.61	0.76	13.81
6	6.13		5.36	4.05	0.69
7	6.23	Pilares (dir. X) + Abóbada da nave	1.84	0.00	0.00
8	6.32		1.88	0.16	0.08
9	6.54	Pilares (dir. Y) + Abóbada da nave	2.68	0.97	0.24
10	6.61	Pilares (dir. X) + Abóbada da nave	3.69	14.03	0.57
11	6.67		3.91	0.73	0.00
12	6.84		2.38	5.02	0.60
13	6.88	Pilares	2.74	0.00	0.49
14	7.10		3.70	0.10	1.34
15	7.39		3.71	0.77	1.46
16	7.51		2.29	0.06	0.04

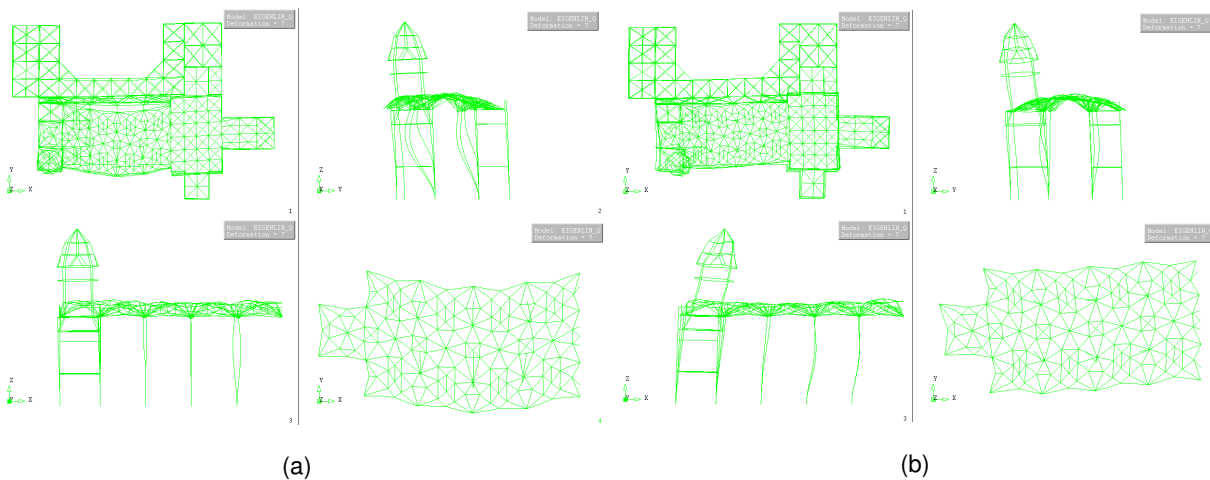


Fig. 5.11 – Frequências e modos de vibração numéricos: (a) modo 1 (3.76 Hz); (b) modo 3 (5.20 Hz).

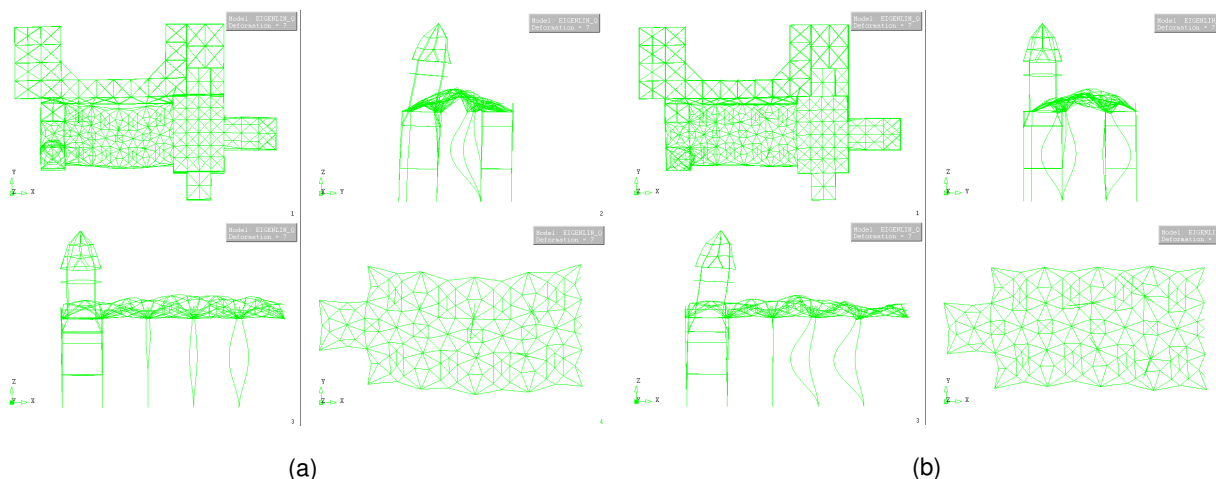


Fig. 5.12 - Frequências e modos de vibração numéricos: (a) modo 5 (5.76 Hz); (b) modo 10 (6.61 Hz).

A Tabela 5.4 apresenta a matriz de correlação entre os 16 primeiros modos de vibração numéricos e os primeiros 4 modos identificados experimentalmente. Os valores do parâmetro de correlação (MAC) inferiores a 0.60 indiciam uma correlação modal experimental-numérica aparentemente fraca, ver secção 2.6.4. Com efeito, as melhores correlações são de 0.41, 0.60, 0.41 e 0.34 correspondentes, respectivamente, aos pares experimental-numérico 1-1, 2-4, 3-7 e 4-10, ilustrados na Fig. 5.13.

Tabela 5.4 - Correlação entre as configurações modais experimentais e numéricas para a abóbada da nave expressa em termos do parâmetro MAC.

Modos	Experimentais	1	2	3	4
Numéricos	f (Hz)	3.69	5.12	6.29	7.23
1	3.79	0.408	0.110	0.019	0.033
2	5.06	0.117	0.054	0.032	0.007
3	5.2	0.073	0.090	0.023	0.125
4	5.34	0.061	0.603	0.080	0.100
5	5.76	0.242	0.298	0.026	0.051
6	6.13	0.208	0.498	0.238	0.102
7	6.23	0.007	0.023	0.413	0.048
8	6.32	0.003	0.008	0.248	0.025
9	6.54	0.064	0.097	0.269	0.086
10	6.61	0.097	0.009	0.348	0.343
11	6.67	0.114	0.259	0.374	0.236
12	6.84	0.052	0.082	0.161	0.276
13	6.88	0.019	0.087	0.370	0.238
14	7.10	0.068	0.050	0.079	0.107
15	7.39	0.084	0.062	0.054	0.220
16	7.51	0.037	0.457	0.001	0.109

Entre outras causas, relacionadas com a complexidade da construção, estes resultados são, plausivelmente, o reflexo da identificação experimental de modos de vibração não-puros, conforme se referiu na secção 4.5.2. De facto, da análise da Tabela 5.4 é aparente que os modos de vibração 2, 3 e 4, identificados experimentalmente, se correlacionam com alguma expressão com diferentes modos numéricos de frequências próximas. No caso do 2º modo experimental (referido como não-puro em 4.5.2) os resultados da correlação modal suscitam a combinação do 4º, 5º e 6º modos numéricos com frequências entre os 5.3Hz e os 6.1Hz. De forma idêntica aqueles resultados suscitam que o 3º modo experimental possa interpretar-se como uma combinação dos 7º, 8º, 9º, 10º, 11º e 13º modos numa gama de frequências entre os 6.23 Hz e os 6.88 Hz (ver Fig. 4.19 na secção 4.5.2.1). O 2º e o 3º modo numérico não apresentam correlação apreciável com qualquer dos modos identificados “in situ” na abóbada da nave.

A Fig. 5.13 é uma representação gráfica sugestiva desta interpretação (o diâmetro dos círculos é proporcional ao parâmetro de correlação modal MAC). A sua análise sugere que a correlação das frequências numéricas e experimentais é relativamente boa.

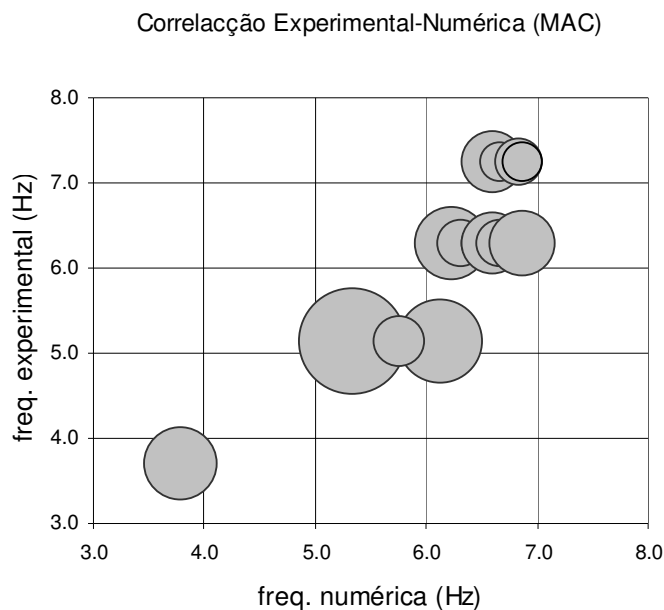


Fig. 5.13 - Correlação modal entre resultados experimentais e resultados numéricos para a abóbada da nave após a calibração do modelo.

A Tabela 5.5 apresenta uma compilação dos resultados modais, numéricos e experimentais, sugerindo a sua potencial correspondência. Regista-se a boa correlação aparente entre as frequências numéricas e experimentais e a afinidade geral entre as configurações modais.

Finalmente, refere-se que atendendo à complexidade da construção, às simplificações do modelo numérico e à multiplicidade de potenciais parâmetros intervenientes numa calibração, a concordância entre os resultados numéricos e experimentais pode considerar-se aceitável.

Tabela 5.5 - Correspondência entre os resultados da identificação dinâmica dos pilares (Pil) e da abóbada (Ab) com os resultados numéricos (após a calibração do modelo).

Modos		Numéricos	Experimentais	
	Freq. [Hz]	Descrição	Frequ. [Hz]	Descrição
1	3.79	Nave (dir.Y) + Pilares (dir.Y)	<b>3.68 (Ab)</b> <b>3.80 (Pil)</b>	Nave (dir.Y) Pilar 2 (dir.Y)
2	5.06	Torre Sul (dir. diagonal) + Nave (torção)	5.04 (Ab)	Nave (dir.Y)
3	5.20		-	-
4	5.34	Pilares (dir. Y)+ Abóbada da nave	-	-
5	5.76		-	-
6	6.13		-	-
7	6.23	Pilares (dir. X) + Abóbada da nave	6.28 (Pil)	Pilar 2 (dir. Y) + Nave (dir. Y)
8	6.32		6.30 (Ab)	Nave (dir. Y) + Pilares (dir. - )
9	6.54	Pilares (dir. Y) + Abóbada da nave	-	-
10	6.61	Pilares + Abóbada da nave	-	-
11	6.67		-	-
12	6.84		-	-
13	6.88		-	-
14	7.10	Pilares (dir. diagonal)	7.12 (Pil) 7.24 (Pil) 7.23 (Ab)	Pilar P1 ( dir. diagonal) Pilar P2 ( dir. diagonal) Pilares + Abóbada (dir.Y)
15	7.39	Pilares (dir. Y)	7.36 (Pil)	Pilar P2 (dir. Y)
16	7.51	Pilares (dir. Y)	7.52 (Pil)	Pilar P1 (dir. diagonal)

### 5.3.2. Análise estática linear para acções verticais

Apresentam-se seguidamente os principais resultados obtidos, em termos de deformações e de esforços, nas simulações numéricas estáticas lineares efectuadas para acções verticais (permanentes).

As deformações da estrutura para as acções verticais são em geral muito pequenas. As maiores deformações ocorrem na nave da Igreja. Conforme se ilustra na Fig. 5.14, a secção central transversal à nave apresenta uma deformada típica de pórtico, com deformações verticais máximas de 3.7 mm, na chave do pano central da abóbada, e deformações horizontais máximas de 21 mm na zona superior do fuste dos pilares. Ao contrário do que acontece com a parede Norte, a parede Sul não apresenta deformações para o exterior o que indicia menor sensibilidade relativa ao impulso horizontal da abóbada.

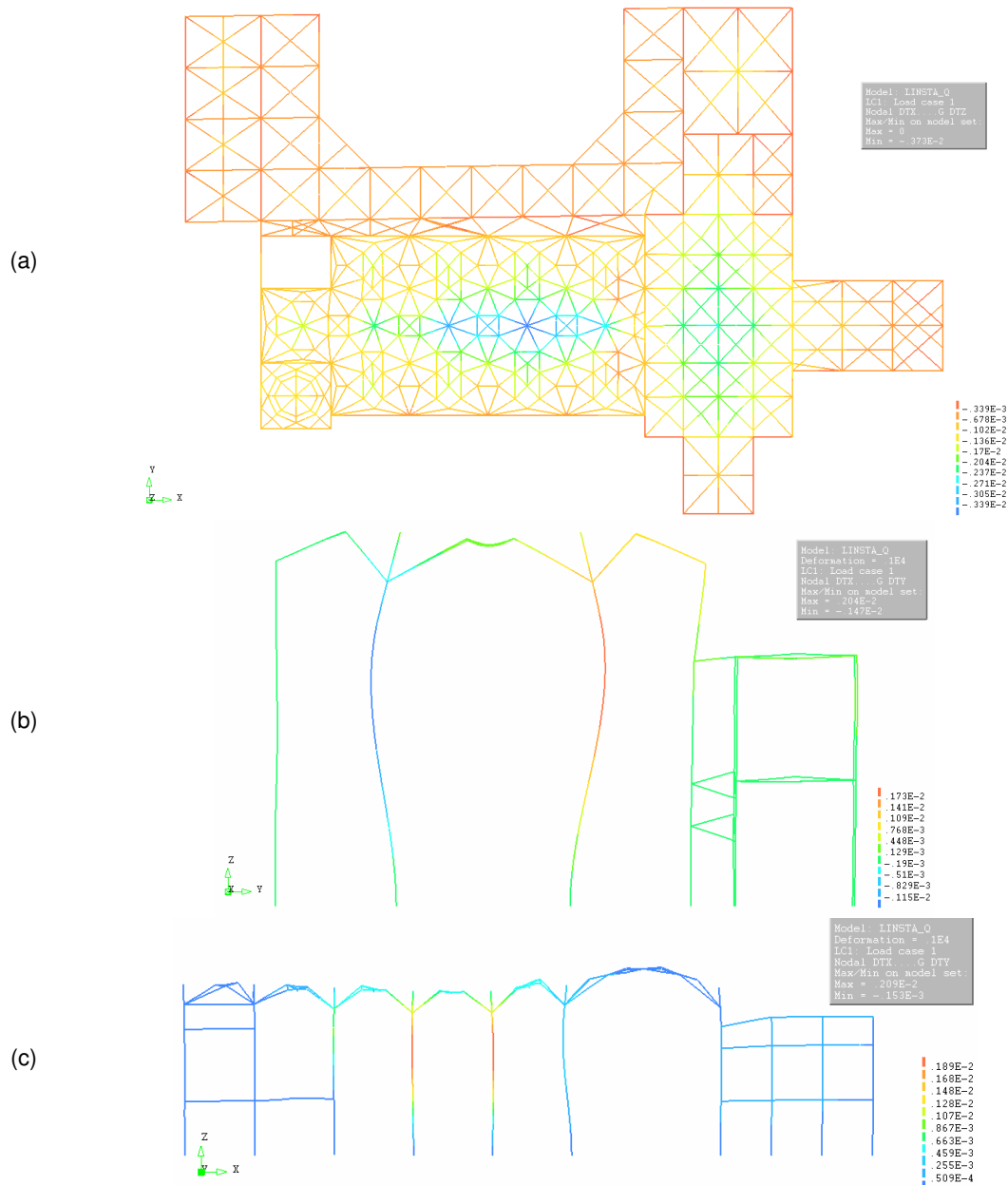


Fig. 5.14 - Deformações da Igreja para acções verticais: (a) distribuição de deslocamentos verticais em planta; (b) pórtico central transversal à nave; (c) pórtico central longitudinal (E-W).

Em geral, os esforços da análise estática linear estão no domínio do comportamento linear do material. Com efeito, nos pilares as tensões de compressão são inferiores a 3.30 MPa. Na abóbada surgem pontualmente tensões de tracção, da ordem dos 0.6 MPa, mas as tensões de compressão não excedem os 4.0MPa na zona crítica do arranque das nervuras dos panos centrais.

### 5.3.3. Análises estáticas equivalentes à acção sísmica

Na fase preliminar do estudo numérico do comportamento da construção foram efectuadas análises estáticas equivalentes à acção sísmica, para ambos os sentidos das direcções principais em planta,

longitudinal (dir. X) e transversal (dir. Y) à nave da Igreja. No essencial, seguiu-se o prescrito no RSA (1983) para estruturas não-regulares, tendo-se adoptado carregamentos horizontais proporcionais à massa através do coeficiente sísmico  $\beta$  tomado com o valor  $0.22\alpha$ . O principal objectivo é identificar indícios de potenciais vulnerabilidades, no comportamento da construção sob acções sísmicas horizontais, a caracterizar em posteriores análises mais avançadas e eventualmente mais selectivas.

A deformabilidade horizontal, exceptuando o campanário da torre Sul, manifesta-se com configurações de deformação muito diferentes consoante as cargas laterais actuam na direcção transversal ou na direcção longitudinal à nave, conforme se ilustra a título de exemplo na Fig. 5.15, para o sentido  $Y^+$ , e na Fig. 5.16, para o sentido  $X^+$ . Para os sentidos opostos os resultados são idênticos.

Para as acções na direcção transversal à nave (direcção Y, no modelo) a distribuição das deformações horizontais, ao nível da abóbada, apresenta uma configuração típica de flexão com amplitudes máximas, na zona central da nave, associadas a uma significativa deformação relativa desta zona relativamente aos elementos de contraventamento nos topos da Igreja (torres e transepto) conforme ilustra a Fig. 5.15. A amplitude máxima dos deslocamentos relativos é cerca de duas vezes superior à registada naquelas sub-estruturas de contraventamento.

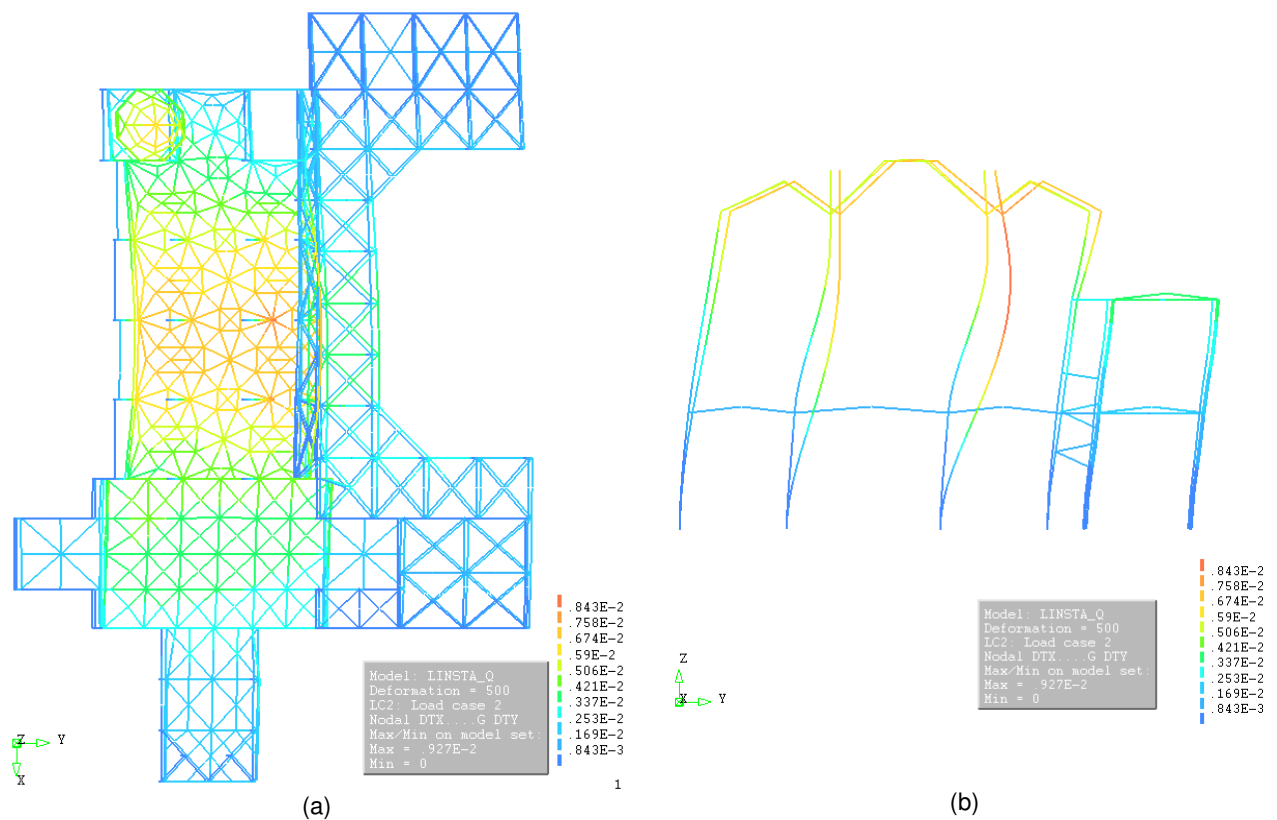


Fig. 5.15 - Deslocamentos horizontais para acção sísmica na direcção Y (sentido positivo): (a) planta geral; (b) pórtico central transversal à nave.

Por seu lado, para as acções na direcção longitudinal à nave (direcção X, no modelo) o campo de deslocamentos horizontais, ao nível da abóbada, apresenta uma configuração típica de translação uniforme conforme ilustra a Fig. 5.16. A amplitude destes deslocamentos é controlada pelos elementos de contraventamento (torres/coro e transepto/capela-Mor) que confinam a nave da Igreja, respectivamente, a Poente e a Nascente.

No fuste dos pilares, a amplitude dos deslocamentos horizontais na direcção transversal à nave (Y) é aproximadamente 3 vezes superior à obtida na direcção longitudinal (X).

O campanário da torre Sul é o elemento que regista maiores deslocamentos horizontais, mas a sua deformação, relativamente ao nível da abóbada, é praticamente independente da direcção das acções horizontais.

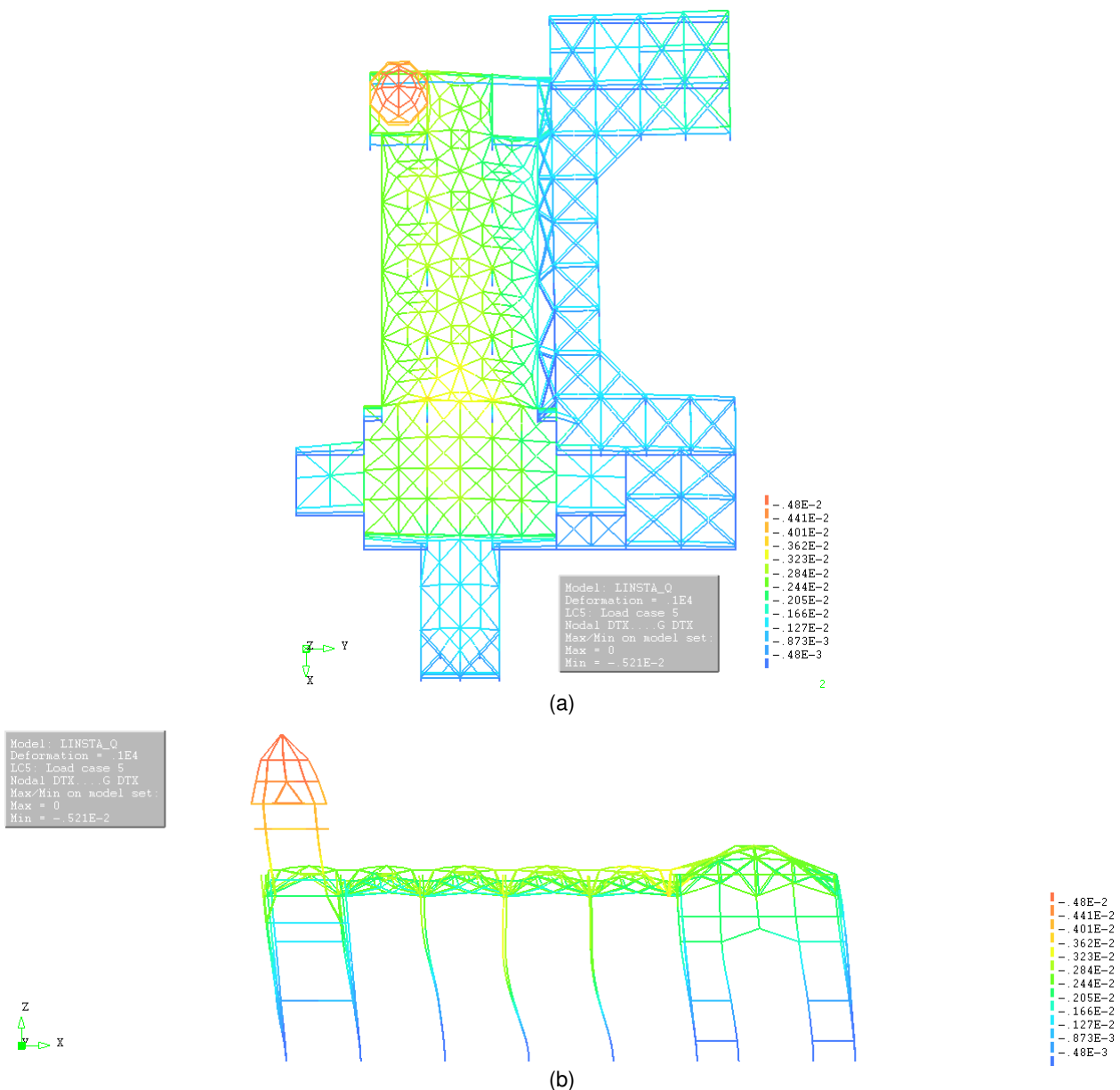


Fig. 5.16– Deslocamentos horizontais para acção sísmica na direcção X (sentido negativo): (a) planta geral; (b) secção longitudinal à nave.



Nos pilares aparecem elevadas tensões de tracção com especial incidência nas secções junto à base. Na direcção transversal as tracções chegam a atingir, na base dos pilares do pórtico central, o valor de 1,37 MPa. Por seu lado, as tensões de compressão não excedem os 6.0 MPa.

A Fig. 5.17 ilustra a distribuição das reacções verticais ( $R_z$ ) nos pilares da nave. Essa distribuição é analisada para a acção das cargas verticais permanentes (LC1) e para combinações da carga vertical com a acção horizontal equivalente ao sismo actuante em ambos os sentidos da direcção transversal Y (LC2 e LC3) e da direcção X (LC4 e LC5). Os resultados revelam que, ao contrário do que acontece na direcção longitudinal (X), o “efeito de pórtico” na direcção transversal à nave (Y) é muito significativo. De facto, enquanto para as acções horizontais na direcção longitudinal (LC4 e LC5) a variação da reacção vertical nos pilares da nave é insignificante, para as acções na direcção transversal (LC2 e LC3) as variações da reacção vertical rondam os 15%. Contudo, nota-se que este efeito se deve fundamentalmente à “interacção de pórtico” entre os pilares e as paredes laterais da nave, Norte e Sul, e não tanto à interacção entre os pilares. Com efeito, para a combinação LC2, a máxima compressão no pilar Sul (nó 3651) do pórtico central ocorre quando no pilar Norte (nó 3633) se atinge o nível mínimo. Para a combinação LC3 acontece um mecanismo oposto. O reduzido “efeito de pórtico” entre pilares pode justificar-se com a baixa “rigidez à flexão” da zona da abóbada que faz a ligação entre os respectivos “capitéis”.

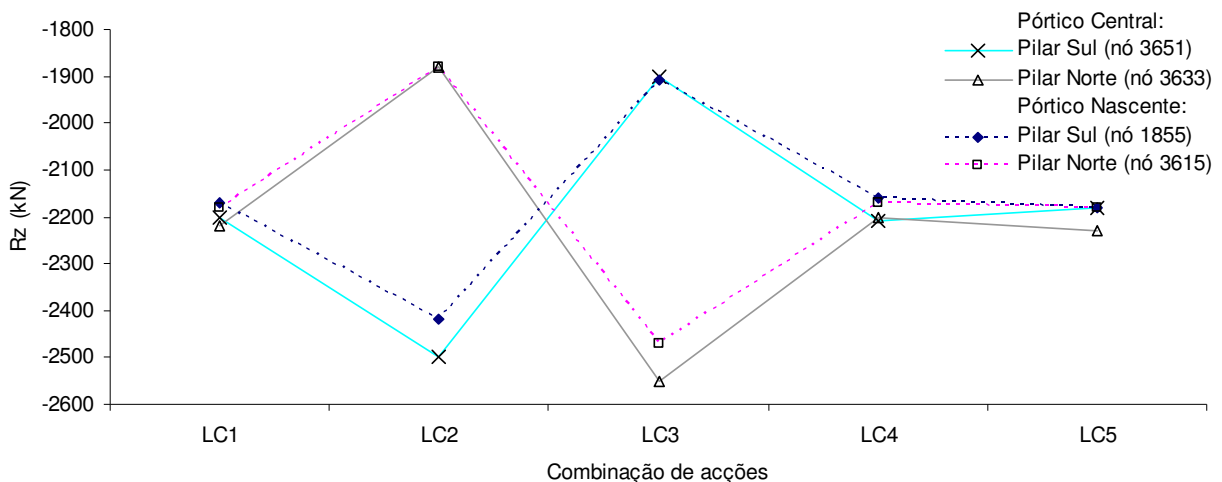


Fig. 5.17– Reacções de apoio verticais dos pilares da nave para as combinações de acções: LC1=peso próprio, LC2=sismo  $Y^+$ , LC3=sismo  $Y^-$ , LC4=sismo  $X^+$ , LC5=sismo  $X^-$ .

Na parede Sul, para a acção horizontal condicionante (direcção transversal  $Y^-$ ), surgem tensões de tracção da ordem dos 0.40MPa junto à base e no nível imediatamente acima da porta Sul, especialmente no contraforte central. As tensões de compressão condicionantes observam-se na base da parede mas não excedem os 2.6 MPa.

Na parede Norte, para a acção horizontal condicionante (direcção transversal  $Y^+$ ), surgem tensões de tracção da ordem dos 0.6 a 0.8 MPa ao nível da cobertura dos claustros, com especial incidência nas ligações do coroamento da parede à torre Norte (não-aparente) e ao transepto.

Na abóbada da nave surgem nas “trajectórias de tracção” elevadas tensões que chegam a atingir os 4.50 MPa. Por seu lado, as tensões de compressão são inferiores aos 7.2 MPa. Salienta-se, no entanto, que a relevância destas tensões é pouco significativa por estarem muito associadas a esforços marginais de flexão das nervuras relacionados com a discretização da abóbada.

#### 5.3.4. Conclusões das análises estáticas lineares

No que diz respeito às análises lineares estáticas para acções verticais refere-se que, em geral, o modelo numérico não prevê que o domínio do comportamento linear material seja excedido, especialmente em compressão.

Por seu lado, da análise dos resultados das simulações estáticas equivalentes à acção sísmica, conclui-se que a direcção transversal à nave (direcção Y) aparece como a potencialmente mais vulnerável e condicionante do comportamento da Igreja. A nave, em particular os pilares e a abóbada, sob elevados estados de tracção em regime elástico linear, aparecem como as sub-estruturas críticas, antevendo-se que o seu comportamento, para acções sísmicas, seja controlado por importantes fenómenos não-lineares.

Estes resultados sugerem a realização de análises mais avançadas, essencialmente focalizadas no estudo do comportamento da Igreja, na direcção transversal, para avaliar de forma mais adequada quer as suas capacidades e vulnerabilidades, quer a exigência sísmica.

#### 5.4 Análises não-lineares estáticas

Os resultados das análises estáticas lineares preliminares, sob a acção do sismo estático equivalente (RSA, 1983), identificaram a direcção transversal à nave como a potencialmente mais vulnerável e condicionante do comportamento sísmico da Igreja. Na sequência destes resultados, efectua-se nesta secção um conjunto de análises estáticas não-lineares, do tipo “pushover” uniforme, com carregamento lateral proporcional à massa. O carácter indicativo das análises “pushover” na avaliação da capacidade estrutural das construções e a maior simplicidade de aplicação do “pushover” uniforme justificam a sua utilização neste trabalho. A realização do “pushover” triangular invertido ou do “pushover” proporcional ao primeiro modo de translação configuram outras possibilidades correntes destas estratégias de análise estática (ver secção 2.6.1).

A incidência destas análises restringiu-se à direcção transversal à nave (direcção Y), tendo-se realizado duas análises independentes correspondentes, respectivamente, à actuação da carga lateral no sentido  $Y^+$  e no sentido  $Y^-$ . Para a direcção vertical (direcção Z) é efectuada uma análise de características semelhantes com factores de carga gravítica uniformes. Todas as simulações numéricas foram efectuadas no software DIANA (2005) admitindo comportamento não-linear material e geométrico da estrutura. O processo iterativo utilizado na pesquisa da solução foi o método de

Newton-Raphson Regular combinado com o critério de convergência da energia interna com uma tolerância de  $1.0E^{-3}$ .

Destas análises resultam estimativas das curvas de capacidade global da construção para as direcções vertical e transversal à nave, dos factores de carga críticos bem como das potenciais vulnerabilidades e mecanismos de colapso associados, que seguidamente se apresentam e analisam tomando como referência o pórtico central transversal à nave. Nota-se que a capacidade global de carga da construção é condicionada pela ocorrência de qualquer mecanismo, parcial ou global, no seu sistema estrutural.

#### 5.4.1. Análise estática não-linear vertical

Na Fig. 5.18 apresentam-se as curvas de capacidade da Igreja, obtidas na análise não-linear estática vertical para factores de carga gravítica uniformes (direcção Z). Da análise destas curvas é aparente que a capacidade de carga vertical é atingida para o factor de carga gravítica de 3.25, sendo condicionada pelo comportamento dos pilares Norte da nave. Efectivamente, é aparente uma brusca perda de capacidade de carga vertical no pilar Norte, associada ao pós-pico (instável), com deslocamentos horizontais e verticais crescentes, o que se reflecte, necessariamente, na chave abóbada da nave (nó 268, na Fig. 5.18). O pilar Sul, após a carga de pico, entra em descarga.

A Fig. 5.19 ilustra a configuração deformada da Igreja para o factor de carga gravítica 2.41, correspondente ao último passo convergido no pós-pico. Salienta-se a especial concentração das deformações nos pilares e na zona central da abóbada da nave.

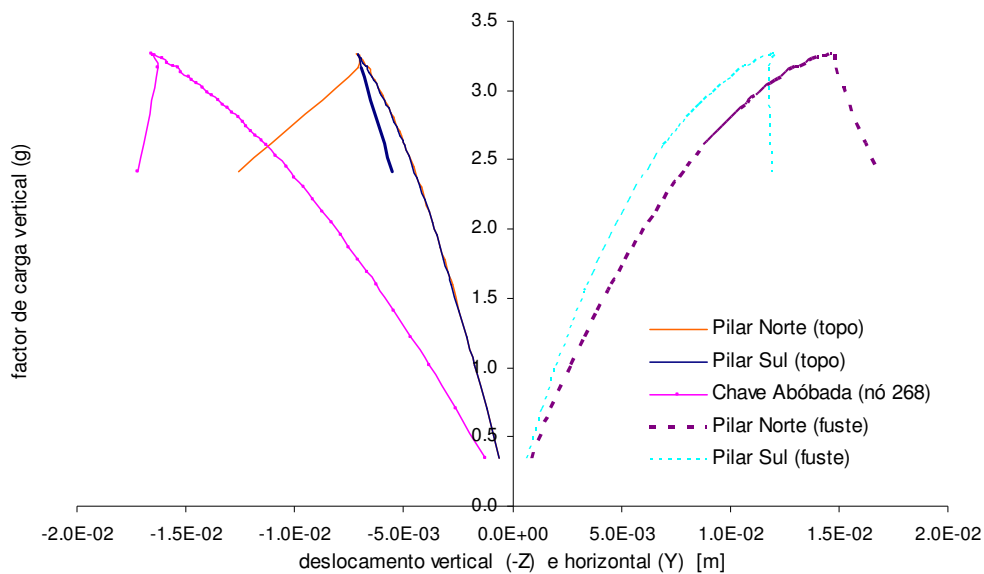


Fig. 5.18 - Curvas de capacidade vertical correspondentes a análise não-linear estática.

Os diagramas de interacção N-M, representados na Fig. 5.20, mostram a evolução dos esforços N e M nas secções críticas dos pilares do pórtico central transversal à nave. Nota-se que o comportamento não-linear dos pilares é controlado por elevados estados de compressão ( $\nu > 0.5$ ) que conduzem ao

esmagamento da secção da base do pilar Norte e à eminência do esmagamento no pilar Sul, sem que, ao longo dos respectivos fustes, ocorram fendilhações.

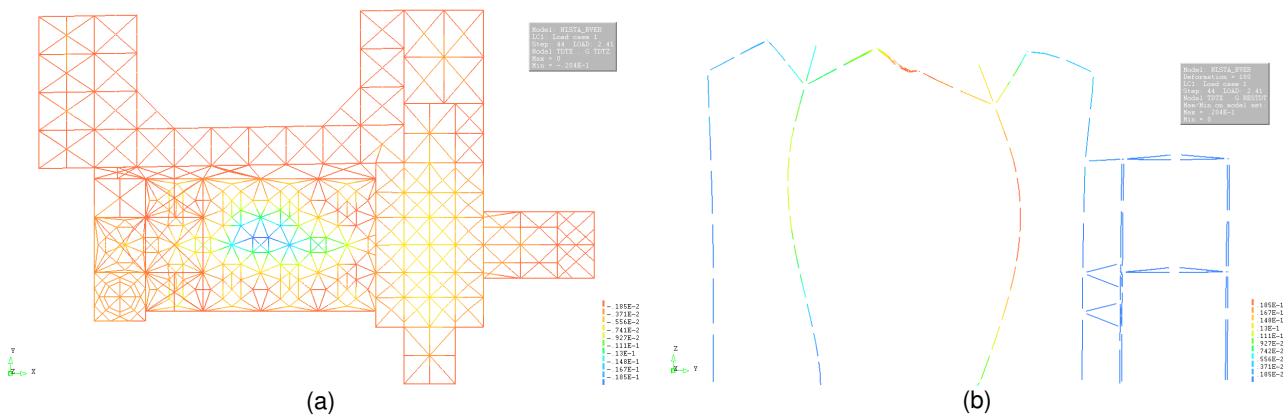


Fig. 5.19 - Deformações pós-pico ( $\lambda_{vertical,pós-pico}=2.41$ ): (a) planta do modelo global; (b) pórtico central transversal à nave.

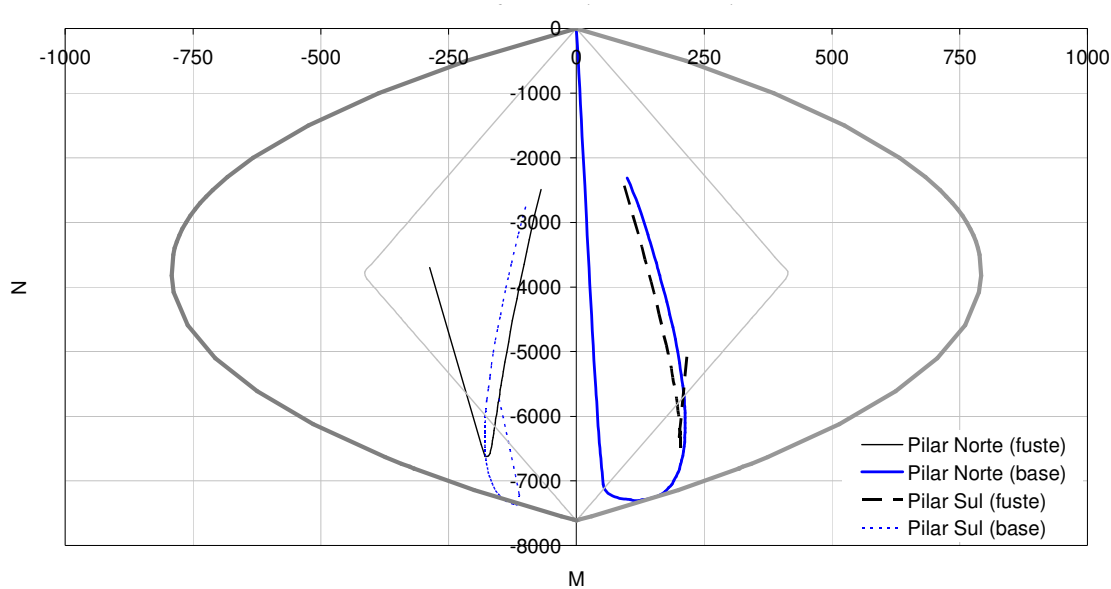


Fig. 5.20 - Interação de esforços N-M nas secções críticas dos pilares do pórtico central transversal à nave versus diagrama de interacção resistente.

Os diagramas momento-curvatura, ilustrados na Fig. 5.21, evidenciam que a degradação é muito acentuada ao nível da base dos pilares com total perda de capacidade no caso do pilar Norte, o que condiciona de imediato a capacidade de carga uniforme da estrutura, e com o pilar Sul a mobilizar a sua resistência pós-pico. Idêntica interpretação resulta da análise das curvas carga-momento, ilustradas na Fig. 5.22. Adicionalmente, estas curvas revelam ainda que o máximo “momento flector” na secção da base dos pilares se atinge para um factor de carga da ordem de 2.70 isto é, inferior ao valor de pico de 3.25. Para factores de carga superiores a 2.7, este fenómeno interpreta-se no domínio do comportamento não-linear com uma redistribuição de esforços enquanto a degradação da

secção efectiva remanescente se faz sob a acção de esforços normais de compressão crescentes mas de excentricidade decrescente (momentos decrescentes).

Na Fig. 5.23 representam-se as curvas tensão-extensão correspondentes às fibras mais comprimidas da secção da base dos pilares do pórtico central transversal à nave. Da sua análise regista-se a ruína da fibra mais comprimida, com elevada extensão axial (superior a 6‰), no pilar Norte e a recuperação da deformação (pós-pico) da fibra no pilar Sul. Estima-se ainda em 1.9 a ductilidade material em compressão. Por seu lado, de acordo com a Fig. 5.21 estima-se em 2.5 a ductilidade em curvatura nas secções críticas dos pilares (flexão composta).

Na Fig. 5.24 ilustra-se a distribuição da média do dano em compressão na secção da base e do médio fuste dos pilares do pórtico central para o factor de carga gravítica no colapso. Esta interpretação do dano é baseada na análise das extensões axiais mínimas registadas naquelas secções, cujos valores se apresentam no Anexo III.

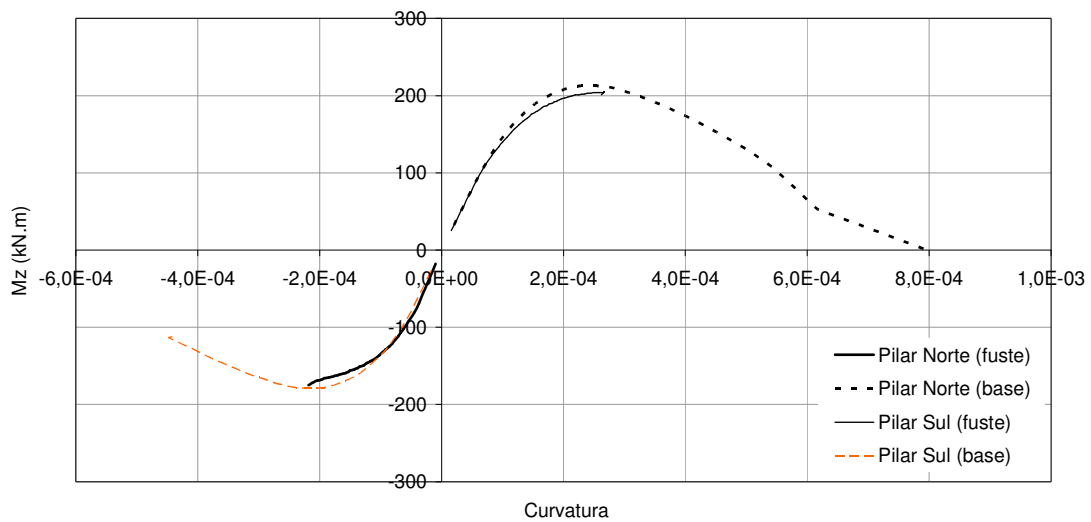


Fig. 5.21 - Diagramas momento-curvatura nas secções críticas dos pilares do pórtico central transversal à nave.

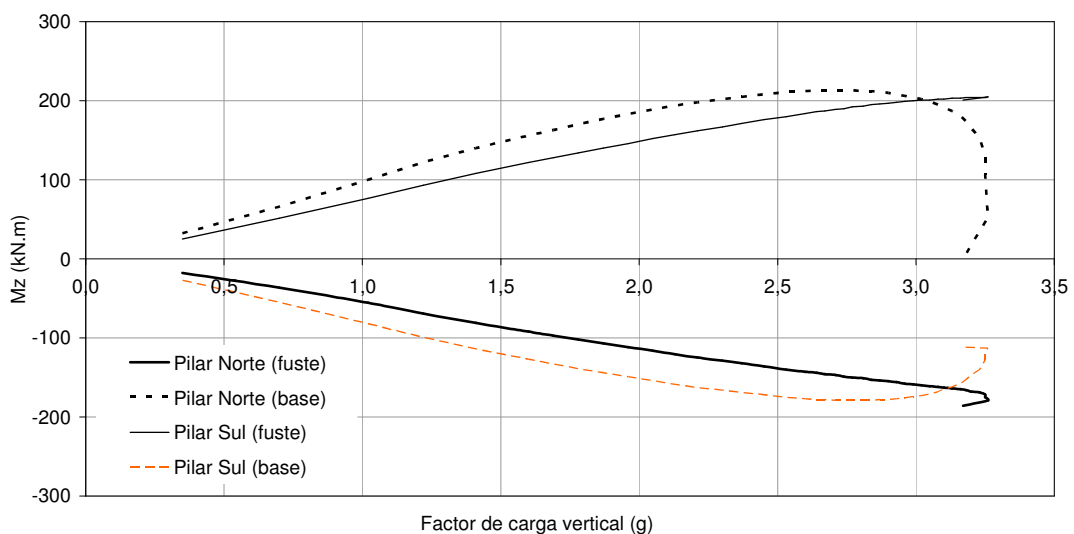


Fig. 5.22 - Diagramas momento-carga nos pilares do pórtico central transversal à nave.

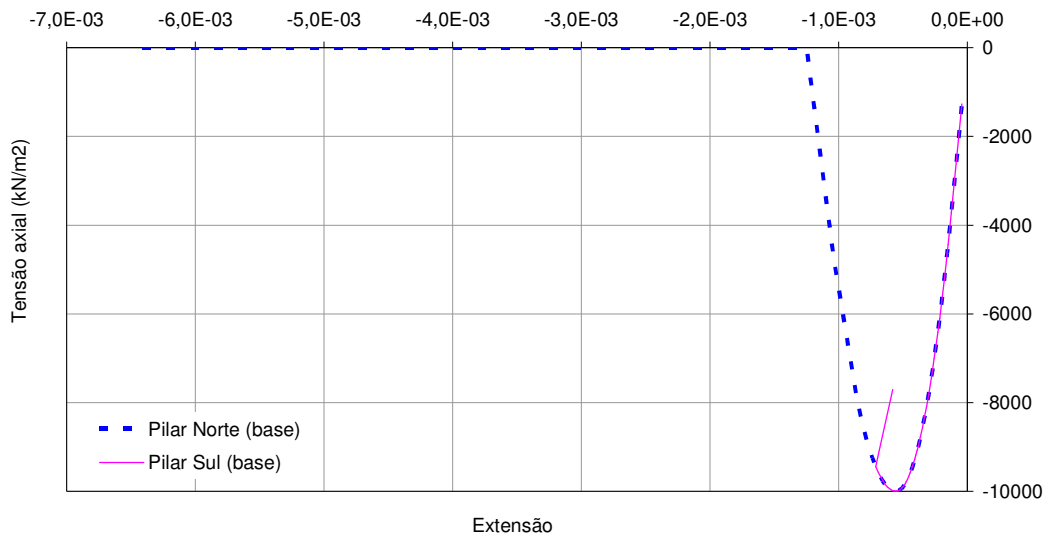


Fig. 5.23 - Curvas tensão- extensão nas fibras mais comprimidas dos pilares do pórtico central transversal à nave.

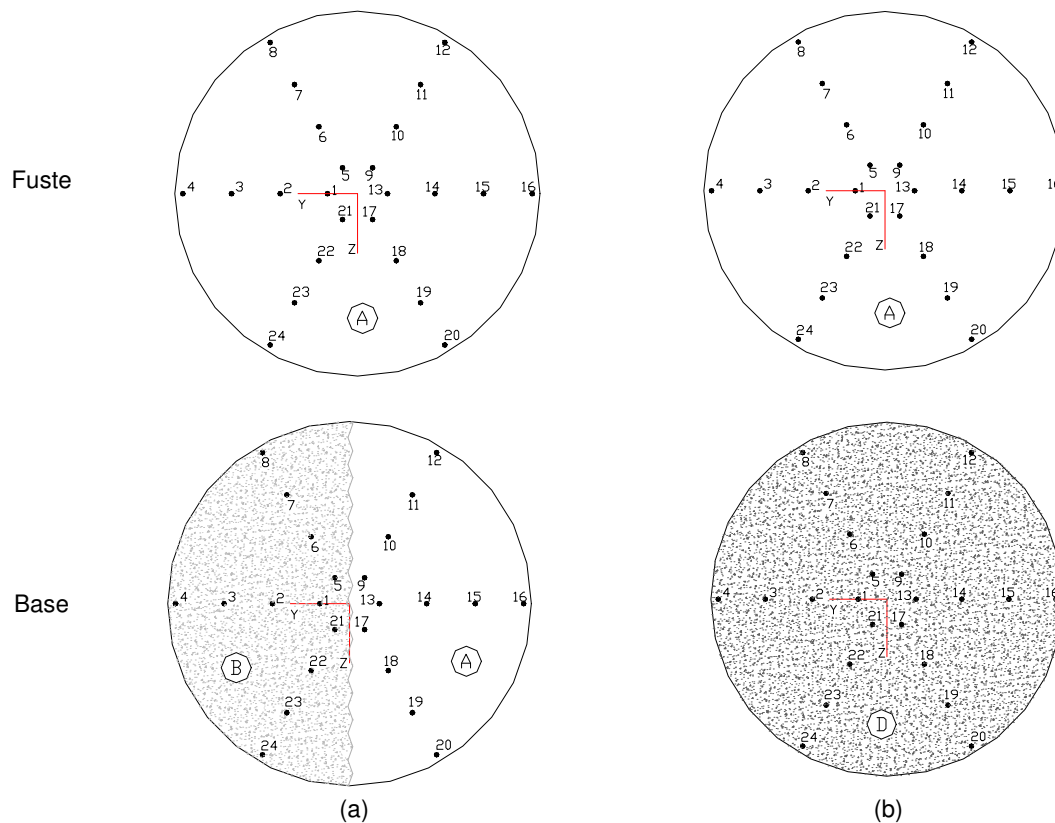


Fig. 5.24 - Representação esquemática da média do dano em compressão, associado ao factor de carga gravítica no colapso, na secção da base e do médio fuste dos pilares do pórtico central transversal à nave: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.

Em relação às paredes Norte e Sul da nave, a análise dos resultados revela que os contrafortes se mantêm em regime elástico linear com todas as fibras em compressão. As compressões máximas

ocorrem nas secções junto à base (ao nível da cobertura dos Claustros, na parede Norte) e não excedem, respectivamente, os 1.5 e os 2.3 MPa.

Para o valor da carga de pico, a abóbada da nave apresenta-se com elevado comportamento não-linear dominado pela “fendilhação” generalizada com extensões axiais, em geral, inferiores a 1‰. Na Fig. 5.25 apresentam-se as extensões axiais na abóbada bem como a localização virtual das principais linhas de rotura, conotadas com extensões axiais superiores a 0.3‰.

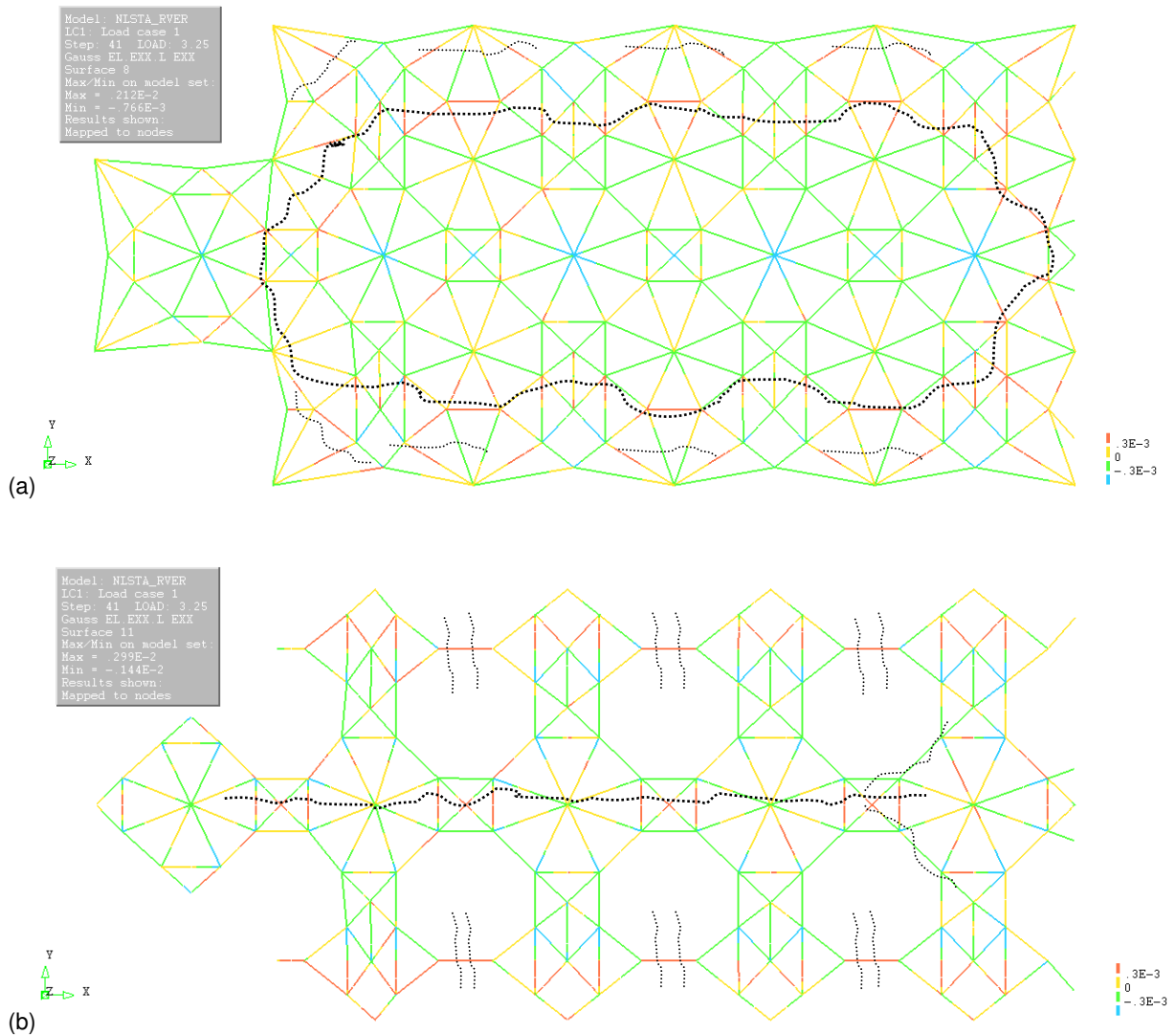


Fig. 5.25 - Extensões axiais na abóbada da nave ( $\lambda_{vertical}=3.25$ ): (a) nas fibras superiores; (b) nas fibras inferiores. A traço interrompido assinalam-se as potenciais linhas de rotura.

Da análise do desempenho estrutural da nave, em especial dos elementos do pórtico central transversal à nave (pilares, paredes e abóbada), conclui-se que o comportamento dos pilares Norte, dominado por elevados níveis de compressão, condiciona a capacidade de carga vertical da Igreja e que a configuração deformada, representada na Fig. 5.19, corresponderá à eminência do colapso da nave. Na Fig. 5.26 representa-se uma interpretação esquemática da configuração do mecanismo virtual correspondente.

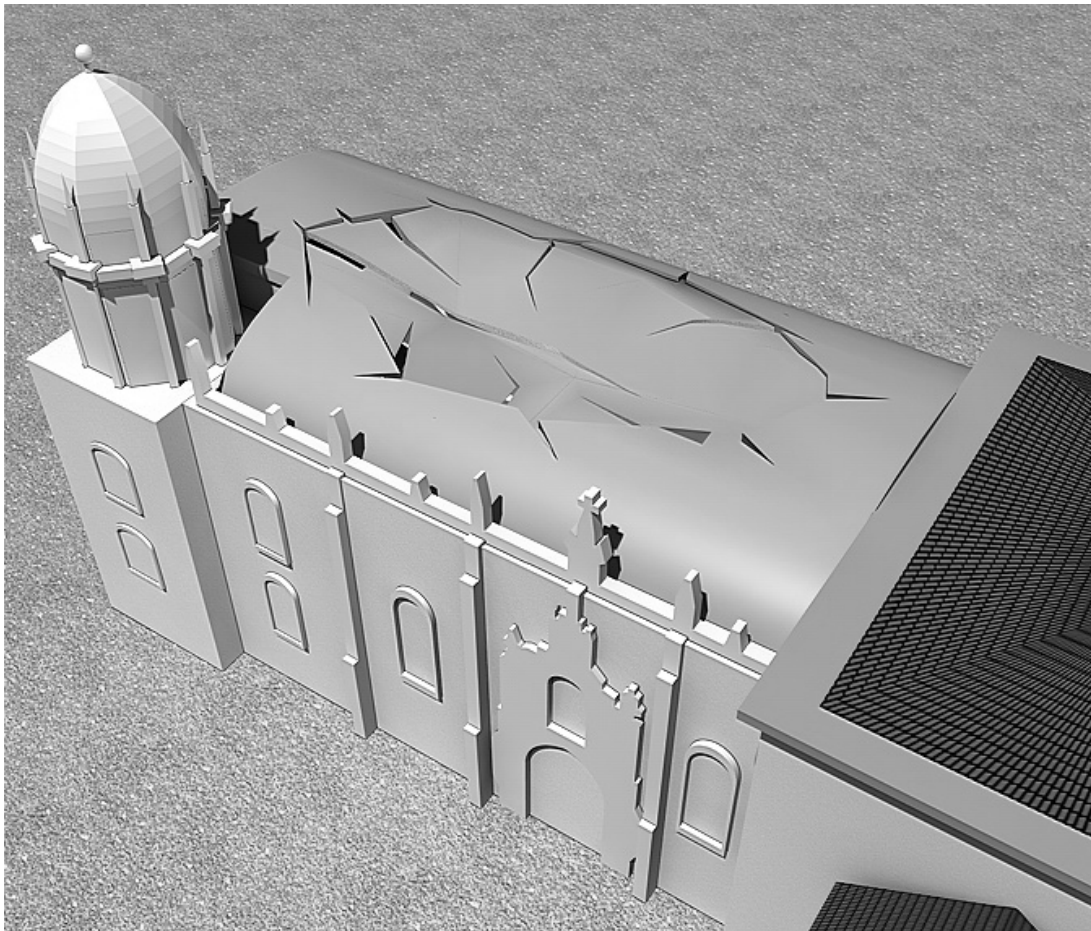
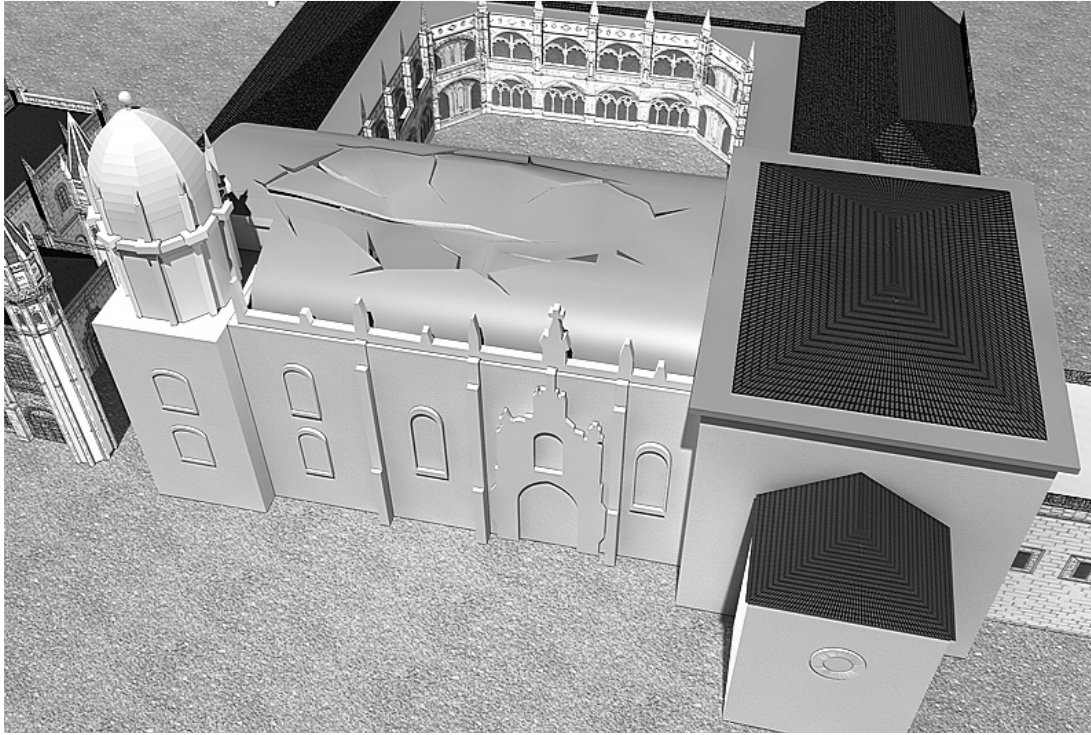


Fig. 5.26 - Mecanismo de colapso virtual da nave da Igreja associada ao máximo factor de carga gravítica.



5.4.2. Análise não-linear estática horizontal (Y<sup>+</sup>)

Na Fig. 5.27 representam-se as curvas de capacidade da Igreja correspondentes à direcção transversal (sentido Y<sup>+</sup>), obtidas da análise não-linear estática do tipo “pushover” uniforme, isto é com carregamento lateral proporcional à massa. Da análise destas curvas é aparente que a capacidade de carga transversal (sentido Y<sup>+</sup>) é condicionada pela perda de capacidade do pilar Norte para o factor de carga de 0.44g. Para factores de carga próximos de 0.25g, é, também, aparente uma redução da rigidez horizontal da nave especialmente notória na curva correspondente ao fuste do pilar Norte.

Em contraste com o comportamento pós-pico, manifestado pelos pilares e paredes da nave, salienta-se a conservação da elevada rigidez relativa e a notável capacidade de descarga (recuperação das deformações) manifestada pelas torres, Sul (nó 790) e Norte (nó 1037), pelo transepto (nó 1060) e pelos claustros (nó 1475), o que deixa antever um pequeno grau de degradação destas estruturas e realça o seu papel de estruturas de contraventamento da Igreja.

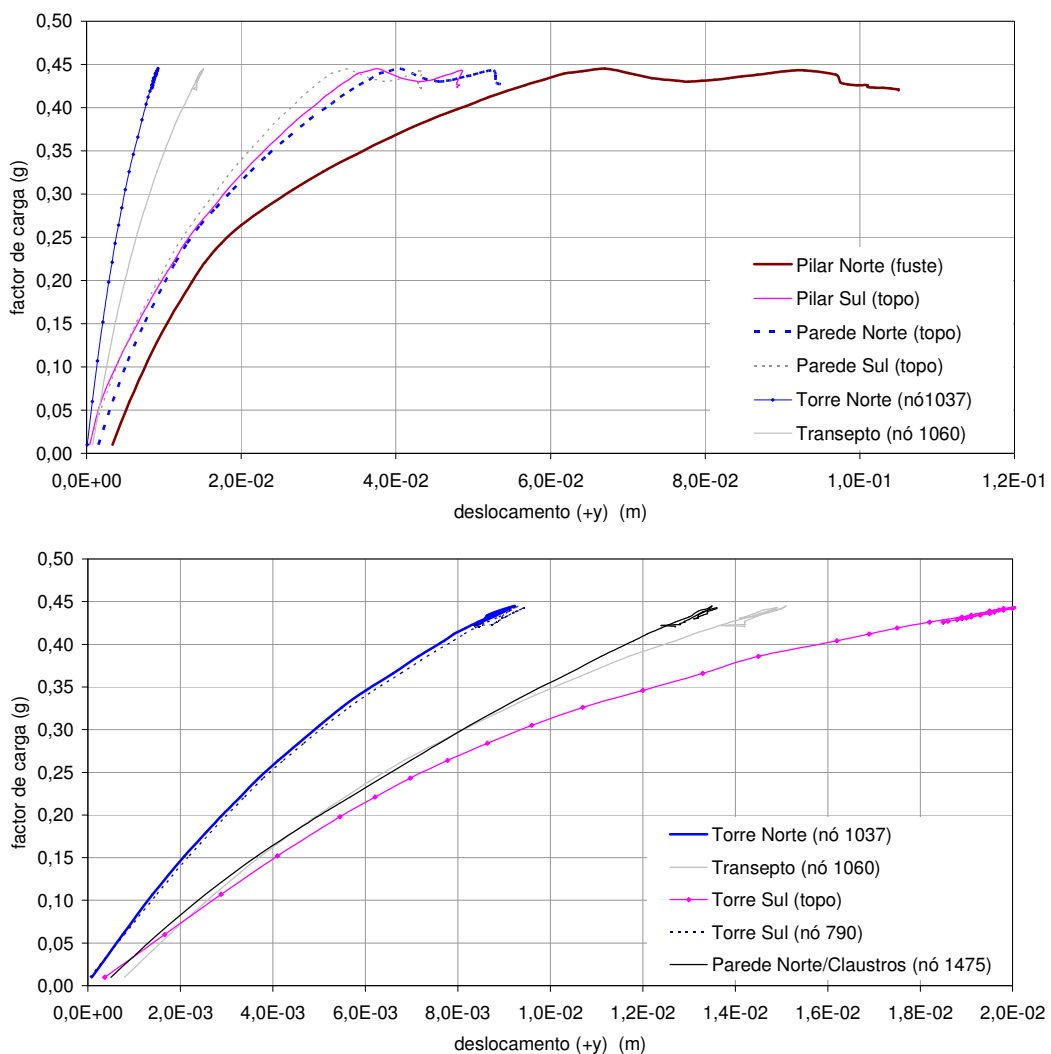


Fig. 5.27 - Curvas de capacidade horizontal para “pushover” uniforme na direcção transversal à nave (+Y).

Na Fig. 5.28 representa-se a configuração deformada da Igreja para factor de carga lateral de 0.42g, correspondente ao último passo convergido no pós-pico da sua capacidade. Destaca-se a concentração das deformações horizontais na nave da Igreja, entre as torres e o transepto, com a abóbada a apresentar em planta uma deformada típica de flexão, em contraste com a elevada rigidez relativa das torres e do transepto da Igreja. Na configuração deformada do pórtico central transversal à nave sobressaem os elevados gradientes de deformação relativa do pilar Norte e da parede Norte acima do nível da cobertura dos Claustros. No fuste do pilar Norte e no topo da parede Norte registam-se, respectivamente, deslocamentos transversais da ordem dos 10 cm e dos 6 cm.

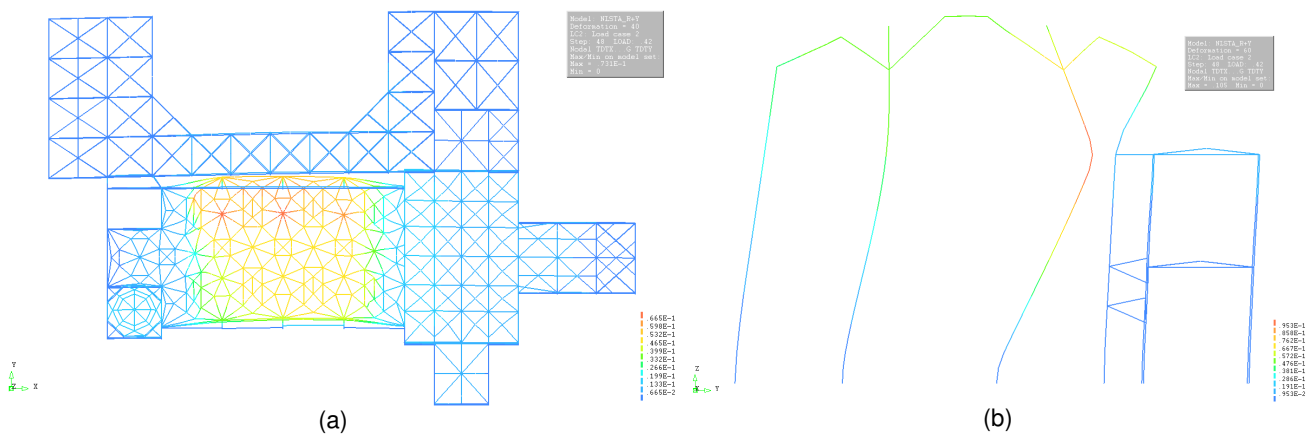


Fig. 5.28 - Configuração deformada da Igreja para o factor de carga  $\lambda_y^+ = 0.42g$ : (a) planta do modelo global; (b) pórtico central transversal à nave.

Os diagramas de interacção N-M, representados na Fig. 5.29, mostram que o comportamento não-linear dos pilares centrais da nave é controlado por importantes estados de fendilhação (moderado esforço axial com elevadas excentricidades) que conduzem à ruína, ou à eminência de ruína, as secções da base dos pilares Norte e Sul, e a secção(ões) do(s) fuste do(s) pilar(es) Norte. A “trajectória” da interacção dos esforços N-M denuncia a inversão do sinal dos momentos, na base e no fuste do pilar Sul, e a brusca redução de capacidade à flexão na base e no fuste do pilar Norte. Por seu lado, a evolução relativa do esforço normal nos pilares denuncia a presença do “efeito de pórtico”. A perda de capacidade à flexão do pilar Norte (base e fuste) é também aparente nas curvas carga-momento, representadas na Fig. 5.30, para um factor de carga de 0.44g. O pilares Sul manifestam ainda alguma reserva de capacidade.

O comportamento pós-pico das secções do pilar Norte em contraste com a capacidade de descarga da base do pilar Sul, ilustrado nas curvas momento-curvatura da Fig. 5.31, permite retirar idênticas conclusões e identificar como eminente a ruína da secção da base do pilar Sul. Os diferentes momentos últimos dos pilares justificam-se com a interacção de esforços N-M.

A quebra da rigidez estrutural da nave, aparente nas curvas da Fig. 5.27, para  $\lambda_y^+ = 0.24g$ , tem correspondência com o início da fendilhação dos contrafortes da parede Norte, conforme se ilustra na Fig. 5.34. As curvas carga-momento, dos pilares do pórtico central, também reflectem este fenómeno, ver Fig. 5.30.

Na Fig. 5.32, representam-se as curvas tensão-extensão correspondentes às fibras mais comprimidas nas secções da base e do médio fuste do pilar Norte do pórtico central. A partir da sua análise salienta-se a ruína daquelas fibras, em ambas as secções críticas, e estima-se em 1.9 a ductilidade do material em compressão. Por seu lado, de acordo com a Fig. 5.31 estima-se em 6.0 a ductilidade em curvatura nas secções críticas (flexão composta).

Na Fig. 5.33 ilustra-se a distribuição do dano em compressão na secção da base e do fuste médio dos pilares para o “pushover” na direcção transversal à nave (sentido  $Y^+$ ). No Anexo III apresentam-se os valores das extensões axiais mínimas nestas secções que sustentam esta distribuição do dano.

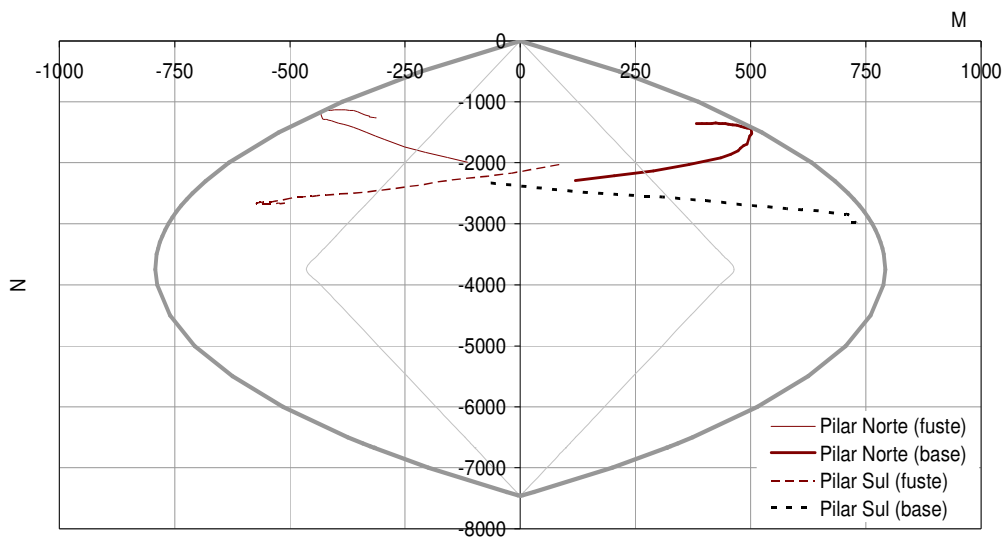


Fig. 5.29 - A interacção de esforços N-M nas secções críticas dos pilares, do pórtico central transversal à nave, versus diagrama de interacção resistente virgem.

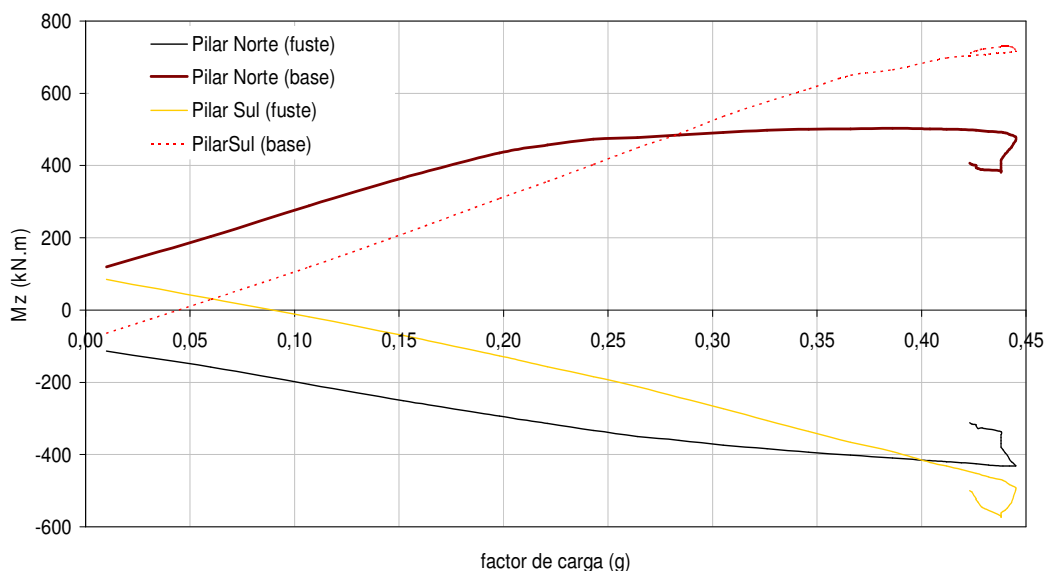


Fig. 5.30 - Curvas carga-momento para os pilares do pórtico central transversal à nave (“pushover”  $y^+$ ).

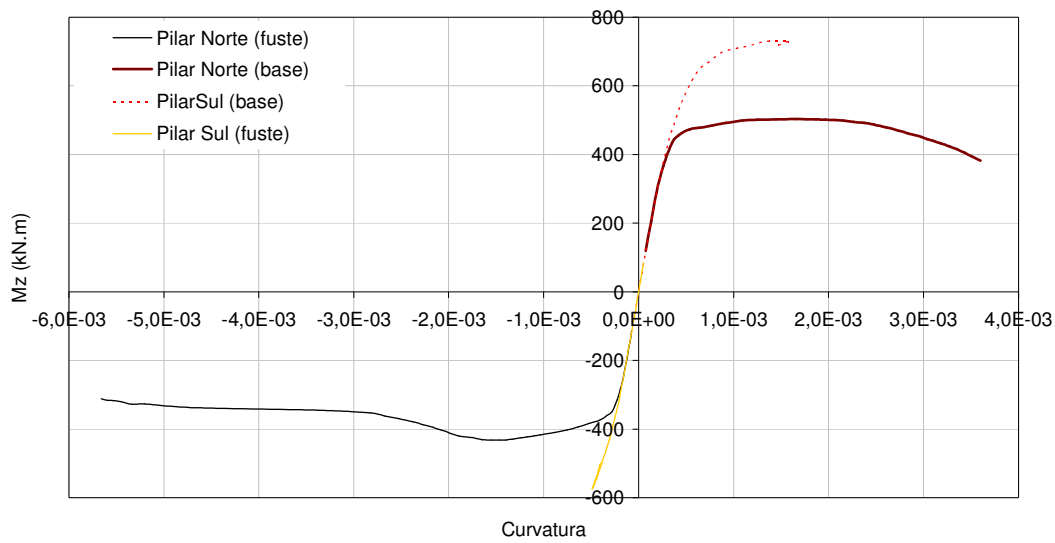


Fig. 5.31 - Curvas momento-curvatura dos pilares do pórtico central transversal à nave (“pushover”  $y^+$ )

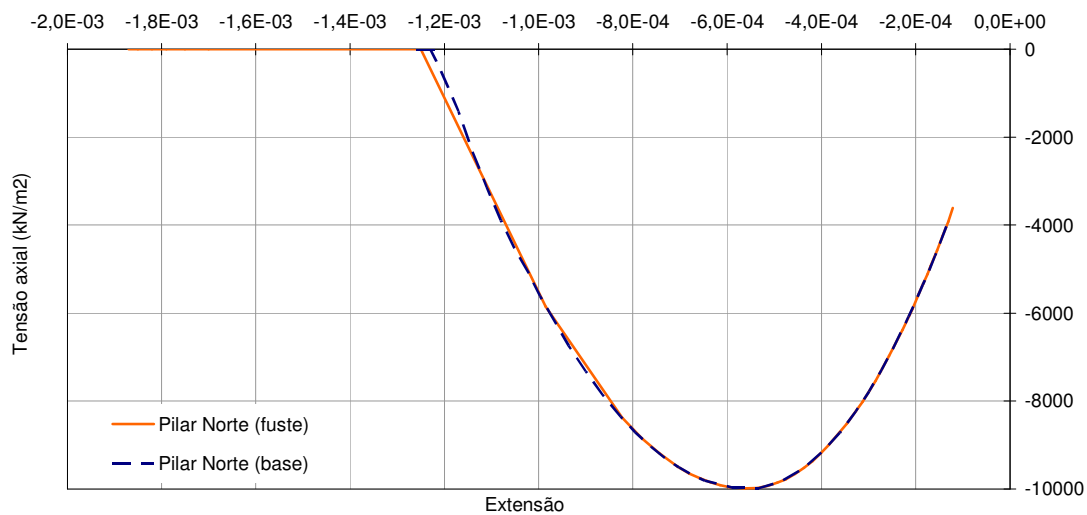


Fig. 5.32 - Curvas tensão-extensão das fibras mais comprimidas do pilar e da parede Norte (correspondentes ao pórtico central transversal à nave).

Na parede Norte, o diagrama momento-curvatura, representado na Fig. 5.34, revela que a secção da base do contraforte central, entra em fase de amolecimento (pós-pico) acompanhada de elevados valores de curvatura o que indicia a eminência de formação de um mecanismo. A ausência de correspondência, entre o máximo momento fletor e o máximo factor de carga, conforme ilustra a Fig. 5.34, pode interpretar-se, no domínio do comportamento não-linear, com a redistribuição de esforços inerente a alterações de funcionamento estrutural devido à evolução dos danos na eminência do colapso.

Com base no diagrama momento-curvatura, estima-se em 10 a ductilidade em curvatura (flexão composta) na secção crítica do contraforte central da parede Norte.

No coroamento da parede Norte, apesar da elevada fendilhação localizada junto aos contrafortes laterais e às extremidades, as compressões máximas não excedem os 9.0 MPa.

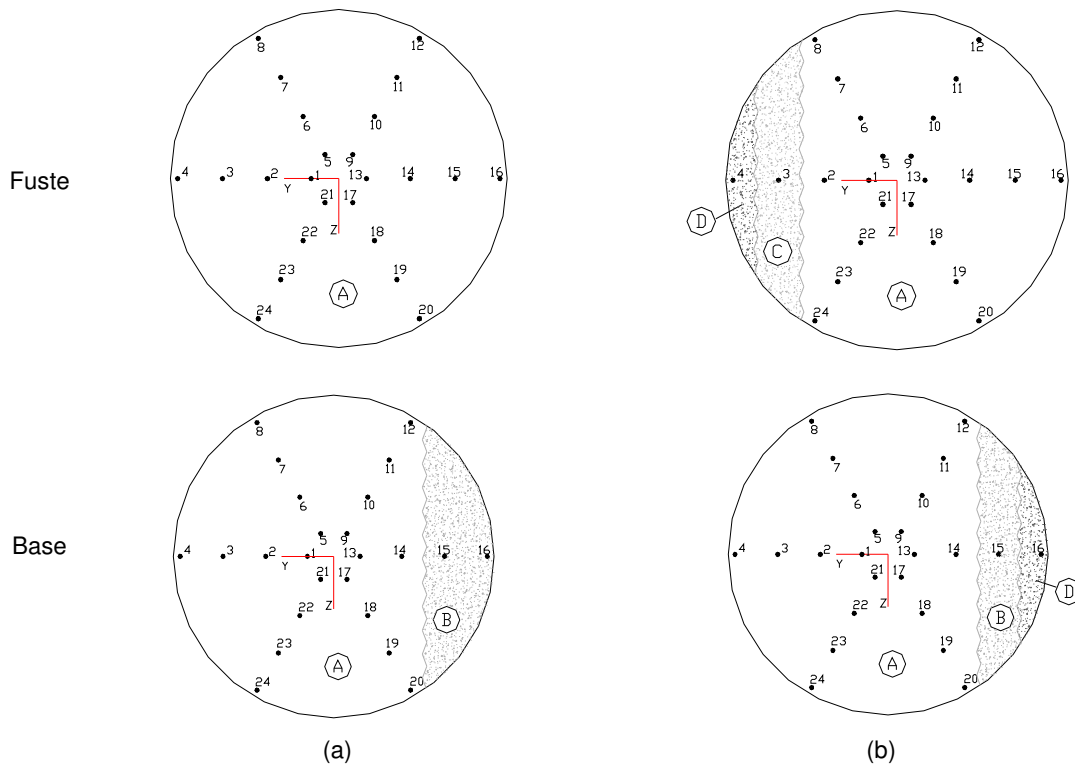


Fig. 5.33 - Representação esquemática da média do dano em compressão, associado ao "pushover"  $Y^+$ , na secção da base e do fuste médio dos pilares do pórtico central transversal à nave: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.

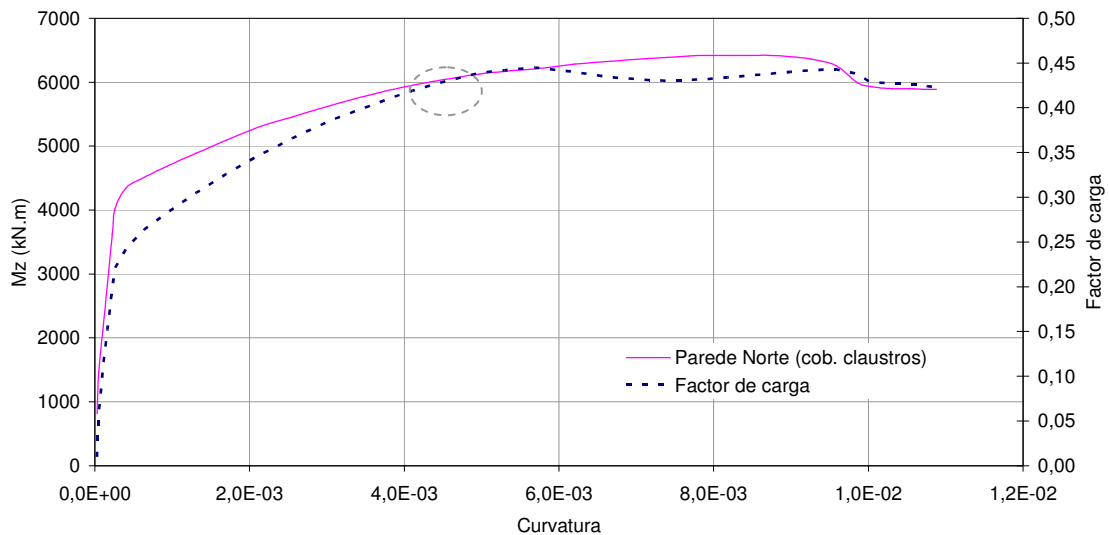


Fig. 5.34 - Comportamento do contraforte central da parede Norte da nave ("pushover"  $y^+$ ): evolução do momento e do factor de carga lateral com a curvatura (resultados na secção ao nível da cobertura dos claustros).

Para o último incremento de carga lateral com convergência, correspondente ao pós-pico da capacidade, a abóbada da nave regista zonas com elevados níveis de fendilhação. Na Fig. 5.35 apresentam-se as extensões axiais na abóbada bem como a localização virtual das principais linhas de rotura, conotadas com extensões axiais médias superiores a  $2^{\circ}/\infty$ .

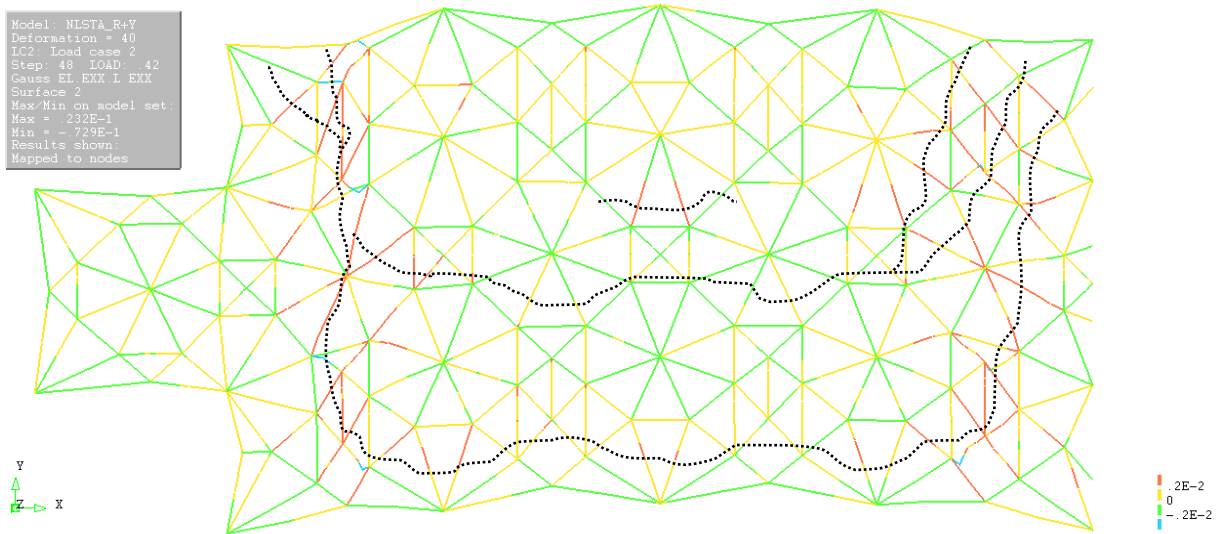


Fig. 5.35 - Extensão axial da fibra média dos elementos da abóbada da nave. A traço interrompido assinalam-se as linhas de rotura virtuais.

Da análise do desempenho da estrutura da Igreja na direcção transversal da nave, em especial dos elementos do pórtico central (pilares, paredes e abóbada), conclui-se que o comportamento do pilar Norte, sob importante compressão excêntrica, condiciona a capacidade de carga transversal da nave Igreja e que a configuração deformada, representada na Fig. 5.28, corresponderá à eminência do colapso da nave. A Fig. 5.36 ilustra uma interpretação esquemática da configuração do mecanismo virtual correspondente.

Refere-se ainda que, das curvas de capacidade transversal (sentido  $Y^+$ ), representadas na Fig. 5.27, é aparente que a maior ductilidade estrutural, estimada em 2.5, corresponde ao pilar Norte. Ainda com base nestas curvas estima-se em 1.5 a ductilidade global média da nave da Igreja.

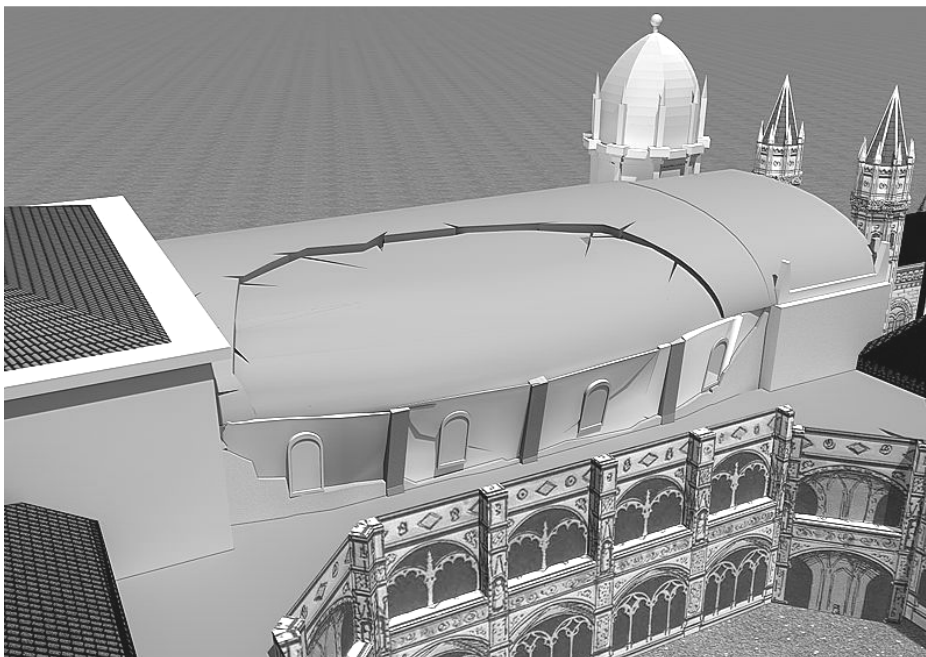


Fig. 5.36 - Mecanismo de colapso virtual da nave da Igreja associado à análise "pushover" uniforme na direcção transversal (sentido  $Y^+$ ).

5.4.3. Análise não-linear estática horizontal (Y)

Na Fig. 5.37 apresentam-se as curvas de capacidade da Igreja, resultantes da análise não-linear estática, do tipo “pushover” uniforme na direcção transversal à nave e no sentido Y. Da sua análise é aparente que a capacidade de carga transversal da Igreja é condicionada pela perda de capacidade dos pilares Sul, para factores de carga da ordem dos 0.40g. Para factores de carga entre 0.20g e 0.25g regista-se uma redução da rigidez global, especialmente acentuada nas curvas correspondentes ao pilar, à parede Sul e à abóbada. É ainda aparente que as torres, Sul (nó 790) e Norte (nó 1037), o transepto (nó 797) e os claustros (nó 1475) funcionam como elementos de contraventamento controlando o deslocamento horizontal da nave (abóbada, paredes e topo dos pilares). Contudo, muito próximo da capacidade limite de carga ( $\lambda_{carga}=0.40$ ) é aparente uma acentuada perda de rigidez destas estruturas acompanhada de deslocamentos “típicos de cedência” em todos os elementos da nave. Segue-se o registo de um comportamento de pós-pico no pilar Sul e de descarga nos restantes elementos, especialmente notória nos elementos mais a Norte e que denuncia a reduzida perda de rigidez relativa.

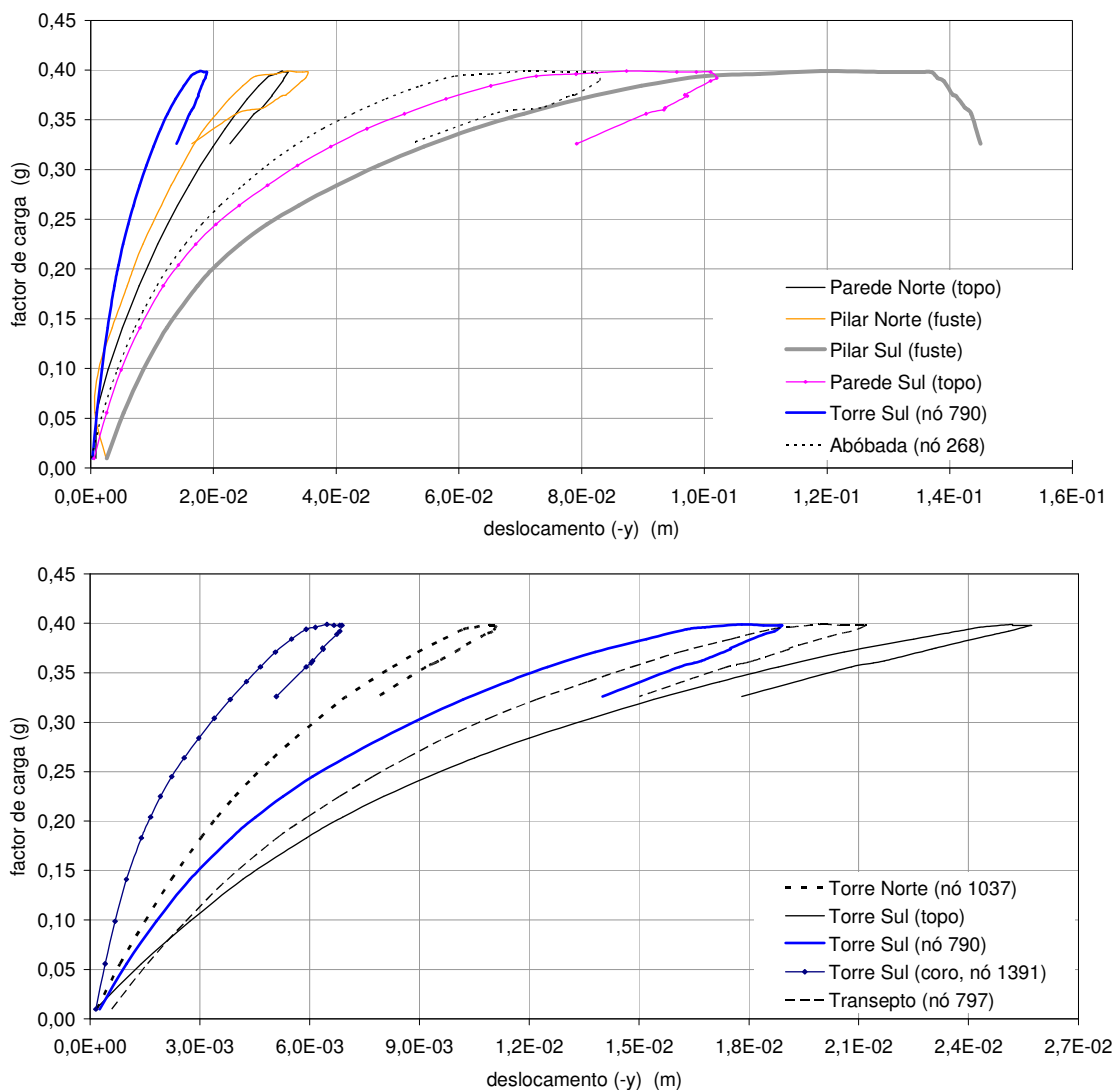


Fig. 5.37 - Curvas de capacidade horizontal para “pushover” uniforme na direcção transversal à nave (sentido Y).

A Fig. 5.38 ilustra a configuração deformada da Igreja para o factor de carga crítico ( $\lambda_y=0.40g$ ). Salienta-se a concentração das deformações na nave da Igreja, com a abóbada a exhibir, em planta, uma deformada típica de flexão entre as torres e o transepto. Numa análise comparativa com os resultados da análise “pushover”  $Y^+$ , estas sub-estruturas registam agora, ao nível da abóbada, apreciáveis deslocamentos horizontais relativos nas ligações com a parede Sul, ver também Fig. 5.37. Em correspondência, nota-se que, o máximo deslocamento relativo entre o topo da parede Sul e o topo da parede Norte, na ordem dos 7 cm (correspondente a uma extensão média da abóbada de 3‰), se atinge para o factor de carga de 0.40g. Na configuração deformada do pórtico central, transversal à nave, sobressaem os elevados gradientes de deformação do pilar Sul, com deslocamentos horizontais na zona do topo superiores aos 14 cm.

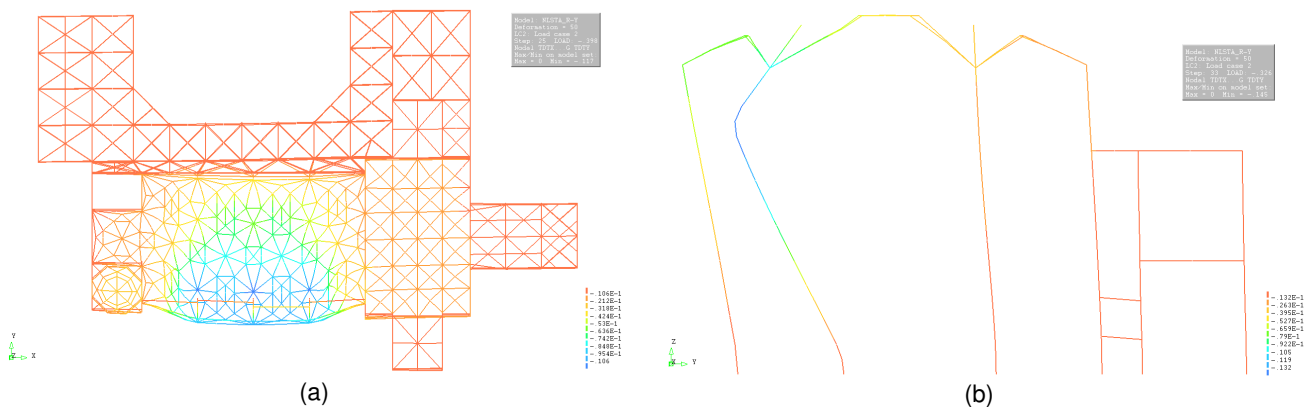


Fig. 5.38 - Configuração deformada da Igreja para o factor de carga  $\lambda_y=0.40g$  (“pushover”  $Y$ ): (a) planta; (b) pórtico central transversal à nave.

Os diagramas de interacção N-M, representados na Fig. 5.39, mostram que o comportamento não-linear dos pilares centrais da nave é controlado por elevados estados de fendilhação (moderado esforço axial com elevadas excentricidades) que conduzem à ruína total da secção do fuste do pilar Sul e à ruína, ou ruína eminente, da secção da base dos pilares Norte e Sul. No pilar Norte, a “trajectória” dos esforços de interacção N-M denuncia a inversão do sinal dos momentos, na base e no fuste.

A perda de capacidade à flexão do pilar Sul (base e fuste) é também aparente nas curvas carga-momento, representadas na Fig. 5.40, para um factor de carga próximo de 0.35g. A ausência de correspondência, entre o máximo momento flector no pilar Sul e o máximo factor de carga pode interpretar-se, no domínio do comportamento não-linear, com a redistribuição de esforços inerente a alterações de funcionamento estrutural devido à evolução dos danos na eminência do colapso. O pilar Norte manifesta ainda alguma reserva de capacidade.

Os diagramas momento-curvatura, representados na Fig. 5.41, evidenciam a acentuada degradação do pilar Sul, com total perda da rigidez e da resistência à flexão (composta) da secção do fuste, e em ruína eminente (instável amolecimento pós-pico) da secção da base. No pilar Norte, o fuste permanece em regime pré-pico enquanto que, ao nível da base, a boa capacidade de recuperação da



deformação (descarga) deixa antever uma reduzida degradação em compressão com salvaguarda de boa parte da rigidez original da secção. Os diferentes momentos últimos dos pilares justificam-se com a interacção de esforços N-M.

O estado de ruína, ou de ruína eminente, em especial das secções críticas do pilar Sul, combinados com o acréscimo dos efeitos geométricos de 2ª ordem, devidos à elevada deformação horizontal do fuste, denunciam a eminência do seu colapso. Na Fig. 5.42 apresentam-se as curvas tensão-extensão correspondentes às fibras mais comprimidas das secções críticas do pilar Sul do pórtico central transversal à nave. A partir da sua análise salienta-se a ruína daquelas fibras, em ambas as secções críticas, e estima-se em 1.9 a ductilidade do material em compressão. Por outro lado, das curvas momento-curvatura (Fig. 5.41) estima-se em 4.0 a ductilidade em curvatura nas secções críticas dos pilares (flexão composta).

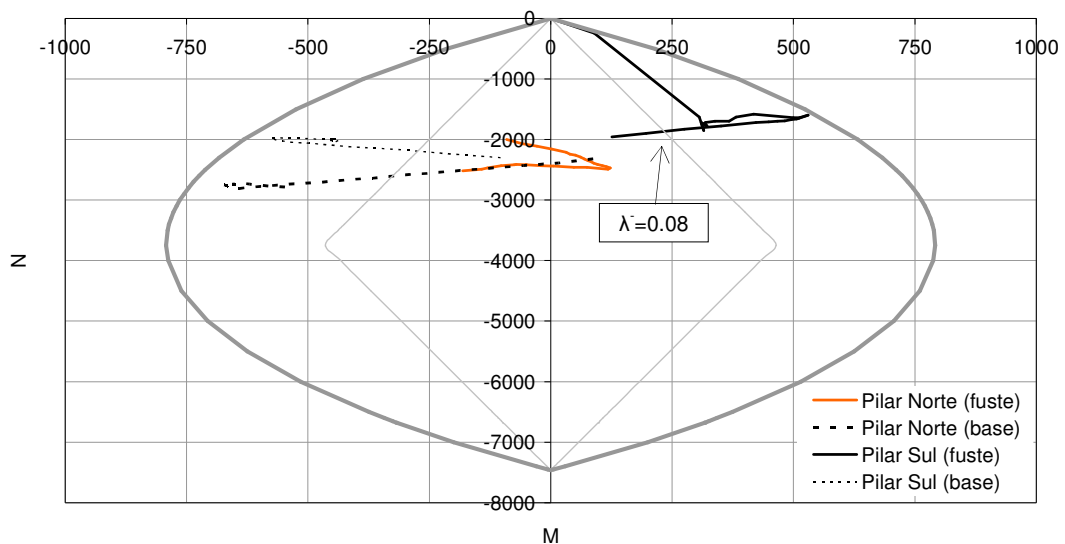


Fig. 5.39 - Interacção de esforços N-M nas secções críticas dos pilares do pórtico central transversal à nave ("pushover" Y).

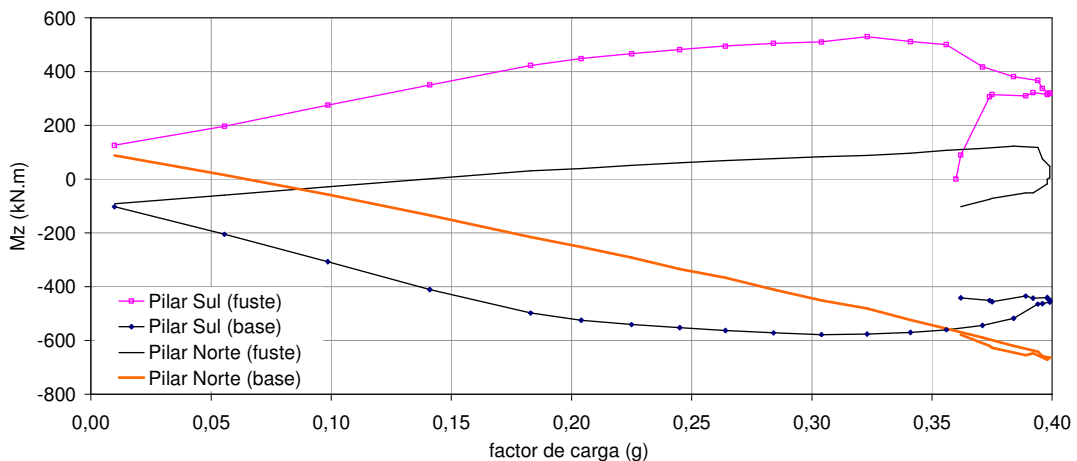


Fig. 5.40 - Curvas carga-momento nas secções críticas dos pilares do pórtico central transversal ("pushover" Y).

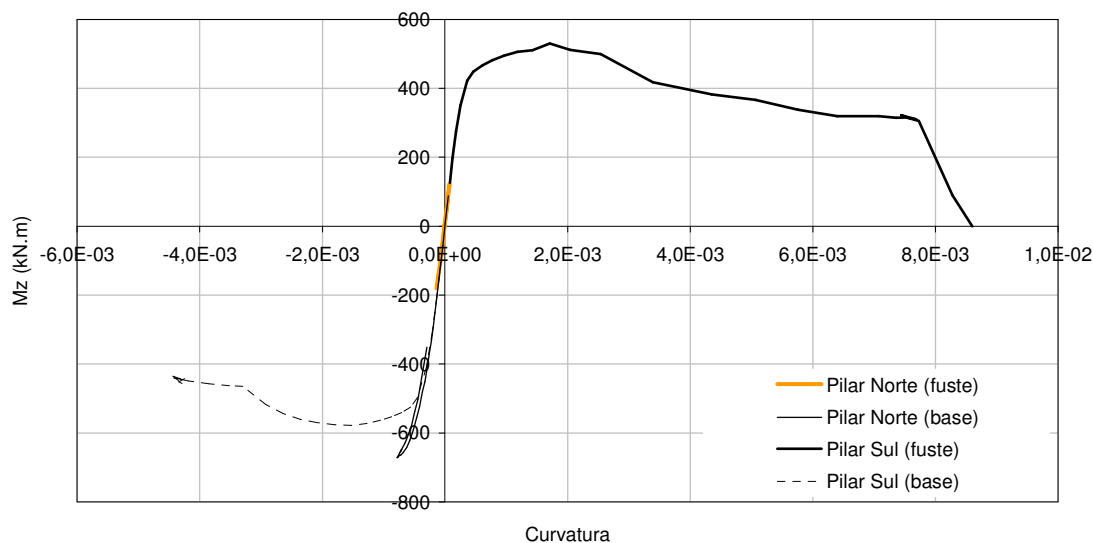


Fig. 5.41 - Curvas momento-curvatura nas secções críticas dos pilares do pórtico central ("pushover" Y).

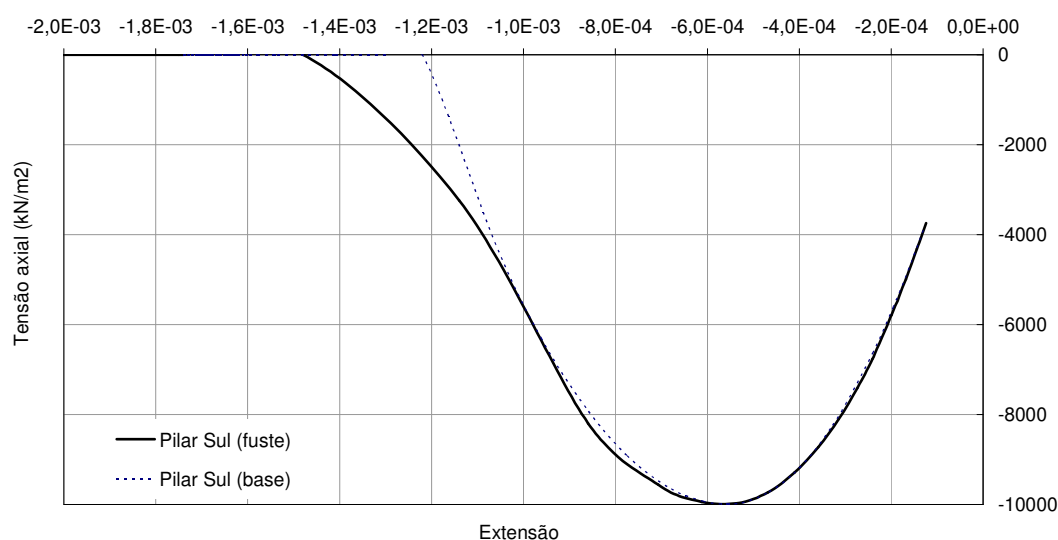


Fig. 5.42 - Curvas tensão-extensão para as fibras mais comprimidas do pilar Sul do pórtico central transversal à nave ("pushover" Y).

Na Fig. 5.43 ilustra-se a distribuição do dano em compressão na secção da base e do médio fuste dos pilares para a análise "pushover" na direcção transversal à nave (sentido Y<sup>+</sup>). No Anexo III apresentam-se os valores das extensões axiais mínimas nestas secções que sustentam esta distribuição do dano.

Na parede Sul, os diagramas momento-curvatura, representados na Fig. 5.44, revelam uma degradação parcial da capacidade resistente dos contrafortes (sujeitos a flexão composta com compressão). As secções críticas localizam-se na base, no caso do contraforte central e nascente, e na secção ao nível do coro, no caso do contraforte Poente, sendo que, neste último caso, a secção não chega a entrar no domínio do amolecimento pós-pico. Todas as secções críticas manifestam boa

capacidade de recuperação da curvatura o que sugere que a parede Sul, apesar dos danos localizados, mantém boa reserva de rigidez global. Contudo, nota-se também que parte dessa recuperação é o reflexo da recuperação da deformação horizontal da torre Sul e do transepto. O desfaseamento, entre o máximo momento flector e máximo factor de carga, interpreta-se como consequência da redistribuição de esforços.

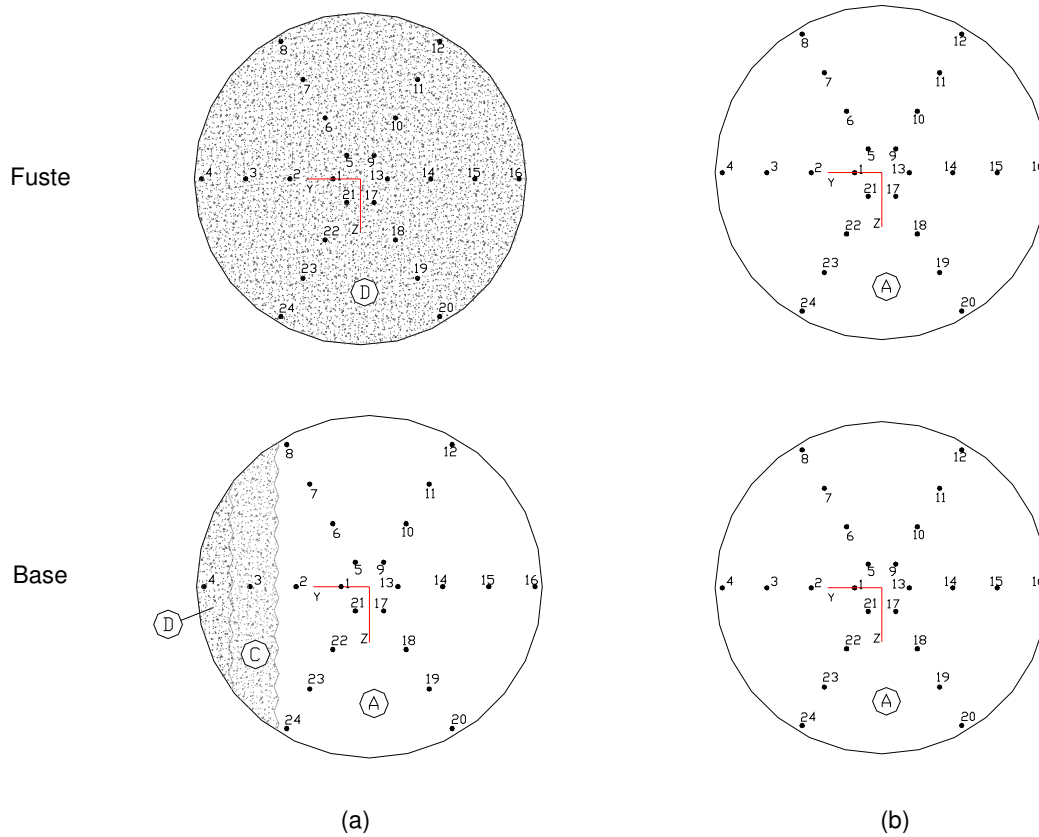


Fig. 5.43 - Representação esquemática da média do dano em compressão, associado ao “pushover” Y, na secção da base e do fuste médio dos pilares do pórtico central transversal à nave: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.

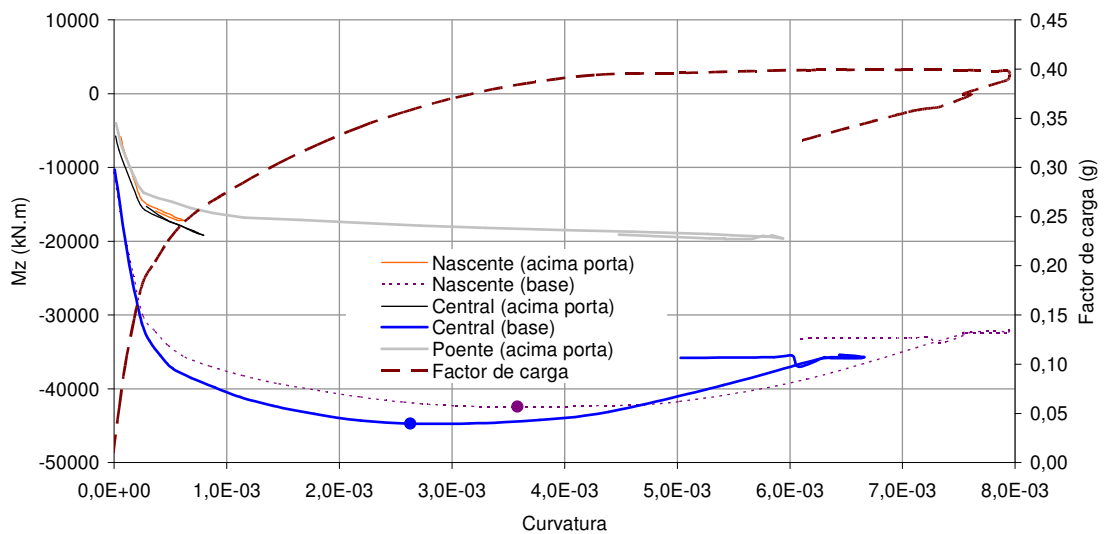


Fig. 5.44 - Comportamento dos contrafortes da parede Sul da nave (“pushover” y): evolução do momento e do factor de carga lateral com a curvatura.

A partir das curvas momento-curvatura (Fig. 5.44) estima-se em 6.0 a ductilidade em curvatura (flexão composta) na secção crítica dos contrafortes.

No coroamento da parede Sul, apesar da elevada fendilhação, com especial incidência junto aos contrafortes laterais e nas ligações à torre Sul e ao transepto, as compressões máximas nestas zonas não excedem, respectivamente, os 3.8 MPa e os 5.5 MPa.

Na abóbada, a análise das deformações, ilustradas na Fig. 5.45, para o factor de carga crítico ( $\lambda_{\text{crítico}}=0.40$ ), a que correspondem as máximas deformações, indicia a potencial localização das principais linhas de rotura cuja representação se conota com extensões axiais médias de amplitude superior a 5‰.

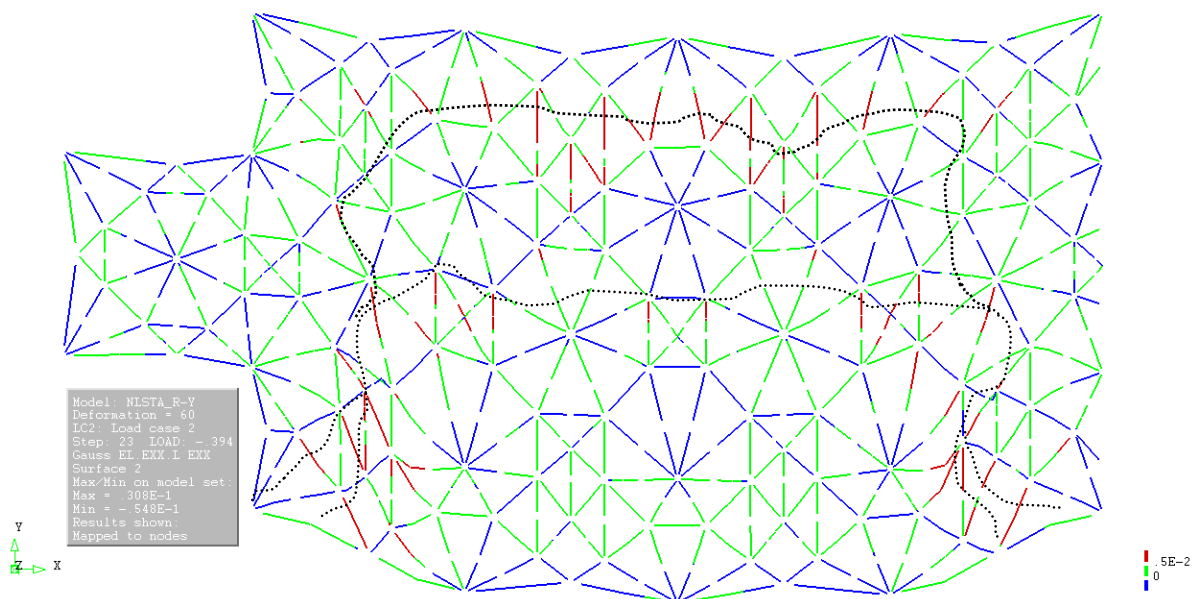


Fig. 5.45 - Extensão axial da fibra média da secção dos elementos da abóbada da nave e virtual localização das linhas de rotura (“pushover” Y).

A concentração dos impulsos horizontais do “efeito de arco”, correspondente ao funcionamento da abóbada como “placa”, entre a torre Sul e o transepto, conduz à fendilhação destas estruturas. A moderada redução de rigidez, aparente nas curvas de capacidade, para factores de carga entre 0.20g e 0.25g, é o reflexo do início desta e da fendilhação nos contrafortes da parede Sul (ver Fig. 5.44). Para a brusca redução de rigidez, próximo do factor de carga crítico ( $\lambda_{\text{crítico}}=0.40g$ ), contribui decisivamente a evolução dessa fendilhação com a perda de rigidez à tracção dos elementos mais traccionados assinalados na Fig. 5.46. Contudo, nota-se que a ausência de dano em compressão em qualquer fibra destes elementos salvaguarda na íntegra a rigidez e a capacidade resistente em compressão destas estruturas o que explica a boa capacidade de recuperação das deformações (descarga) exibida no pós-pico nas curvas de capacidade.

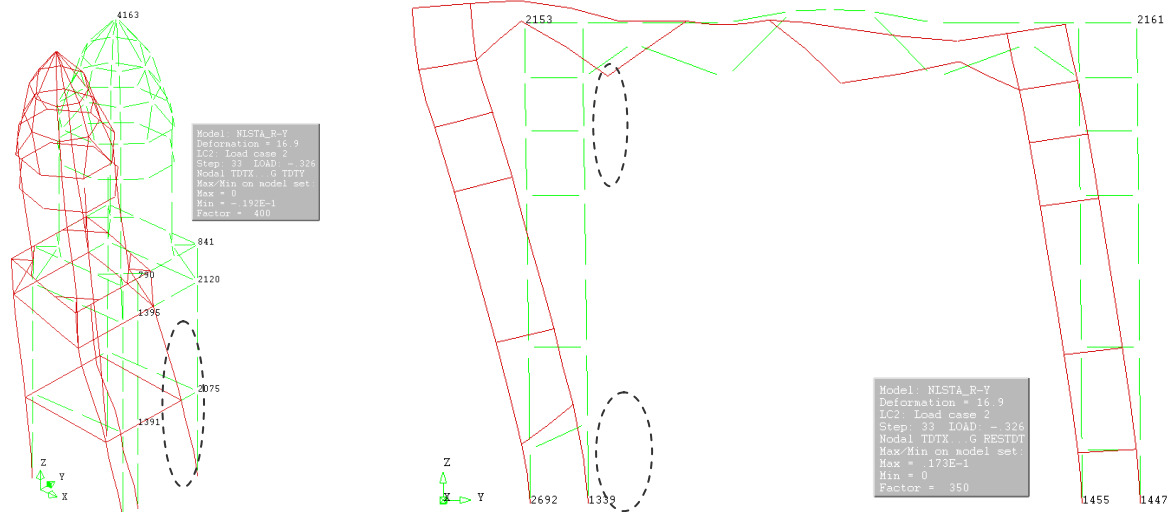


Fig. 5.46 - Configuração deformada para factor de carga crítica ( $\lambda=0.40g$ ) versus configuração indeformada: (a) torre Sul; (b) parede ponte do transepto (assinalados os elementos com elevadas extensões de tracção).

Da análise do desempenho estrutural, em especial dos elementos do pórtico central (pilares, paredes e abóbada) transversal à nave, conclui-se que o comportamento dos pilares Sul condiciona a capacidade de carga transversal da nave e que a configuração deformada, representada na Fig. 5.38, corresponderá à eminência do colapso da nave. A Fig. 5.47 ilustra uma interpretação esquemática da configuração do mecanismo virtual correspondente.

Refere-se finalmente que, das curvas de capacidade transversal (sentido Y), representadas na Fig. 5.37, é aparente que a maior ductilidade estrutural, estimada em 3.7, corresponde aos pilares da nave. Ainda com base nestas curvas estima-se em 2.7 a ductilidade global média da nave da Igreja.

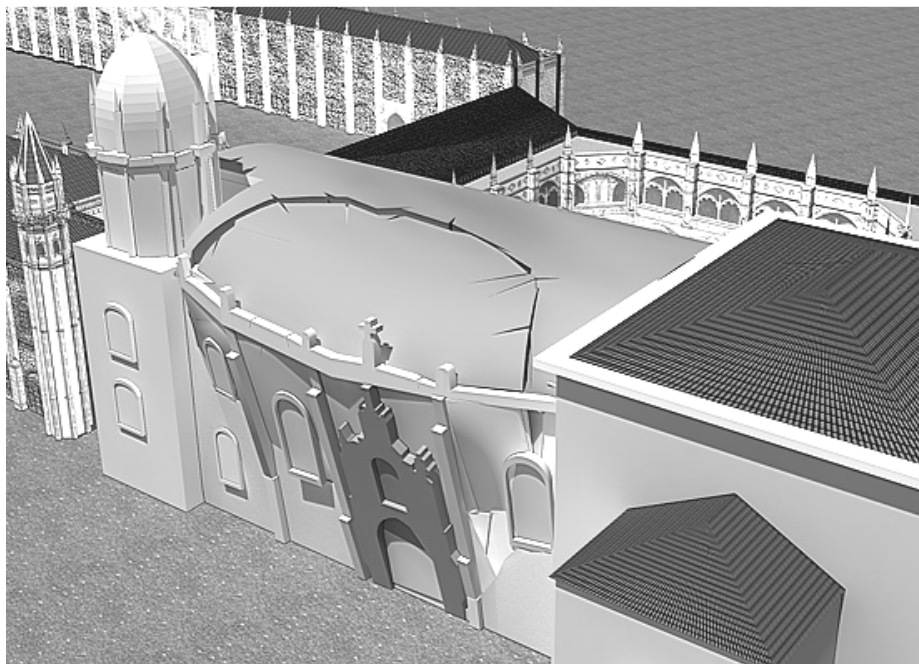


Fig. 5.47 - Mecanismo virtual de colapso da nave da Igreja associado à análise “pushover” uniforme na direcção horizontal (sentido Y).

#### 5.4.4. Conclusões das análises estáticas não-lineares

Da análise dos resultados das simulações estáticas não-lineares, do tipo “pushover”, realizadas na direcção transversal à nave (dir. Y), salientam-se as principais características da capacidade estrutural da Igreja:

- o comportamento não-linear da nave, nomeadamente dos pilares, controla e condiciona a capacidade de carga transversal da Igreja;
- os potenciais mecanismos de colapso estão associados à ruína de pelo menos um dos pilares do pórtico central transversal à nave;
- para o factor crítico de carga vertical, o colapso dos pilares da nave ocorre por compressão dentro do núcleo central;
- para factores críticos de carga lateral, o colapso dos pilares da nave ocorre por compressão excêntrica com elevada fendilhação;
- a amplitude dos deslocamentos horizontais da abóbada, no bordo Sul, é maior no “pushover”  $Y^-$  devido à maior deformação horizontal da torre Sul e do transepto, ver Fig. 5.48;

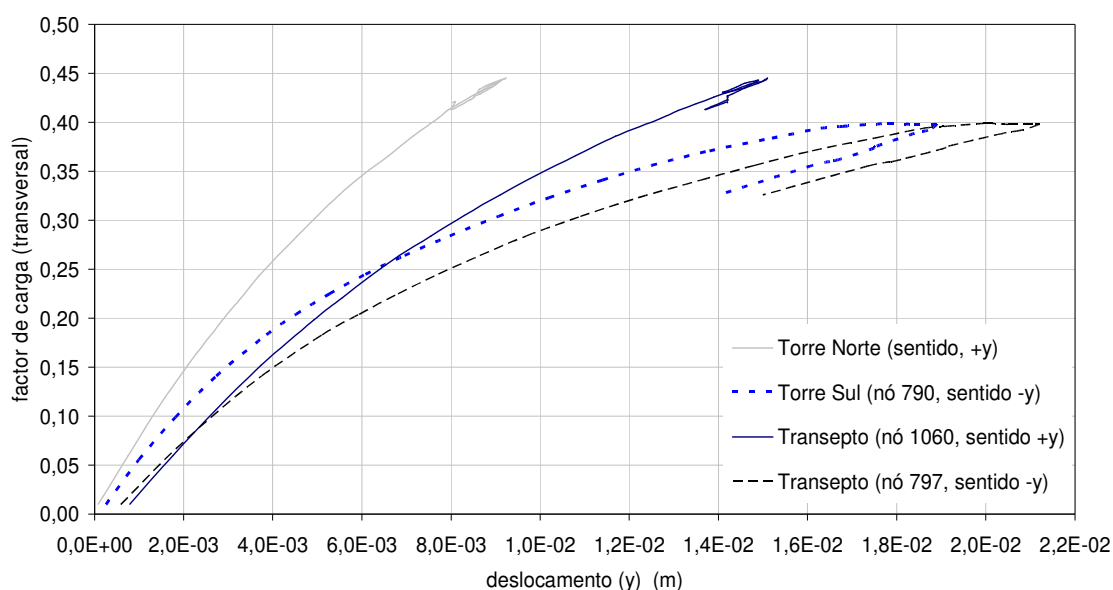


Fig. 5.48 - Deformabilidade das torres e do transepto nas análises “pushover” transversais: sentido  $Y^+$  versus sentido  $Y^-$ .

- os factores de carga crítica da Igreja são:
  - direcção vertical (Z):  $\lambda=0.32g$ ;
  - direcção transversal (sentido  $Y^-$ ):  $\lambda^-=0.40g$ ;
  - direcção transversal (sentido  $Y^+$ ):  $\lambda^+=0.44g$ ;
- a capacidade dos pilares da nave, em termos de ductilidade, é variável em função das condições do seu funcionamento estrutural (flexão composta), estimando-se em 2.5, no “pushover”  $Y^+$ , e em 3.7 no “pushover”  $Y^-$ ;

- a recorrente incidência de mecanismos de colapso na nave da Igreja indicia a maior vulnerabilidade relativa da nave, nomeadamente dos pilares;
- salvaguardando a possibilidade de menor representatividade das análises estáticas “pushover” na avaliação da capacidade estrutural da Igreja, e atendendo ao elevado valor patrimonial do monumento, salienta-se a necessidade de proceder a análises dinâmicas não-lineares para caracterizar o seu desempenho sob acções sísmicas intensas;
- os elevados factores de carga lateral (0.40-0.44), comparados com o coeficiente sísmico ( $\beta=0.22$ ), preconizado no (RSA, 1983), para análises estáticas equivalentes à acção sísmica, sugerem uma boa capacidade resistente da Igreja para acções horizontais e justificam a utilização de cenários sísmicos com elevado período de retorno nas simulações dinâmicas.

### 5.5 Análises não-lineares dinâmicas

Os resultados das análises estáticas não-lineares preliminares, apresentados e discutidos nas secções anteriores, confirmam a vulnerabilidade da nave da Igreja na direcção transversal (direcção Y). De facto, é na nave que incidem os potenciais modos de colapso que comprometem a capacidade de carga lateral da Igreja. Salvaguardando a possibilidade do “pushover” poder não ser representativo justifica-se a necessidade de caracterizar o comportamento dinâmico da Igreja na direcção transversal, em particular, das vulnerabilidades identificadas recorrendo a um conjunto de simulações numéricas não-lineares sob acções sísmicas.

Para o efeito, a acção sísmica é definida através de séries temporais de aceleração para cenários de casualidade sísmica associados a períodos de retorno de 475, 975 e 5000 anos, ver Tabela 4.8, na secção 4.6. Para a integração da equação do movimento utilizou-se o método HHT (ou método  $\alpha$ ), com um passo  $\Delta t$  de 0.01 segundos. Para a simulação do amortecimento viscoso equivalente, adoptou-se a formulação de Rayleigh com um coeficiente de amortecimento de 2%. Todas as simulações numéricas foram efectuadas com o programa de cálculo (DIANA, 2005) admitindo comportamento não-linear físico e geométrico. O processo iterativo utilizado na pesquisa da solução foi o método de Newton-Raphson Regular combinado com o critério de convergência da energia interna com uma tolerância de  $1.0E^{-3}$ .

O método HHT foi utilizado por ser incondicionalmente estável e por permitir, adicionalmente, o amortecimento dos modos espúrios de elevada frequência sem afectar a contribuição dos modos fundamentais para a resposta. O passo de 0.01 segundos, condicionado à discretização do sinal sísmico, é suficientemente pequeno para descrever com precisão a contribuição dos modos superiores com relevância para a resposta. O amortecimento de 2% foi utilizado para considerar os mecanismos de dissipação de energia não incluídos no modelo. Para mais detalhes ver secção 2.6.3.

A análise da resposta obtida, que seguidamente se apresenta, focaliza-se em pontos críticos do pórtico central transversal à nave, por ter sido previamente identificado como a sub-estrutura

potencialmente mais vulnerável e condicionante do comportamento dinâmico da Igreja. Em particular, a resposta temporal é analisada em termos dos seguintes parâmetros:

- Reacção vertical ( $R_z$ ) nos pilares (nós 3633 e 3651);
- Deslocamento vertical ( $D_z$ ) da chave da abóbada (nó 268);
- Deslocamento horizontal ( $D_y$ ) do fuste dos pilares (nó 3665 e nó 3647);
- Deslocamento horizontal ( $D_y$ ) do topo das paredes Norte e Sul (nó 815 e nó 1051);

Adicionalmente, analisa-se o comportamento do campanário da Torre Sul em termos do deslocamento horizontal ( $D_x$  e  $D_y$ ) do nó de topo e do esforço normal de tracção dos seus elementos verticais.

A análise integrada destes elementos de resposta é usada para identificar, por cenário sísmico, a ocorrência de eventual colapso estrutural. Para os cenários associados a colapso aparente da estrutura segue-se uma análise mais detalhada do desempenho das secções críticas em termos de diagramas momento-curvatura e das curvas tensão-extensão (nas fibras mais comprimidas) nos pilares e paredes do pórtico central, inferindo-se sobre a extensão do dano associado. Por último, analisa-se a resposta da Igreja em termos de corte basal por cenário sísmico e período de retorno.

Após a simulação da resposta sísmica são efectuadas novas análises modais, a partir das quais se infere sobre o grau de dano modal médio através da estimativa da rigidez modal remanescente.

#### 5.5.1. Cenários de 475 anos de período de retorno

Os resultados correspondentes à resposta sísmica da Igreja, para cenários de 475 anos de período de retorno, apresentam-se no Anexo V.1. Da análise desses elementos não são aparentes quaisquer indícios de colapso da Igreja. Contudo, a resposta dinâmica do pórtico central, em termos da reacção vertical, na base dos pilares, evidencia um comportamento estrutural com acentuado “efeito de pórtico” (pilar-parede) na direcção transversal da nave, com oscilações de esforço axial, especialmente elevadas (-40% a +60%) no caso do pilar Norte. No caso do contraforte central da parede Norte, o efeito de pórtico é responsável por oscilações do esforço axial de -60% a +60%, ao nível da cobertura dos Claustros. Bastante menos significativo, no caso do contraforte central da parede Sul, este efeito justifica oscilações de esforço axial da ordem dos 5%.

Na resposta em termos de deformabilidade horizontal salienta-se que, apesar da maior vulnerabilidade da direcção transversal da nave, conforme se mostrou nas secções anteriores, a pequena amplitude dos deslocamentos transversais exigidos à nave e aos pilares, nestes cenários sísmicos, deixa antever uma contribuição residual dos efeitos geométricos não-lineares, no desempenho estrutural dos elementos verticais. Efectivamente, registam-se deslocamentos transversais máximos de: (i) 3.6 cm, no fuste, e de 2.3 cm no topo do pilar Norte a que correspondem, respectivamente, deslocamentos relativos (“drift”) de 0.3% e de 0.13%; (ii) 2.7 cm, na parede Sul, e de 1.6 cm na parede Norte (relativo ao nível dos Claustros) a que corresponde, respectivamente, o “drift” de 0.13% e de 0.26%.



Em relação ao campanário da torre Sul, regista-se também a pequena amplitude dos deslocamentos (entre -1.0 e +1.0 cm) do seu nó de topo (nó 4163). Da análise da resposta dos elementos verticais do campanário (barras 1609, 1611, 1613 e 1615, ver Anexo I) regista-se a eminência de esforço axial de tracção apenas em alguns elementos, não sendo expectável o colapso do campanário por derrubamento para este cenário sísmico. Por seu lado, também as máximas tensões de compressão são muito inferiores à capacidade admitida de 10MPa.

### 5.5.2. Cenários de 975 anos de período de retorno

Os resultados correspondentes à resposta sísmica da Igreja, para cenários de 975 anos de período de retorno, apresentam-se no Anexo V.2. Da análise desses elementos não são aparentes quaisquer indícios de colapso da Igreja. Contudo, a resposta do pórtico central, em termos de reacção vertical na base dos pilares, evidencia um comportamento estrutural com acentuado efeito de pórtico (pilar-parede), na direcção transversal da nave, com variações de esforço axial na base, especialmente elevadas (-60% a +60%) no caso do pilar central Norte. No caso do contraforte central da parede Norte, o efeito de pórtico é responsável por oscilações do esforço axial, ao nível da cobertura dos Claustros, de -110% a +50%. Bastante menos significativo, no caso do contraforte central da parede Sul, este efeito justifica oscilações do esforço axial da ordem dos 15%.

Na resposta em termos de deformabilidade horizontal salienta-se que, apesar da maior vulnerabilidade da direcção transversal da nave, conforme se mostrou nas secções anteriores, a pequena amplitude dos deslocamentos transversais exigidos à nave e aos pilares, nestes cenários sísmicos, deixa antever uma contribuição residual dos efeitos geométricos não-lineares, no desempenho estrutural dos elementos verticais. Efectivamente, registam-se deslocamentos máximos de: (i) 3.7 cm, no fuste, e de 2.4 cm no topo do pilar Norte a que corresponde, respectivamente, o "drift" de 0.31% e de 0.13%; (ii) 2.3 cm, na parede Sul, e de 1.5 cm na parede Norte (relativo ao nível dos Claustros) a que corresponde, respectivamente, o "drift" de 0.11% e de 0.24%.

Em relação ao campanário da torre Sul, regista-se a pequena amplitude dos deslocamentos (entre -1.6 e +1.6 cm) do seu nó de topo (nó 4163). Da análise da resposta dos elementos verticais do campanário (barras 1609, 1611, 1613 e 1615, ver Anexo I), regista-se a ocorrência de pequenos esforços de tracção, sem que, contudo, tal ocorra em simultâneo em dois ou mais elementos verticais. Assim, também não é expectável o colapso do campanário por derrubamento para os cenários de 975 anos de período de retorno.

### 5.5.3. Cenários de 5000 anos de período de retorno

Os resultados correspondentes à resposta da Igreja para os cenários sísmicos com 5000 anos de período de retorno apresentam-se no Anexo V.3. Da análise desses elementos é aparente a ocorrência de alterações no comportamento estrutural do pórtico central que indiciam o colapso parcial da Igreja no caso dos sinais sísmicos 5000\_M82\_2 e 5000\_M82\_3. Estas alterações são notórias na

resposta temporal dos pilares, em termos de reacção vertical na base e de deslocamento horizontal no fuste, bem como ainda na resposta em deslocamento vertical da chave da abóbada, ver Anexo V.3. Na Fig. 5.49 e Fig. 5.50 ilustram-se as configurações de colapso associadas a ambos os sinais, sendo aparente, em qualquer dos casos, o colapso do(s) pilar(es) Norte e, conseqüentemente, o colapso parcial da abóbada da nave. Estes resultados confirmam a importância e a vulnerabilidade dos pilares da nave no desempenho sísmico da Igreja.

A análise da resposta do pórtico central, em termos da reacção vertical na base dos pilares, evidencia ainda, à semelhança do que acontece nos cenários sísmicos menos severos, um comportamento estrutural, anterior ao colapso, com acentuado efeito de pórtico (pilar-parede) na direcção transversal da nave, responsável por variações de esforço axial de -90% a +90%, no caso do pilar Norte. Sobre o contraforte central da parede Norte, ao nível da cobertura dos Claustros, o efeito de pórtico é bastante mais expressivo com oscilações do esforço axial de -150% a +120%. Bastante menos significativo no contraforte central da parede Sul, este efeito justifica oscilações da ordem dos  $\pm 25\%$ .

Após o início do colapso (aprox. aos 13 segundos da acção) é visível uma redução da ordem dos 80% na reacção vertical do pilar Norte e, conseqüentemente, um incremento no pilar Sul e no contraforte central da parede Norte, ao nível da cobertura dos Claustros, respectivamente de 30% e de 50% e um decréscimo da ordem dos 5% no contraforte da parede Sul.

A deformação horizontal do pórtico transversal à nave, incide sobretudo no fuste dos pilares. Contudo a pequena magnitude desses deslocamentos, até ao início do colapso, sugere uma contribuição residual dos efeitos geométricos não-lineares no comportamento estrutural dos pilares e, conseqüentemente, na origem do colapso. Com efeito, da análise da resposta temporal da deformabilidade (Anexo V.3), no período que antecede o colapso, registam-se deslocamentos transversais máximos de: (i) 6.2 cm, no fuste, e de 3.9 cm, no topo, no caso do pilar Norte a que corresponde, respectivamente, o "drift" de 0.52% e de 0.21%; (ii) 4.1 cm, na parede Sul, e de 2.6 cm na parede Norte (ao nível da cobertura dos Claustros) a que corresponde, respectivamente, o "drift" de 0.20% e de 0.42%.

Em relação ao campanário da torre Sul, apesar da severidade da acção sísmica, registam-se, ainda deslocamentos horizontais, nó de topo (nó 4163), com amplitudes inferiores aos 2.5 cm. Regista-se também a ocorrência de esforços normais de tracção, ou a sua eminência, em todos os elementos verticais do campanário (barras 1609, 1611, 1613, 1615, ver Anexo I). A ocorrência de tracção simultânea em dois elementos verticais (barras 1613 e 1615), no instante  $t=12,3$  segundos, no caso da acção sísmica 5000\_M82\_2, conforme se ilustra no Anexo V.3, deixa antever o risco de colapso por derrubamento para os cenários com 5000 anos de período de retorno.

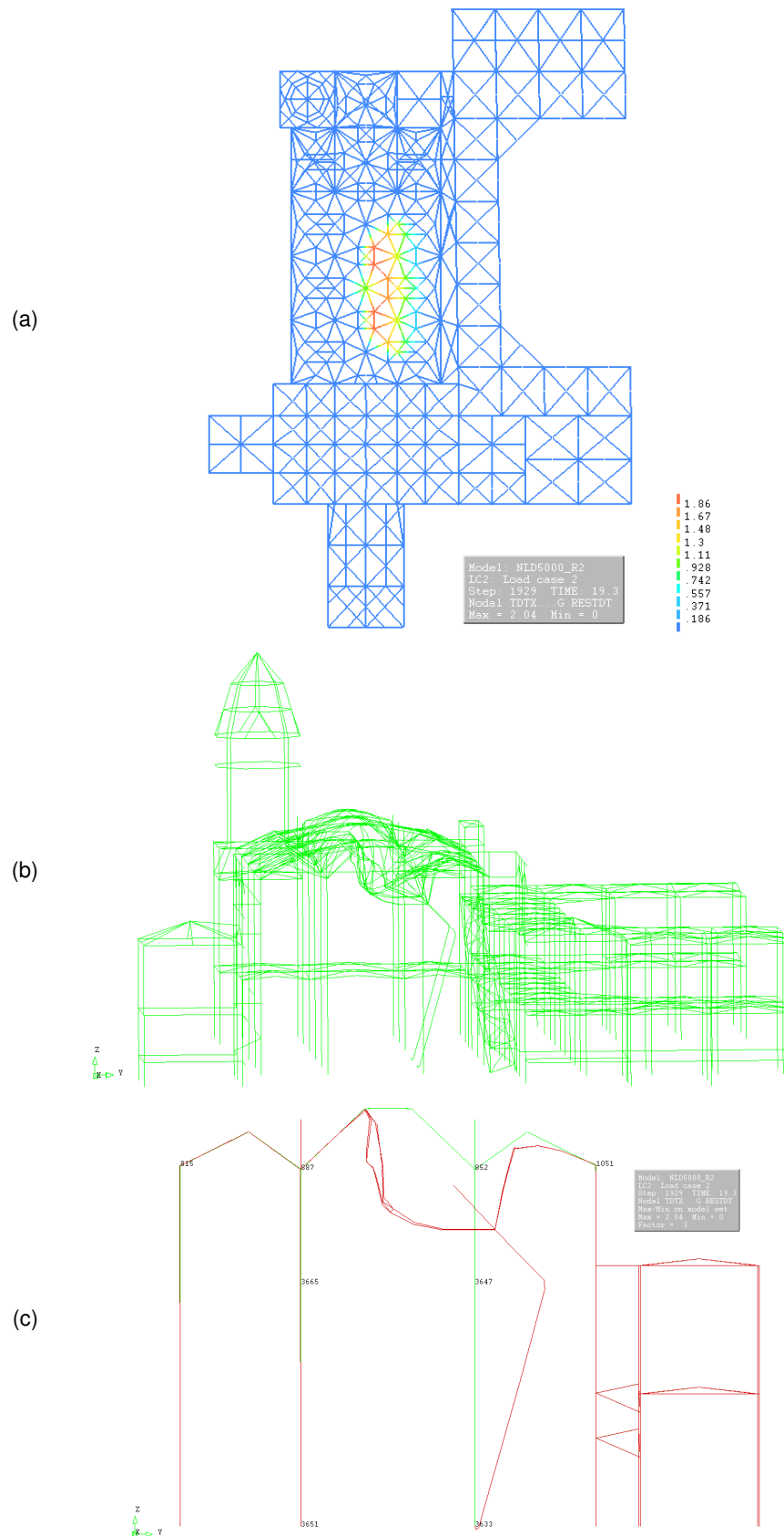


Fig. 5.49 - Configuração do potencial modo de colapso para o sinal sísmico 5000\_M82\_2: (a) planta; (b) perspectiva; (c) pórtico central transversal à nave.

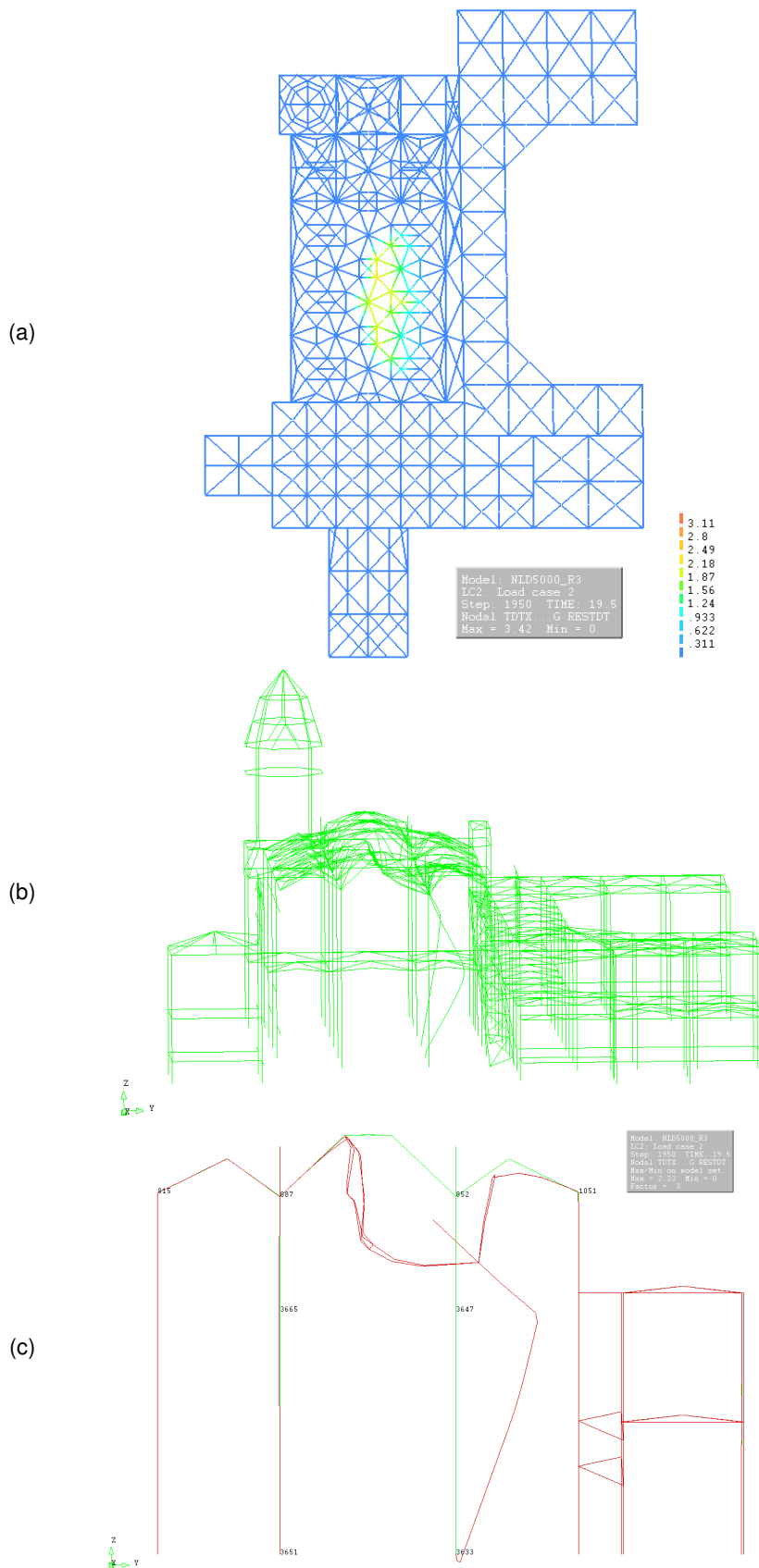


Fig. 5.50 - Configuração do potencial modo de colapso para o sinal sísmico 5000\_M82\_3: (a) planta; (b) perspectiva; (c) pórtico central transversal à nave.

Analisa-se de seguida, com mais detalhe, a resposta do pórtico central transversal à nave, nomeadamente do pilar Norte e das paredes Norte e Sul, aos sinais sísmicos 5000\_M82\_2 e 5000\_M82\_3, potencialmente associadas ao colapso. No caso dos pilares a resposta é analisada em três secções do seu fuste: base, topo e uma secção intermédia (médio fuste).

A resposta em termos dos diagramas momento-curvatura, ilustrada na Fig. 5.51a, regista uma evolução da degradação da rigidez e da resistência à flexão do pilar Norte. Os diagramas evidenciam um comportamento assimétrico das secções, consoante os momentos flectores transversais ( $M_{z,local}$ ) agravam, ou não, a compressão excêntrica das cargas permanentes ( $M_{z,cp}=100$  kN.m na base e  $M_{z,cp}=-80$  kN.m no topo). Assim, nota-se uma maior degradação da rigidez e da resistência à flexão associada às fibras mais comprimidas em cada secção: fibras 3 e 4, na secção intermédia e na secção do topo, e fibras 15 e 16 na secção da base. Na secção da base a degradação culmina na perda total de resistência.

A análise das curvas tensão-extensão, apresentadas na Fig. 5.51b, correspondentes às fibras mais comprimidas naquelas secções, evidencia a elevada degradação em compressão da secção da base e da secção intermédia do pilar Norte bem como a importante fendilhação ( $\epsilon_{axial} \gg \epsilon_{ck}$ ) registada em qualquer das três secções. Na secção do topo não há danos em compressão (extensões axiais inferiores a 0.5‰). Na secção intermédia salienta-se a rápida degradação (2 ciclos após o pico) da rigidez e da resistência e as elevadas extensões axiais após a ruína da fibra (extensões muito superiores a 1.25‰). Comparativamente com a secção do médio fuste, a degradação (da rigidez e da resistência) na secção da base é mais lenta mas, as extensões axiais, tanto em tracção como em compressão, são bastante maiores.

Na Fig. 5.52 representam-se as curvas momento-curvatura para as secções críticas do pilar central Sul bem como as curvas tensão extensão nas respectivas fibras mais comprimidas. Da análise das curvas tensão-extensão nota-se a ausência de ruína de qualquer das fibras e o registo de pequenas deformações axiais em tracção. Contudo, na secção da base a ruína da fibra mais comprimida aparece como eminente (pós-pico instável).

Complementarmente, a análise do diagrama de interacção de esforços N-M, na secção da base, representado na Fig. 5.53, evidencia que o colapso do pilar Norte é condicionado pela combinação de moderados esforços axiais de compressão ( $\nu < 0.40$ ) com elevados momentos flectores, ou seja, acentuada compressão excêntrica com o centro de pressões fora do núcleo central da secção. A assimetria na distribuição dos esforços de interacção N-M é o reflexo da alternância assimétrica da compressão excêntrica e da evolução do dano na secção. A análise do diagrama de interacção N-M, antes e após o início do colapso, permite concluir que a redução da rigidez e da resistência, registada nos diagramas momento-curvatura, se deve, especialmente na secção intermédia e do topo, não só ao dano mas também à diminuição do esforço axial permanente associada, à ruína da base do pilar.

Na Fig. 5.54 apresenta-se a distribuição do dano em compressão nas secções da base e do médio fuste do pilar central Norte. Esta interpretação resulta da análise da história das extensões axiais das respectivas fibras apresentada no Anexo V. Da análise destes elementos da resposta conclui-se que o colapso do pilar Norte é caracterizado por:

- ruína total da secção da base (esmagamento da secção efectiva remanescente);
- ruína parcial da secção do fuste (esmagamento apenas de fibras sob maior compressão das cargas permanentes, isto é, fibras 3 e 4);
- fraca degradação da secção do topo (dano parcial nas fibras 3 e 4).

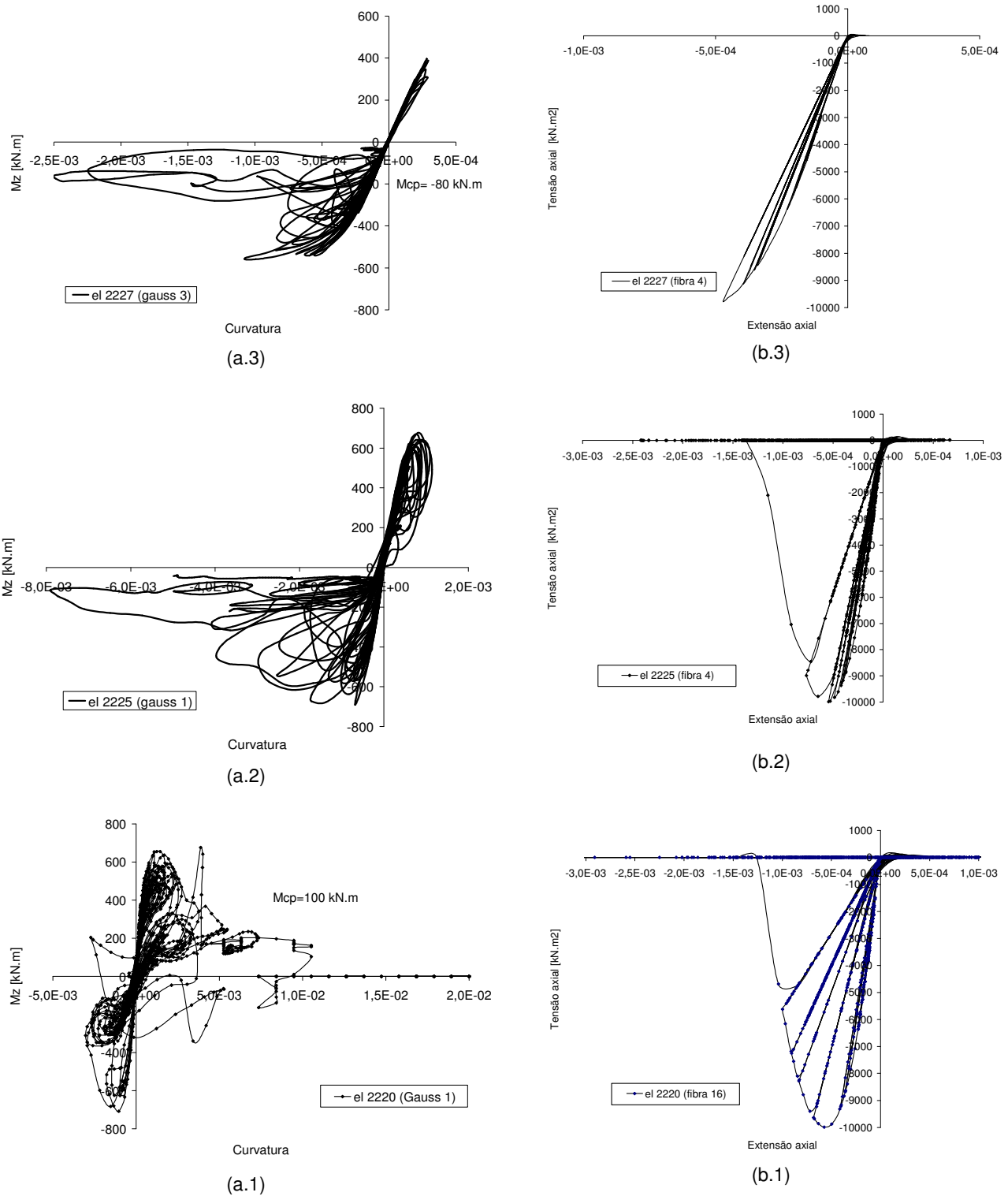


Fig. 5.51 - Resposta do pilar central Norte ao sinal sísmico 5000\_2: (a) diagramas momento-curvatura; (b) curvas tensão-extensão das fibras mais comprimidas. (1 - base; 2 - secção intermédia; 3 - topo).

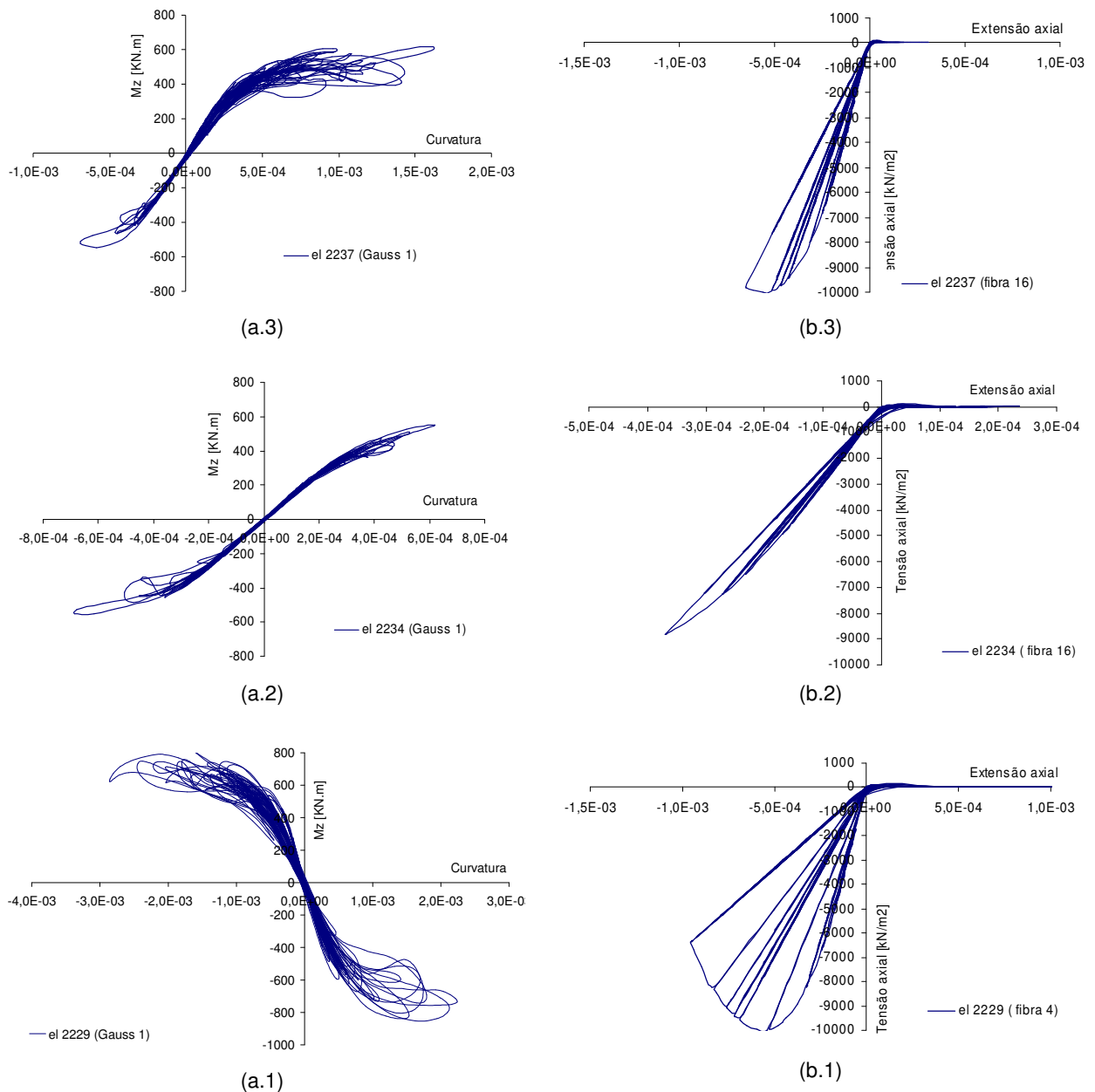


Fig. 5.52 - Resposta do pilar central Sul ao sinal sísmico 5000\_2: (a) diagramas momento-curvatura; (b) curvas tensão-extensão das fibras mais comprimidas (1 - base; 2 - secção intermédia; 3 - topo).

Nas paredes laterais da nave, a resposta é analisada na secção crítica dos contrafortes centrais, localizada, ao nível da cobertura dos Claustros, na parede Norte, e no nível imediatamente acima da porta Sul da Igreja, na parede Sul.

A resposta em termos de diagramas momento-curvatura, representada na Fig. 5.55a, evidencia uma maior degradação relativa da rigidez/resistência das fibras mais comprimidas das correspondentes secções (fibras 7/8/9, na parede Sul, e fibras 10/11/12, na parede Norte). Contudo, a análise das curvas tensão-extensão, representadas na Fig. 5.55b, relativas ao desempenho das fibras mais comprimidas nas secções críticas, sugere elevada fendilhação mas reduzidos danos em compressão em ambas as paredes, apesar da maior incidência na parede Norte.

No caso do sinal sísmico 5000\_3, os resultados nas secções críticas analisadas no pilar Norte e nas paredes Norte e Sul, em termos de momento-curvatura e de tensão-extensão, das fibras mais comprimidas, são muito semelhantes aos aqui apresentados para o sinal 5000\_2.

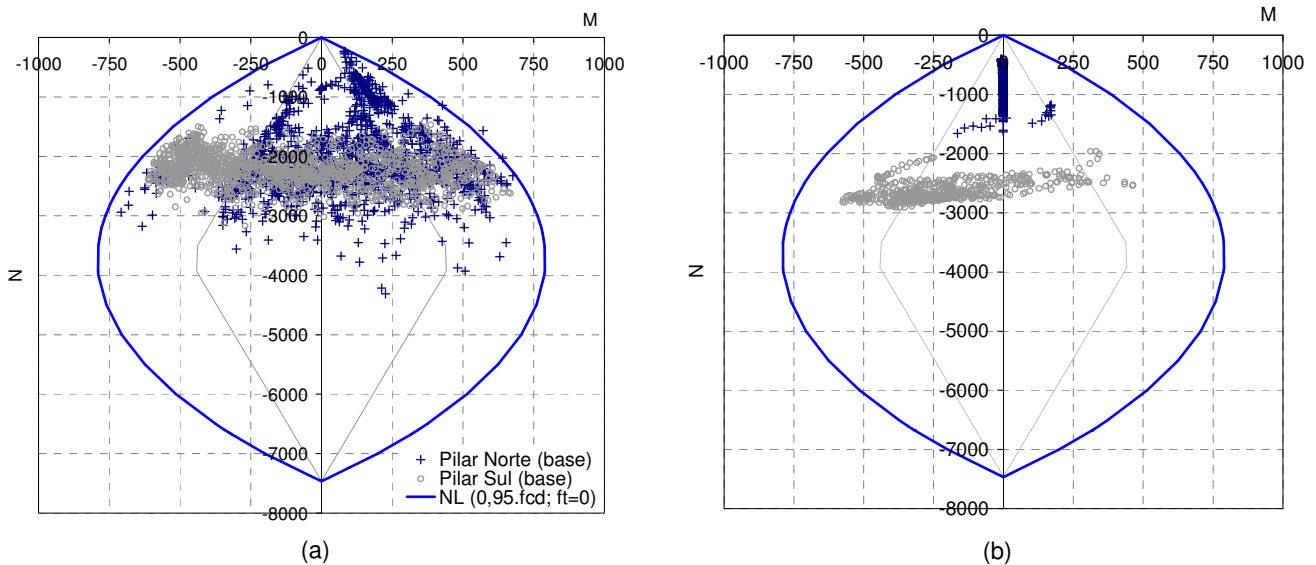


Fig. 5.53 - Interação de esforços N-M na secção da base do pilar Norte e Sul para o sinal sísmico 5000\_2: (a) antes do colapso; (b) após o início do colapso.

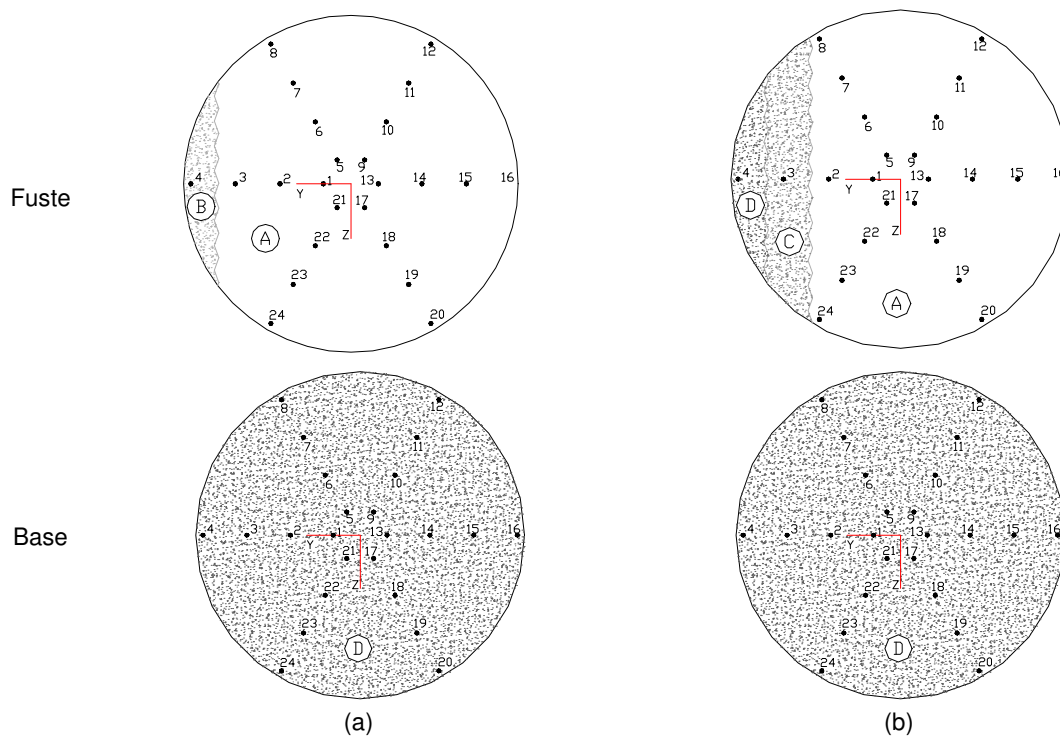


Fig. 5.54 - Representação esquemática do dano em compressão na secção da base e do médio fuste do pilar Norte (pórtico central) correspondente ao sinal: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.



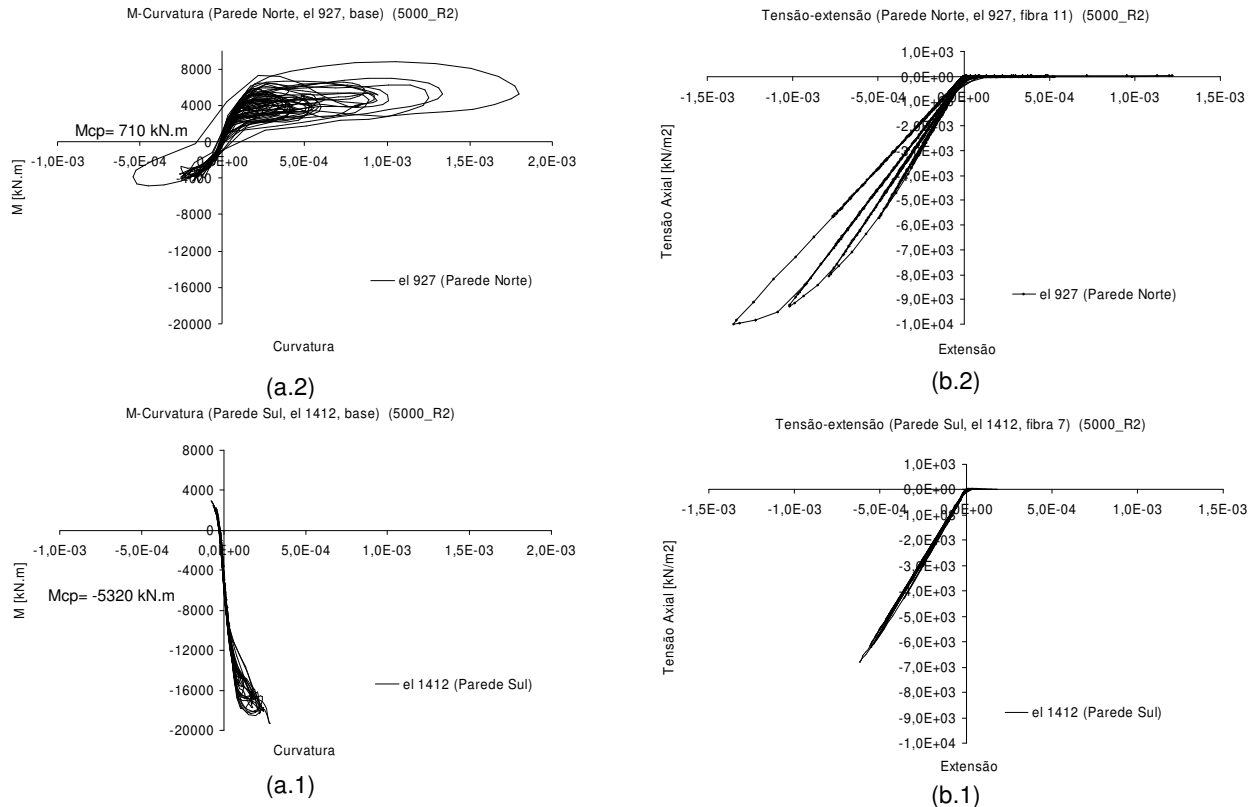


Fig. 5.55 - Resposta das paredes laterais, Norte e Sul, ao sinal sísmico 5000\_2: (a) diagramas momento-curvatura nas secções críticas; (b) curvas tensão-extensão (das fibras mais comprimidas) (1 - Sul; 2 - Norte).

#### 5.5.4. Análise do corte basal

A análise da resposta dinâmica ao corte basal é efectuada, para os diferentes períodos de retorno, em termos globais para a estrutura da Igreja e em termos parciais para as sub-estruturas indicadas na Fig. 5.56:

- Zona A (Torres + Refeitório + parte Poente dos Claustros);
- Zona B (Nave + parte central dos Claustros);
- Zona C (Transepto + Capelas + Abside + Sacristia + parte Nascente dos Claustros).

A análise da distribuição do corte basal evidencia a heterogeneidade estrutural da Igreja em planta e em correspondência com as sub-estruturas A, B e C. Efectivamente, da análise do gráfico da Fig. 5.57a, onde se representa a média dos coeficientes de corte basal (máximos) por período de retorno e por sub-estrutura (A, B e C), conclui-se que os coeficientes de corte basal nas zonas A e C são sensivelmente 2 a 4 vezes os registados na zona B. Estes resultados reflectem o contraste da rigidez estrutural em planta, nomeadamente entre a zona B (nave da igreja), menos rígida, e as zonas A e C, bastante mais rígidas e que funcionam como contraventamentos da Igreja.

A história dos coeficientes de corte basal, globais e parciais, por período de retorno consta no Anexo V.

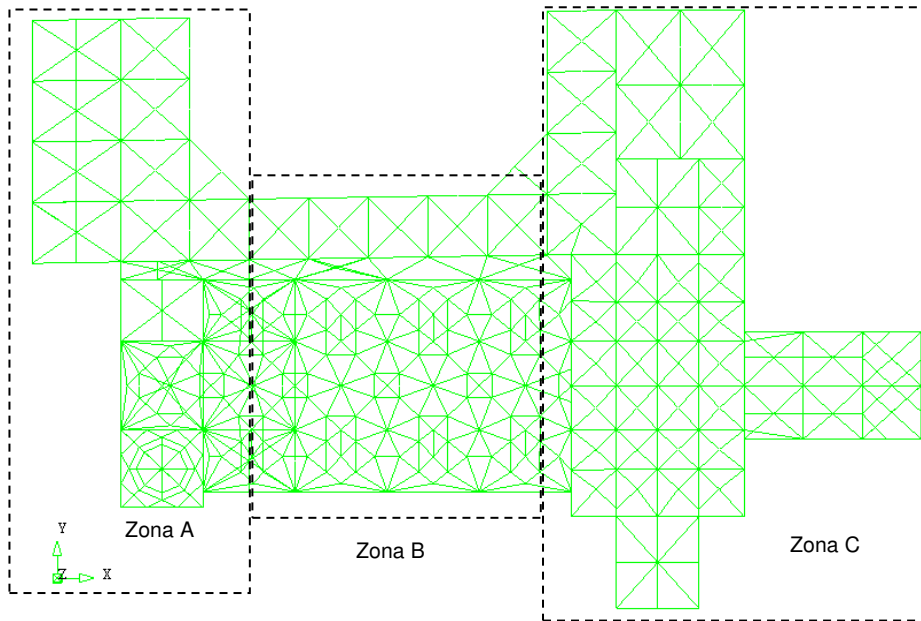


Fig. 5.56 - Planta do modelo de elementos finitos da Igreja com indicação das sub-estruturas A, B e C.

Em termos globais representam-se no gráfico da Fig. 5.57b os valores máximos do coeficiente de corte basal por período de retorno e por sinal sísmico. O crescimento do corte basal com o período de retorno é um reflexo da maior severidade dos correspondentes cenários sísmicos.

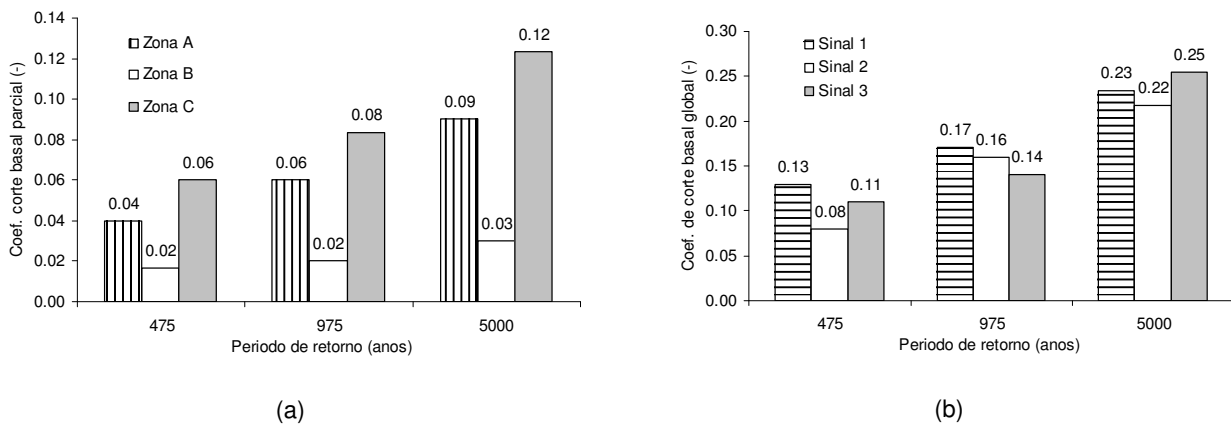


Fig. 5.57 - Coeficientes de corte basal obtidos por período de retorno: (a) média dos máximos por zona estrutural (A, B e C); (b) valores máximos globais por sinal sísmico (acelerograma).

Na Fig. 5.58 representam-se os resultados do corte basal, parciais e globais, em função do PGA da excitação sísmica usada nas diferentes simulações numéricas do desempenho sísmico da Igreja. Em termos globais é aparente uma correlação aproximadamente linear, com valores de PSA(g) (ou equivalentes coeficientes de corte basal) semelhantes aos correspondentes valores de PGA(g) da ação sísmica. A semelhança entre o PSA e o PGA é um indicador da elevada rigidez global média da construção, pois os acelerogramas utilizados tem frequências predominantes diferentes entre si, ver Anexo IV.

Nota-se também o reduzido contributo da nave da Igreja (zona B) para os coeficientes de corte globais. Este contributo é tanto menor, em termos relativos, quanto maior for o período de retorno. Os pilares da nave, pese embora a sua importância para a integridade estrutural da Igreja, têm um contributo residual para o corte basal em qualquer dos cenários sísmicos.

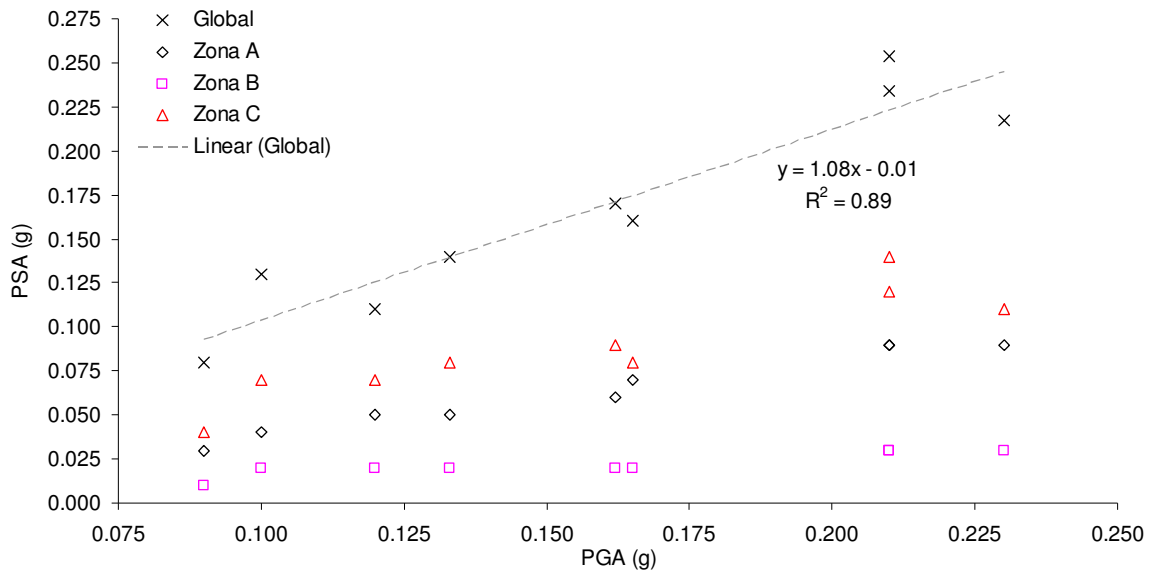


Fig. 5.58 - Coeficientes de corte basal máximos (ou equivalente PSA(g)), parciais e globais, versus PGA(g).

A Fig. 5.59 ilustra a relação, na direcção transversal à nave, entre os coeficientes de corte basal global ( $\beta$ ) estáticos, obtidos em análises “pushover”, e a envolvente do coeficiente de corte basal global (equivalente) obtido na análise dinâmica sob a excitação do sinal sísmico 5000\_2.

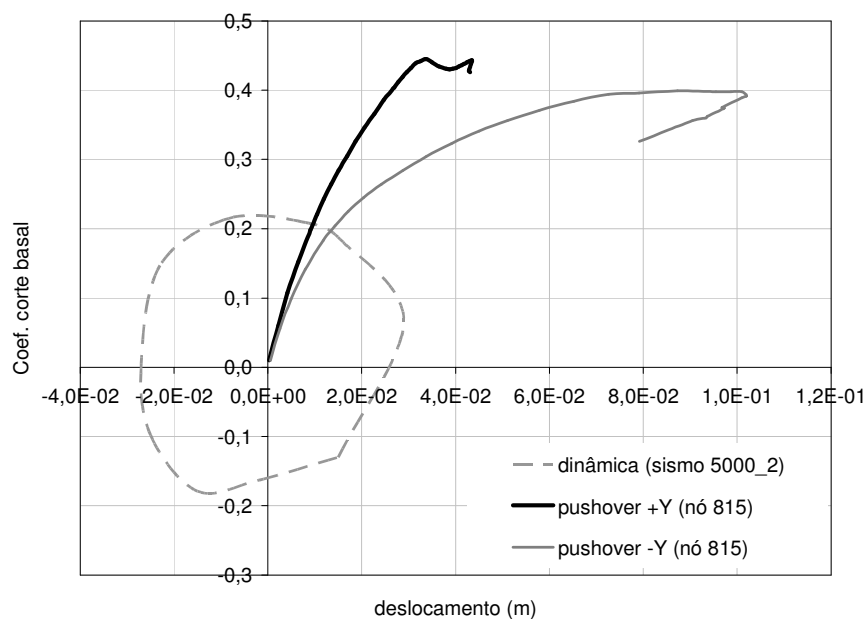


Fig. 5.59 - Envolvente do corte basal dinâmico versus curvas de capacidade do “pushover” uniforme (+Y e -Y).

Da comparação dos resultados obtidos nestas duas estratégias de análise resulta que: (i) os modos de colapso são distintos em ambas as estratégias, envolvendo os pilares, as paredes e a abóbada, nas análises “pushover”, e envolvendo o pilar Norte e a abóbada, nas análises dinâmicas; (ii) o colapso do pilar Norte ocorre em ambas as estratégias com configurações semelhantes; (iii) nas análises “pushover”, o colapso do pilar Norte corresponde ao maior factor de carga (0.44g) e o colapso do pilar Sul ao menor factor de carga (0,40g); (iv) o máximo coeficiente de corte global dinâmico (equivalente) é aproximadamente metade dos coeficientes de corte estáticos (“pushover”); (v) os pilares tem uma contribuição residual para o corte basal global.

De (i) e (ii) conclui-se que as análises estáticas (“pushover”) foram adequadas para identificar as vulnerabilidades sísmicas da Igreja. Por seu lado, os resultados (iii) e (iv) sugerem que o “pushover” uniforme não é representativo do comportamento dinâmico da Igreja o que indicia que a resposta é influenciada, isolada ou combinadamente, por efeitos dinâmicos, não considerados na análise com “pushover” uniforme. A distribuição uniforme da carga lateral e a não consideração de possíveis modos superiores na resposta são apontadas como as principais razões para esta aparente falta de representatividade global.

Para perceber a importância destas causas analisa-se e compara-se, seguidamente, para ambas estratégias, estática e dinâmica, a distribuição do corte basal em planta pelas sub-estruturas A, B e C da Igreja, e a distribuição do “corte basal” no pilar central Norte, conforme se representa na Fig. 5.60. Da sua análise conclui-se adicionalmente que: (vi) a distribuição de corte basal em planta é, em termos percentuais, idêntica em ambas as estratégias e sentidos ( $\approx 38\%$  na zona A;  $\approx 10\%$  na zona B e  $\approx 52\%$  na zona C); (vii) o coeficiente de corte basal global (equivalente), obtido na análise dinâmica, subestima significativamente o corte basal no pilar Norte (com efeito ao coeficiente global de 0.23 está associado um coeficiente de corte efectivo de 2.9 no pilar Norte); (viii) os coeficientes de corte basal global não são, em qualquer das estratégias, representativos do comportamento dos pilares da nave, em particular dos pilares Norte.

O elevado coeficiente de corte transversal sobre o pilar Norte é indicativo da importância da contribuição de modos mais energéticos na sua resposta dinâmica. As elevadas acelerações obtidas no fuste do pilar Norte, da ordem dos 3.0g, ilustradas na Fig. 5.61, corroboram esta interpretação. Complementarmente, Peña et al. (2010) salientam a importância da influência da distribuição da carga lateral nos resultados das análises estáticas (“pushover”). Nesse sentido é possível que a representatividade global das análises estáticas possa melhorar com o “pushover” triangular ou com o “pushover” proporcional ao primeiro modo (de translação global).

Desta forma, o contraste entre os valores dos coeficientes de corte global dinâmico (0.23) e de corte dinâmico no pilar Norte (2.9) atribui-se, plausivelmente, ao resultado de efeitos dinâmicos sobre os pilares Norte que envolvem a contribuição de modos superiores na sua resposta. Por seu lado, o contraste entre os valores dos coeficientes de corte global dinâmico (0.23) e de corte global estático (0.44) é, fundamentalmente, interpretado como plausível resultado da reduzida representatividade da distribuição uniforme da carga lateral.

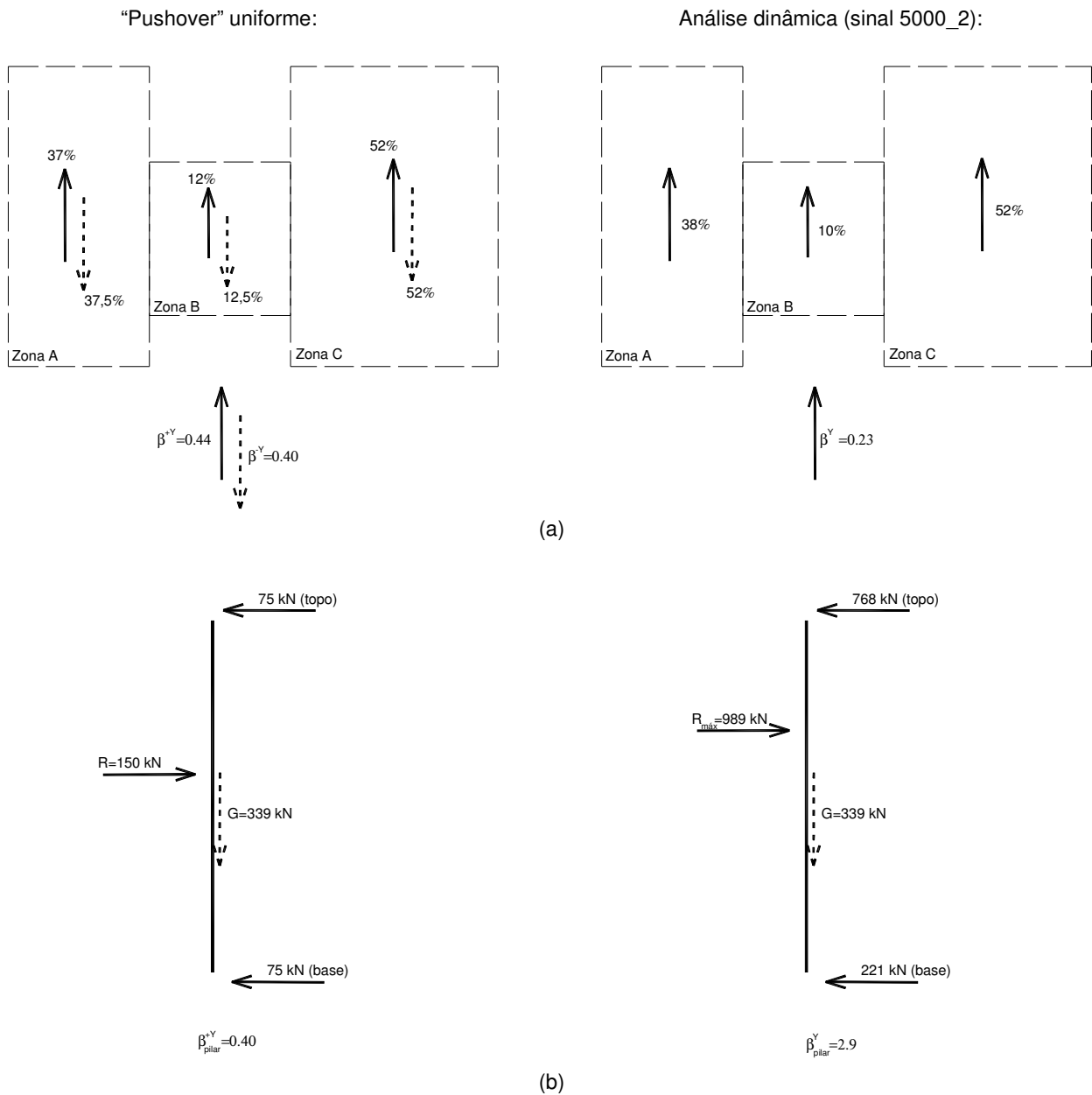


Fig. 5.60 - Corte basal estático ("pushover" uniforme, +Y e -Y) versus envolvente do corte basal dinâmico (sinal sísmico 5000\_2): (a) distribuição percentual em planta; (b) pilar central Norte da nave (zona B).

Da análise efectuada conclui-se que as análises com "pushover" uniforme realizadas foram eficazes na detecção das principais vulnerabilidades sísmicas da Igreja mas pouco representativas do comportamento dinâmico do pilar Norte. Nesse sentido, os resultados estáticos são qualitativamente representativos do comportamento dinâmico global. Quantitativamente os resultados globais do "pushover" são condicionados por um comportamento estático dos pilares que não tem correspondência com os fenómenos dinâmicos identificados, associados à importante contribuição de modos superiores na resposta dos pilares, sobretudo nos pilares Norte.

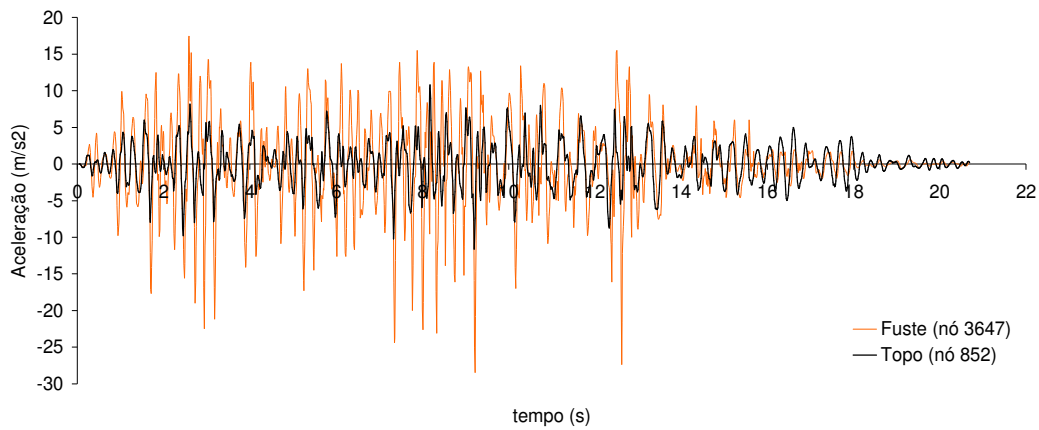


Fig. 5.61 - História da aceleração no fuste do pilar central Norte (no topo e numa secção intermédia) para o sinal sísmico 5000\_2.

### 5.5.5. Análise modal após acção sísmica

Nos casos em que não houve colapso aparente da estrutura da Igreja, após a simulação numérica do desempenho sísmico, procedeu-se a nova análise modal. No gráfico da Fig. 5.62 apresentam-se as frequências dos primeiros 16 modos de vibração encontrados, quer para a estrutura “original” quer para a estrutura após a resposta aos diferentes cenários sísmicos (período de retorno).

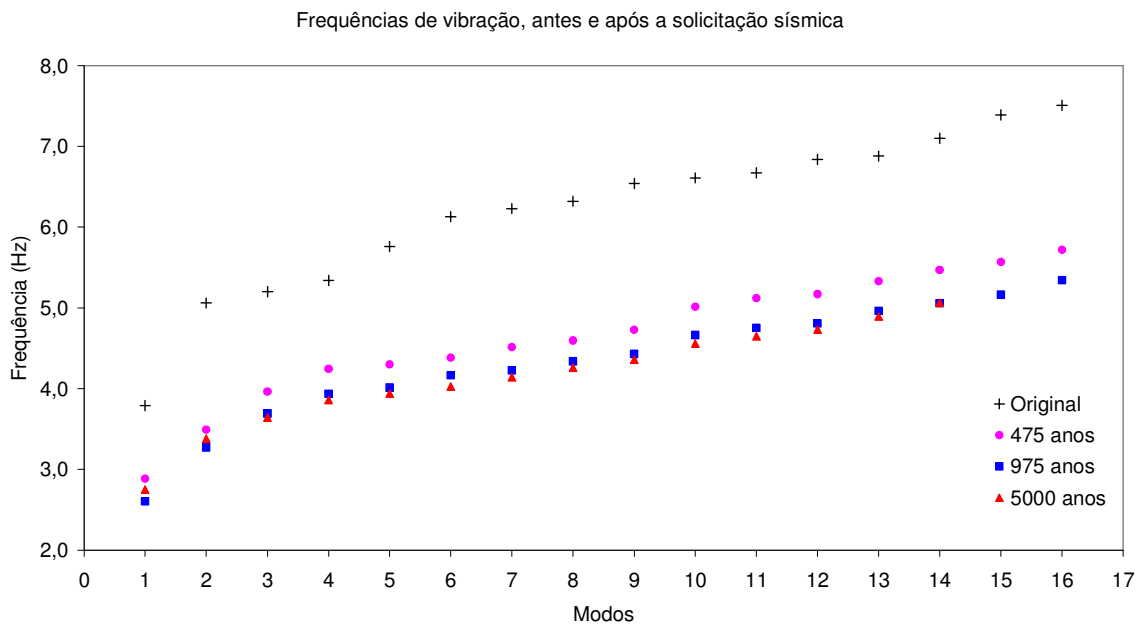


Fig. 5.62 - Valores médios (por período de retorno) das frequências modais da Igreja, antes e após a excitação sísmica.

Da análise da figura regista-se, após a acção sísmica:

- uma redução média de 1.5 Hz das frequências modais (médias) da Igreja;

- uma redução aproximadamente uniforme das frequências modais (médias) da Igreja, independentemente do período de retorno, o que poderá indicar uma distribuição uniforme de danos estruturais;
- o reduzido contraste das frequências modais (médias) da Igreja, apesar das diferentes características dos sinais sísmicos, em termos de duração e de PGA, pode indicar que os danos estruturais estão mais associados ao conteúdo de frequências dos acelerogramas usados, do que ao seu PGA ou duração.

## 5.6 Conclusões das análises dinâmicas

De acordo com os resultados das análises dinâmicas realizadas, para os cenários sísmicos correspondentes a 475 e 975 anos de período de retorno, com magnitudes respectivamente de  $M_w = 7.4$  e de  $M_w = 7.8$ , a Igreja ficará sob importantes estados de tensão e de fendilhação não sendo expectável a sua ruína parcial ou global.

Para o cenário de perigosidade sísmica mais severo ( $M_w = 8.2$ ), correspondente a 5000 anos de período de retorno, identificou-se potencial degradação material, especialmente nos pilares Norte da nave da Igreja, nas secções da base e do fuste, cuja ruína conduz ao seu colapso e, conseqüentemente, ao colapso parcial da abóbada da nave.

Para o campanário da torre Sul registam-se, independentemente do período de retorno da acção sísmica, reduzidos deslocamentos no topo, plausivelmente controlados pela sua elevada rigidez e pela pequena degradação material da torre Sul sob a acção sísmica. Contudo, no caso dos cenários com 5000 anos de período de retorno, os resultados das simulações numéricas sugerem o risco de derrubamento do campanário.

Independentemente dos cenários, regista-se um acentuado “efeito de pórtico”, entre as paredes e os pilares, na direcção transversal à nave (direcção Y, no modelo), que contribui para oscilações do esforço axial, relativamente às acções permanentes, que atingem, nos cenários de 5000 anos, os 90%, no caso nos pilares, e os 150% no contraforte central da parede lateral Norte. Ainda assim, o esforço de compressão máxima nestes elementos é moderado, pelo que o colapso dos pilares é condicionado pela compressão excêntrica alternada, com o centro de pressões fora do núcleo central.

Em termos de deformabilidade, a análise do “drift” na direcção transversal à nave, representado na Fig. 5.63, para nós do topo e do fuste dos pilares e paredes do pórtico central, regista-se: (1) para os cenários de 475 e 975 anos ( $PGA < 0.20g$ ) baixos valores de “drift” (inferiores a 0.5%); (2) para os cenários de 5000 anos ( $PGA > 0.20g$ ) os valores de “drift” são inferiores a 0.5%, no período de acção anterior ao colapso, pelo que os efeitos não-lineares geométricos tem pouca expressão na origem do colapso. Após o início do colapso, os efeitos geométricos não-lineares tomam expressão e agravam o processo de degradação dos pilares precipitando o seu colapso o que justifica, conforme se ilustra na Fig. 5.63, os valores de “drift” de 8 a 9% no fuste dos pilares Norte.

Em relação à análise do corte basal regista-se que o valor do PSA(g) na direcção transversal à nave da Igreja (direcção Y) é aproximadamente igual ao correspondente valor de PGA(g) dos acelerogramas. Os valores médios de PSA(g) (ou coeficientes de corte basal) obtidos, por período de retorno, são de 0.11 para 475 anos, 0.16 para 975 anos e de 0.23 para 5000 anos. Salienta-se ainda o contributo residual dos pilares da nave para o corte basal global, pese embora o seu importante contributo para a integridade estrutural da Igreja, sob acções estáticas e dinâmicas.

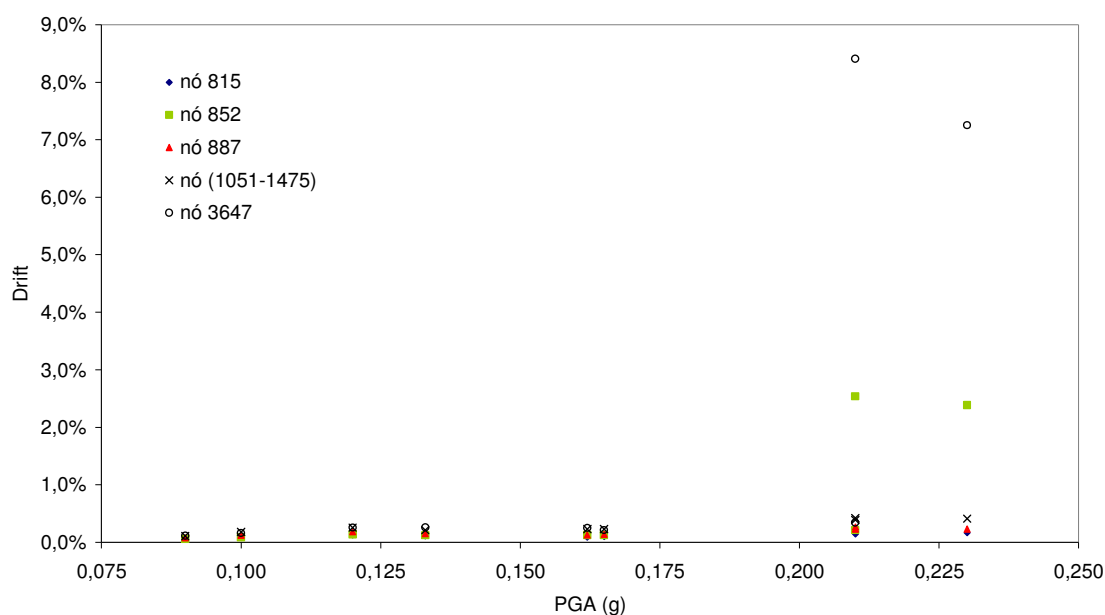


Fig. 5.63 - Valores do "drift" máximo (direcção y) em nós de referência do pórtico central transversal à nave.

Da análise comparada dos resultados, em termos de corte basal, das análises estáticas (com "pushover" uniforme) e das análises dinâmicas sob excitação sísmica dos sinais 5000\_2 e 5000\_3 (associados ao colapso da nave) conclui-se que:

- as análises com "pushover" uniforme foram eficazes na detecção das principais vulnerabilidades sísmicas da Igreja na medida em que identificaram idênticos modos de colapso;
- os coeficientes de corte basal global não são, em qualquer das estratégias, representativos do comportamento dos pilares da nave, em particular dos pilares Norte;
- o contraste entre os valores dos coeficientes de corte global estático (0.40 a 0.44) e de corte global dinâmico (0.23) é, fundamentalmente, interpretado como plausível resultado da reduzida representatividade da distribuição uniforme da carga lateral;
- o contraste entre os valores dos coeficientes de corte global dinâmico (0.23) e de corte dinâmico no pilar Norte (2.9) atribui-se, plausivelmente, ao resultado de efeitos dinâmicos sobre os pilares Norte que envolvem a contribuição de modos superiores na sua resposta;
- é possível que o "pushover" triangular ou o "pushover" proporcional ao primeiro modo possa melhorar a representatividade do corte basal global estático.



Finalmente, os resultados das análises modais realizadas após a simulação do desempenho sísmico da Igreja, indiciam uma rigidez modal média remanescente da ordem dos 50% da rigidez modal da Igreja no estado actual.



## 6. ESTUDO DE POSSIBILIDADES DE INTERVENÇÃO ESTRUTURAL

### 6.1 Introdução

De acordo com o diagnóstico, estabelecido nos Capítulos 4 e 5, o comportamento dinâmico da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos, para acções horizontais, é condicionado pelo comportamento dos pilares da nave que aparecem como os elementos mais vulneráveis. Os resultados das simulações numéricas do comportamento sísmico da Igreja sugerem mesmo a possibilidade de colapso dos pilares para cenários sísmicos com períodos de retorno iguais ou superiores a 5000 anos. Os resultados para estes cenários sugerem também a eminência de colapso do campanário da torre Sul. Neste contexto, tendo presente o elevado valor patrimonial do caso de estudo - Igreja do Mosteiro dos Jerónimos - pretende-se nesta secção propor, analisar e discutir vantagens e desvantagens de possíveis estratégias de intervenção estrutural com vista à melhoria do desempenho dinâmico e à mitigação do risco sísmico da Igreja. O recurso a simulações numéricas é fundamental na realização desta tarefa.

As possibilidades de intervenção para melhorar o desempenho sísmico das construções compreendem, em geral, soluções que, isolada ou combinadamente, promovem:

- melhoria da capacidade resistente;
- melhoria da ductilidade e/ou da capacidade da dissipação de energia (amortecimento);
- alteração criteriosa da rigidez estrutural;
- isolamento da base;
- alterações pontuais das condições de funcionamento estático da estrutura.

No caso de construções recentes, é notável a diversidade de técnicas/soluções disponíveis para a realização deste tipo de intervenções. No entanto, no caso das construções históricas, o leque de aplicabilidade de soluções é encurtado por força de condicionantes características destas construções, pois além dos requisitos de durabilidade, reversibilidade, compatibilidade e da mínima intervenção há ainda que preservar o valor histórico e arquitectónico e, nalguns casos, a autenticidade estrutural pela sua originalidade. A estas dificuldades soma-se a complexidade da avaliação à priori da eficácia de potenciais soluções de intervenção estrutural, especialmente em construções com marcado comportamento não-linear. Efectivamente, qualquer intervenção estrutural numa construção induz alterações nas suas características dinâmicas (massa, rigidez e amortecimento) que se estendem às condições em que se estabelece todo o equilíbrio dinâmico determinado pela evolução da interacção entre a exigência sísmica e a disponibilidade estrutural, ver Fig. 6.1.

Consciente desta realidade, apresentam-se e ensaiam-se neste capítulo algumas possibilidades de intervenção, discutindo-se as vantagens e as desvantagens fundamentando a sua eficácia nos resultados de simulações numéricas efectuadas com o programa de cálculo DIANA (2005).

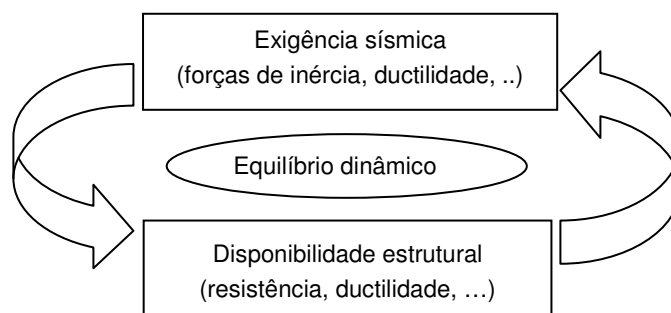


Fig. 6.1 - Interacção entre a disponibilidade estrutural e a exigência sísmica no equilíbrio dinâmico.

## 6.2 Soluções de intervenção nos pilares

Neste caso de estudo, as soluções de intervenção visam essencialmente a melhoria do desempenho sísmico dos pilares, pela incidência das vulnerabilidades detectadas e pela sua importância na segurança global da nave da Igreja.

Face à dificuldade em avaliar, à priori, a eficácia das soluções de intervenção nos pilares, que se apresentam nas secções seguintes, recorrer-se-á, em primeira instância, à análise da relação entre a interacção N-M resistente actualizada e a exigência sísmica N-M original, como indicador preliminar da presença de danos em compressão. Posteriormente, com base nos resultados da simulação numérica do comportamento estrutural pós-reforço, a validação da eficácia far-se-á revendo as condições de segurança da relação exigência-disponibilidade, em termos da interacção N-M.

Na sequência do exposto, a simples análise do diagrama de interacção N-M resistente, da secção dos pilares, versus a exigência N-M das cargas verticais (permanentes), representada na Fig. 6.2, ou versus a exigência sísmica N-M, na base do pilar central Norte, representada na Fig. 6.3, sugere de imediato a possibilidade de melhorar o desempenho dos pilares otimizando o aproveitamento da capacidade resistente disponível da sua secção transversal através de um incremento do nível de compressão da ordem dos 600 a 800 kN. Com efeito, do diagrama de interacção é aparente que a máxima capacidade resistente dos pilares à flexão (aprox. 710 kN.m) está disponível para níveis de compressão axial da ordem dos 3000-3300 kN. Sem intervenção, a capacidade máxima disponível nos pilares, para o nível das cargas permanentes, é da ordem dos 640 kN.m dos quais apenas 540 kN.m estão disponíveis para a exigência sísmica sobre o pilar Norte, ver Tabela 6.1.

No pressuposto de que a exigência sísmica sobre os pilares, anterior a qualquer intervenção, se mantém, após a intervenção, é também aparente que um incremento de compressão nos pilares, da ordem dos 600 a 800 kN, seria suficiente para garantir a segurança dos pilares, na medida em que, nesse caso, a curva da interacção resistente N-M envolveria completamente a exigência sísmica N-M. Os diagramas da Fig. 6.3 sugerem também que o comportamento não-linear da secção da base, do pilar central Norte, é condicionado pela fendilhação.

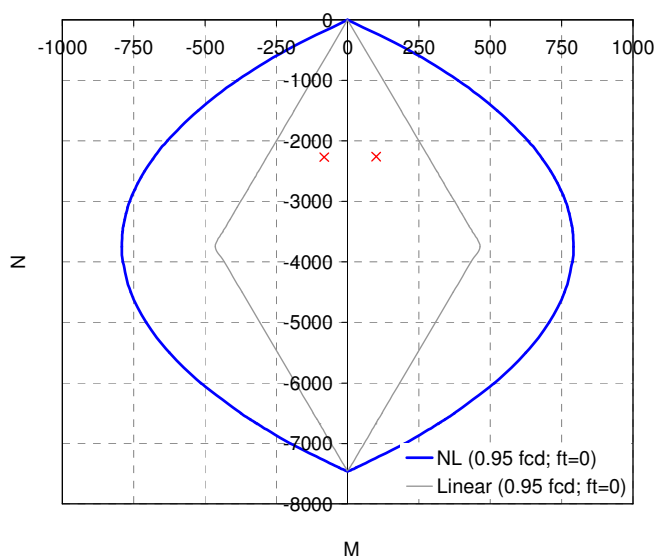


Fig. 6.2 - Diagrama de interacção N-M resistente dos pilares, sem reforços, do pórtico central da nave versus exigência N-M das cargas permanentes.

Tabela 6.1 - Capacidade disponível em flexão nos pilares da nave sem qualquer intervenção.

Pilar central (secção da base)	$N_{cp}$ (kN)	$M_{cp}$ (kN.m)	$IM_{Rdl}$ (kN.m)	$\Delta M =  IM_{Rdl} - IM_{cp} $ (kN.m)
Norte	-2260	100	640	540
Sul	-2270	-82		558

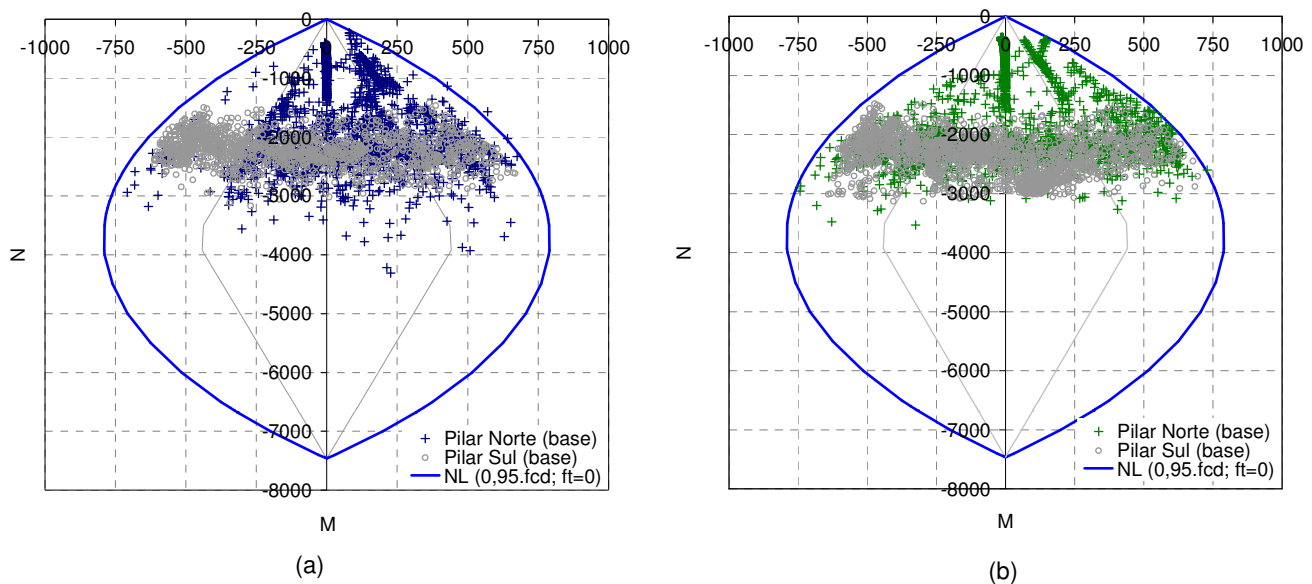


Fig. 6.3 – Diagrama de interação N-M resistente dos pilares da nave, sem reforços, versus exigência sísmica: (a) sinal 5000\_2; (b) sinal 5000\_3.

### 6.2.1. Solução 1: Aplicação de pré-esforço axial centrado nos pilares

Na sequência da análise preliminar, acima exposta, propõe-se o incremento de compressão nos pilares com uma solução de pré-esforço axial. Esta proposta configura, à priori, uma solução adequada do ponto de vista sísmico na medida em que melhora a resistência disponível sem contudo induzir grandes alterações da massa e da rigidez estrutural (sobretudo na elástica). Como solução de pré-esforço preconiza-se a aplicação de uma barra de aço (tipo “Diwidag”) com 32 mm de diâmetro, centrada ao longo do fuste dos pilares com nível de pré-esforço de serviço da ordem dos 600 kN. Para maior reversibilidade da solução, prescreve-se a adopção de pré-esforço não-aderente.

Na Fig. 6.4 apresenta-se a curva de interação N-M resistente dos pilares, correspondente à solução de pré-esforço de 600 kN, versus a exigência N-M das cargas verticais permanentes. Da sua análise conclui-se que o momento resistente disponível para a exigência sísmica é agora de 565 kN.m contra os 540 kN.m disponíveis antes da intervenção, ver Tabela 6.2. Esta intervenção representa um pequeno incremento da disponibilidade resistente em flexão, ainda assim suficiente para a segurança (material) se a exigência sísmica nos pilares se mantiver. Contrariamente ao pressuposto na análise preliminar, os resultados numéricos da simulação da resposta sísmica, após o pré-esforço dos pilares, representados na Fig. 6.5 em termos da exigência N-M versus a curva de capacidade resistente, sugerem que esta intervenção é, no mínimo, inconclusiva, pois é aparente que o incremento da exigência se “sobrepõe” ao incremento da resistência. A análise complementar da história da resposta da reacção vertical, na base do pilar Norte, representada na Fig. 6.6, dissipa quaisquer dúvidas quanto à eficácia do pré-esforço como solução. Efectivamente, a perda de reacção pode conotar-se com o colapso do pilar.

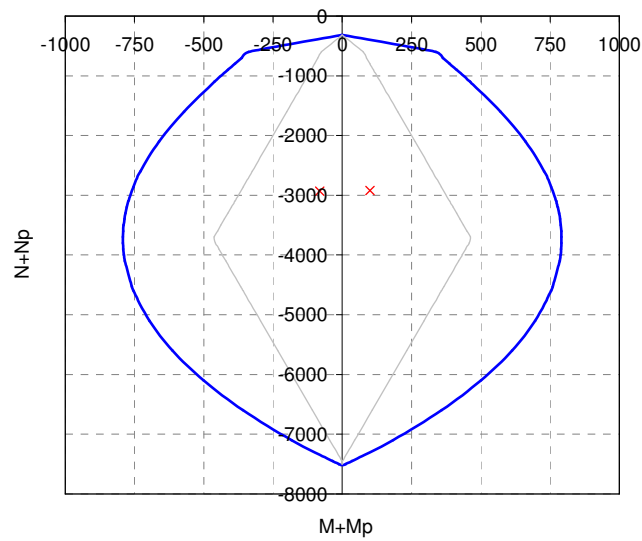


Fig. 6.4 – Diagrama de interação N-M resistente dos pilares, do pórtico central da nave, após pré-esforço axial centrado ( $N_{p,o}=-600$  kN), versus exigência N-M das cargas permanentes.

Tabela 6.2 – Capacidade disponível em flexão composta nos pilares após pré-esforço axial (600kN)

Pilar central (secção da base)	$N'_{cp}$ (kN)	$M'_{cp}$ (kN.m)	$IM'_{rd}$ (kN.m)	$\Delta M' = IM'_{rd} - IM'_{cp}$ (kN.m)
Norte	-2810	131	696	565 (> 540)
Sul	-2820	-114	696	582 (> 540)

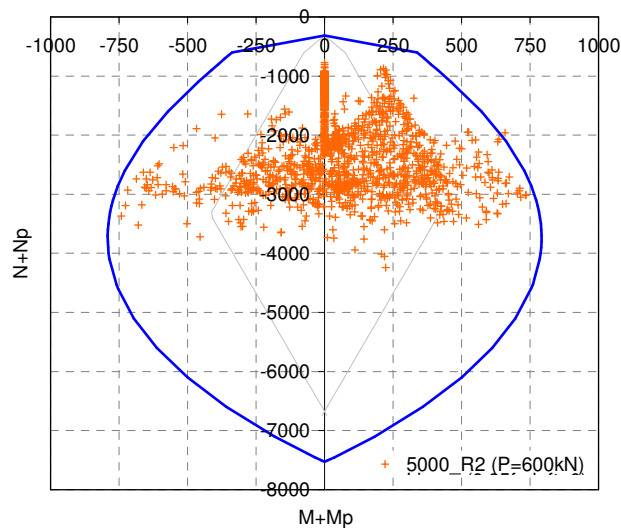


Fig. 6.5 – Diagrama de interação N-M resistente dos pilares, do pórtico central da nave, com pré-esforço axial centrado ( $N_p=-600$  kN) versus exigência sísmica na base do pilar Norte correspondente ao sinal 5000\_2.

A análise efectuada permite concluir que o pré-esforço configura uma solução activa, benéfica para a interação resistente N-M desde que não ocorram danos/esmagamentos nas secções do fuste. Caso contrário, o pré-esforço não só pode ser desvantajoso como pode mesmo contribuir para a

precipitação do colapso. Efectivamente, a diminuição da secção efectiva e a “contracção” evolutiva do diagrama de interacção N-M resistente, em consequência da progressão dos danos, torna desvantajoso o aumento do nível de compressão induzido pelo pré-esforço nos pilares.

A aparente eficácia desta solução é um paradigma da dificuldade em avaliar à priori os efeitos de uma intervenção estrutural na resposta dinâmica das construções com elevado comportamento não-linear. Conclui-se, finalmente, que o pré-esforço apenas pode ser solução se conjugado com o incremento da resistência da secção dos pilares.

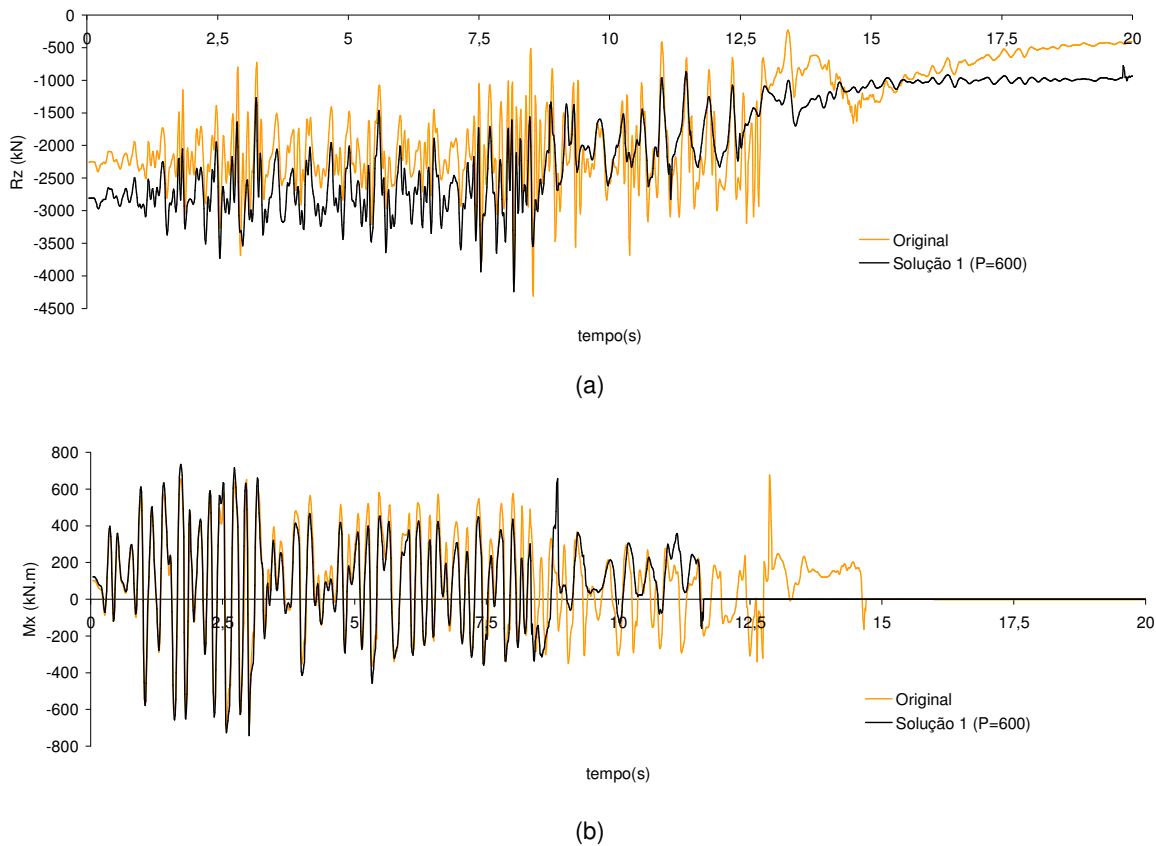


Fig. 6.6 – Resposta dinâmica da reacção na base do pilar central Norte ao sinal 5000\_2, antes e após o pré-esforço centrado de 600kN: (a) reacção vertical ( $R_z$ ); (b) momento-flector ( $M_x$ ).

### 6.2.2. Solução 2: Aumento da resistência disponível na secção dos pilares

Para o aumento da capacidade resistente dos pilares, excluídas as possibilidades de reforço pelo exterior, desadequadas neste caso de estudo, por razões óbvias, restam as soluções de reforço interior. Para o efeito, pode recorrer-se ao reforço da secção com armaduras excêntricas, pré-esforçadas ou não. Ao contribuir para o incremento da resistência e do controlo da deformabilidade horizontal do fuste dos pilares (reduzindo a relevância dos efeitos geométricos não-lineares na resposta), este tipo de soluções configura uma estratégia adequada do ponto de vista sísmico, na medida em que introduz reduzidas alterações na massa e na rigidez estrutural (elástica).



As soluções com pré-esforço excêntrico permitiriam simultaneamente “otimizar” a exploração da capacidade resistente N-M disponível na secção original, referida na solução 1, e ainda aumentar a capacidade resistente da secção, sobretudo à flexão. Contudo, exceptuando a maior reversibilidade das soluções não-aderentes, o pré-esforço parece perder vantagem relativamente aos reforços com armadura ordinária: (i) primeiro porque o aumento de resistência com pré-esforço (aços de elevada resistência) confere menor ductilidade às secções; (ii) segundo porque as soluções pré-esforçadas, conforme referido, sendo soluções activas podem ser contraproducentes ao contribuir para a antecipação do colapso no caso de ocorrerem danos/esmagamentos na secção; (iii) por último porque a solução pré-esforçada é mais cara, tecnicamente mais exigente e de idêntica invasividade.

Justifica-se assim a preferência pela solução de reforço dos pilares com armadura ordinária. A Fig. 6.7 ilustra a solução adoptada com oito varões de 32 mm de diâmetro (8Ø32), em aço ( $f_{syk}=400$  MPa), distribuídos axissimetricamente sobre a circunferência imaginária, com 0.35 m de raio, centrada no eixo dos pilares.

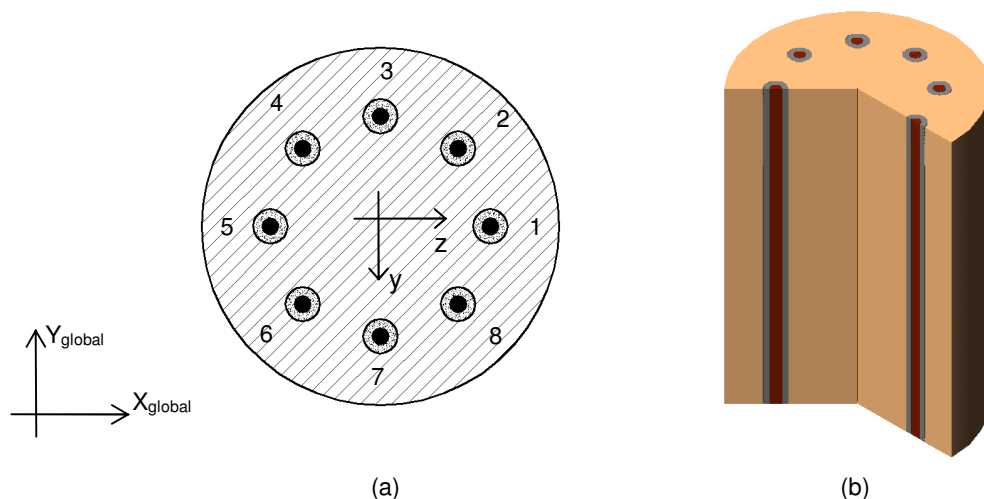


Fig. 6.7 – Solução 2 - Reforço da secção transversal dos pilares com armadura ordinária (8Ø32): (a) secção transversal; (b) segmento do fuste em corte/perspectiva.

Na secção da base do pilar Norte, a relação entre a exigência N-M das cargas permanentes e a curva de interacção N-M resistente, correspondente ao reforço com 8Ø32, representada na Fig. 6.8, revela um incremento da capacidade resistente à flexão da ordem dos 30% relativamente à secção original sem reforços, ver Tabela 6.3. Nestas condições, admitindo ligeiros incrementos na exigência sísmica, naturalmente expectáveis, sobretudo devido ao incremento da rigidez não-linear dos pilares, esta análise preliminar é indicativa da potencial eficácia desta solução.

Contudo, após o reforço, os resultados numéricos obtidos na base do pilar Norte, no domínio crítico da relação exigência-disponibilidade, revelam que o incremento da exigência sísmica é sensivelmente idêntico ao incremento da resistência associada ao reforço, conforme ilustram os diagramas da Fig. 6.9. Estes resultados sugerem assim a plausível ocorrência de danos na secção da base o que torna

inconclusiva a avaliação da eficácia desta solução apenas com base na análise da relação entre a exigência e a disponibilidade N-M.

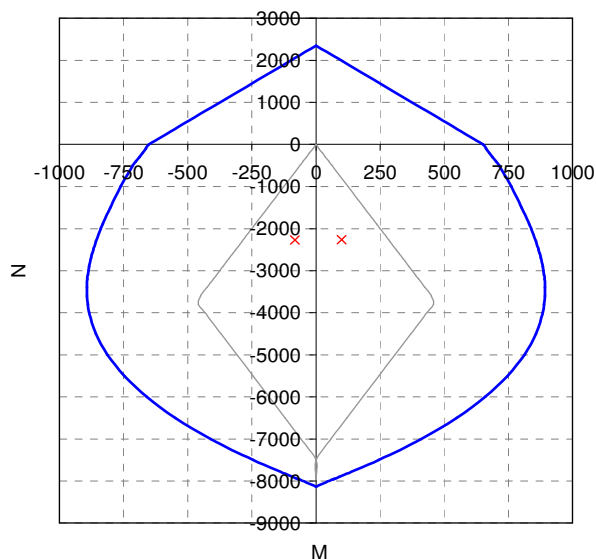


Fig. 6.8 – Diagrama de interacção N-M resistente dos pilares, reforçados com armadura ordinária (8Ø32), versus esforços N-M permanentes (cargas verticais) na base dos pilares Norte e Sul do pórtico central da nave.

Tabela 6.3 – Esforços permanentes nos pilares e correspondente capacidade máxima em flexão, após o reforço com armadura ordinária (8Ø32).

Pilar central (secção da base)	$N_{cp}$ (kN)	$M_{cp}$ (kN.m)	$IM_{Rd}$ (kN.m)	$\Delta M =  IM_{Rd}  -  IM_{cp} $ (kN.m)
Norte	-2260	100	790	690 (>540)
Sul	-2270	-82	790	702

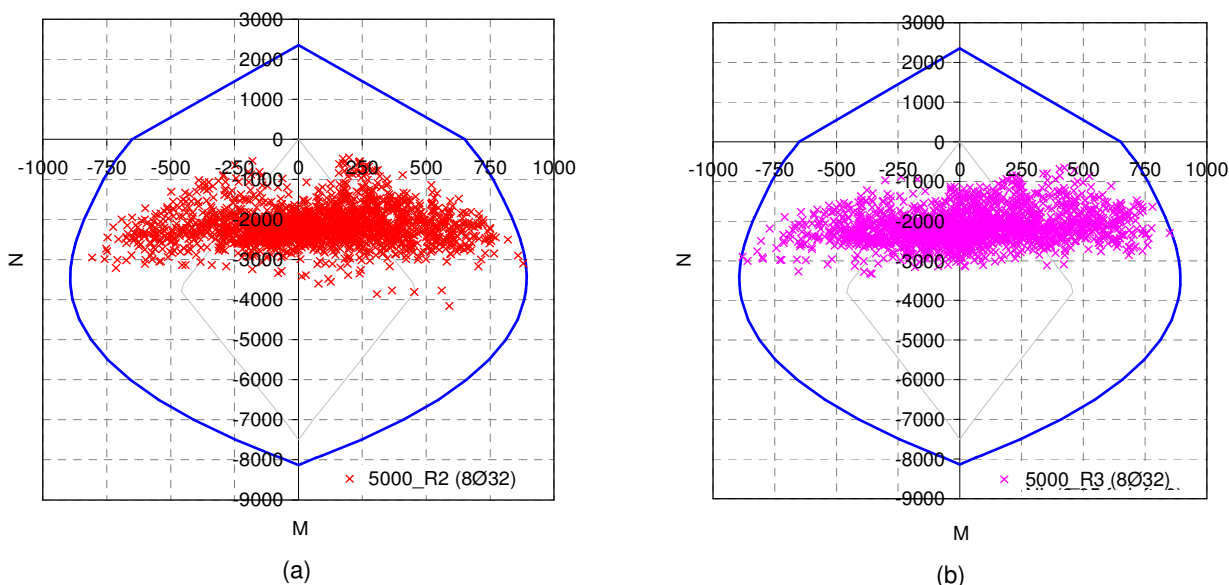


Fig. 6.9 – Diagrama de interacção N-M resistente dos pilares da nave, reforçados com armadura ordinária (8Ø32), versus exigência sísmica N-M na base do pilar Norte: (a) para o sinal 5000\_2; (b) para o sinal 5000\_3.

A análise complementar de parâmetros de resposta do pórtico central da nave, antes e após o reforço, nomeadamente das reacções de apoio ( $R_z$  e  $M_x$ ) e da deformabilidade horizontal ( $D_y$ ) do pilar Norte, ver respectivamente Fig. 6.10 e Fig. 6.11; da deformabilidade horizontal do topo da parede Norte (ver Fig. 6.12); da deformabilidade vertical ( $D_z$ ) da chave da abóbada (ver Fig. 6.13) e da aceleração do médio fuste do pilar Norte (ver Fig. 6.14), evidencia aparentes melhorias no desempenho estrutural, com manutenção das condições de equilíbrio estático e controlo das deformações, o que sugere a ausência de colapsos. Complementarmente, apresentam-se no ANEXO VI outros parâmetros da resposta dinâmica da Igreja que também sustentam esta interpretação. Contudo, a análise do desempenho das secções críticas do pilar Norte confirma a ocorrência de danos conforme sugeria a análise da interacção N-M, ver Fig. 6.9. Efectivamente, da análise da história da relação tensão-extensão, nas fibras mais comprimidas do pilar Norte, ilustrada na Fig. 6.15, salientam-se, em geral, as melhorias relativas, após o reforço, com uma degradação menos pronunciada da rigidez e da resistência e com um maior controlo da deformação das fibras, nomeadamente nas secções críticas da base e do médio fuste, pese embora o facto destas melhorias serem insuficientes para evitar a ruína daquelas fibras na secção da base. Também em termos da relação momento-curvatura, a resposta dinâmica das secções do fuste do pilar, ilustrada Fig. 6.16, é elucidativa das melhorias relativas no desempenho estrutural dos pilares após o reforço.

Na Fig. 6.17 ilustra-se a distribuição cumulativa de danos em compressão, nas secções da base e do médio fuste do pilar central Norte, associada às excitações sísmicas 5000\_2 e 5000\_3. Esta representação é resultado da análise da história das extensões axiais, nas fibras das secções críticas do pilar Norte, após o reforço (ver Anexo VI). A classificação do dano é feita em correspondência com quatro zonas do comportamento uniaxial do material, ver Fig. 5.10: pré-pico (zona A), pós-pico estável (zona B), ruína eminente (zona C) e ruína total (zona D).

Para o caso desta solução vir a realizar-se, fazem-se algumas recomendações gerais relativas à sua execução, que deverá compreender: (i) furação dos pilares a partir do extradorso da abóbada, ver Fig. 6.18; (ii) introdução/colocação das armaduras; (iii) selagem das armaduras com argamassa não retráctil. Por precaução, para que o processo de furação não comprometa a estabilidade dos pilares recomenda-se o seu prévio escoramento. Quanto às armaduras de reforço prescreve-se, em prol de uma maior durabilidade da solução, a utilização de varões de aço inoxidável. Nota-se que existem diferentes classes de durabilidade de aço inoxidável (AISI 304, 306, 316, etc.) e de resistência (até aproximadamente 600 MPa). Para a selagem das armaduras preconiza-se a utilização de uma argamassa fluida, à base de cal com uma resistência da ordem dos 20 MPa.

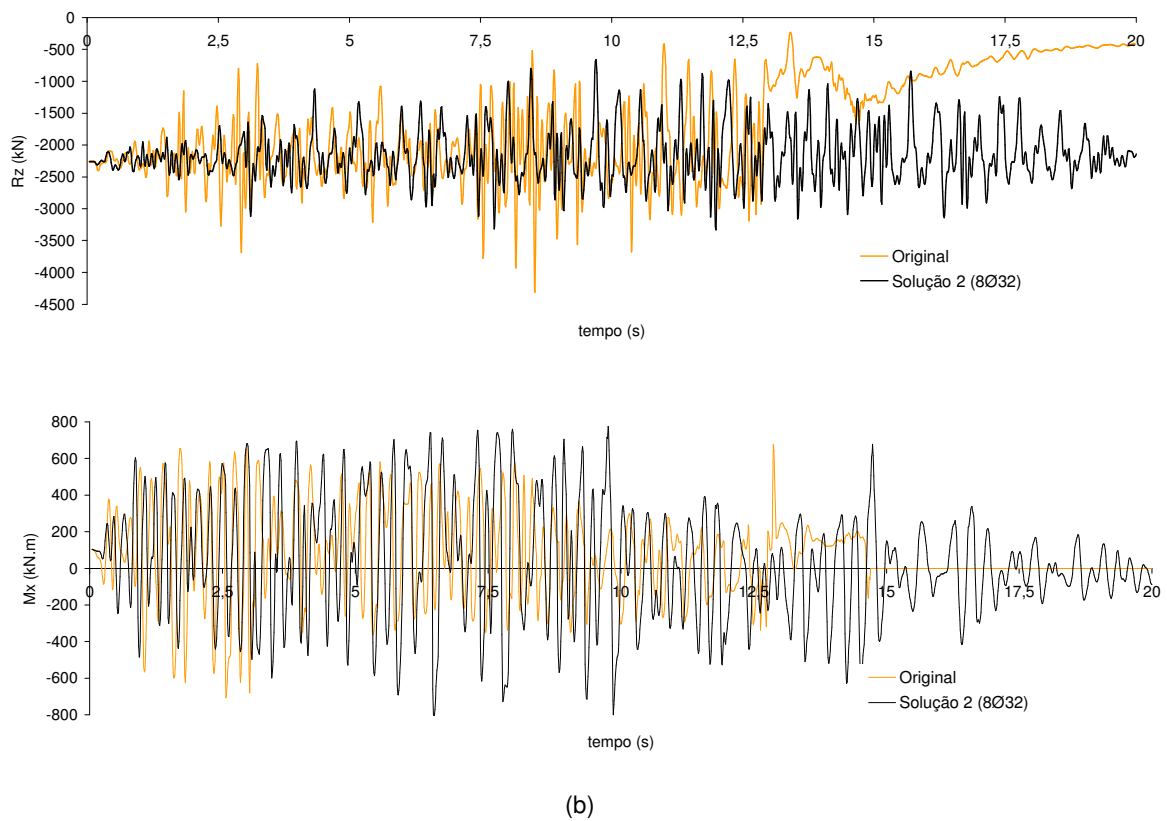
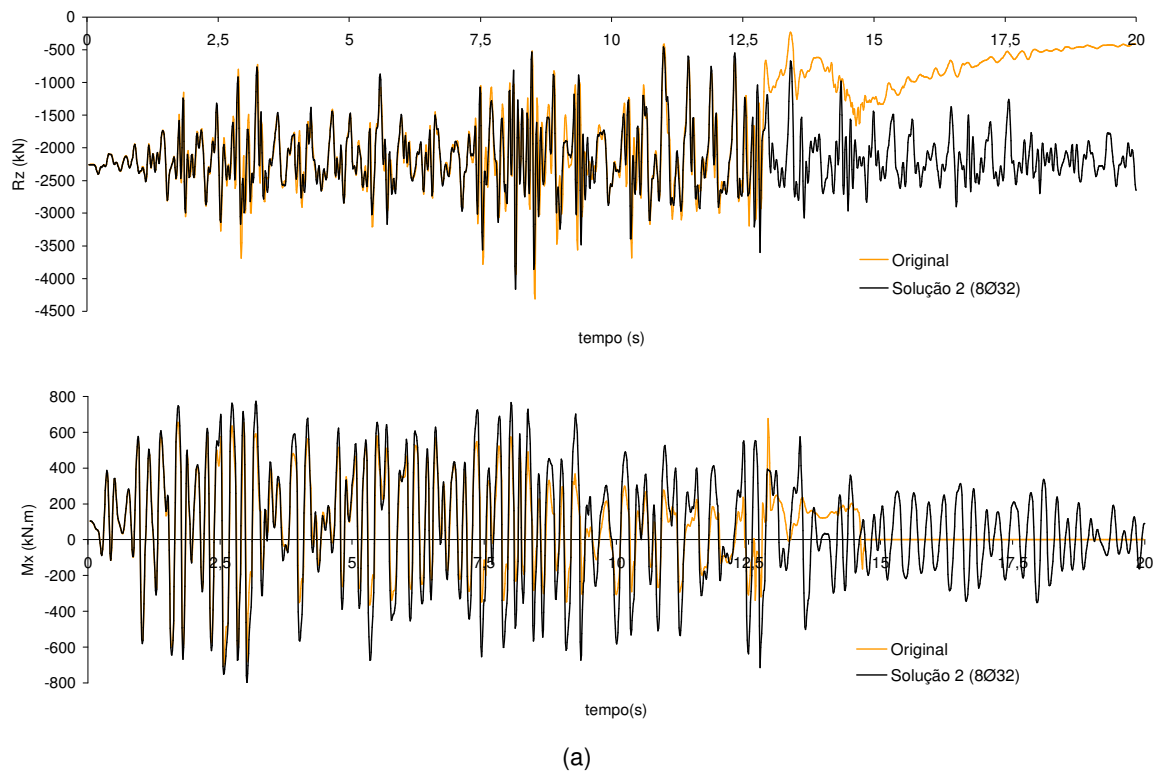
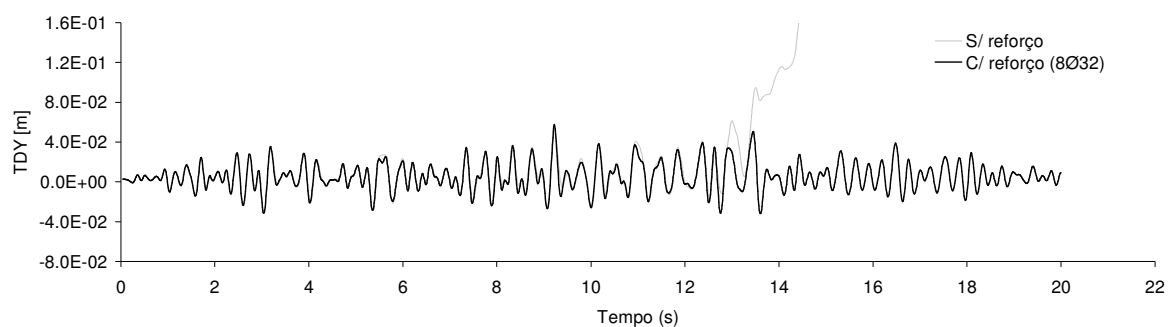
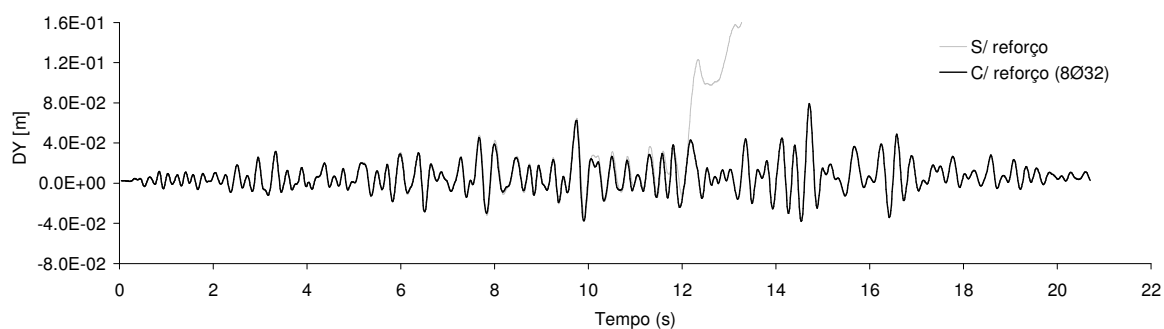


Fig. 6.10 – História da reacção vertical ( $R_z$ ) e do momento-flector ( $M_x$ ) na base do pilar Norte, antes e após o reforço com armadura ordinária (8Ø32), correspondente: (a) ao sinal 5000\_2; (b) ao sinal 5000\_3.

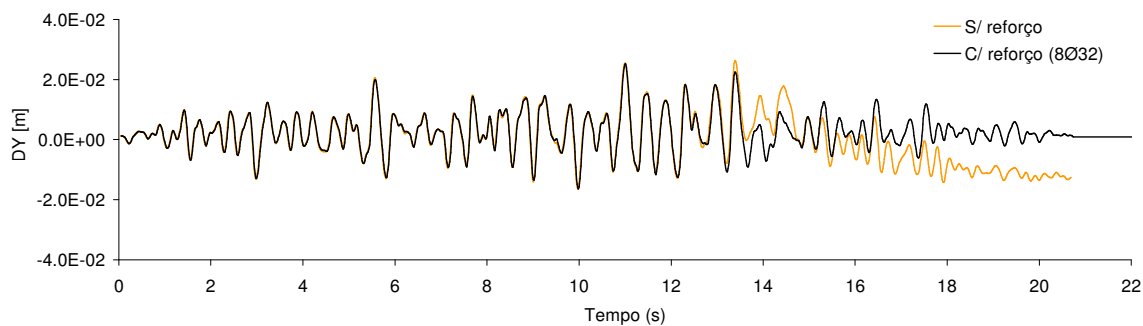


(a)

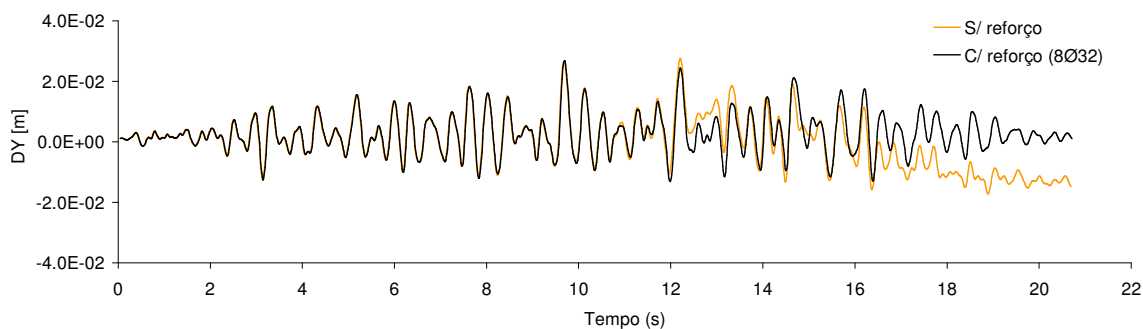


(b)

Fig. 6.11 – História do deslocamento horizontal ( $D_y$ ), no médio fuste do pilar Norte (nó 3646), antes e após o reforço com armadura ordinária (8Ø32), correspondente: (a) ao sinal 5000\_2; (b) ao sinal 5000\_3.

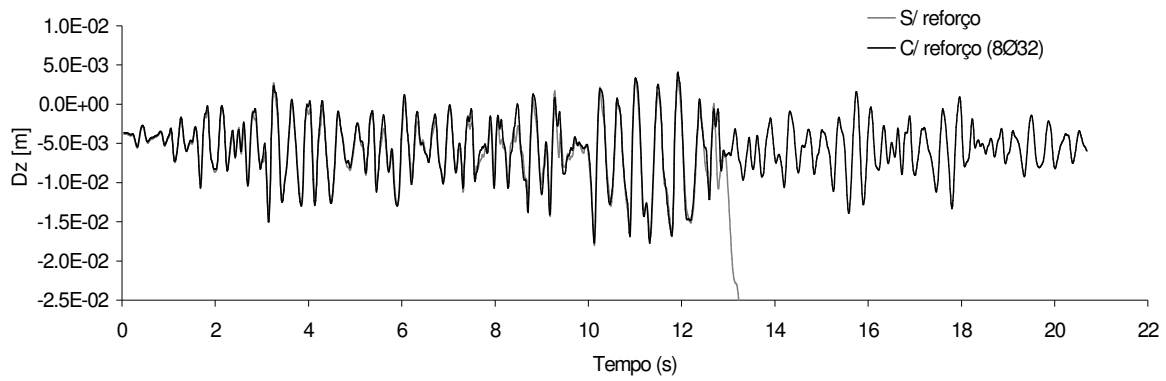


(a)

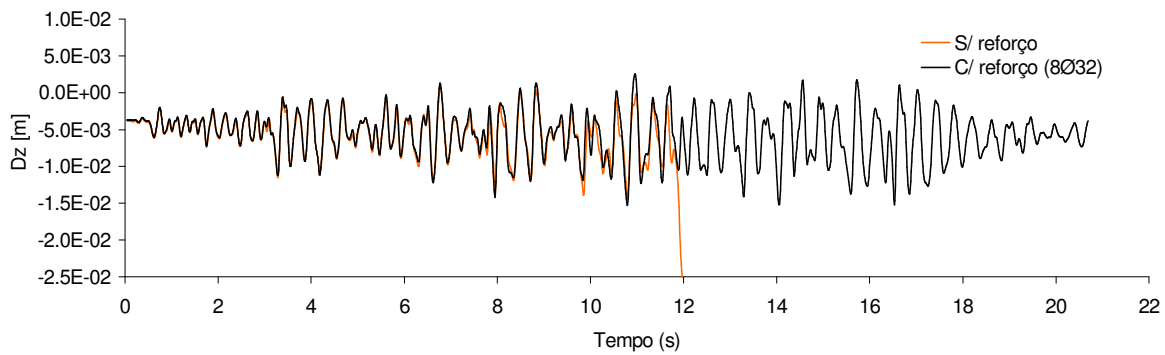


(b)

Fig. 6.12 – História do deslocamento horizontal ( $D_y$ ), no topo da parede Norte (nó 1051), antes e após o reforço com armadura ordinária (8Ø32), correspondente: (a) ao sinal 5000\_2; (b) ao sinal 5000\_3.



(a)



(b)

Fig. 6.13 – História de deslocamentos verticais ( $D_z$ ) na abóbada da nave (nó 258, no pórtico central), antes e após o reforço com armadura ordinária (8Ø32), correspondente: (a) ao sinal 5000\_2; (b) ao sinal 5000\_3.

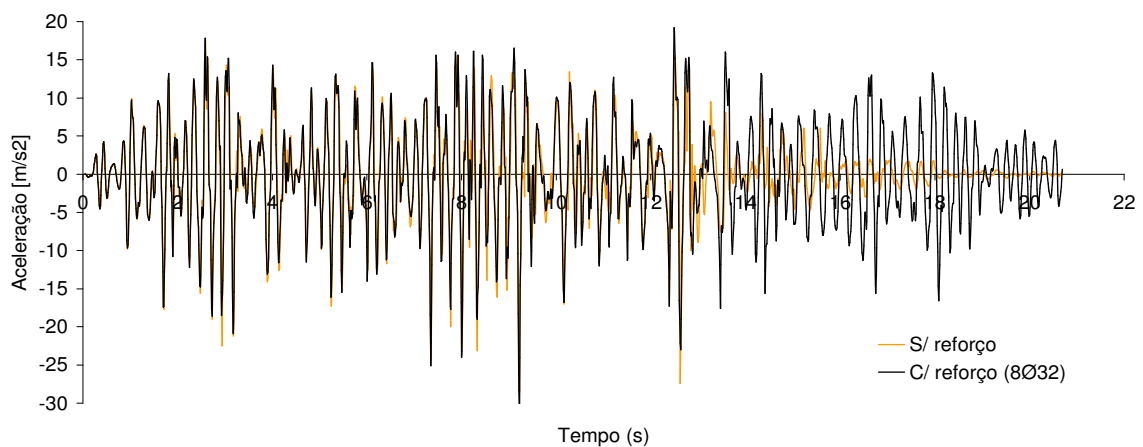


Fig. 6.14 - História das acelerações no fuste intermédio do pilar Norte (nó 3647) do pórtico central) para o sinal 5000\_2, antes e após o reforço com armadura ordinária (8Ø32).

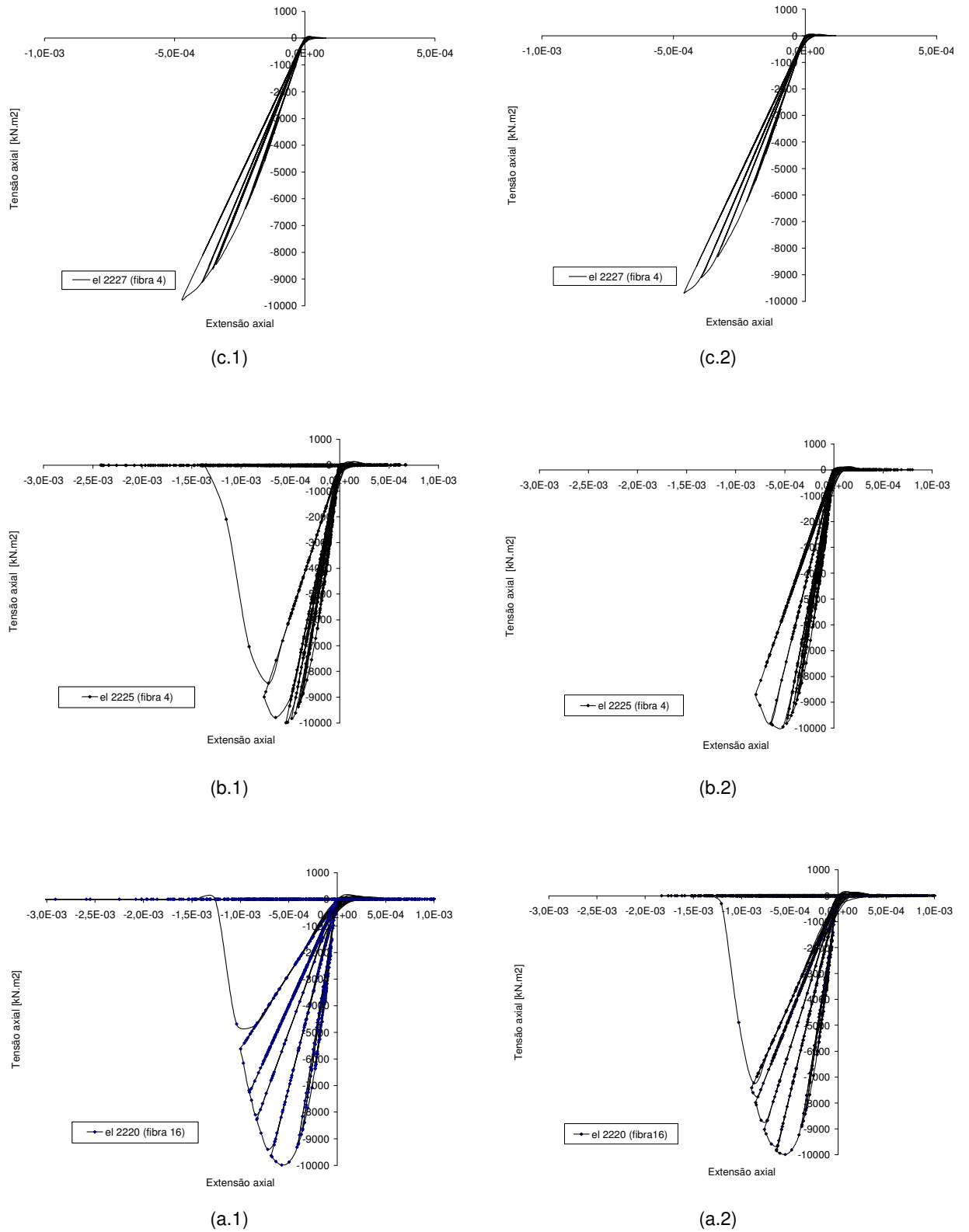
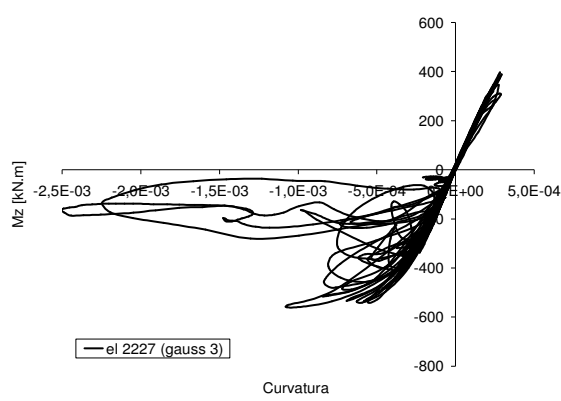
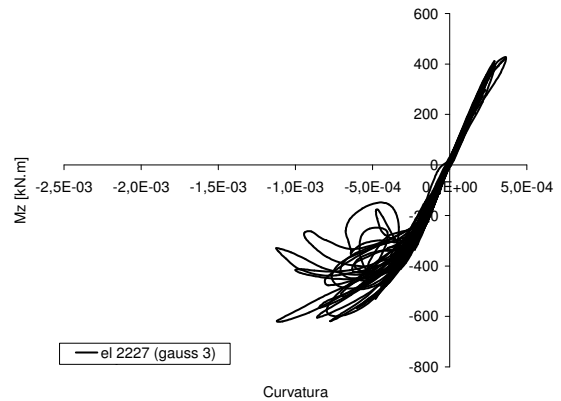


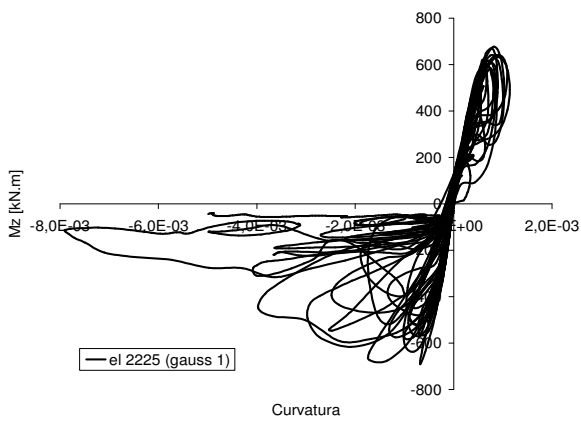
Fig. 6.15 - História da resposta “tensão-extensão” axial das fibras mais comprimidas do pilar central Norte (sinal 5000\_2), antes (1) e após (2) o reforço com armadura ordinária: (a) secção da base; (b) secção fuste médio; (c) secção do topo.



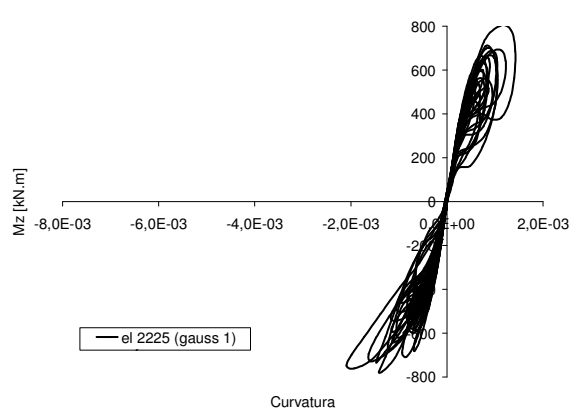
(c.1)



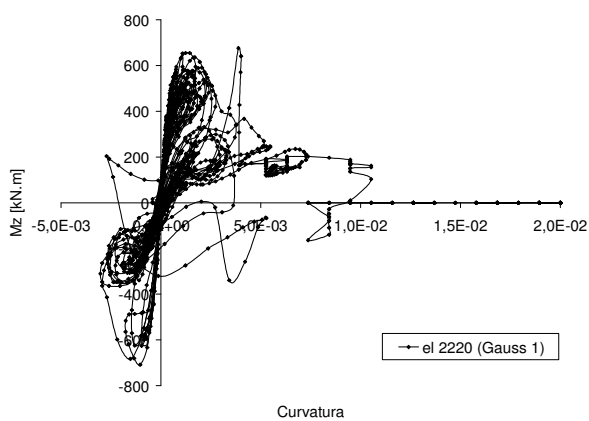
(c.2)



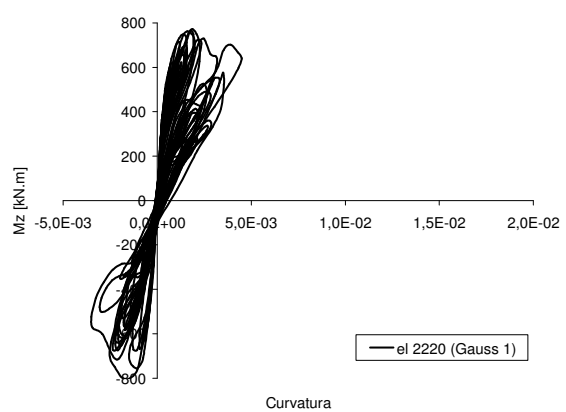
(b.1)



(b.2)



(a.1)



(a.2)

Fig. 6.16 - História da resposta “momento-curvatura” do pilar central Norte (sinal 5000\_2), antes (1) e após (2) o reforço com armadura ordinária: (a) secção da base; (b) secção do fuste médio; (c) secção do topo.



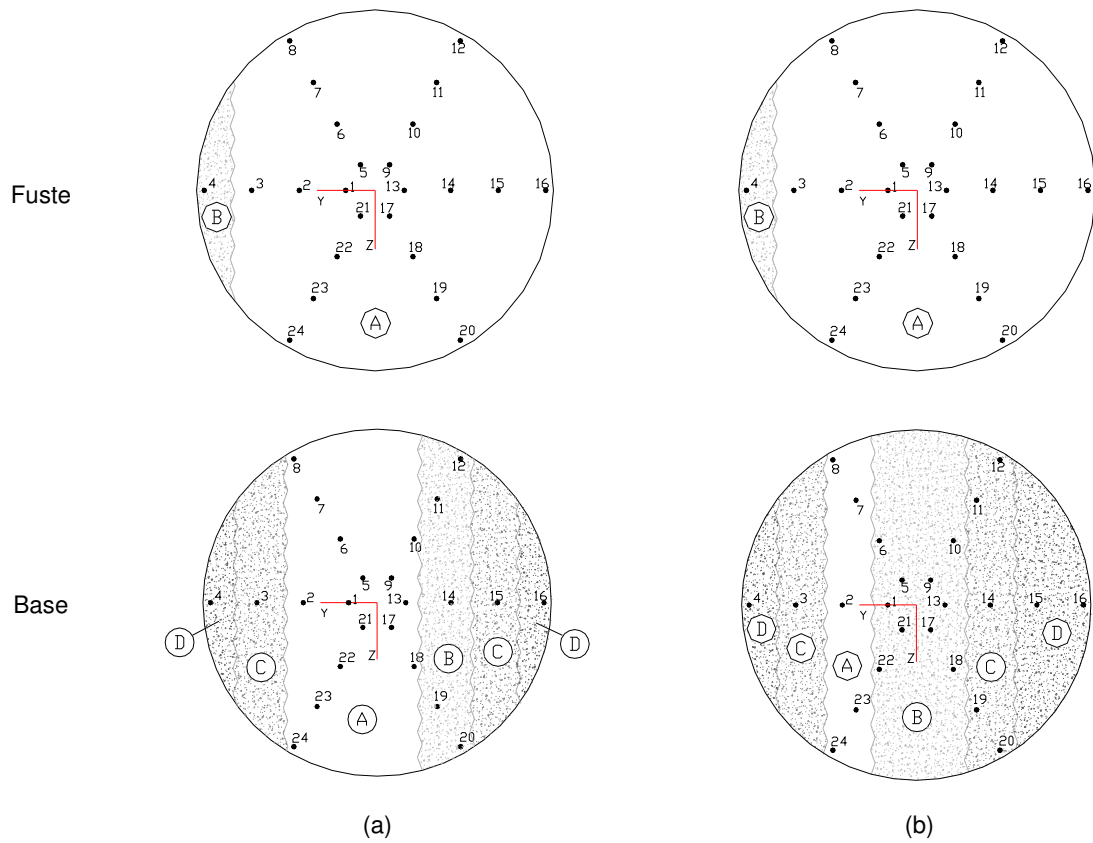


Fig. 6.17 – Representação do virtual dano em compressão, na secção da base e do médio fuste do pilar Norte, após reforço com 8Ø32, devido à excitação sísmica: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.

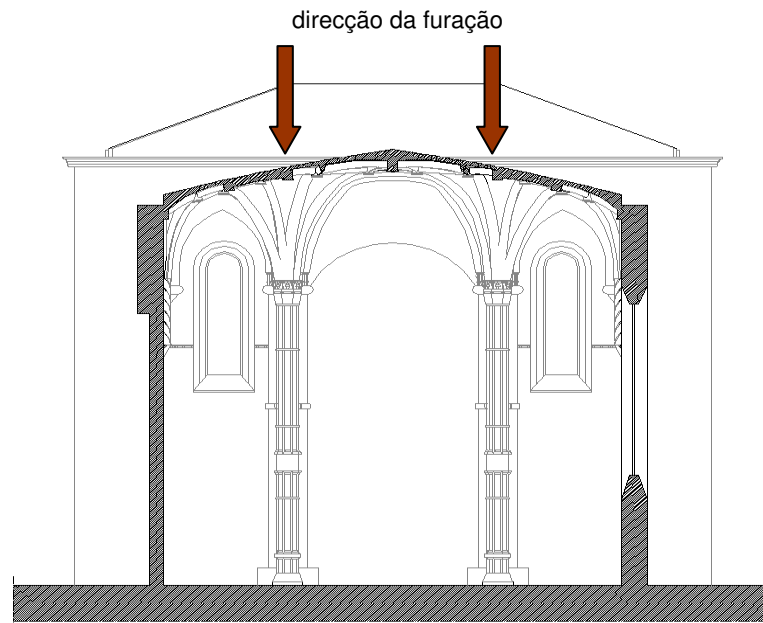


Fig. 6.18 – Furação dos pilares da nave, a partir do extradorso da abóbada, para introdução da armadura de reforço.

### 6.2.3. Solução 3: Transferência de carga vertical dos pilares para as paredes laterais

Esta solução preconiza a redução da carga vertical permanente actuante nos pilares através da sua transferência para as paredes laterais (Norte e Sul) da nave, o que configura a antítese da solução com pré-esforço axial, destinada a aumentar o nível de compressão, e, como tal, a aparente ineficácia. Efectivamente, a redução nível de compressão permanente nos pilares, resulta numa redução da capacidade resistente à flexão da secção o que, admitindo a manutenção da exigência sísmica, potenciaria maior degradação nos pilares. Esta análise preliminar é aparente do diagrama de interacção N-M resistente dos pilares versus a exigência das cargas permanentes, após a transferência de 750 kN (aprox. 30% da carga permanente) dos pilares para as paredes laterais, ver Fig. 6.19 e Tabela 6.4.

Como vantagens aparentes, a suspensão de 750 kN da carga vertical sobre os pilares reduz os momentos flectores permanentes, em cerca de 50kN.m, e os efeitos de 2ª ordem, melhorando o factor de segurança geométrico e a ductilidade.

Para efectuar a transferência da carga preconiza-se o recurso a asnas metálicas, dispostas na cobertura da abóbada, em correspondência com os pórticos transversais da nave, apoiadas nas paredes laterais e com tirantes (bielas) ancorados aos capitéis para suspensão da carga a transferir, ver Fig. 6.20. Foram ensaiadas duas variantes desta proposta de solução: (i) asnas com um apoio simples e um apoio duplo; (ii) asnas com apoios duplos sobre ambas as paredes.

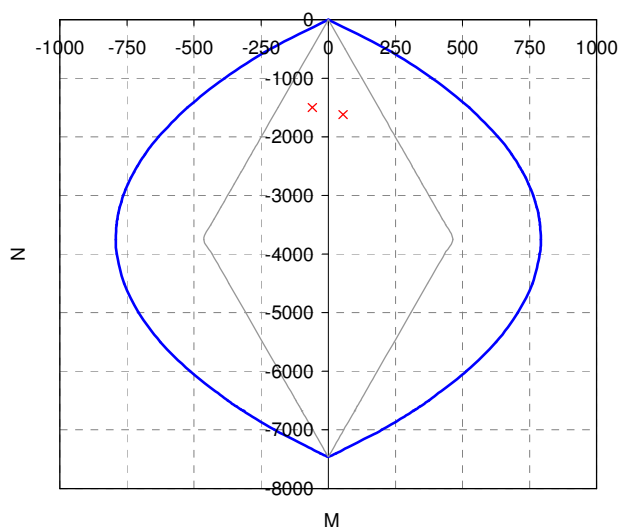


Fig. 6.19 – Diagrama de interacção N-M resistente dos pilares da nave versus exigência N-M das cargas verticais (permanentes) na base do pilar Norte, após a transferência de 750kN para as paredes laterais.

Tabela 6.4 – Capacidade disponível à flexão nos pilares após redução de 750kN da sua carga axial permanente.

Pilar central (secção da base)	$N_{cp}$ (kN)	$M_{cp}$ (kN.m)	$IM_{RdI}$ (kN.m)	$\Delta M = IM_{RdI} - IM_{cpI}$ (kN.m)
Norte	-1620	55	540	485 (<540)
Sul	-1500	-59		481 (<540)

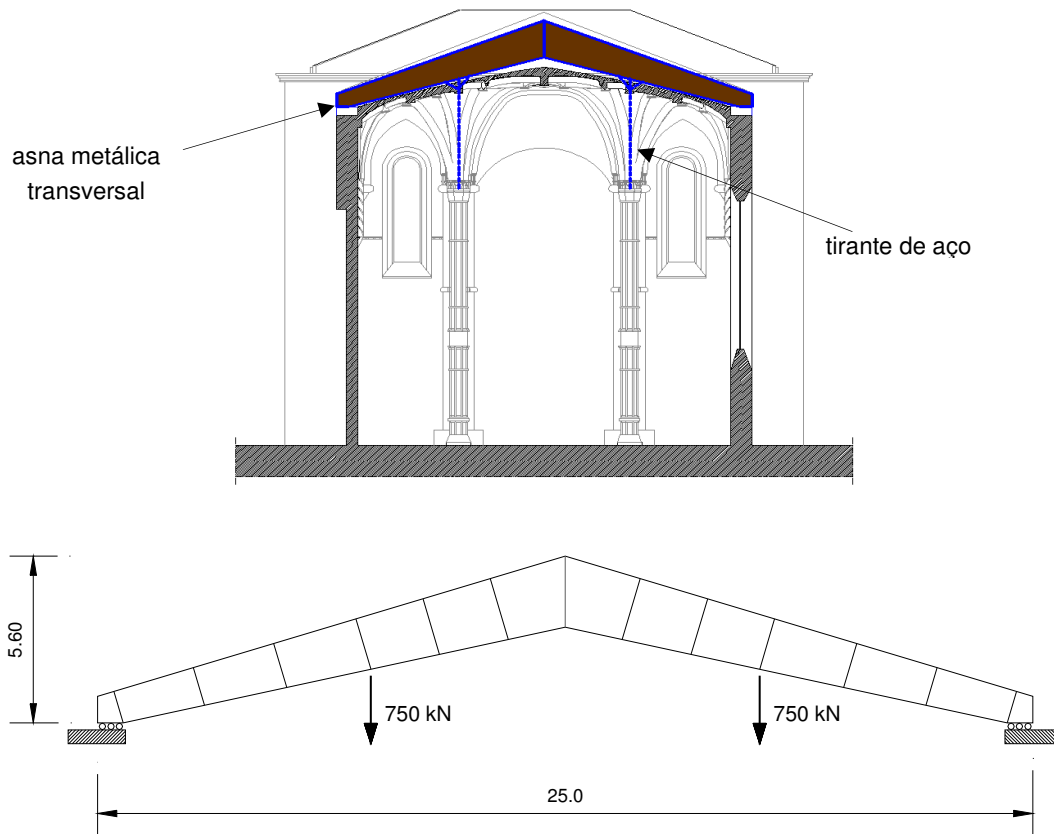


Fig. 6.20 – Solução 3 – Transferência de carga vertical (750 kN) dos pilares para as paredes laterais da nave: (a) corte transversal da nave da Igreja com asnas metálicas “apoiadas” nas paredes laterais (Norte e Sul) e ancoragens aos capitéis para suspensão da carga; (b) asna-tipo sob a acção das cargas de suspensão.

Relativamente à variante com um apoio simples e um apoio duplo, os resultados numéricos das simulações da resposta sísmica, em termos da exigência da interacção N-M, na base do pilar Norte, representada na Fig. 6.21, são inconclusivos relativamente à eficácia da solução ensaiada na medida em que indiciam a ocorrência de danos na secção. Contudo, a análise complementar da resposta das reacções na base do pilar Norte sugere que a redução de carga verticais nos pilares é, por si só, benéfica para evitar o colapso do pilar Norte apesar da alteração do sinal dos momentos permanentes, na base do fuste, indiciar profundas alterações no funcionamento estático do pórtico central, ver Fig. 6.22. Registam-se ainda, para a acção exclusiva das cargas verticais (permanentes), elevadas deformações verticais (aproximadamente 16 cm) e horizontais (aproximadamente 13 cm).

Por seu lado, a variante com apoios duplos, sobre ambas as paredes, é globalmente ineficiente na medida em que, para a acção exclusiva das cargas verticais (permanentes), se registam elevados impulsos horizontais (da ordem dos 1600 kN / asna), incompatíveis com a resistência das paredes laterais da nave. A aplicação de pré-esforço exterior periférico, no contorno da cobertura da nave, configura um possível complemento desta solução para neutralizar ou reduzir os efeitos dos impulsos horizontais das asnas sobre as paredes laterais da nave. Contudo, os elevados valores de

pré-esforço a aplicar para o efeito (devido à baixa curvatura dos cabos) oneraria muito os custos e a execução técnica desta solução. Ainda assim, haveria que acautelar os efeitos da relaxação das asnas associados à deformação imposta para assegurar a operacionalidade da solução.

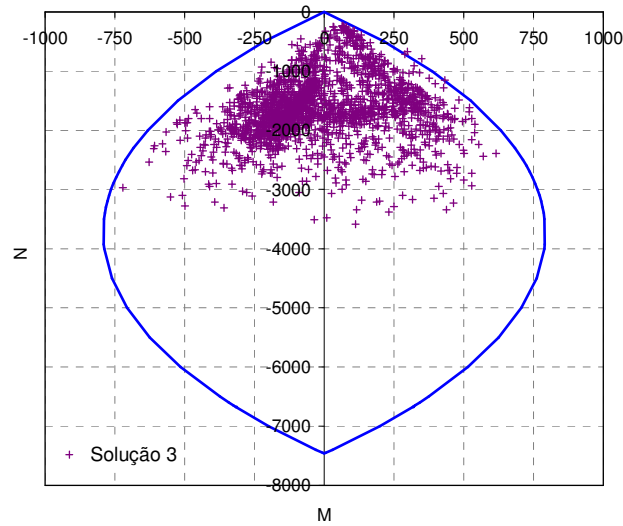
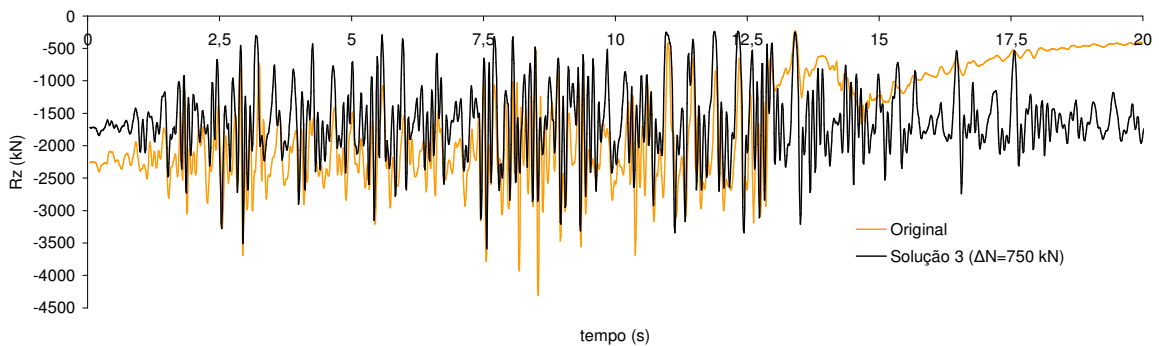
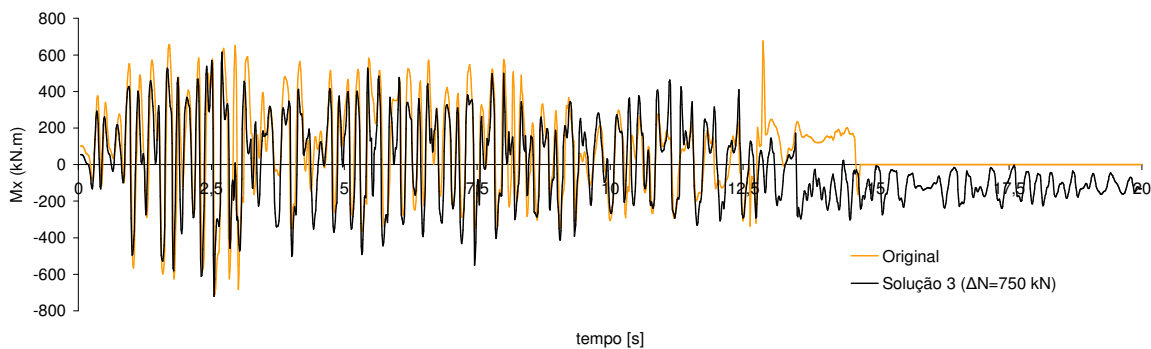


Fig. 6.21 – Diagrama de interacção N-M resistente dos pilares, do pórtico central da nave, versus exigência sísmica do sinal 5000\_2 na base do pilar Norte, após a transferência vertical de 750 kN para as paredes laterais.



(a)



(b)

Fig. 6.22 – História da reacção na base do pilar central Norte da nave para o sinal 5000\_2, antes e após a transferência de carga vertical dos pilares para as paredes: (a) reacção vertical ( $R_z$ ); (b) momento-flector ( $M_x$ ).

#### 6.2.4. Solução 4: Aumento da rigidez das zonas de ligação pilar-abóbada

A proposta de intervir aumentando a rigidez à rotação dos capitéis é sugerida pela análise da configuração deformada dos pilares, em particular da configuração do colapso do pilar central Norte da nave que, de acordo com os resultados numéricos das simulações dinâmicas (ver secção 5.5.2), apresenta elevadas curvaturas do fuste associadas a elevadas rotações dos capitéis. Na solução ensaiada para o efeito, propõe-se a instalação na cobertura da abóbada, e em correspondência com os pórticos transversais da nave, de asnas metálicas apoiadas nas paredes laterais (Norte e Sul) e com “ancoragens rígidas” aos capitéis dos pilares, conforme ilustra esquematicamente a Fig. 6.23. Nos apoios sobre as paredes preconizam-se apoios simples, com liberdade de movimentos horizontais para acções estáticas (ou quase-estáticas) e com restrição destes movimentos para acções dinâmicas intensas, controlados através de amortecedores viscosos (óleo-dinâmicos) acoplados aos respectivos apoios. Com esta solução o incremento dos impulsos dinâmicos horizontais, relativamente ao impulso da abóbada sobre as paredes, é residual.

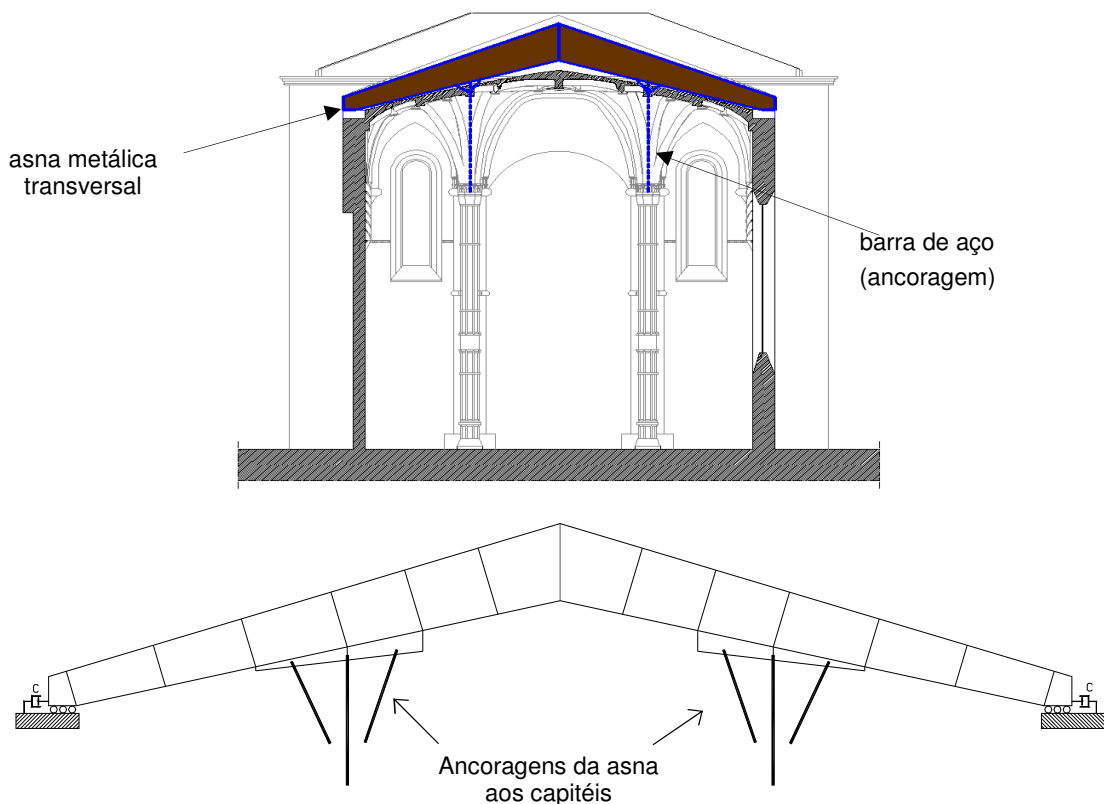


Fig. 6.23 – Solução 4 – Incremento da rigidez à rotação dos capitéis: (a) corte transversal da nave da Igreja com asnas metálicas “ancoradas” aos capitéis dos pilares e apoiadas nas paredes laterais; (b) configuração geométrica geral das asnas metálicas e das suas “ancoragens” aos capitéis.

Com o aumento da rigidez das condições fronteira, no topo dos pilares, é expectável que a amplitude e a distribuição das forças de inércia no fuste seja afectada sendo contudo difícil de estimar, à priori, os efeitos globais desta solução. Com efeito, se por um lado é expectável o aumento dos momentos

flectores elásticos junto ao topo dos pilares, o que à partida parece desfavorável para a interacção resistente N-M, por outro lado também é expectável a redução dos efeitos de 2ª ordem. Nota-se que existem ainda outros efeitos, relacionados com o aumento da massa e da rigidez global (linear e não-linear), que concorrem para determinar o comportamento dinâmico da solução.

Os resultados das simulações numéricas do comportamento sísmico da Igreja, após “rigidificação” à rotação dos capitéis, revelam uma envolvente da exigência N-M, no pilar Norte, muito semelhante à original, anterior a qualquer intervenção, ver Fig. 6.24, o que deixa antever a ineficácia da solução. Isso mesmo parece confirmar a análise da resposta da reacção vertical na base do pilar Norte, representada na Fig. 6.26.

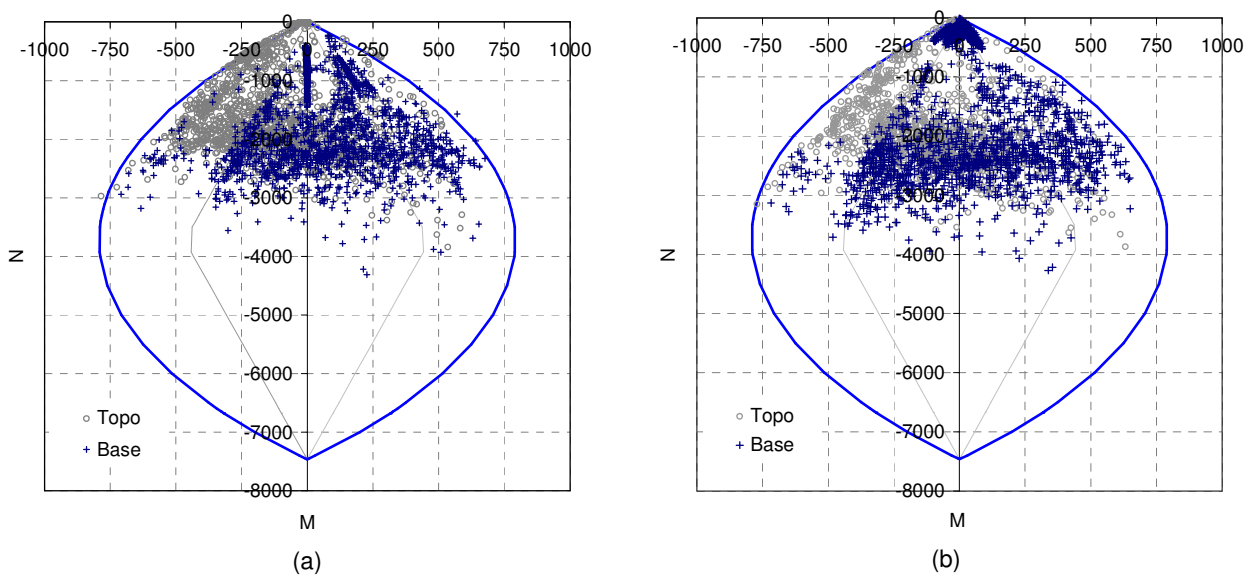


Fig. 6.24 - Diagrama de interacção resistente N-M dos pilares da nave versus exigência sísmica N-M, na base e no topo do pilar Norte, correspondente ao sinal 5000\_2: (a) antes da intervenção; (b) após o incremento da rigidez à rotação dos capitéis (solução 4).

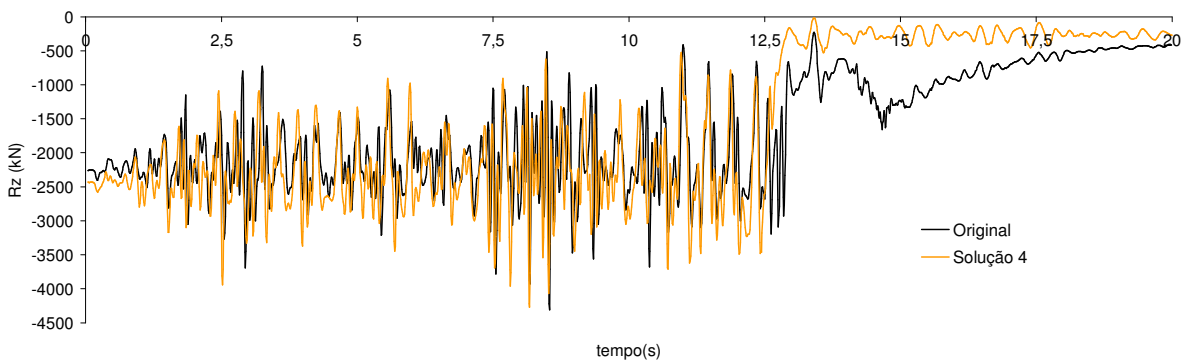


Fig. 6.25 - História da reacção vertical ( $R_z$ ) na base do pilar central Norte da nave para o sinal 5000\_2, antes e após o incremento da rigidez à rotação dos capitéis (solução 4).

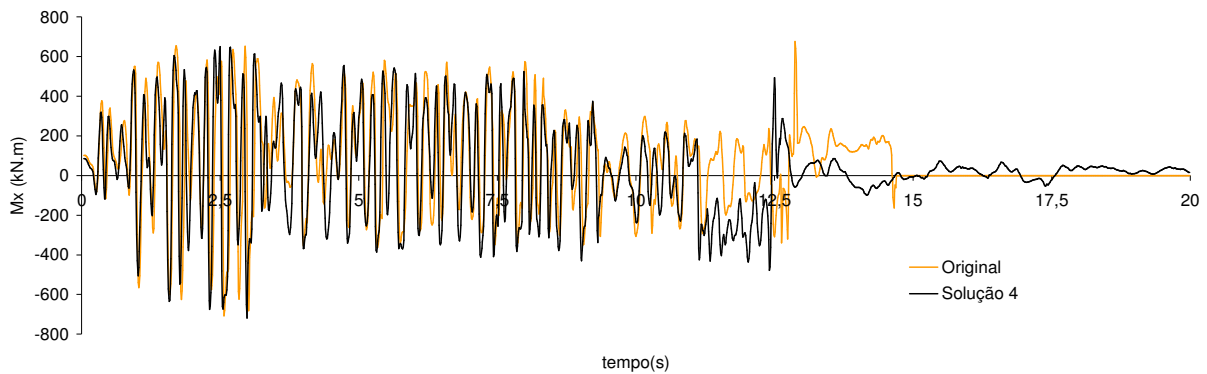


Fig. 6.26 - História do momento-flector ( $M_x$ ) na base do pilar central Norte da nave para o sinal 5000\_2, antes e após o incremento da rigidez à rotação dos capitéis (solução 4).

### 6.3 Conclusões sobre as soluções de intervenção estrutural ensaiadas

Como conclusão salientam-se as dificuldades em avaliar a eficácia de soluções virtuais de intervenção estrutural em construções com elevado comportamento não-linear sob acções sísmicas. Efectivamente, qualquer intervenção estrutural numa construção, induz alterações nas suas características dinâmicas (massa, rigidez e amortecimento) e, conseqüentemente, na evolução das condições em que se estabelece todo o equilíbrio dinâmico (instantâneo) nomeadamente na evolução da amplitude e distribuição das forças de inércia sísmicas. A avaliação “à priori” dos efeitos decorrentes destas alterações na resposta sísmica das construções é, especialmente no caso de construções com elevado comportamento não-linear, muito insipiente. Nestas condições, a validação de potenciais soluções de intervenção destinadas a corrigir vulnerabilidades sísmicas requer, em geral, a adopção de procedimentos iterativos a partir de um “pré-dimensionamento”. No caso do presente trabalho, em que as necessidades de intervenção estrutural recaem essencialmente sobre os pilares da nave, a validação da aparente eficácia das soluções propostas seguiu o seguinte procedimento:

#### 1 - Anterior à simulação numérica da resposta sísmica:

- Análise da relação exigência-resistência em termos da interacção de esforços N-M, admitindo a exigência sísmica original e a resistência após o reforço;
- Prossecussão com a variante da solução que, com alguma margem de segurança, indicie uma potencial relação sem danos (a validar);

#### 2 - Posterior à simulação numérica da resposta sísmica:

- Análise da relação exigência-resistência actualizada em termos da interacção de esforços N-M;

- Esta análise é inconclusiva se aquela relação indiciar a presença de danos na secção. É então requerida, para dissipar eventuais dúvidas quanto à eficácia da solução ensaiada, a análise complementar de outros parâmetros de resposta em pontos-chave do comportamento estrutural da construção, nomeadamente, a história das reacções de apoio, as deformações, a relação momento-curvatura, a relação tensão-extensão, etc.;
- 3 - Nos casos em que se concluiu pela ineficácia de uma proposta de solução, repetiu-se todo o procedimento com nova solução (ou sua variante).

Da aplicação deste procedimento iterativo concluiu-se que:

- a solução 1, correspondente ao pré-esforço axial dos pilares, aparentemente eficiente, acaba por revelar-se ineficaz para assegurar a integridade dos pilares na medida em que as melhorias induzidas pelo pré-esforço, no aproveitamento da capacidade resistente disponível na secção original (sem reforços), são anuladas pelo correspondente incremento da exigência sísmica;
- a solução 3, correspondente à transferência parcial da carga vertical (permanente) dos pilares para as paredes laterais, configura a antítese da solução pré-esforçada e, como tal, a aparente ineficácia. Contudo, do ponto de vista estritamente dos pilares, a variante com asnas simplesmente apoiadas revela-se eficiente, apesar de deixar o colapso dos pilares eminente e da elevada deformabilidade vertical (da ordem dos 16 cm) e horizontal (da ordem dos 13 cm) das asnas para as acções verticais (permanentes). Por seu lado, a variante com dois apoios duplos revela-se ineficiente devido aos excessivos impulsos horizontais permanentes (da ordem dos 1600 kN/asna) que são incompatíveis com a resistência das paredes laterais da nave;
- a solução 4, correspondente ao aumento da rigidez à rotação dos capitéis, não revela melhorias apreciáveis no desempenho dos pilares, confrontados os resultados antes e após a intervenção;
- a solução 2, correspondente ao reforço dos pilares da nave com armadura passiva (8Ø32,  $f_{syk}=400$  MPa), é a solução ensaiada capaz de garantir, com custos moderados, um desempenho estrutural dos pilares que salvaguarda a integridade estrutural da Igreja para cenários sísmicos com 5000 anos de período de retorno, pesem embora os danos registados na secção da base do pilar Norte, em boa parte devidos à reduzida capacidade de deformação e de ductilidade em compressão da alvenaria. Trata-se ainda assim de uma solução com alguma intrusividade mas custos moderados.



## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A elaboração deste trabalho pretende contribuir para a mitigação do risco sísmico das construções históricas de elevado valor patrimonial. É uma tarefa de grande relevância e actualidade se se atender a que grande parte deste património é construído em alvenaria, particularmente vulnerável à acção sísmica, e se se atender à actual tendência de consciencialização das sociedades modernas quanto à importância da conservação e do restauro do património de valor histórico-cultural.

Na perspectiva deste trabalho, esse contributo pode fazer-se a dois níveis. Em primeira instância apoiando a tutela da gestão do património com ferramentas de triagem das construções com necessidades de intervenção prioritária, através da aplicação expedita de métodos simplificados de avaliação. Numa fase posterior, entendida como indispensável, promovendo uma avaliação mais sustentada da segurança sísmica das construções e a prática de intervenções proporcionais à dimensão dos problemas, sempre em respeito pelo valor patrimonial das construções.

Contudo, a avaliação da segurança sísmica das construções históricas é uma tarefa particularmente complexa, na medida em que às incertezas na caracterização da acção sísmica se junta a complexidade das construções (geometria, concepção, materiais heterogéneos e com diferenciados estados de degradação, tipologias, danos evolutivos ocultos, etc.), a dificuldade da sua caracterização, face à ausência generalizada de informação, agravada pelo desconhecimento do projecto original, e as restrições de inspecção e ensaio desejavelmente confinadas à utilização de métodos não-destrutivos.

No Capítulo 2 deste trabalho, para fazer face à complexidade e à diversidade dos problemas a resolver, em construções tão peculiares, sob acções sísmicas, propõe-se a adopção de uma metodologia própria, cuja filosofia se reveja no lema “maximizar os estudos para minimizar a intervenção”, para promover diagnósticos sustentados através da aquisição e da análise integrada de

informação histórica, experimental e numérica, num contexto multidisciplinar, aberto e dinâmico, onde a Engenharia de Estruturas desempenha um papel central de integração e de coordenação. À semelhança da medicina, prescreve-se assim uma metodologia orientada por uma sequência de três etapas (Anamnese e Caracterização (I); Análise e Diagnóstico (II); Terapia e Controlo (III)) e que compreende tarefas fundamentais como: (i) caracterização geológico-geotécnica da coluna de solos de fundação; (ii) caracterização da acção sísmica regional (no domínio do tempo) e quantificação dos efeitos de sítio (estudos de microzonamento); (iii) caracterização da construção (análise histórica e documental; ensaios de inspecção e experimentação); (iv) desenvolvimentos de modelos de simulação numérica (calibrados com resultados da inspecção/experimentação); (v) avaliação da segurança e diagnóstico; (vi) prescrição da terapia (sustentada na análise da necessidade e das possibilidades de intervenção com técnicas e materiais adequados e em respeito pelos princípios hoje aceites para a intervenção em construções históricas, nomeadamente o princípio da mínima intervenção).

A caracterização experimental das construções é uma tarefa fulcral para o desenvolvimento de modelos de simulação numérica fiáveis. Neste domínio a metodologia proposta promove, particularmente, a utilização de técnicas de inspecção e de ensaio com carácter não-destrutivo. Neste contexto destaca-se o paradigma dos sistemas de monitorização, cuja utilização representa ainda o principal motor da dinâmica da metodologia.

No domínio das simulações numéricas, o recurso a análises dinâmicas não-lineares é um requisito para estudar estruturas irregulares com elevado comportamento não-linear, como o são a generalidade das construções históricas. Com efeito, para este tipo de estruturas, os métodos de capacidade espectral (do inglês, Capacity Spectrum Methods), baseados em análises estáticas não-lineares, são muito incipientes apesar dos mais recentes desenvolvimentos (Métodos de Capacidade Espectral Adaptativa).

As incertezas que permanecem, na caracterização e na modelação de construções tão complexas, mesmo depois de um processo metodológico, como o proposto neste trabalho, recomendam, em sintonia com as mais recentes indicações do ICOMOS, uma atitude de prudência, na validação de diagnósticos resultantes de uma primeira abordagem metodológica. Em geral recomenda-se a adopção de um “método observacional” que promova a dinâmica do processo através da “auscultação” e da “observação” da construção por períodos de tempo mais alargados. A prática de intervenções incrementais, intercaladas por períodos de observação, que interajam com os resultados observados, parece também ser o procedimento recomendável para avaliar e validar a eficácia de potenciais soluções (método observacional / incremental). Estes procedimentos devem ser sustentados por prévias análises de custo-benefício.

No Capítulo 3, atendendo à importância de que se reveste a caracterização da acção sísmica no contexto da metodologia, faz-se uma breve revisão do conhecimento sobre o enquadramento sismo-tectónico de Portugal Continental e da sua sismicidade histórica. Conclui-se que a actividade sísmica em Portugal é caracterizada por frequentes eventos de fraca magnitude e por esporádicos

eventos de elevada magnitude, ocorridos essencialmente num período não-instrumental (até 1910), fundamentalmente associada a duas zonas sismogénicas de características muito específicas, uma interplacas, localizada na zona Atlântica adjacente e para a qual estão relativamente bem catalogadas as suas estruturas sismogénicas e outra intraplacas, localizada no território Continental, na zona do Vale Inferior do Tejo e cujas estruturas e comportamento sismogénico são conhecidos de forma muito incompleta. Relativamente ao peso relativo do potencial sísmico e perigosidade que representam, nomeadamente, para a área metropolitana de Lisboa, a comunidade científica não é unânime.

Nestas circunstâncias, a caracterização de sinais sísmicos, no domínio do tempo, consistentes com o enquadramento sismotectónico de Portugal Continental para cenários de diferente perigosidade está, especialmente para movimentos sísmicos intensos, muito dependente de métodos de geração artificial (empíricos, teóricos e semi-empíricos). Os métodos teóricos (modelos sismológicos numéricos) aparecem como aqueles que melhor se adaptam às características da sismicidade e ao conhecimento das estruturas sismotectónicas de Portugal Continental, contando com uma forte componente de natureza geofísica. Contudo, o conhecimento incompleto das estruturas sismogénicas da zona do Vale do Tejo tem restringido a aplicação destes métodos à zona Atlântica adjacente.

Nos Capítulos 4, 5 e 6, a metodologia proposta é aplicada a um caso de estudo constituído pela Igreja do Mosteiro dos Jerónimos, em Lisboa.

No Capítulo 4 procede-se à caracterização da Igreja incluindo-se também a caracterização das condições geológico-geotécnicas da coluna dos solos de fundação e a caracterização da acção sísmica regional.

A análise dos dados disponíveis para a caracterização dos solos de fundação indicia que as fundações da Igreja estarão, directa ou indirectamente, sobre o maciço rochoso, a escassos metros da superfície. Neste sentido entendeu-se que os efeitos de sítio não seriam significativos.

A caracterização da construção baseou-se numa análise preliminar de documentos existentes, relatos históricos e relatórios técnicos, uns de carácter experimental outros de carácter numérico, que indiciavam problemas de segurança na abóbada da nave. No contexto da metodologia proposta estes elementos foram complementados pela realização de um conjunto de investigações experimentais que incidiram sobre a caracterização mecânica dos materiais e do comportamento estrutural da Igreja.

Os resultados da caracterização mecânica da alvenaria, efectuada em laboratório, sobre protótipos, indicam que se trata de um material compósito com elevado módulo de elasticidade, elevada resistência à compressão mas com reduzida ductilidade.

A caracterização experimental do comportamento estrutural incidiu na nave da Igreja e contou com a realização de ensaios de identificação dinâmica e com a instalação de sistemas de monitorização

(estática e dinâmica). Os resultados da identificação dinâmica permitiram identificar os modos de vibração dominantes da Igreja controlados por modos locais da nave (pilares e abóbada). Por seu lado, os resultados da monitorização estática revelam uma forte correlação entre o comportamento estático da Igreja e a sazonalidade da temperatura ambiente. Em conjunto, os resultados da monitorização disponíveis permitem concluir pela ausência de indícios da presença de danos evolutivos na Igreja.

Na falta de melhor informação, os sinais sísmicos utilizados nas simulações numéricas efectuadas foram sintetizados no NESDE-LNEC, através de modelos sismológicos específicos (métodos teóricos), para três cenários de casualidade sísmica, com diferentes níveis de perigosidade, traduzidos por períodos de retorno de 475, 975 e 5000 anos.

No Capítulo 5 apresentam-se aspectos relacionados com o desenvolvimento, a calibração e a validação de um modelo numérico para simulação do comportamento estrutural da Igreja dos Jerónimos. Adoptando-se uma estratégia de macromodelação recorreu-se a um modelo tridimensional de elementos finitos de viga, com uma malha e discretização medianamente refinada, e a um modelo constitutivo simplificado. Nas simulações numéricas realizadas admitiu-se o comportamento não-linear físico e geométrico.

As análises dinâmicas não-lineares, realizadas no domínio do tempo, para três sinais sísmicos por período de retorno, foram antecedidas pela realização de um conjunto de análises estáticas (lineares e não-lineares) e modais (lineares) através das quais se identificaram, previamente, as principais vulnerabilidades da Igreja. Este procedimento facilitou o processo de calibração e validação do modelo numérico e minimizou o esforço, das subsequentes e exigentes simulações dinâmicas não-lineares, focalizando-o na caracterização sísmica das vulnerabilidades identificadas.

Efectivamente, as análises modais constituíram um elemento chave na calibração do modelo, pesem embora as dificuldades sentidas em sintonizar o comportamento numérico com o comportamento experimental observado nos ensaios de identificação dinâmica. A análise linear estática, sob a acção das cargas verticais (permanentes), permitiu concluir que a generalidade dos elementos estruturais, com excepção da abóbada, onde se registam tensões de tracção ligeiramente superiores ao admitido, se comportam no domínio linear do material. Os pilares e a abóbada da nave aparecem como os elementos mais deformáveis. Em conjunto com as análises modais, as análises lineares estáticas, equivalentes à acção sísmica, realizadas de acordo com o prescrito no RSA (1983), identificam a direcção transversal como a potencialmente mais vulnerável e a nave como a estrutura condicionante do comportamento da Igreja sob acções horizontais. Efectivamente, as torres (Norte e Sul) e o transepto revelam-se como importantes elementos de contraventamento da Igreja. Complementarmente, as análises não-lineares estáticas do tipo “pushover”, realizadas para a direcção transversal da Igreja, permitiram não só estimar a capacidade transversal disponível - curvas de capacidade - como também associar os potenciais modos de colapso da nave ao comportamento dos pilares da nave. Efectivamente, enquanto o factor crítico de carga gravítica da Igreja é

condicionado pelo colapso dos pilares, associado a compressão dentro do núcleo central, os factores críticos da carga transversal da Igreja estão associados ao colapso dos pilares por compressão fora do núcleo central. Os elevados factores de carga lateral, obtidos para a direcção transversal (entre 0.40g e 0.45g), quando comparados com o coeficiente sísmico ( $\beta=0.22$ ), preconizado no RSA (1983), sugerem uma boa capacidade resistente da Igreja para acções horizontais.

Os resultados das simulações numéricas do comportamento sísmico não-linear da Igreja sugerem a possibilidade de colapso dos pilares da nave para os cenários sísmicos com períodos de retorno iguais ou superiores a 5000 anos. Para estes cenários os resultados sugerem também a eminência de colapso, por derrubamento, do campanário da torre Sul.

Os pilares Norte aparecem como os elementos críticos. A exigência sísmica de elevada excentricidade dos níveis de compressão está na origem dos danos registados no fuste dos pilares, de que se destaca a completa e recorrente ruína da secção da base do pilar central Norte.

Para os cenários de 475 e 975 anos de período de retorno, prevê-se que a Igreja fique sob importantes estados de tensão e de fendilhação não sendo expectável a sua ruína parcial ou global.

Finalmente, no Capítulo 6, tendo presente o elevado valor patrimonial do caso de estudo - Igreja do Mosteiro dos Jerónimos - propõem-se, analisam-se e discutem-se possíveis estratégias de intervenção/reforço com vista à redução das vulnerabilidades identificadas e à mitigação do risco sísmico da Igreja. A avaliação da eficácia das soluções propostas, incidentes nos pilares, é efectuada em primeira instância pela análise da relação entre a interacção resistente N-M e a exigência sísmica N-M original sendo, posteriormente, validada através de simulações numéricas do comportamento sísmico.

A solução correspondente ao reforço da secção dos pilares da nave com oito varões de 32 mm de diâmetro (8Ø32) com resistência moderada ( $f_{syk}=400\text{MPa}$ ) é, apesar da sua intrusividade, a solução ensaiada capaz de garantir um desempenho estrutural dos pilares que salvguarde a integridade estrutural da Igreja para cenários sísmicos com 5000 anos de período de retorno, pesem embora os danos registados na secção da base do pilar Norte, em boa parte devidos à reduzida capacidade de deformação e de ductilidade, em compressão, da alvenaria como material.

Em suma, da apreciação global do trabalho desenvolvido conclui-se que:

- a metodologia proposta promove diagnósticos mais sustentados contribuindo para intervenções mais adequadas e proporcionadas, em respeito pelos princípios hoje aceites para a preservação de construções históricas de elevado valor patrimonial, nomeadamente o princípio da mínima intervenção;

- as análises estáticas não-lineares (do tipo “pushover”), apesar das suas limitações, para avaliar o comportamento dinâmico das construções irregulares, constituem uma ferramenta interessante para a identificação das suas potenciais vulnerabilidades sísmicas;
- o comportamento sísmico da Igreja é condicionado pelo desempenho dos pilares da nave;
- é expectável o colapso da Igreja para acelerações máximas do solo da ordem dos 0.21g;
- a mitigação do risco sísmico da Igreja é possível através do reforço dos pilares da nave.

Em particular, apesar da aplicação da metodologia proposta ao caso de estudo da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos se revestir de um carácter essencialmente académico crê-se que, no essencial, se atendeu aos seus aspectos fundamentais e se relevaram as dificuldades e as incertezas de caracterização, muito para além das inerentes à acção sísmica. Nesse contexto, e atendendo à forte dependência do diagnóstico e das soluções de intervenção dos resultados das simulações numéricas realizadas, referem-se alguns aspectos que, no âmbito deste trabalho, não foram considerados e outros que poderão e deverão ser melhorados em trabalhos futuros, nomeadamente:

- análises numéricas de sensibilidade do comportamento estrutural a parâmetros tais como o amortecimento viscoso, a tensão de cálculo e a energia de fractura, em tracção e em compressão;
- extensão dos planos de caracterização experimental da construção;
- consideração da componente vertical da acção sísmica nas simulações numéricas;
- consideração da interacção solo-estrutura no comportamento dinâmico da construção;
- consideração das elevadas deformações de desaprumo dos pilares da nave, nas simulações numéricas;
- estudo de soluções de reforço com materiais e técnicas não-tradicionais, como por exemplo o uso de fibras de carbono ou de vidro, já com algumas realizações, ou de ligas com memória de forma (SMA - Shape Memory Alloys), cuja utilização, no contexto da metodologia, ainda está a dar os primeiros passos.

## REFERÊNCIAS

- Aires-Barros, L. (2001): *As rochas dos monumentos portugueses: tipologias e patologias*. Ministério da Cultura - IPPAR, Vol. I e II.
- Alves, J. F., (1989): *O Mosteiro dos Jerónimos – descrição e evocação*. Livros Horizonte.
- Ambraseys, N. N.; Simpson, K. A.; Bommer, J. J., (1998): *Prediction of horizontal response spectra in Europe*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25-4, pp. 371-400.
- ARTEMIS (2006): *ARTEMIS extractor user's manual*, Release 3.5, Structural Vibration Solutions, Aalborg, Dinamarca.
- ASCE/SEI 41-06 (2007): *Seismic rehabilitation of existing buildings*, American Society of Civil Engineers.
- ASTM E447 (1992): *Standard test method for compressive strength of masonry prisms*, American Society for Testing Materials.
- ASTM, (1999): *Standard test method for elastic moduli of intact rock core specimens in uniaxial compression*. Annual Book of ASTM Standards, Section 4, Vol. 04.08, D 3148-96.
- ATC-40 (1996): *Seismic evaluation of concrete buildings*. Report ATC-40, Applied Technology Council.
- Augusti, G., Ciampoli, M., Giovenale, P., (2001): *Seismic vulnerability of monumental buildings*. Structural Safety, 23, pp. 253-274.
- Bento, R., Falcão, S., Rodrigues, F. (2004): *Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não-lineares*. Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal, pp. 865-874.
- Betti, M., Orlando M., Vignoli A. (2007): *Modelling and analysis of a Romanesque church under earthquake loading- Assessment of seismic resistance*. Engineering Structures, Elsevier.

- Binda, L., Gatti, G., Mangano, G., Poggi, C., Landriani, G., (1992): *Collapse of the civic tower of Pavia. A survey of the materials and structure*, Masonry International. Vol. 6, No. 1, pp. 11-20.
- Binda, L., Saisi, A. (2005): *Research on historic structures in seismic areas in Italy*. Prog. Struct Engng Mater. 7: pp. 71-85.
- Binda, L., Saisi, A., Tiraboshi, C., (2000): *Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries*. Construction and Building Materials, 14 (4), pp. 199-233.
- Borges, J. Ferry., Castanheta, M. (1971): *Structural safety*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Borges, J. F.; Fitas, A.J. S.; Bezzeghoud, M.; Teves-Costa, P., (2001): *Seismotectonics of Portugal and its adjacent Atlantic area*, Tectonophysics 337: pp. 373-387.
- Cabral, J.; Moniz, C.; Ribeiro, P.; Terrinha, P.; Matias, L. (2003): *Analysis of seismic reflection data as a tool for the seismotectonic assessment of a low activity intraplate basin – the lower Tagus valley (Portugal)*, Journal of Seismology 7, Kluwer Academic Publishers, pp. 431-447.
- Caetano, E. (1992): *Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Caetano, E. (2000): *Dynamic of cable-stayed bridges: experimental assessment of cable-Structure Interaction*, PhD Thesis, Engineering Faculty of University of Porto, Portugal.
- Campos Costa, A., (1993): *A acção dos sismos e o comportamento das estruturas*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Campos Costa, A.; Sousa, M.L.; Carvalho, A.; Serra, J.B.; Carvalho, E.C., (2002): *Regional seismic risk scenarios based on hazard deaggregation*, Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering, London, UK, Paper 470.
- Campos Costa, A. ; Sousa, M. L. ; Carvalho, A. ; Coelho, E., (2004): *Seismic loss scenarios based on hazard de-aggregation application to the metropolitan region of Lisbon*, National Laboratory for Civil Engineering (LNEC), Structural Engineering Department, Lisbon, Portugal.
- Carvalho, A.; Campos Costa, A., (2004): *Modelos estocásticos com ruptura progressiva da falha para a caracterização da acção sísmica em Portugal: aplicação ao sismo de 1 de Novembro de 1755*, Relatório 240/04 - Núcleo de Engenharia Sísmica e Dimensionamento de Estruturas - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Casarin, F. (2006): *Structural assessment and seismic vulnerability analysis of a complex historical building*. PhD Thesis, University of Trento, Italy.
- Chopra, A. (1995): *Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall International, Inc.



- Clough, R.W., Penzien, J., (1993): *Dynamics of structures*, McGraw-Hill, Second edition.
- Cotilla Rodriguez M. O.; Córdoba Barba D., (2004): *Morphotectonics of the iberian peninsula*, Pure Applied Geophysics 161, pp. 755–815.
- DGEMN, *Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais* (portal [www.monumentos.pt](http://www.monumentos.pt)).
- DIANA, (2005): *DIANA - Finite element analysis. User's Manual*, Release 9.1, TNO - Building and Construction Research, Netherlands.
- Douglas, B. M. and Reid, W. H. (1982): *Dynamic tests and system identification of bridges*, Structural Division, ASCE 108, 2295–2313.
- EC6, (2005): *Eurocode 6 - EN1996-1-1 Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry*, CEN - Comité Européene de Normalisation, Brussels.
- EC8-1, (2004): *Eurocode 8 - EN1998-1 Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and general requirements for structures*, CEN - Comité Européene de Normalisation, Brussels.
- EC8-3 (2004): *Eurocode 8 - EN1998-3 Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Strengthening and repair of buildings*, CEN - Comité Européene de Normalisation, Brussels.
- ESD, Internet site for European Strong Motion Database (portal [www.isesd.cv.ic.ac.uk](http://www.isesd.cv.ic.ac.uk)).
- Ewins, D. J. (2000): *Modal testing, theory, practice and application*, Second Edition, Research Studies Press LTD, Baldock, Hertfordshire, England.
- Fairhurst, C.E.; Hudson, J.A., (1999): *Draft ISRM suggested method for the complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 36, pp. 279-289.
- Fajfar, P. (2000): *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake Spectra, Vol.16, EERI, pp. 573-592.
- Faria, R. (1994): *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- FEMA 273/274 (1997): *NEHRP - Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- FEMA 356 (2000): *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington D. C.
- FEMA 547 (2006): *Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings*, Federal Emergency Management Agency.

- Fernandes, F., (2006): *Evaluation of two novel NDT techniques: microdrilling of clay bricks and ground penetrating radar in masonry*, PhD Thesis, University of Minho, Portugal, (disponível em [www.civil.uminho.pt/masonry](http://www.civil.uminho.pt/masonry))
- Fernandes, F., Lourenço, P.B., Zanzi, L., (2006): *Avaliação da constituição de elementos estruturais através do radar de prospecção geotécnica*, Engenharia e Vida, pp.38-44.
- Freeman, S.A. (1998): *The capacity spectrum method as a tool for seismic design*. 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake, Paris.
- Genin, S., (1995), *Descriptive study of the vault in the church of the monastery of Santa Maria de Belém in Lisbon*, MSc. Thesis (in French), Katholiek Universiteit Leuven, Belgium.
- Genna F., Di Pasqua M., Veroli M. (1998): *Numerical analysis comparison models buildings: a constitutive of old masonry among constitutive models*. Engineering Structures, 20, pp. 37-53.
- Gentile, C., Saisi A. (2004): *Dynamic based F.E. model updating to evaluate damage in masonry towers*, Proc. 4<sup>th</sup> International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions, Padova 10-12 November, pp. 439-449.
- Giuffrè, A., (1993): *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso de Ortigia*, codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storici. Editori Laterza.
- Grimaldi, A., Luciao, R., Sacco, E., (1992): *Nonlinear dynamic analysis of masonry structures via FEM*. Computing methods in applied sciences and engineering. Nova Science Publishers, 373- 382.
- Guidelines, (2007): *Guidelines for evaluation and risk mitigation of seismic to cultural heritage*. Ministry for Cultural Heritage and Activities, Gangemi Editore, Rome, Italy.
- Hernandez, B. & Cotton, F., (2000); *Empirical determination of the ground shaking duration due to an earthquake using strong motion accelerograms for engineering applications*, 12WCEE-2000.
- Hilber, H. M.; Huges, T. J.; Taylor, R.L.(1977): *Improved Numerical Dissipation for Time integration Algorithms in structural Dynamics*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, pp. 283-292.
- Hitchings, D. (1992): *A finite element dynamics primer*, NAFEMS.
- ICOMOS (2001): *Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*, International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage.
- IPPAR, (2002): *Desenhos do tecto da igreja do mosteiro dos Jerónimos*, Lisboa, Portugal (não publicado).

- ISRM (1981): *Suggested methods for determining uniaxial compressive strength and deformability of rock materials*, In: Brown E.T., ISRM Suggested Methods. Pergamon, Oxford.
- ISSMGE (1999): *Manual for zonation on seismic geotechnical hazards*, The Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering), Revised version, Japanese Geotechnical Society.
- Jorge, Veríssimo (1984): *As abóbadas da igreja de Santa Maria de Belém*, Seminário de história da arte, Faculdade de Letras, Lisboa.
- Keller Grundbau GmbH, (2000): *Prospecção geológica - Museu nacional de arqueologia*, (não publicado).
- Kramer, S. L., (1996): *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc.
- Lemos, J. V., (1998): *Numerical models for seismic analysis of monuments*, Monument 98 - Workshop on Seismic Performance of Monuments, pp. k19-k36, Lisbon, Portugal.
- LNEC (1995): *Mosteiro de São Vicente de Fora - Memos reporting the findings from the in-situ measurements*, Lisboa.
- Lourenço, P.B., (1996): *Computational strategies for masonry structures*. Delft University of Technology, Países Baixos (disponível em [www.civil.uminho.pt/masonry](http://www.civil.uminho.pt/masonry)).
- Lourenço, P.B., Córias e Silva, V. (1998): *Survey and assessment of Portuguese heritage using non-destructive methods, in view of its seismic rehabilitation*. Monument-98, Workshop on seismic performance of monuments, Lisbon, Portugal, pp 157-166.
- Lourenço, P.B. (2001): *Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations, 3rd International Seminar of Historical Constructions – Possibilities of numerical and experimental techniques*, University of Minho, Portugal, pp. 91-116.
- Lourenço, P. B., Krakowiak, K.J., (2003): *Avaliação da estabilidade das abóbadas da igreja do mosteiro dos Jerónimos*, Relatório 03-DEC/E-02, Universidade do Minho, Portugal.
- Lourenço, P.B., Oliveira, D. V. (2005): *Seismic vulnerability of historical structures*, 1<sup>st</sup> US-Portugal International Workshop – Grand Challenges in Earthquake Engineering, Lamego, Portugal, pp.6.1-6.8.
- Lourenço, P. B., Roque, J.A. (2006): *Simplified indexes for seismic vulnerability of ancient masonry buildings*, *Construction and Building Materials*, Volume 20, Issue 4, Elsevier Ltd, pp.200-208.
- Lourenço, P. B., (2009): *Recent advances in masonry structures: Micromodelling and homogenisation*, em: *Multiscale Modeling in Solid Mechanics - Computational Approaches*, Eds. U. Galvanetto, M.H. Ferri Aliabadi, Imperial College Press, pp. 251-294.

- Magalhães, F., Caetano, E., Cunha, A. (2004): *Desenvolvimento de software em Matlab para identificação modal de pontes sob acções ambientais*. Sísmica 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal, pp. 755-766.
- Marques de Carvalho, A., (1984): *Do mosteiro dos Jerónimos*, Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisboa.
- MC 90 (1993): *CEB-FIP Model Code 1990*. Thomas Telford, London.
- Mele, E., De Luca, A., (1999): *Behaviour and modelling of masonry church buildings in seismic regions*. Second international symposium on earthquake resistant engineering structures.
- Meli, R. (1998): *Ingeniería estructural de los edificios históricos*. Fundación ICA, México.
- Meli R., Rivera D., Sánchez R. e Miranda, E. (2001): *Instrumentación sísmica de la Catedral Metropolitana. Resultados 1997–2000*. Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No 65, pp.17-47
- Montemor, M., et al., (2005): *Materiais de Construção: Guia de Utilização*, Loja da Imagem - Arquitectura e Vida / Engenharia e Vida, Lisboa.
- Moreira, V.J., (1979): *Contribuição para o conhecimento da sismicidade histórica de Portugal continental*, Revista do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, 2, pp. 121-136, Lisboa.
- Moreira, V.J., (1982): *Sismotectónica de Portugal Continental e região atlântica adjacente*, Separata da revista do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Lisboa.
- Moreira, V.J., (1984): *Sismicidade histórica de Portugal Continental*, Revista do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Lisboa.
- Mun, M., (2002): *Estudo da constituição das abóbadas da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos através de sondagem com radar e métodos complementares de diagnóstico*, Relatório 176/2002, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Naeim, F. (2001): *The seismic design handbook*, Kluwer Academic Publishers.
- NAER, Parte B - Ota “2.Casualidade sísmica” (relatório técnico disponível em [www.naer.pt](http://www.naer.pt)).
- Newmark, N.M., Hall, W.J., (2003): *Earthquake spectra and design, EERI monograph*, Earthquake Engineering Research Institute, Third Edition.
- O.P.C.M. 3274/03 (2003): *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sísmica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sísmica*, Governo de Itália.
- O.P.C.M. 3431/05 (2005): *Ulteriori modifiche ed integrazioni all' O.P.C.M. 3274/03*, Governo de Itália.

- Oliveira, D. V., (2003): *Análise experimental e numérica de estruturas de alvenaria de blocos sob acções cíclicas*, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.
- Oliveira, D. V.; Ramos, L.F.; Lourenço, P.B.; Roque, J.A., (2005): *Structural monitoring of the monastery of Jerónimos*, International Conference – 250<sup>th</sup> Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, November, Lisbon, Portugal.
- Oliveira, M. M. P., (2001): *Prospecção por radar na Igreja do Mosteiro dos Jerónimos*. Relatório 177/2002-NP, LNEC, Portugal.
- Orduña, A. (2003): *Seismic assessment of ancient masonry structures by rigid blocks limit analysis*. PhD Thesis, University of Minho, Portugal (disponível em [www.civil.uminho.pt/masonry](http://www.civil.uminho.pt/masonry)).
- Peláez, J.A., López Casado, C., (2002): *Seismic hazard estimate at the Iberian Peninsula*, Pure Applied Geophys. 159, pp.2699-2713.
- PIET, (1971), *Prescripciones del instituto Eduardo Torroja – Obras de fabrica*, Ed. CSIC, Madrid.
- Pinho, R., Bento, R., Baht, C., Casarotti, C. (2007): *Método do espectro de capacidade adaptativo para a avaliação sísmica de estruturas*. Sísmica 2007 - 7<sup>o</sup> Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto, Portugal, pp. 263.
- Ramos, L. F. (2007): *Damage identification on masonry structures based on vibration signatures*, PhD Thesis, University of Minho, Portugal (disponível em [www.civil.uminho.pt/masonry](http://www.civil.uminho.pt/masonry)).
- Ramos, L. F., Marques, L., Lourenço, P.B., Roeck, G., Campos Costa, A., Roque, J.A. (2010): *Monitoring of historical masonry structures with operational modal analysis: two case studies*, Mechanical Systems and Signal Processing. (in press)
- Rivera D., Meli R., Sanchez R., Orozco B., (2008), *Evaluation of the measured seismic response of the Mexico City Cathedral*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Wiley & Sons.
- Rodrigues, J. (2004): *Identificação modal estocástica. Métodos de análise e aplicações em Engenharia Civil*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Roque, J. A. (2002): *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Portugal. (disponível em [www.civil.uminho.pt/masonry](http://www.civil.uminho.pt/masonry)).
- RSA (1983): *Regulamento de segurança e acções em estruturas de edifícios e pontes*. Decreto Lei nº. 235/83, INCM, Lisboa, Portugal
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., & Seed, H.B., (1972): *SHAKE, a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*, Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley.

- Scota R., Vitaliana R., Saetta A., Oñate E., Hanganu A., (2001): *A scalar damage model with a shear retention factor for the analysis of reinforced concrete structures: Theory and validation*. Comput & Structures; 79: 737-755.
- Seed, H.B., Wong, R. T., Idriss, I. M. and Tokimatsu, K. (1984): *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.112, No. 11, pp. 1016-1032.
- SeismoSignal (2007): *A computer program for signal processing of strong-motion data*, version.3.2 (disponível em <http://www.seismosoft.com>).
- Silva, A.S., (2001): *Caracterização de materiais provenientes das abóbadas da Igreja dos Jerónimos em Lisboa*. Parte integrante do Relatório 176/2002-NCE, LNEC, Portugal.
- Sincraian, G. E. (2001): *Seismic behaviour of blocky masonry structures. A discrete element method approach*, PhD Thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- SNPC (2003): *Plano de Emergência para o risco sísmico*, Serviço nacional de protecção civil de Lisboa/ CML, Divulgação Pública, Versão 2.0 (CD-ROM), Lisboa.
- Sousa, M.L., (1996): *Modelos probabilísticos para a avaliação da casualidade sísmica em Portugal continental*, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.
- Sousa, M.L., (2006): *Risco sísmico em Portugal continental*, Tese de Doutoramento em Engenharia do Território, Instituto superior Técnico, Lisboa.
- Tahskov, L., Krstevska, L. (1998): *Testing methodology and practical applications for evaluating the seismic behaviour of historical monuments*. Monument-98, Workshop on Seismic Performance of Monuments, Lisbon, Portugal, pp. 187-195.
- Teves-Costa, P.; et al., (1999): *Estudo dos efeitos de sítio em algumas estruturas bidimensionais da cidade de Lisboa*, Sísmica 99 - 4º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, pp. 117-126.
- Teves-Costa, P.; Almeida; I.M.; Silva, P.L., (2001): *Microzonation of Lisbon: 1-D theoretical approach*, Pure and Applied Geophysics, 158 : pp. 2579-2596.
- Teves-Costa, P.; Almeida; I.M.; Gomes, E., (2004): *Caracterização geotécnica dos solos da área da grande Lisboa e concelhos limítrofes*, Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, 14 a 16 Abril, pp. 311-320.
- Trifunac, M.D.; Brady, A.G., (1975): *On the correlation of seismic intensity with peaks of recorded strong ground motion*, Bulletin of the Seismological Society American, Vol. 65, pp. 139-162.
- Valluzzi, M. Binda, L. Modena, C. (2005): *Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing*, Construction and Building Materials, Volume 19, Issue 1, pp. 63-73.

- Vanmarcke, E.H.; Cornell, C. A.; Gasparini, D.A.; Hou, S., (1976): *SIMQKE: a program for artificial ground motion generation*, User's manual and documentation, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering.
- Vilanova, Susana P.; Fonseca, Joao F.B.D.,(2004): *Seismic hazard impact of the lower Tagus valley fault zone (SW Iberia)*, Journal of Seismology 8: 331–345, Kluwer Academic Publishers.
- Whitehurst, F. A. (1966): *Evaluation of concrete from sonic tests*. ACI – American Concrete Institute, Detroit, Monograph N° 2.

## **ANEXO I. MODELO GEOMÉTRICO**



Índice de figuras do ANEXO I

Fig. I.1 – Modelo geométrico e respectiva malha de elementos finitos: (a) planta; (b) perspectiva. .... I.3

Fig. I.2 – Malha de elementos finitos do modelo geométrico da nave da Igreja (numeração de nós):  
 (a) planta da abóbada da nave; (b) secção transversal tipo das nervuras; (c) pórtico central transversal. .... I.4

Fig. I.3 – Pilares da nave: (a) malha de elementos finitos e nós de fundação; (b) secção transversal e respectivos eixos locais, eixos globais e pontos de integração numérica. .... I.5

Fig. I.4 – Parede Sul: (a) malha de elementos finitos; (b) secção transversal tipo dos contrafortes (b1), das barras horizontais (b2) e respectivos pontos de integração numérica. .... I.6

Fig. I.5 – Parede Norte: (a) malha de elementos finitos (numeração das barras acima da cobertura dos claustros); (b) secção transversal tipo dos contrafortes (b1), das barras horizontais (b2) e respectivos pontos de integração numérica. .... I.7

Fig. I.6 – Torre Sul: (a) malha de elementos finitos; (b) configuração das secções transversais da Torre, em diferentes níveis, da secção das barras verticais no modelo numérico e respectivos pontos de integração numérica. .... I.8

Fig. I.7 – Transepto (parede Poente) e pilares do transepto: (a) malha de elementos finitos; (b) secções transversais tipo, até ao nível da cobertura dos Claustros (b1), acima do nível da cobertura dos Claustros (b2) e respectivos pontos de integração numérica. .... I.9

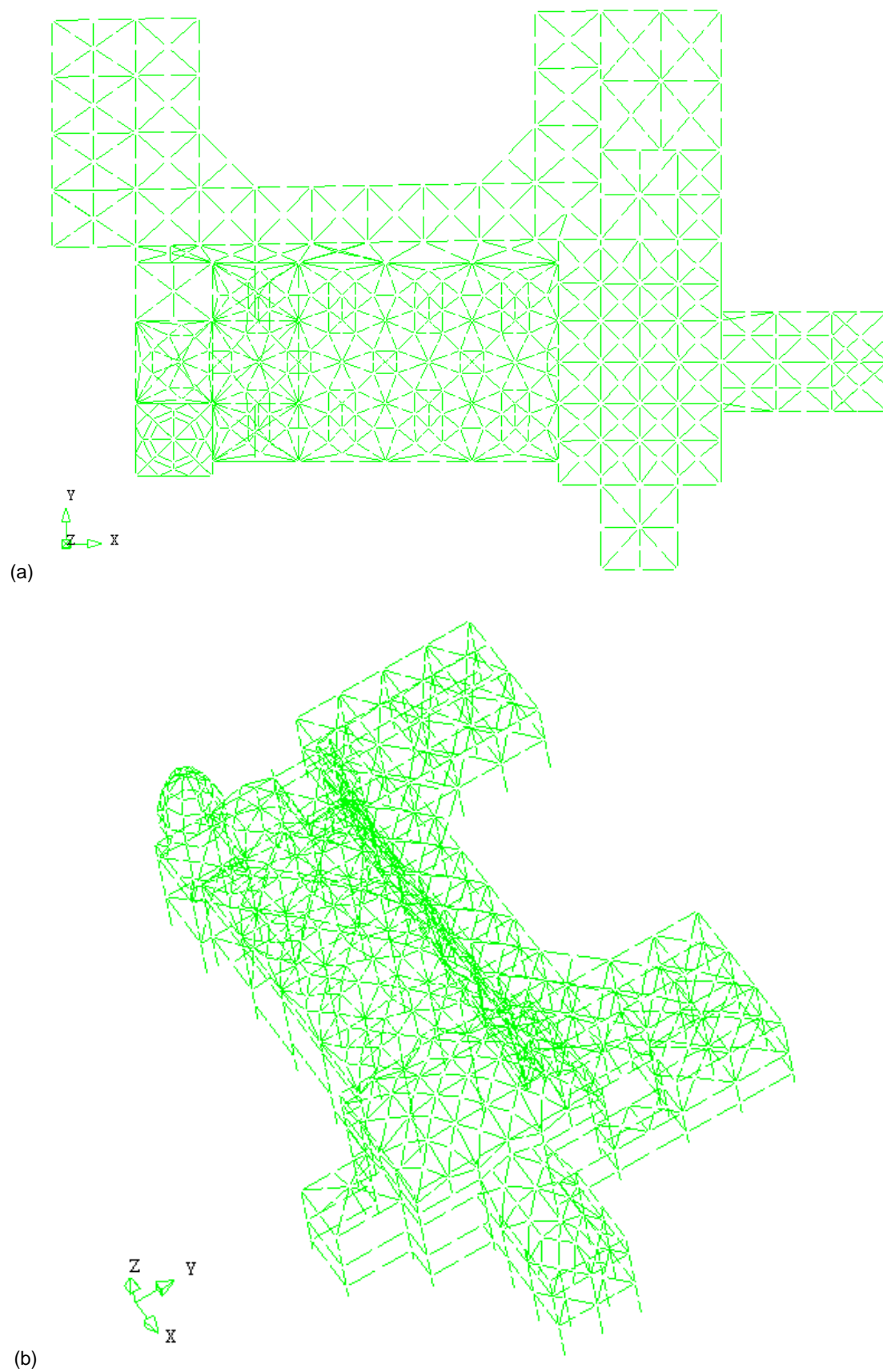
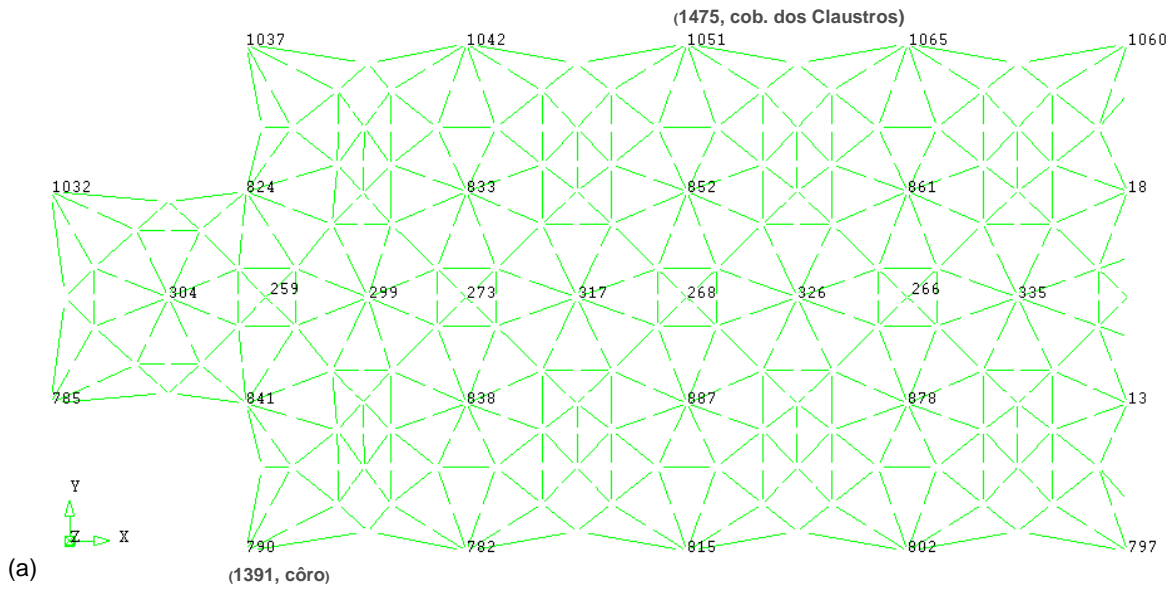
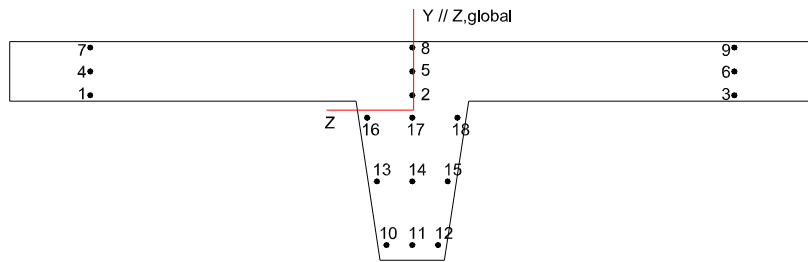


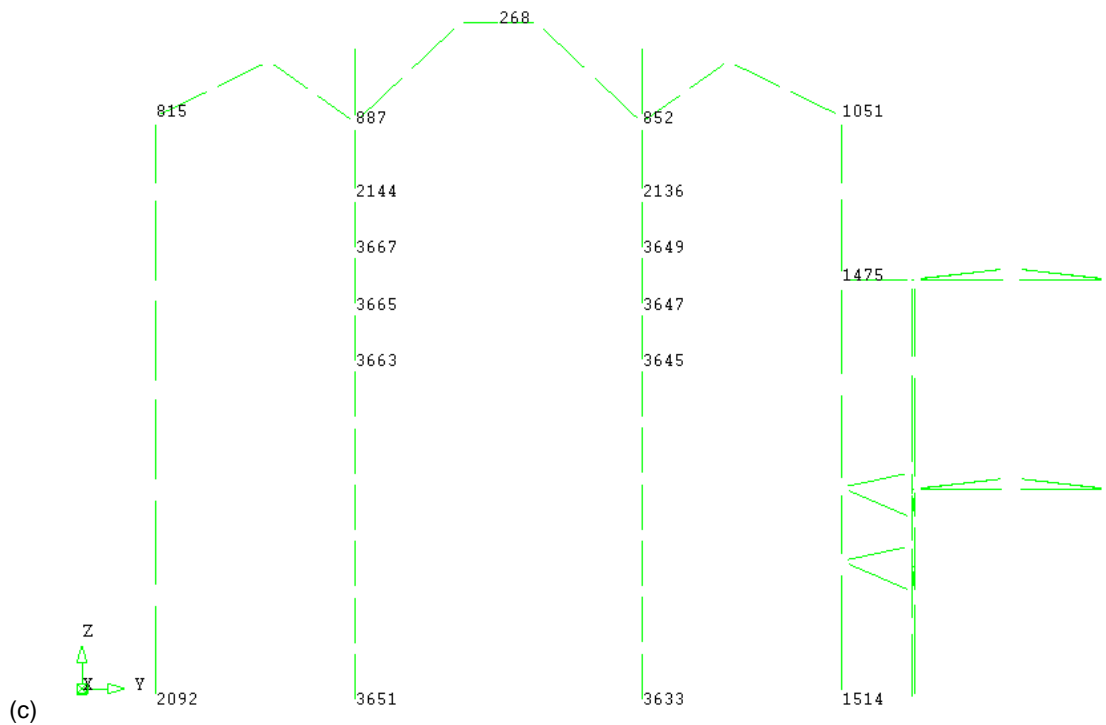
Fig. I.1 – Modelo geométrico e respectiva malha de elementos finitos: (a) planta; (b) perspectiva.



(a)

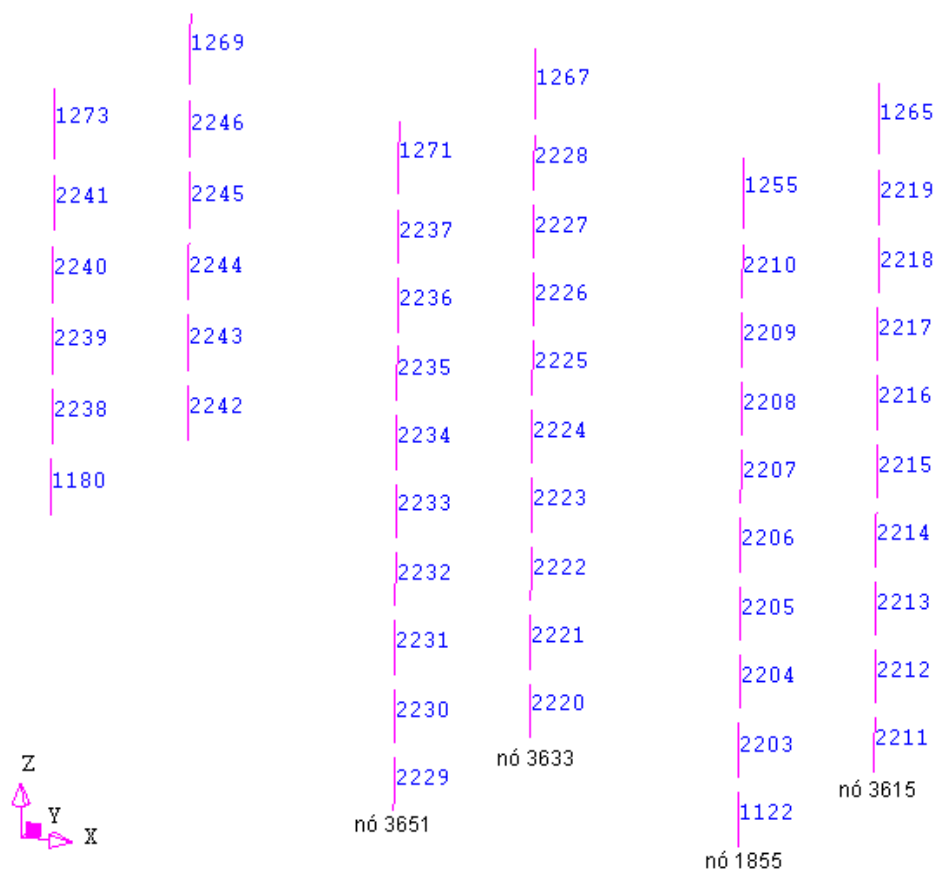


(b)

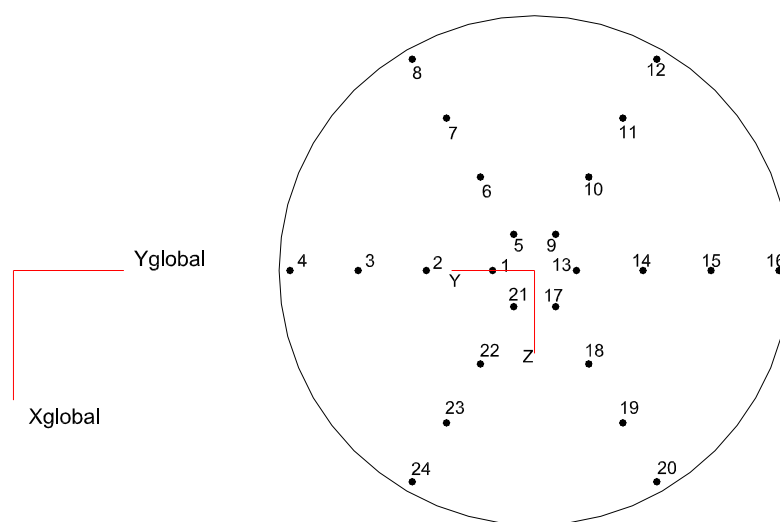


(c)

Fig. I.2 – Malha de elementos finitos do modelo geométrico da nave da Igreja (numeração de nós): (a) planta da abóbada da nave; (b) secção transversal tipo das nervuras; (c) pórtico central transversal.

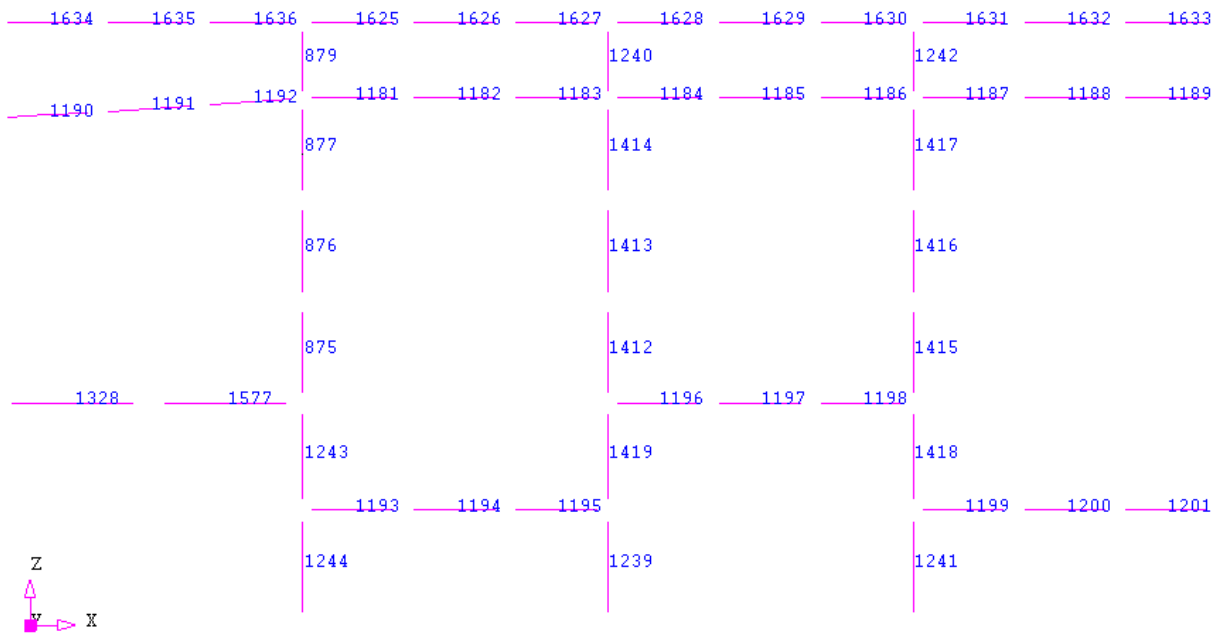


(a)

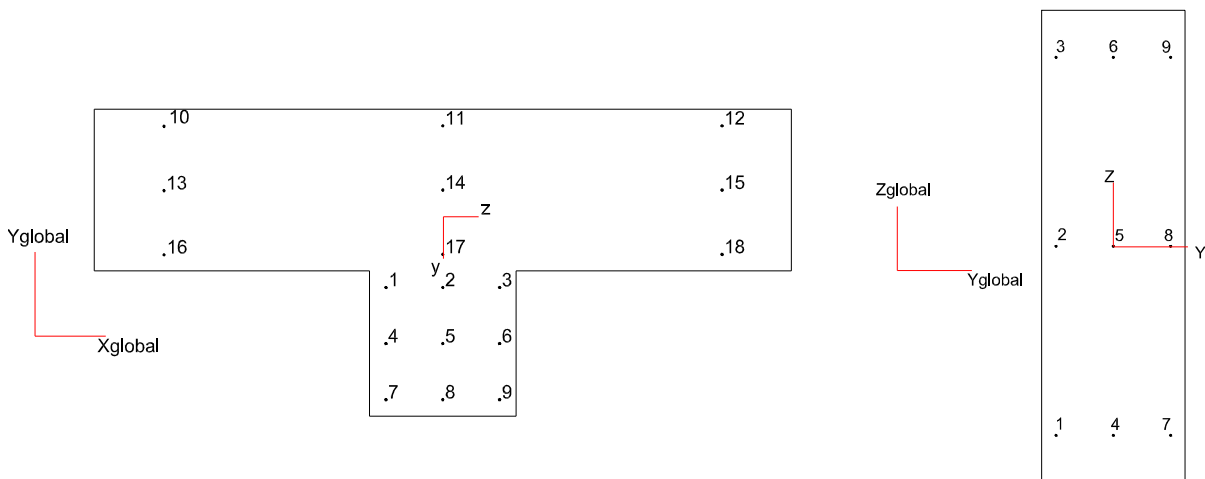


(b)

Fig. I.3 – Pilares da nave: (a) malha de elementos finitos e nós de fundação; (b) secção transversal e respectivos eixos locais, eixos globais e pontos de integração numérica.



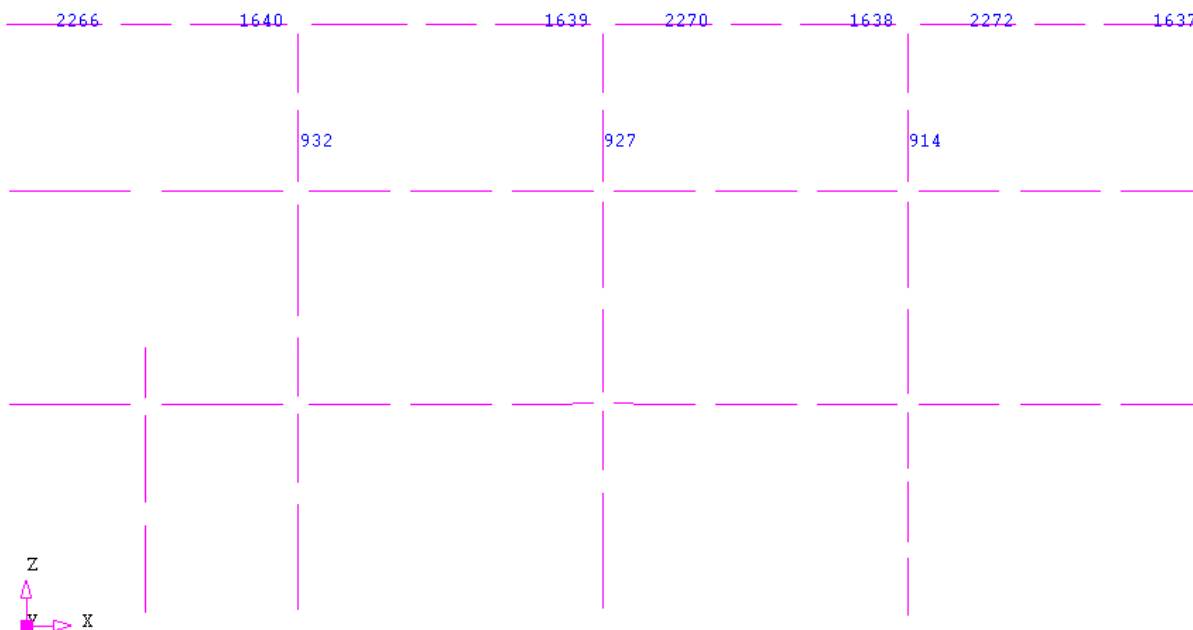
(a)



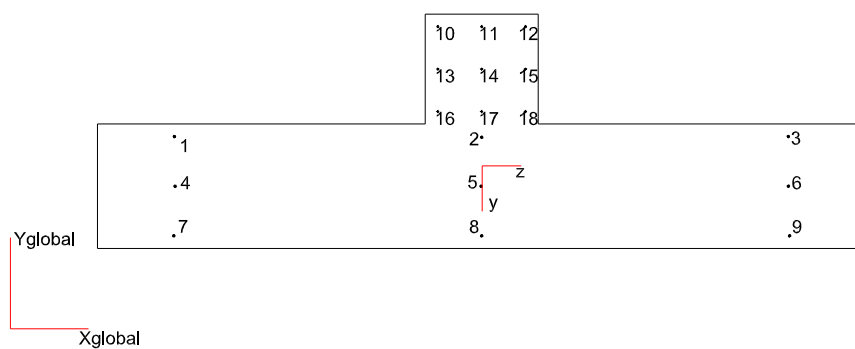
(b1)

(b2)

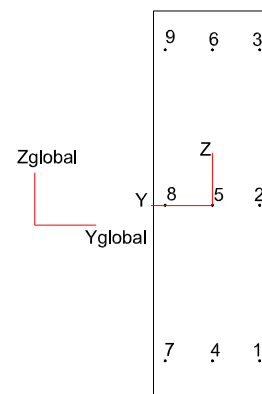
Fig. I.4 – Parede Sul: (a) malha de elementos finitos; (b) secção transversal tipo dos contrafortes (b1), das barras horizontais (b2) e respectivos pontos de integração numérica.



(a)



(b1)



(b2)

Fig. 1.5 – Parede Norte: (a) malha de elementos finitos (numeração das barras acima da cobertura dos claustros); (b) secção transversal tipo dos contrafortes (b1), das barras horizontais (b2) e respectivos pontos de integração numérica.

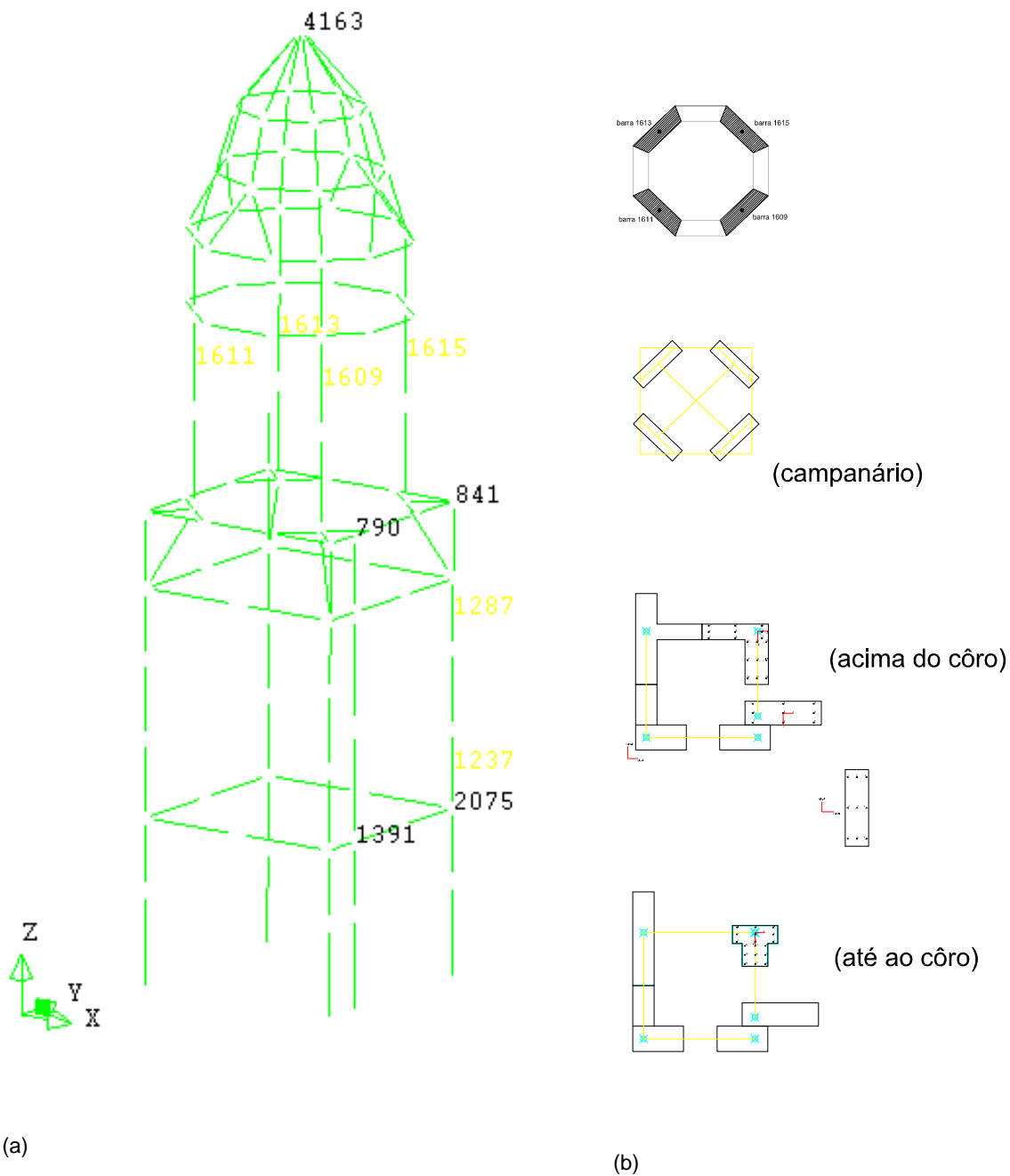
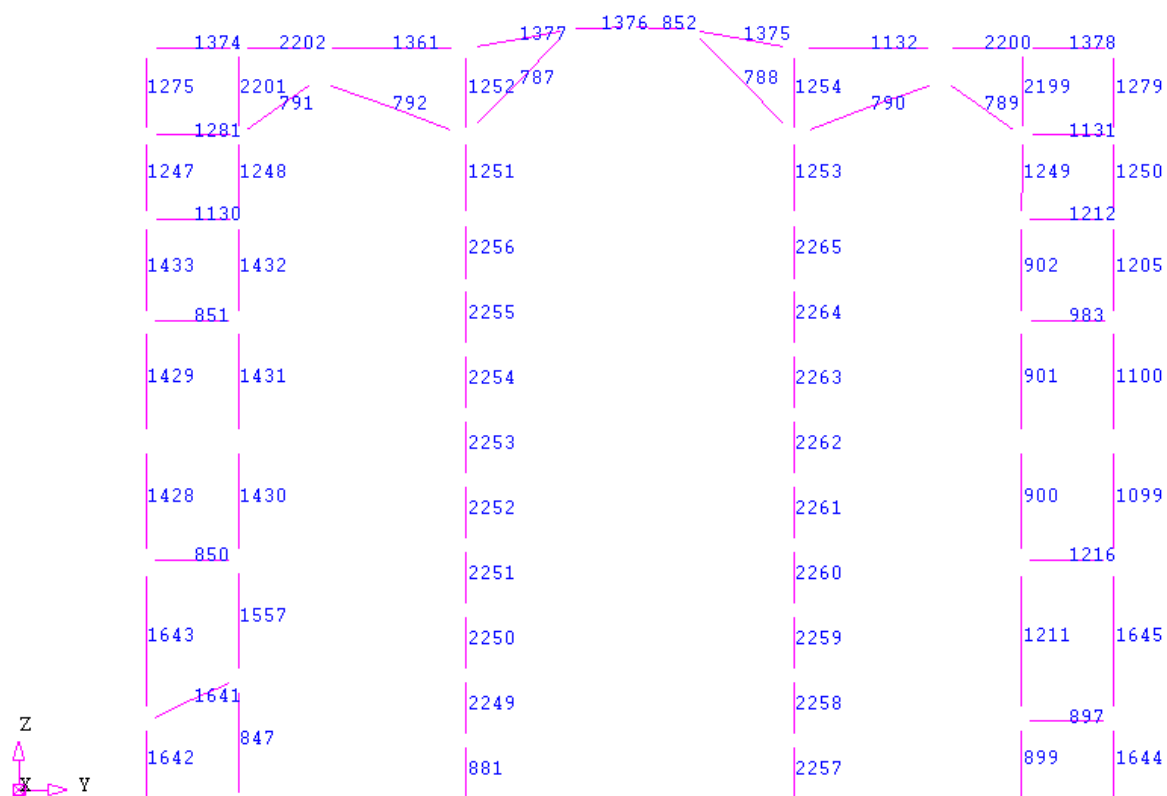


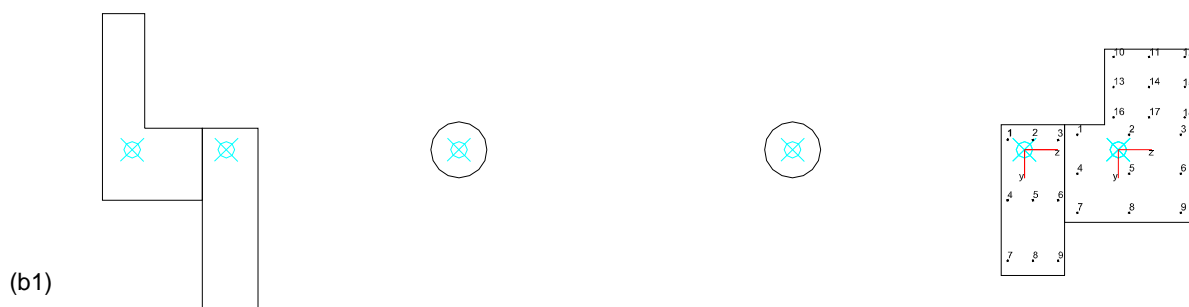
Fig. 1.6 – Torre Sul: (a) malha de elementos finitos; (b) configuração das secções transversais da Torre, em diferentes níveis, da secção das barras verticais no modelo numérico e respectivos pontos de integração numérica.



(a)



(b2)



(b1)

Fig. I.7 – Transepto (parede Poente) e pilares do transepto: (a) malha de elementos finitos; (b) secções transversais tipo, até ao nível da cobertura dos Claustros (b1), acima do nível da cobertura dos Claustros (b2) e respectivos pontos de integração numérica.



## **ANEXO II. ANÁLISE MODAL**

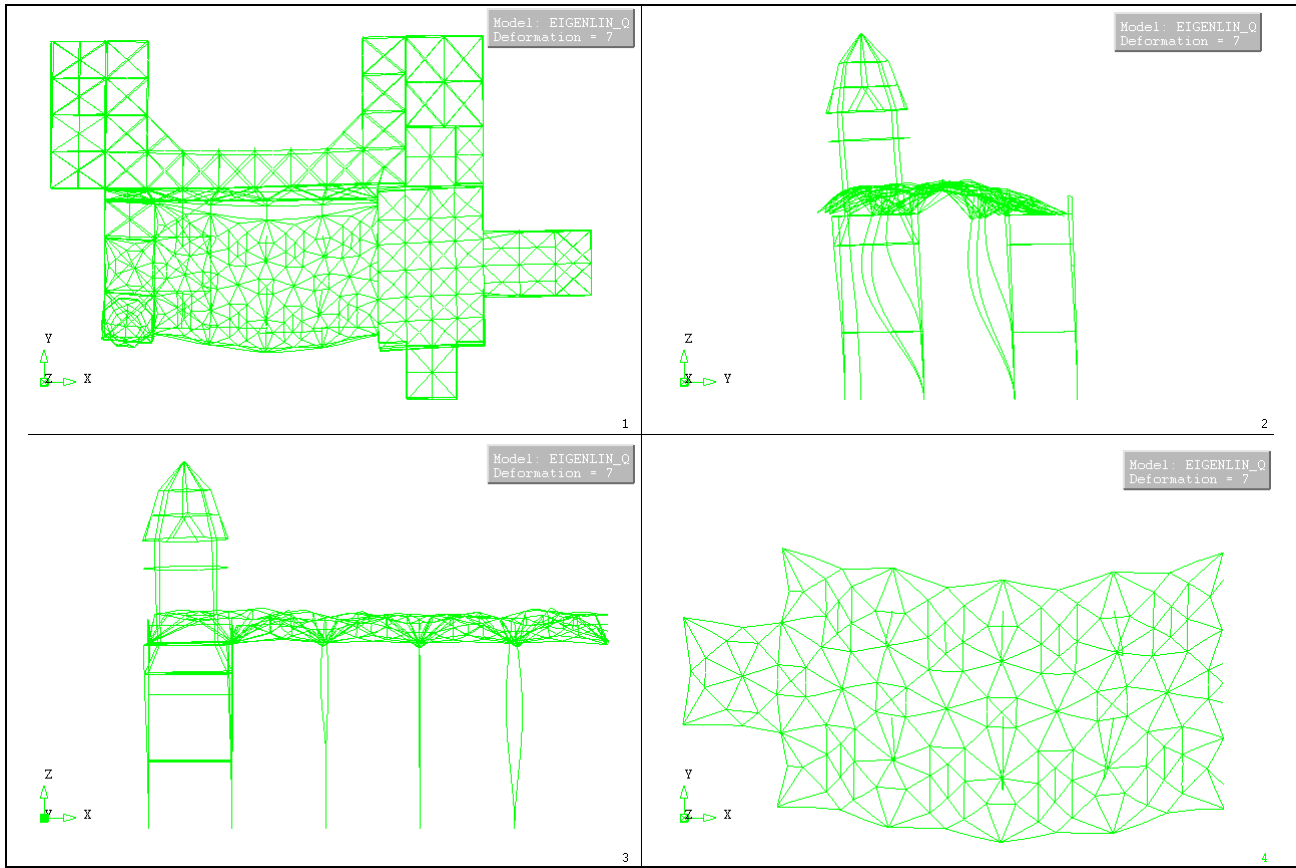
Índice do ANEXO II

II.1 Parâmetros modais (resumo) ..... II.3  
II.2 Configurações modais ..... II.4

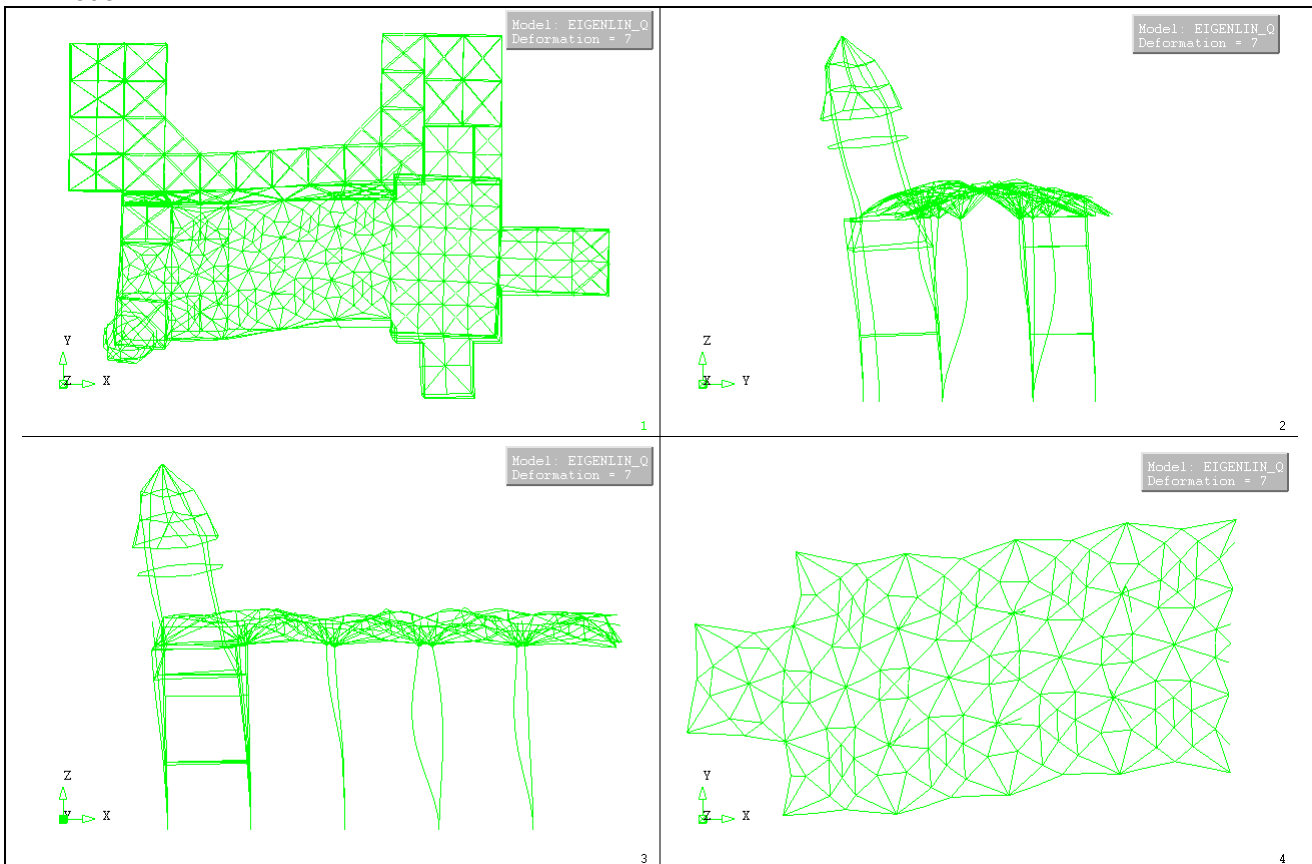
## II.1 Parâmetros modais (resumo)

## II.2 Configurações modais

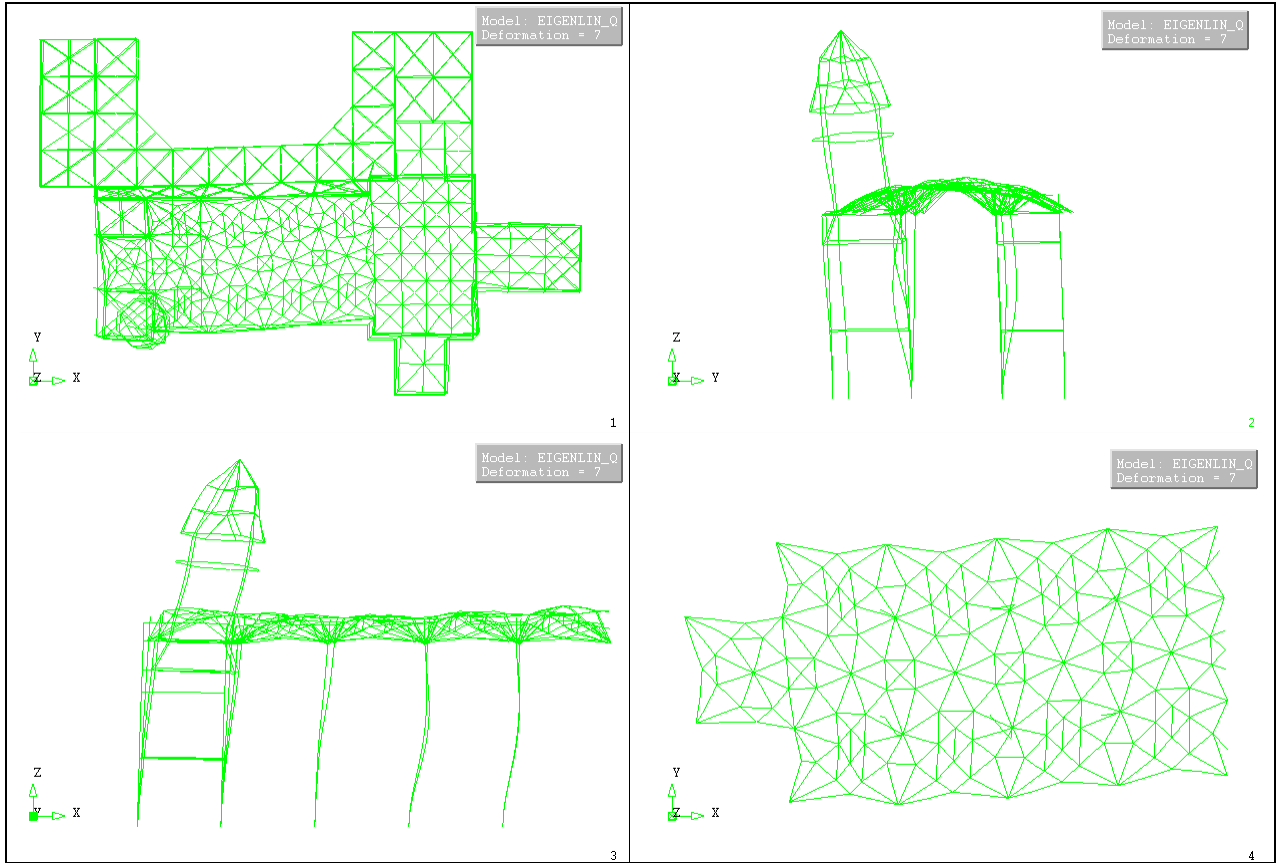
### Modo 1



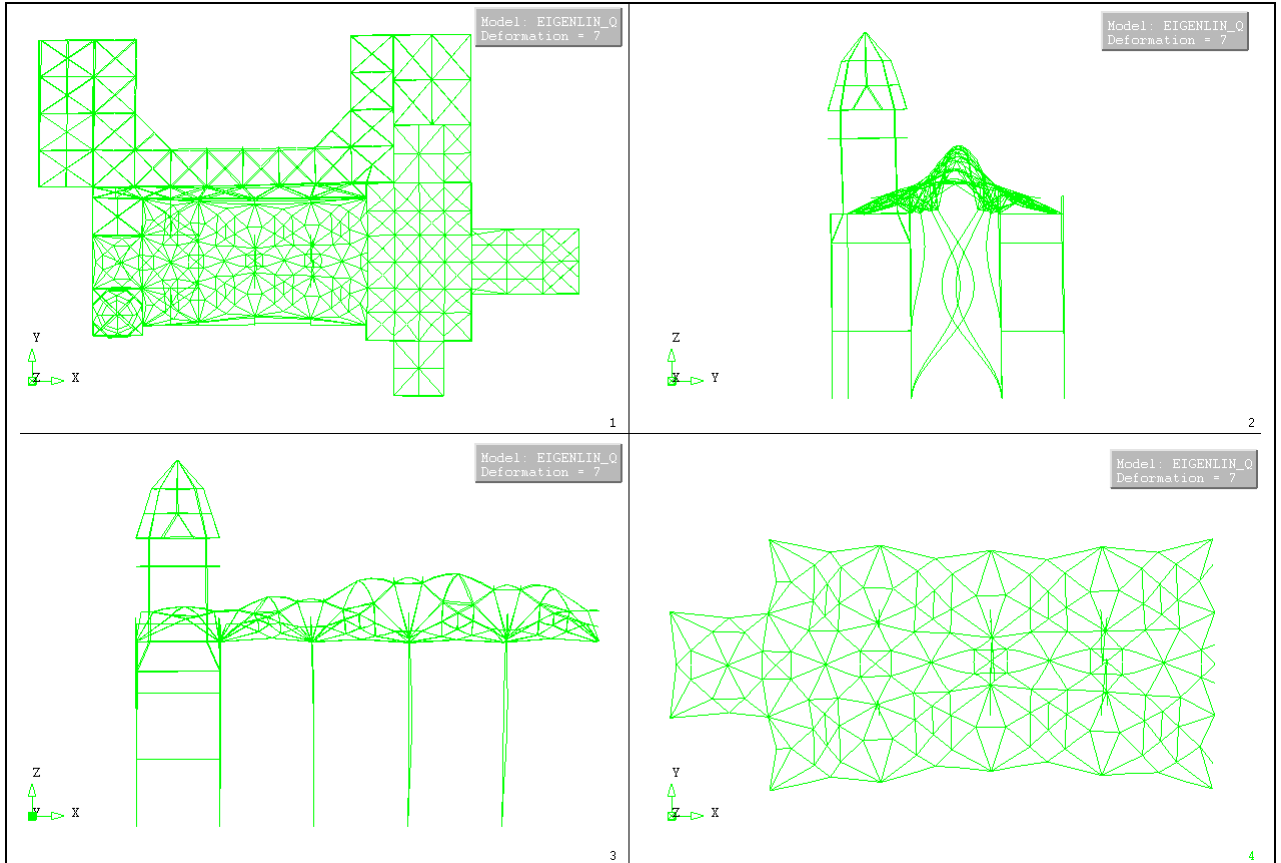
### Modo 2



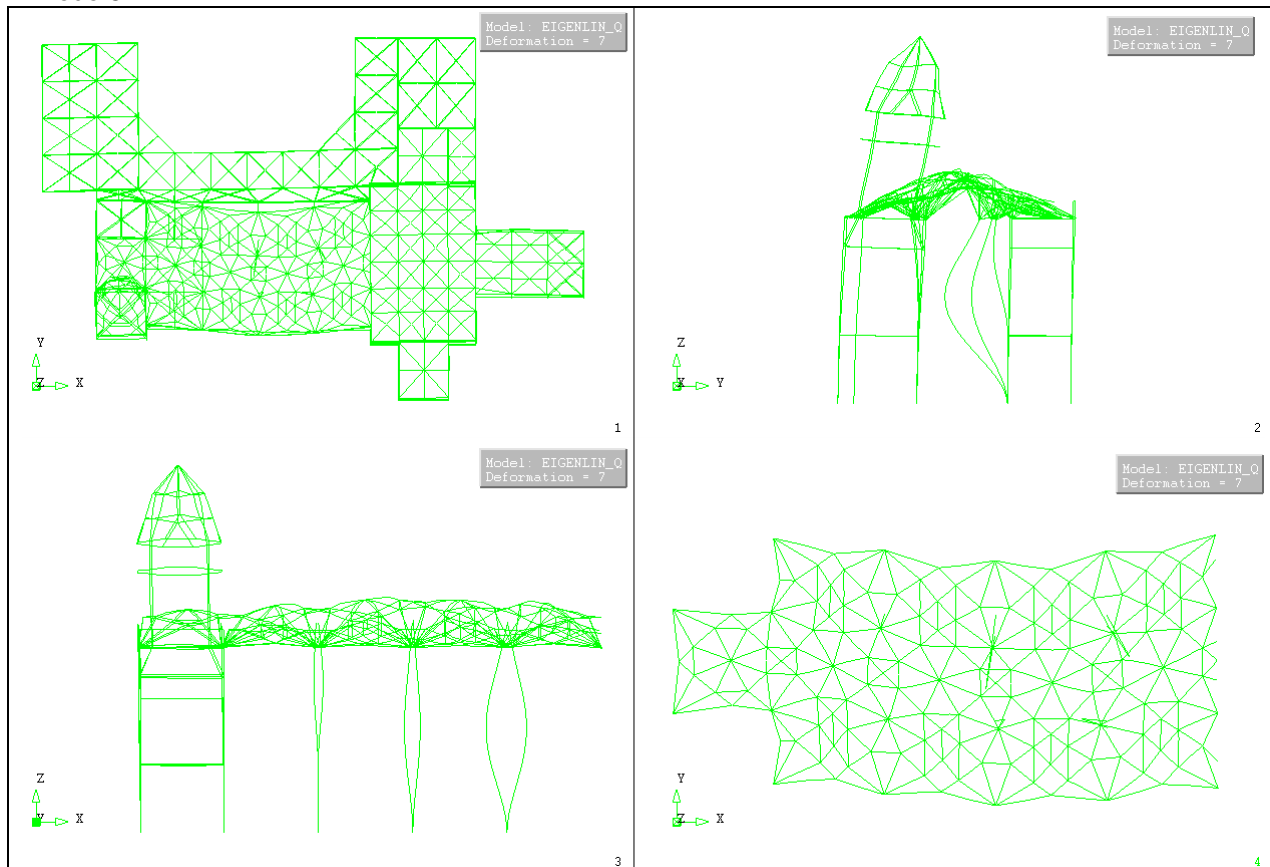
Modo 3



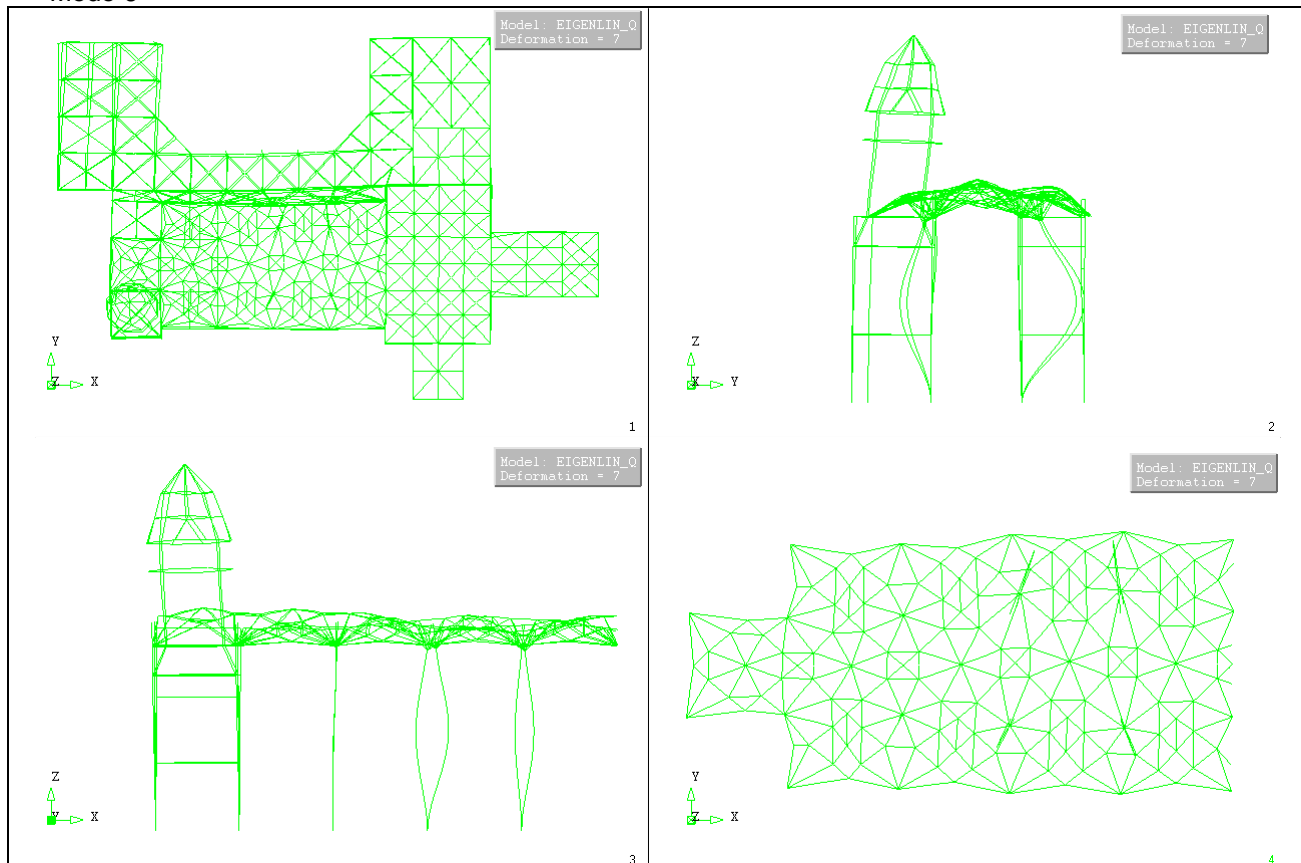
Modo 4



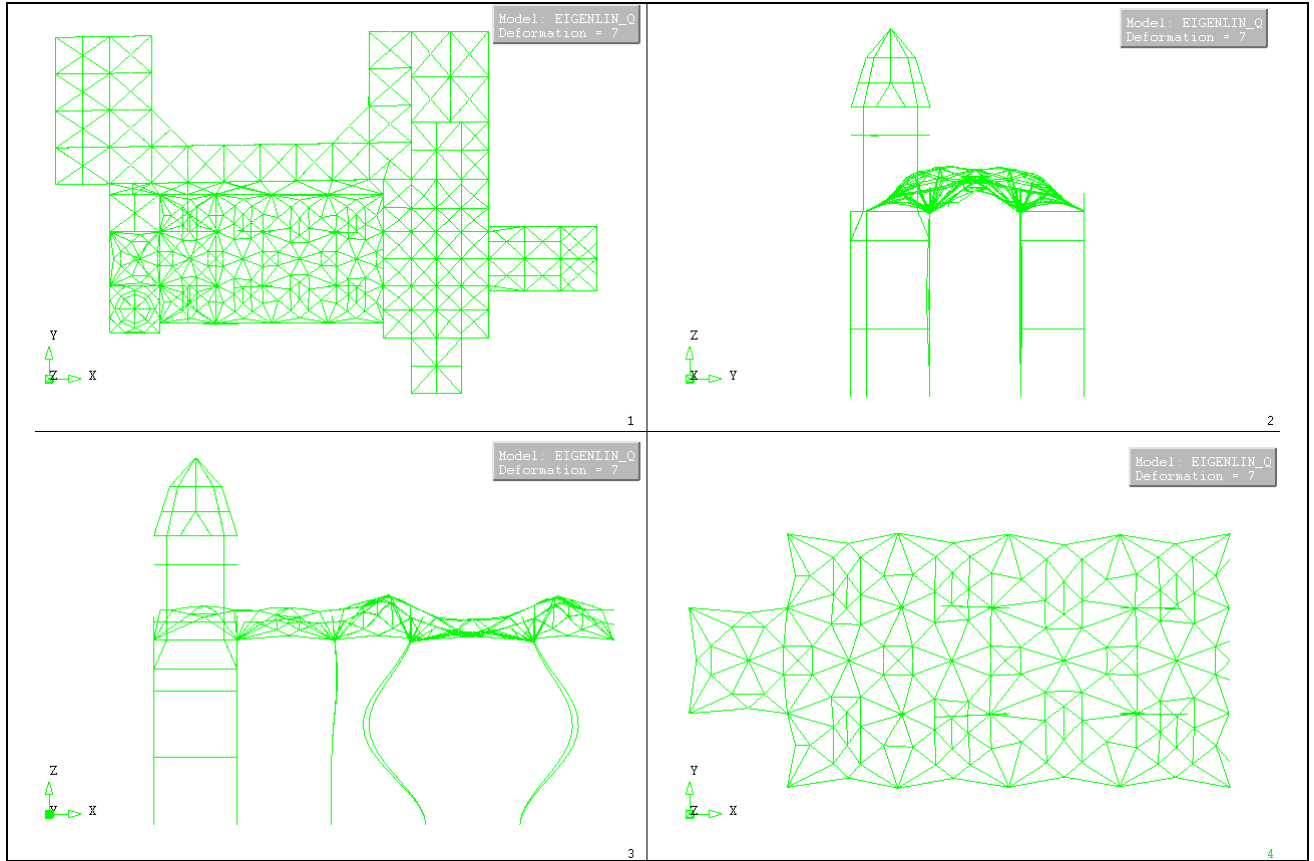
Modo 5



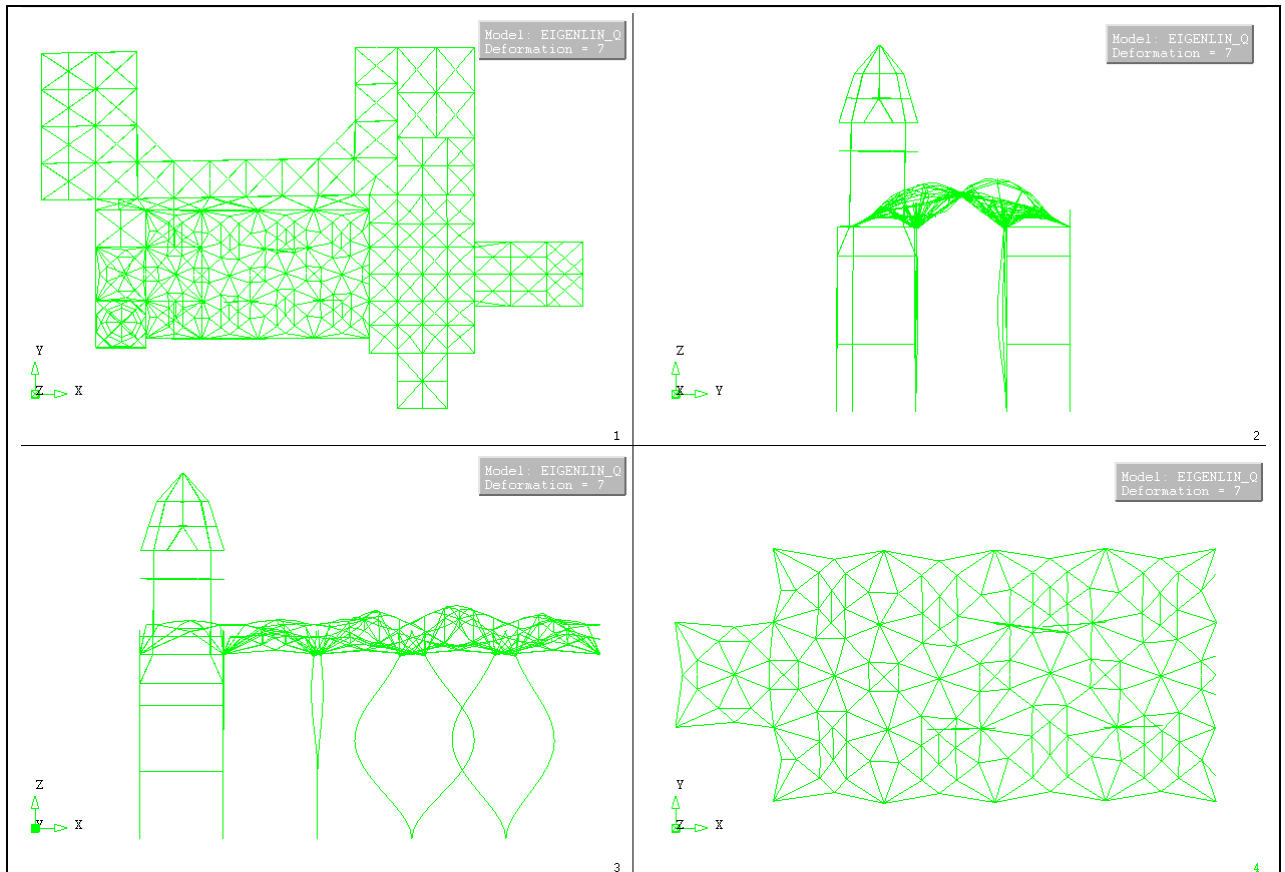
Modo 6



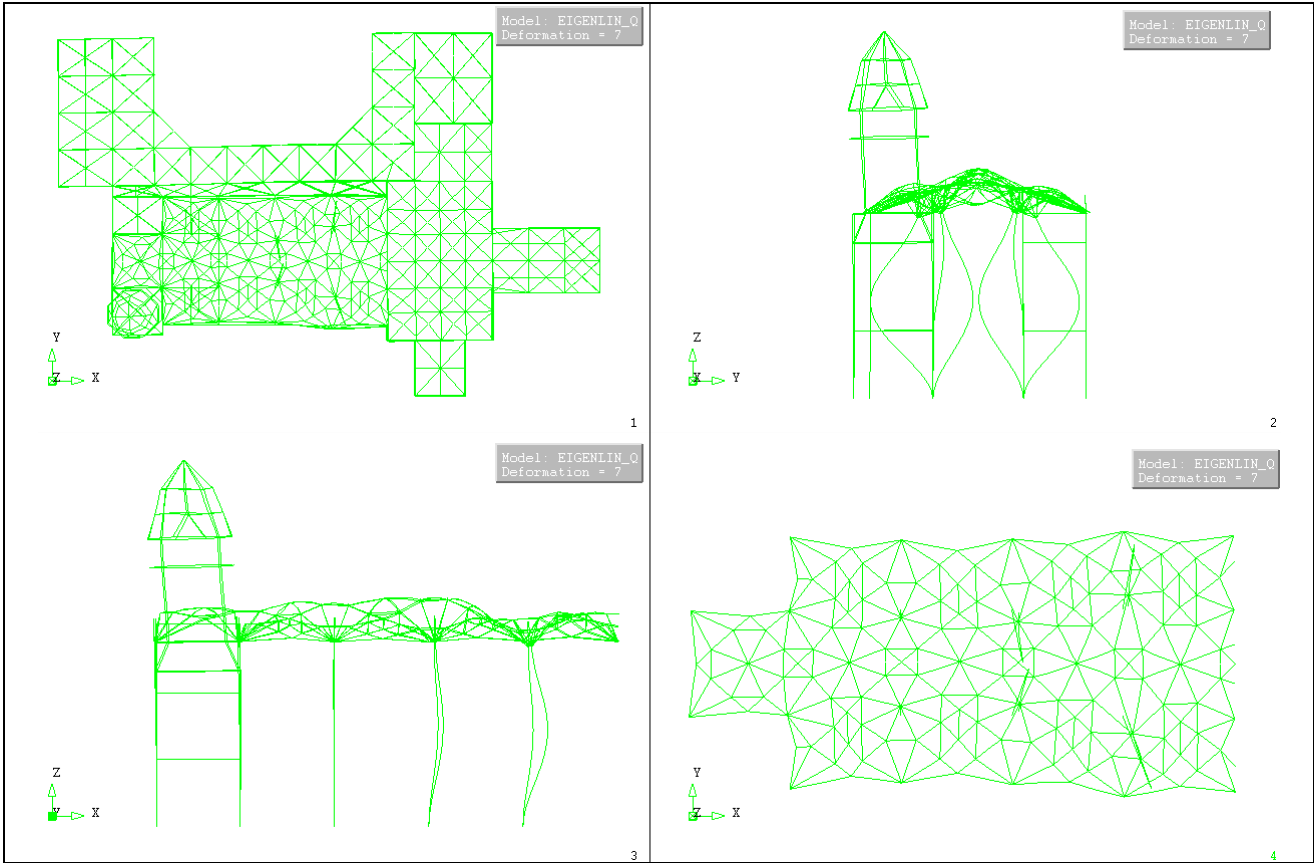
Modo 7



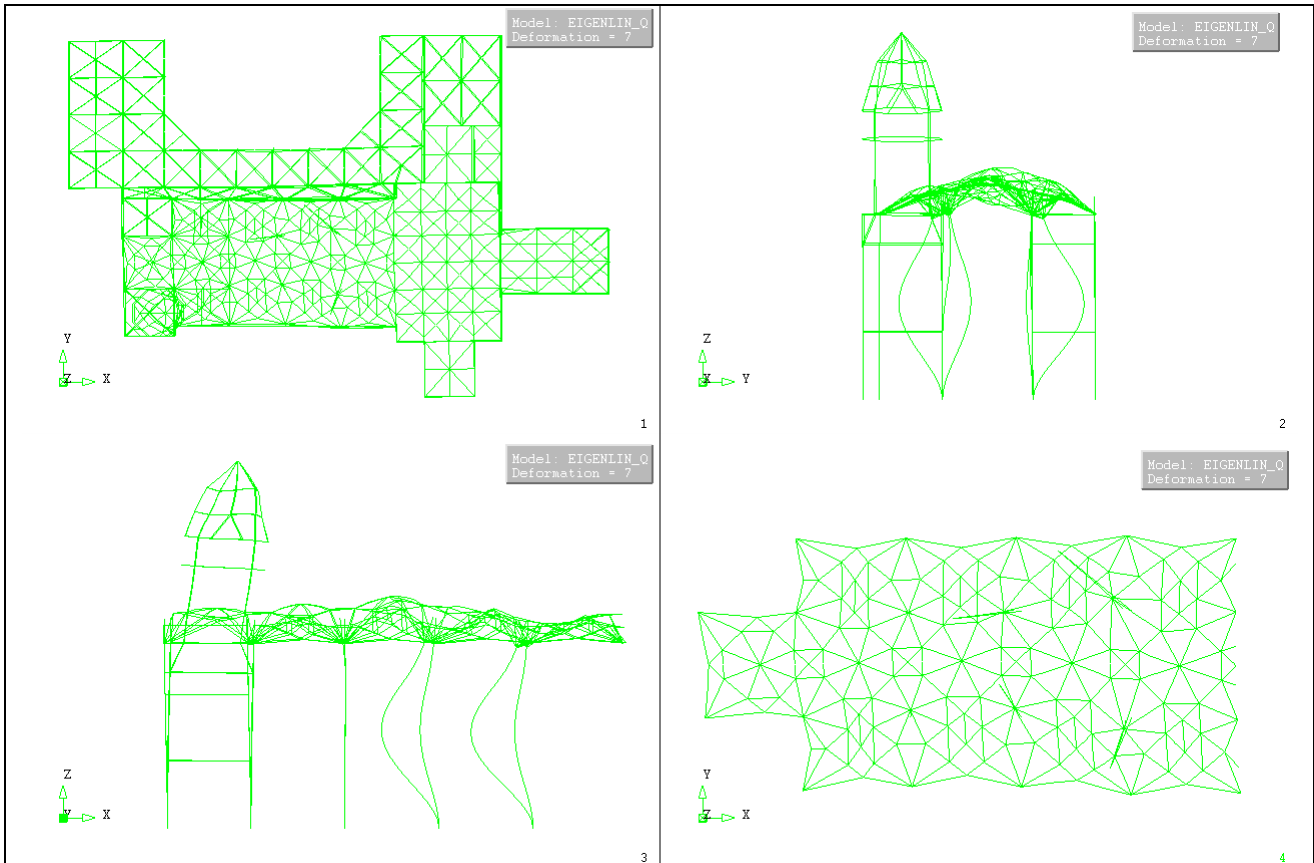
Modo 8



Modo 9

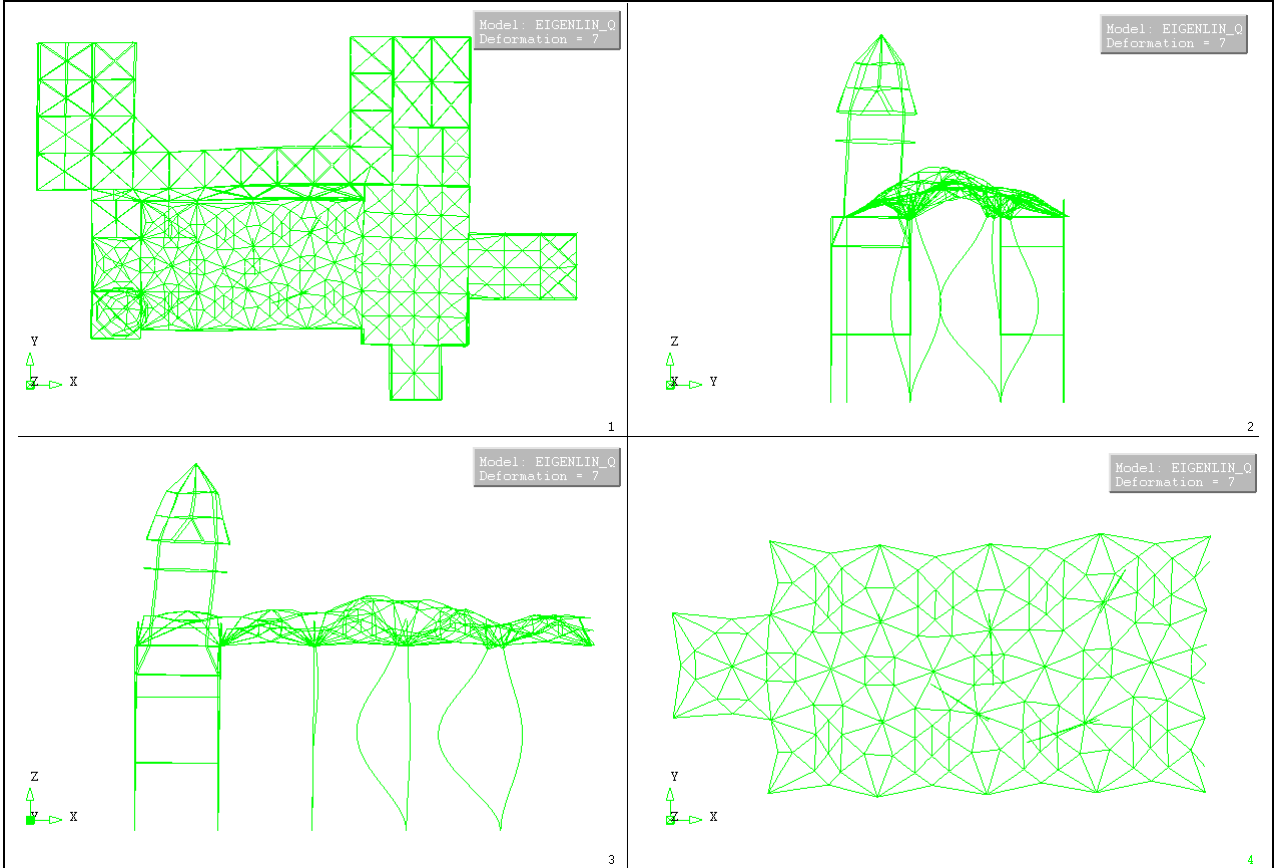


Modo 10

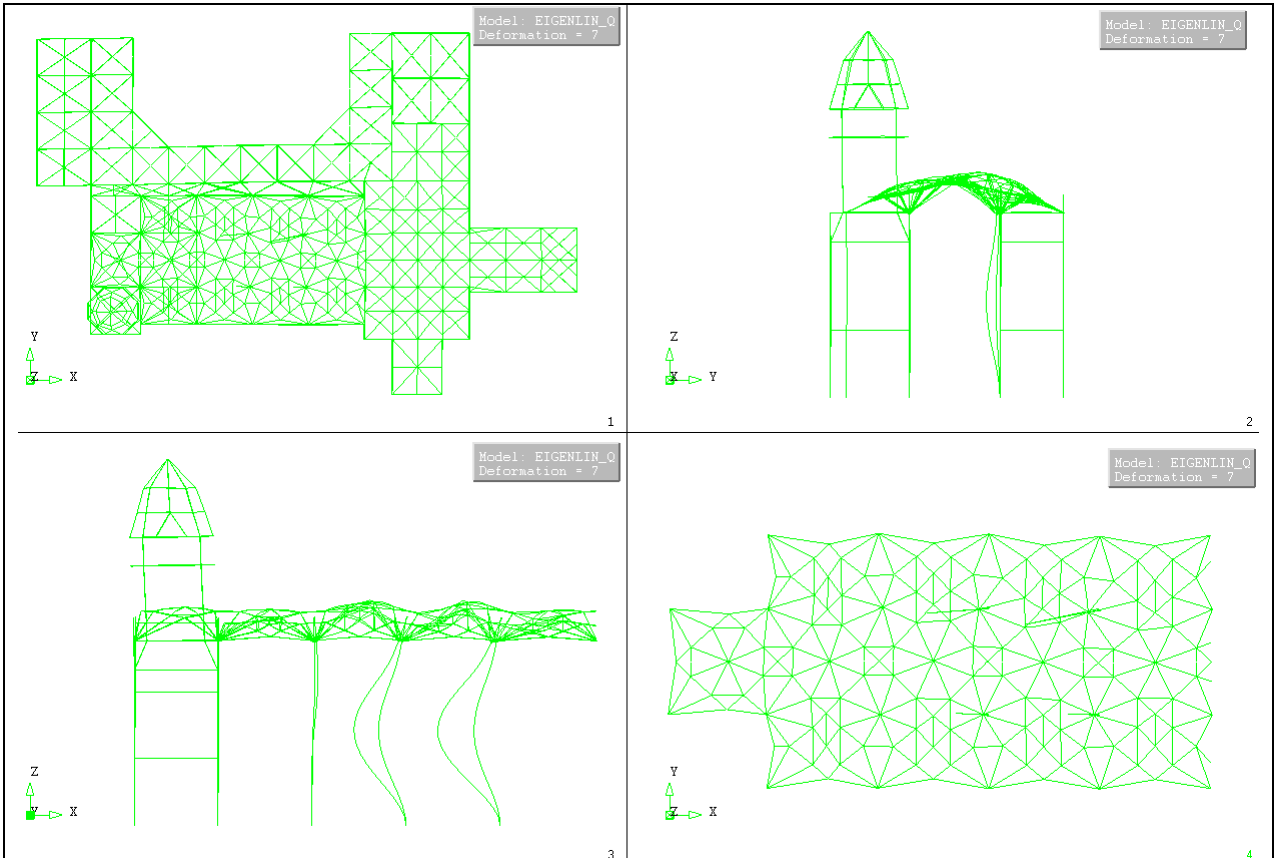




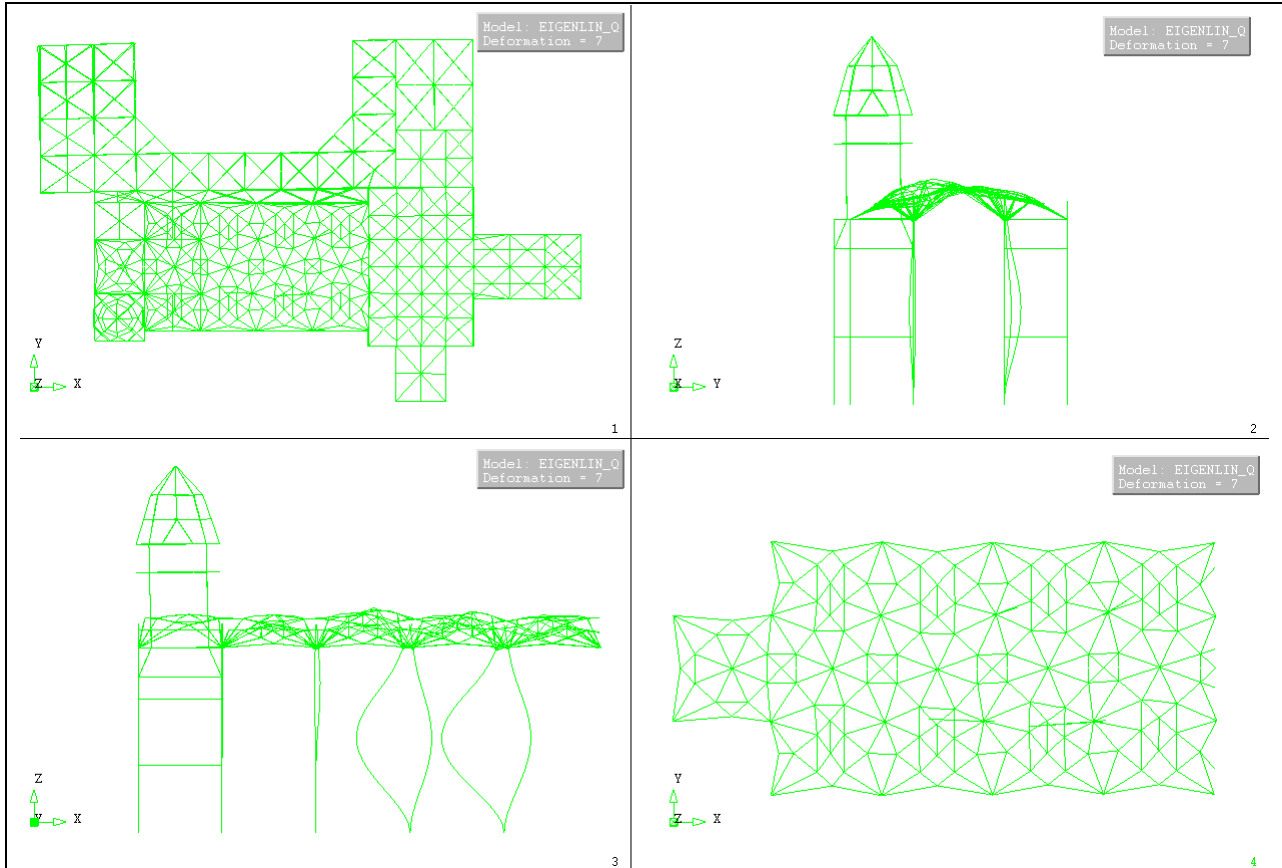
Modo 11



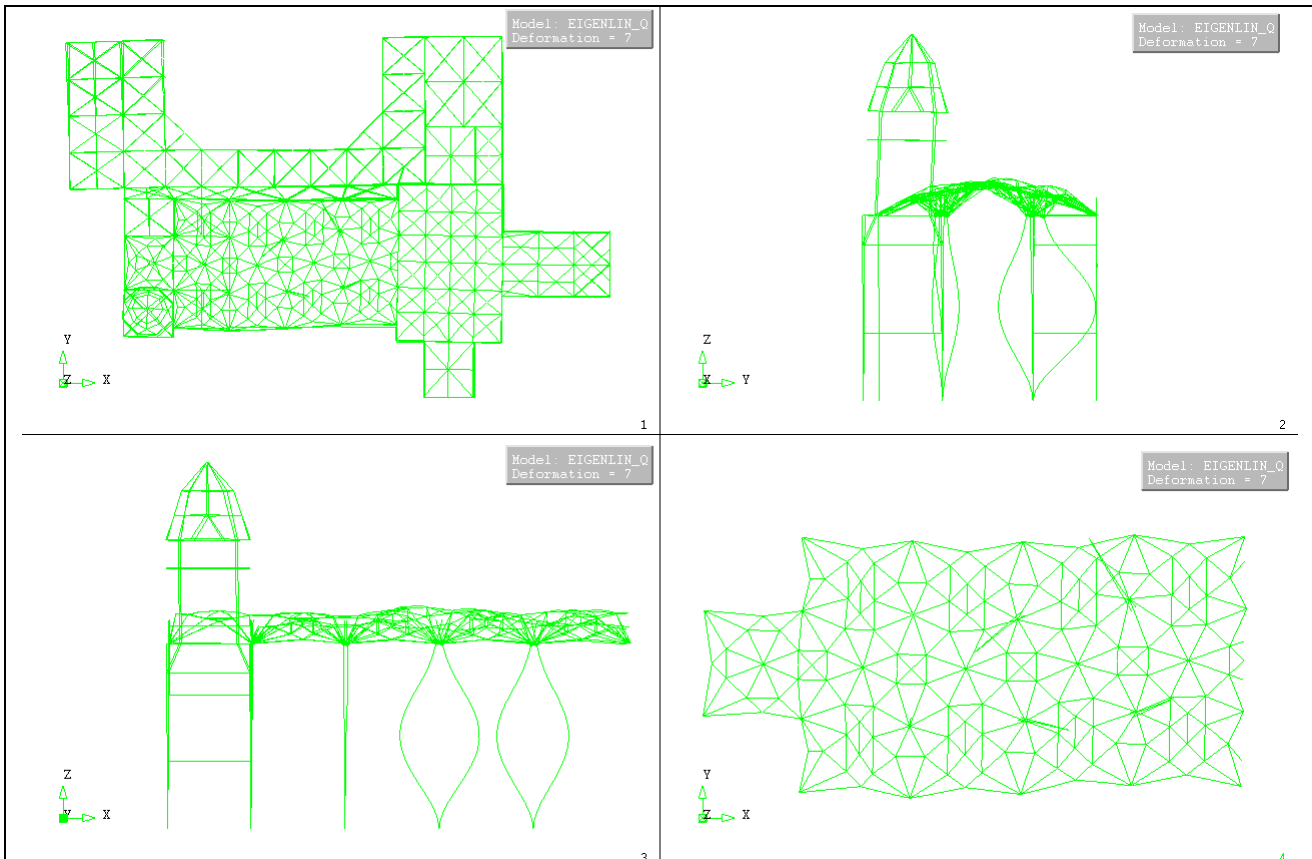
Modo 12



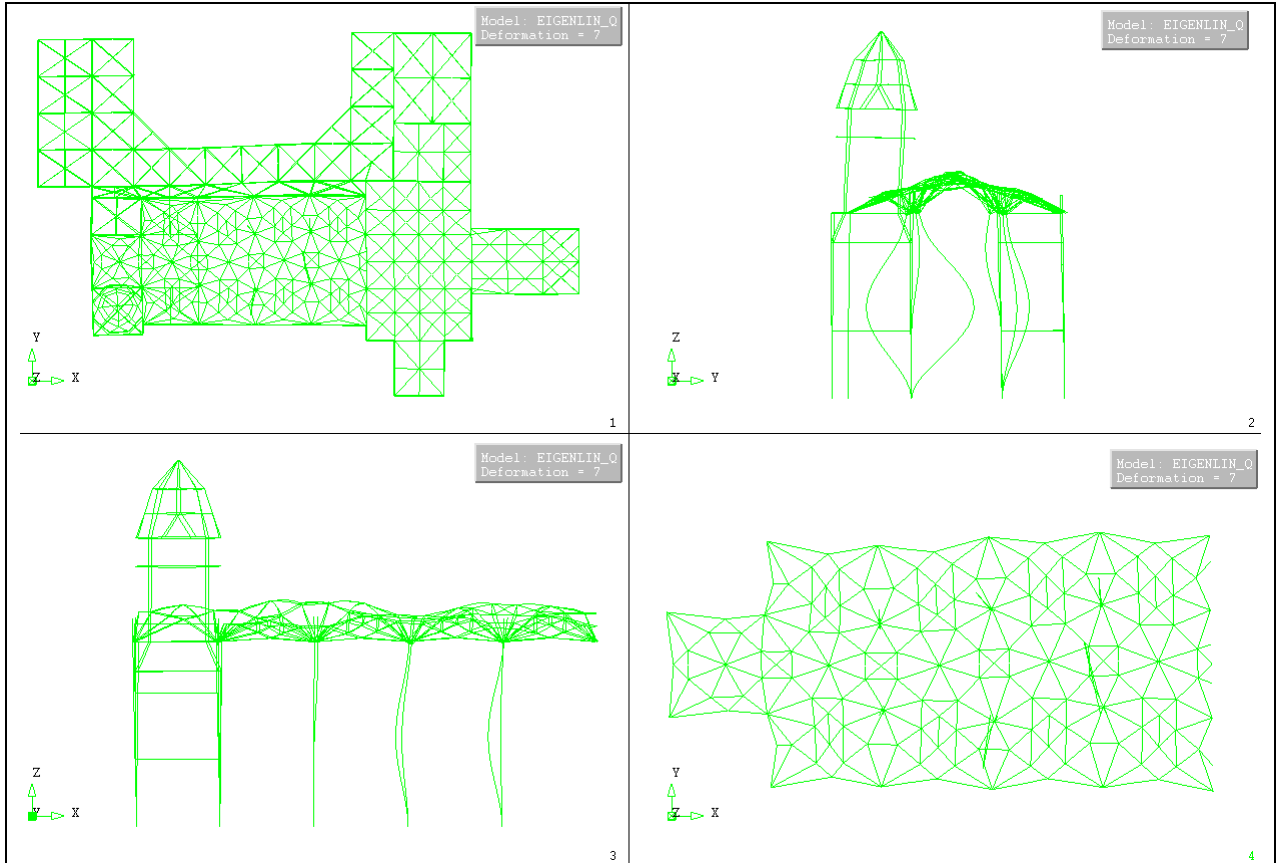
Modo 13



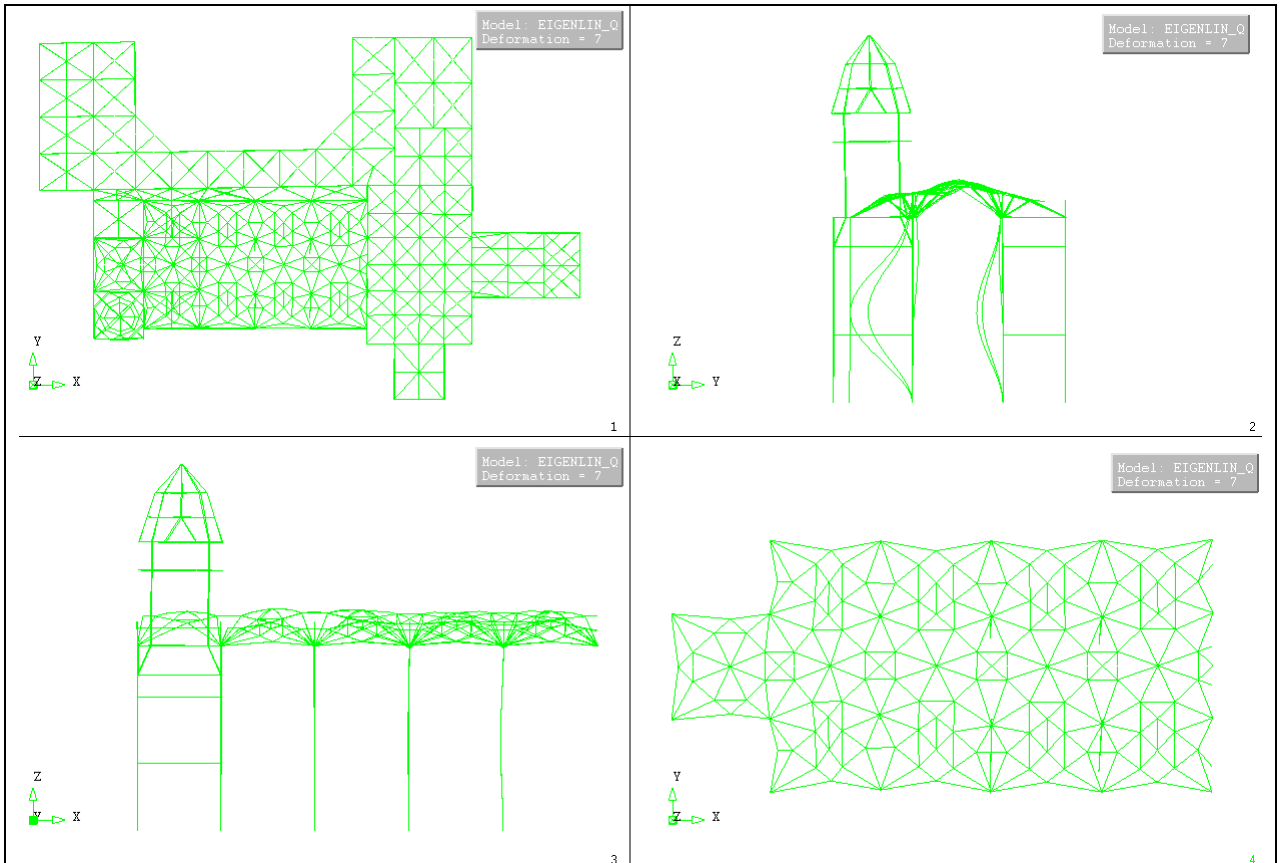
Modo 14



Modo 15



Modo 16





Modo	Freq. (Hz)	Massa Modal *	Participação modal						MMP - Massa modal participante (%) **						Massa modal participante acumulada (%)								
			Global	X	Y	Z	θx	θy	θz	Global	X	Y	Z	θx	θy	θz	Global	X	Y	Z	θx	θy	θz
1	3.79	4.72	138.94	1.42	143.27	0.28	-8.50	0.34	2.12	29.70	0.00	31.58	0.00	0.11	0.00	0.01	29.70	0.00	31.58	0.00	0.11	0.00	0.01
2	5.06	5.76	-89.13	-81.36	19.31	-1.50	-3.89	-11.06	-10.64	12.22	10.18	0.57	0.00	0.02	0.19	0.17	41.92	10.19	32.15	0.00	0.13	0.19	0.18
3	5.20	6.04	173.87	125.11	19.85	1.15	-3.69	17.96	13.49	46.51	24.08	0.61	0.00	0.02	0.50	0.28	88.43	34.27	32.76	0.01	0.16	0.68	0.46
4	5.34	3.24	20.67	-23.70	50.47	-5.86	-3.59	-2.49	5.84	0.66	0.86	3.92	0.05	0.02	0.01	0.05	89.09	35.13	36.68	0.06	0.18	0.69	0.51
5	5.76	4.61	-72.05	22.27	-94.76	-2.00	12.58	3.13	-13.28	7.99	0.76	13.81	0.01	0.24	0.02	0.27	97.07	35.89	50.49	0.06	0.42	0.71	0.78
6	6.13	5.36	20.25	51.29	-21.25	-2.17	-0.87	4.01	-10.76	0.63	4.05	0.69	0.01	0.00	0.02	0.18	97.71	39.94	51.19	0.07	0.42	0.73	0.96
7	6.23	1.84	2.54	1.51	1.44	-0.88	-0.30	-0.17	0.94	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	97.72	39.95	51.19	0.07	0.42	0.73	0.96
8	6.32	1.88	-1.03	-10.25	7.29	0.28	-0.73	-0.92	3.29	0.00	0.16	0.08	0.00	0.00	0.00	0.02	97.72	40.11	51.27	0.07	0.42	0.74	0.98
9	6.54	2.68	-45.15	-25.12	-12.46	0.84	0.25	-2.99	-5.67	3.14	0.97	0.24	0.00	0.00	0.01	0.05	100.85	41.08	51.51	0.07	0.42	0.75	1.03
10	6.61	3.69	-111.83	-95.49	-19.31	-0.45	1.06	-8.65	11.02	19.24	14.03	0.57	0.00	0.00	0.12	0.19	120.09	55.11	52.08	0.07	0.42	0.86	1.22
11	6.67	3.91	7.84	21.78	0.62	-0.68	1.86	2.86	-18.60	0.09	0.73	0.00	0.00	0.01	0.01	0.53	120.19	55.84	52.08	0.08	0.43	0.88	1.75
12	6.84	2.38	-87.95	-57.11	-19.68	-0.96	1.94	-12.75	0.60	11.90	5.02	0.60	0.00	0.01	0.25	0.00	132.09	60.85	52.68	0.08	0.43	1.13	1.75
13	6.88	2.74	-3.40	-0.55	-17.93	1.31	0.95	4.10	8.73	0.02	0.00	0.49	0.00	0.00	0.03	0.12	132.11	60.85	53.18	0.08	0.43	1.15	1.87
14	7.10	3.70	-29.54	7.95	-29.52	1.19	1.75	2.16	-13.07	1.34	0.10	1.34	0.00	0.00	0.01	0.26	133.45	60.95	54.52	0.08	0.44	1.16	2.13
15	7.39	3.71	39.06	22.31	30.78	0.41	-6.55	-0.21	-7.69	2.35	0.77	1.46	0.00	0.07	0.00	0.09	135.79	61.72	55.97	0.08	0.51	1.16	2.22
16	7.51	2.29	-22.26	-6.05	-5.35	0.80	-3.19	-0.18	-8.28	0.76	0.06	0.04	0.00	0.02	0.00	0.11	136.56	61.77	56.02	0.08	0.52	1.16	2.33
17	7.56	2.61	41.41	5.73	32.45	-0.51	-3.75	-1.25	8.75	2.64	0.05	1.62	0.00	0.02	0.00	0.12	139.20	61.82	57.64	0.08	0.54	1.16	2.44
18	7.88	4.39	7.02	10.20	-11.18	-3.03	1.11	-1.87	11.79	0.08	0.16	0.19	0.01	0.00	0.01	0.21	139.27	61.98	57.83	0.10	0.54	1.17	2.66
19	8.06	3.98	42.30	31.68	22.69	0.59	-1.68	-1.85	-9.12	2.75	1.54	0.79	0.00	0.00	0.01	0.13	142.02	63.53	58.62	0.10	0.55	1.17	2.79
20	8.18	5.22	56.78	18.16	36.57	1.98	-0.68	3.75	-2.99	4.96	0.51	2.06	0.01	0.00	0.02	0.01	146.98	64.04	60.68	0.10	0.55	1.19	2.80
21	8.33	5.86	11.81	-33.51	30.96	6.96	-2.89	-3.28	13.58	0.21	1.73	1.47	0.07	0.01	0.02	0.28	147.20	65.76	62.15	0.18	0.56	1.21	3.08
22	8.38	6.79	-36.21	-8.75	-26.34	7.61	4.03	-5.65	-7.10	2.02	0.12	1.07	0.09	0.02	0.05	0.08	149.22	65.88	63.22	0.27	0.59	1.26	3.16
23	8.76	3.01	-30.14	-12.26	-13.04	0.17	0.26	1.74	-7.01	1.40	0.23	0.26	0.00	0.00	0.00	0.08	150.61	66.11	63.48	0.27	0.59	1.27	3.24
24	8.89	4.40	-0.85	-21.23	24.60	-2.27	-2.15	-0.44	0.64	0.00	0.69	0.93	0.01	0.01	0.00	0.00	150.62	66.81	64.41	0.28	0.59	1.27	3.24
25	8.96	4.84	-16.20	8.56	-32.74	0.16	0.37	1.52	5.94	0.40	0.11	1.65	0.00	0.00	0.00	0.05	151.02	66.92	66.06	0.28	0.60	1.27	3.29
26	9.03	5.47	14.04	-5.38	27.28	0.28	-0.88	-1.41	-5.85	0.30	0.04	1.14	0.00	0.00	0.00	0.05	151.32	66.96	67.21	0.28	0.60	1.27	3.34
27	9.16	5.74	65.32	36.49	8.51	1.02	-2.84	3.52	18.61	6.56	2.05	0.11	0.00	0.01	0.02	0.53	157.89	69.01	67.32	0.28	0.61	1.29	3.88
28	9.33	2.97	13.87	8.70	5.80	1.29	2.17	1.47	-5.57	0.30	0.12	0.05	0.00	0.01	0.00	0.05	158.18	69.13	67.37	0.28	0.62	1.29	3.92
29	9.42	5.17	14.62	-3.67	14.98	0.56	-3.91	-2.01	8.67	0.33	0.02	0.35	0.00	0.02	0.01	0.12	158.51	69.15	67.72	0.28	0.64	1.30	4.04
30	9.67	2.66	17.14	-3.36	20.92	1.16	-4.47	-2.80	5.68	0.45	0.02	0.67	0.00	0.03	0.01	0.05	158.96	69.17	68.39	0.28	0.67	1.31	4.09
31	9.79	5.18	7.16	1.37	-5.60	0.23	0.81	3.88	6.47	0.08	0.00	0.05	0.00	0.00	0.02	0.06	159.04	69.17	68.44	0.28	0.67	1.34	4.15
32	9.87	4.62	-18.99	-0.35	2.40	-1.41	-1.23	-5.43	-12.97	0.55	0.00	0.01	0.00	0.00	0.05	0.26	159.60	69.17	68.45	0.29	0.67	1.38	4.41
33	10.04	4.72	-17.82	-4.38	-4.80	-3.17	1.33	1.52	-8.32	0.49	0.03	0.04	0.02	0.00	0.00	0.11	160.08	69.20	68.48	0.30	0.68	1.38	4.52
34	10.23	7.08	-21.74	-14.06	14.39	-0.90	0.45	-0.02	-21.59	0.73	0.30	0.32	0.00	0.00	0.00	0.72	160.81	69.50	68.80	0.30	0.68	1.38	5.24
35	10.27	6.55	-3.78	12.25	-13.43	-1.03	0.01	1.67	-3.25	0.02	0.23	0.28	0.00	0.00	0.00	0.02	160.83	69.73	69.08	0.30	0.68	1.39	5.25
36	10.35	3.80	-35.11	-15.29	-14.12	6.13	-0.83	-2.68	-8.32	1.90	0.36	0.31	0.06	0.00	0.01	0.11	162.73	70.09	69.38	0.36	0.68	1.40	5.36
37	10.50	6.09	-4.23	3.16	10.63	0.17	-0.96	-0.66	-16.57	0.03	0.02	0.17	0.00	0.00	0.00	0.42	162.76	70.11	69.56	0.36	0.68	1.40	5.78
38	10.67	5.78	2.65	3.95	-20.00	0.06	2.17	0.72	15.75	0.01	0.02	0.62	0.00	0.01	0.00	0.38	162.77	70.13	70.17	0.36	0.69	1.40	6.16
39	10.84	5.95	-3.05	9.26	-16.20	0.89	0.81	0.41	1.78	0.01	0.13	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	162.78	70.26	70.58	0.36	0.69	1.40	6.17
40	10.94	5.07	22.18	10.35	-13.05	0.17	1.31	2.32	21.08	0.76	0.16	0.26	0.00	0.00	0.01	0.68	163.54	70.43	70.84	0.36	0.69	1.41	6.85
41	11.08	3.83	-4.84	-6.29	1.23	3.33	-1.08	0.83	-2.84	0.04	0.06	0.00	0.02	0.00	0.00	0.01	163.58	70.49	70.84	0.38	0.69	1.41	6.86
42	11.12	6.64	27.83	21.46	-7.54	-2.84	-0.93	1.22	16.47	1.19	0.71	0.09	0.01	0.00	0.00	0.42	164.77	71.20	70.93	0.39	0.69	1.41	7.28
43	11.30	3.81	15.46	12.75	7.09	2.70	-0.01	-9.79	2.72	0.37	0.25	0.08	0.01	0.00	0.15	0.01	165.14	71.45	71.01	0.40	0.69	1.56	7.29
44	11.37	6.01	-27.94	-2.19	-20.24	-3.41	1.71	-3.09	-0.71	1.20	0.01	0.63	0.02	0.00	0.01	0.00	166.34	71.46	71.64	0.42	0.70	1.58	7.29
45	11.85	2.98	12.15	9.37	1.94	1.02	0.15	1.10	-1.44	0.23	0.13	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	166.56	71.59	71.64	0.42	0.70	1.58	7.30
46	11.88	6.54	20.16	15.30	13.60	-4.06	0.03	2.95	-7.66	0.63	0.36	0.28	0.03	0.00	0.01	0.09	167.19	71.95	71.93	0.45	0.70	1.59	7.39
47	11.97	5.77	-4.82	-8.55	14.52	1.74	-0.24	-1.12	-11.17	0.04	0.11	0.32	0.00	0.00	0.00	0.19	167.22	72.06	72.25	0.45	0.70	1.59	7.58
48	12.08	8.48	25.45	30.40	2.61	1.54	3.43	-0.57	-11.96	1.00	1.42	0.01	0.00	0.02	0.00	0.22	168.22	73.48	72.26	0.46	0.72	1.59	7.80
49	12.17	7.95	-5.71	-14.61	-3.82	-2.69	-4.02	-1.80	21.23	0.05	0.33	0.02	0.01	0.02	0.00	0.69	168.27	73.81	72.29	0.47	0.74	1.60	8.49
50	12.40	3.08	10.73	1.93	2.72	6.06	1.30	2.82	-4.10	0.18	0.01	0.01	0.06	0.00	0.01	0.03	168.45	73.82	72.30	0.52	0.74	1.61	8.52
											73.82	72.30	0.52	0.74	1.61	8.52							

(\*) Modos normalizados unitários:  $\| \phi_n \| = 1.0$

(\*\*) Modos normalizados em relação à matriz de massa:  $M_n = \phi_n^T M \phi_n = 1.0$

Massa total=65000 ton

Participação modal:

$$\alpha_n = \alpha_{n,x} + \alpha_{n,y} + \alpha_{n,z} + \alpha_{n,\theta_x} + \alpha_{n,\theta_y} + \alpha_{n,\theta_z} \quad \text{onde} \quad \alpha_{n,i} = \phi_n^T \underline{M}_i \quad \text{com} \quad \|\phi_n\| = 1.0$$

Massa modal participante:

$$MMP_n = MMP_{n,x} + MMP_{n,y} + MMP_{n,z} + MMP_{n,\theta_x} + MMP_{n,\theta_y} + MMP_{n,\theta_z} \quad \text{onde} \quad MMP_{n,i} = \sum_1^n \frac{\alpha_{n,i}^2}{M_n} \quad \text{com} \quad M_n = \phi_n^T M \phi_n = 1.0$$



## **ANEXO III. ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO-LINEARES**

### Índice de Figuras do Anexo III

Fig. III.1 - Configuração deformada dos pórticos transversais à nave associado ao factor de carga gravítico (vertical): (a) poente; (b) central; (c) nascente.....	III.3
Fig. III.2 - Configuração deformada dos pórticos transversais à nave no “pushover” $Y^+$ : (a) poente; (b) central; (c) nascente.....	III.4
Fig. III.3 - Configuração deformada dos pórticos transversais à nave no “pushover” $Y^-$ : (a) poente; (b) central; (c) nascente.....	III.5
Fig. III.4 - Evolução do factor de carga gravítica e das extensões axiais nas secções da base (1) e do fuste intermédio (2) do: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte. ....	III.6
Fig. III.5 - Evolução do factor de carga transversal (“pushover” $Y^+$ ) e das extensões axiais nas secções da base (1) e do fuste intermédio (2) do: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.....	III.6
Fig. III.6 - Evolução do factor de carga transversal (“pushover” $Y^-$ ) e das extensões axiais nas secções da base (1) e do fuste intermédio (2) do: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.....	III.7

### Índice de Tabelas do Anexo III

Tabela III.1 - Extensões axiais mínimas ( $\epsilon_{xx,min.}$ ), associadas ao factor de carga gravítica no colapso, nas secções da base e do fuste médio dos pilares do pórtico central transversal à nave (entre parêntesis o tipo de dano). ....	III.7
Tabela III.2 - Extensões axiais mínimas ( $\epsilon_{xx,min.}$ ), associadas ao “pushover” $Y^+$ , nas secções da base e do fuste médio dos pilares do pórtico central transversal à nave (entre parêntesis o tipo de dano).....	III.7
Tabela III.3 - Extensões axiais mínimas ( $\epsilon_{xx,min.}$ ), associadas ao “pushover” $Y^-$ , nas secções da base e do fuste médio dos pilares do pórtico central transversal à nave (entre parêntesis o tipo de dano).....	III.8



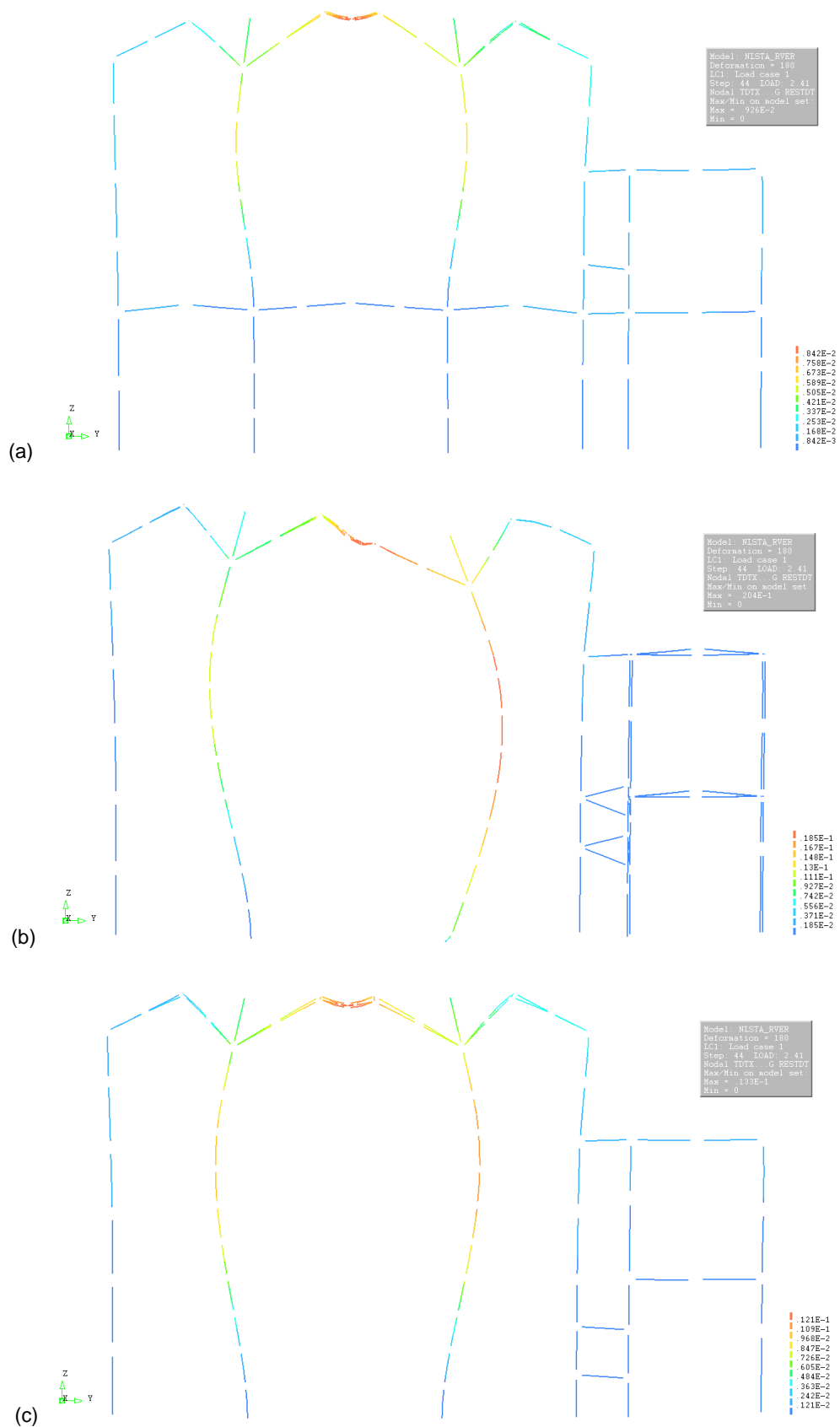


Fig. III.1 - Configuração deformada dos pórticos transversais à nave associado ao factor de carga gravítico (vertical): (a) ponte; (b) central; (c) nascente.

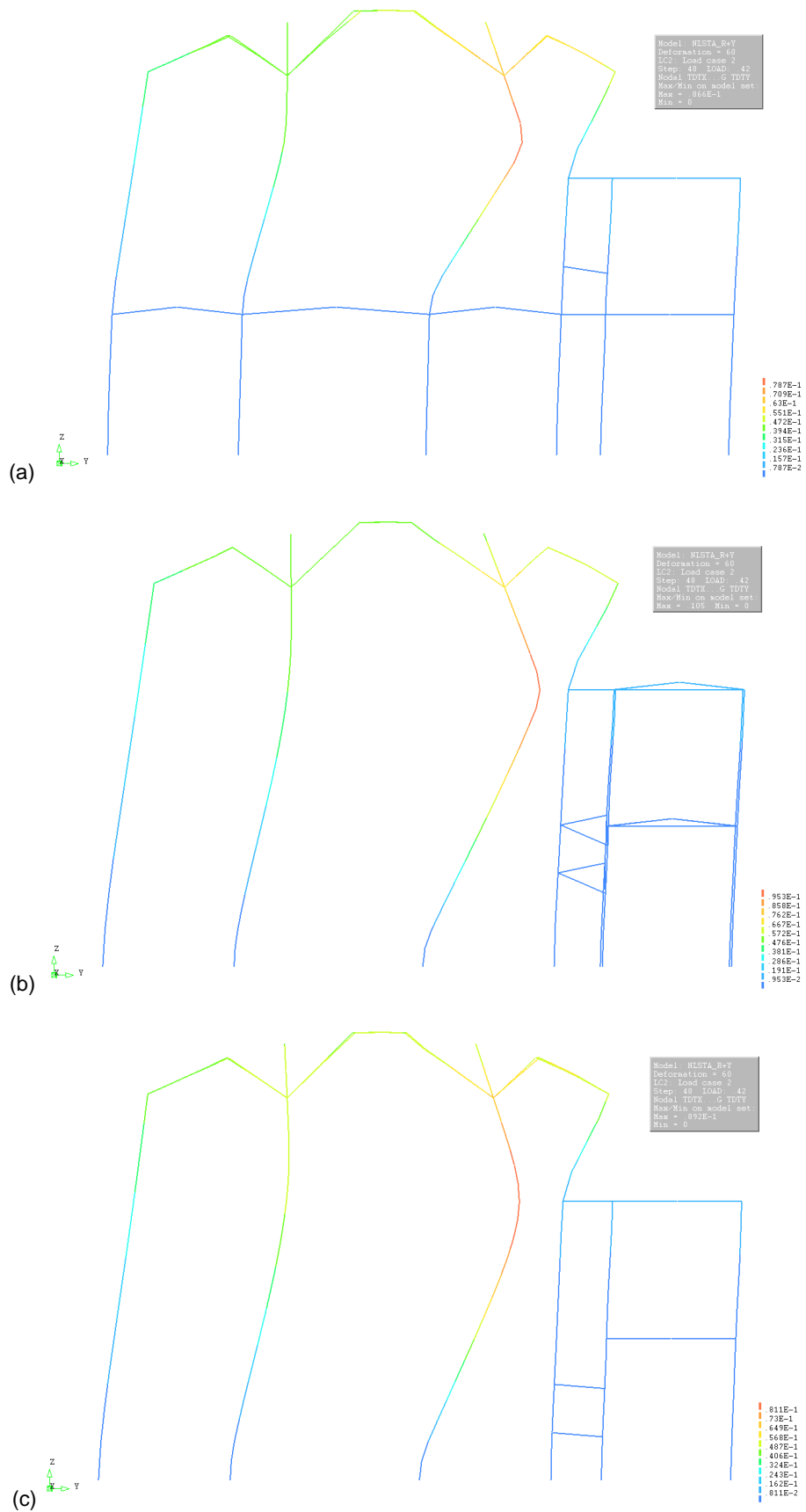


Fig. III.2 - Configuração deformada dos pórticos transversais à nave no “pushover”  $Y^+$ : (a) poente; (b) central; (c) nascente.



Fig. III.3 - Configuração deformada dos pórticos transversais à nave no “pushover” Y: (a) poente; (b) central; (c) nascente.

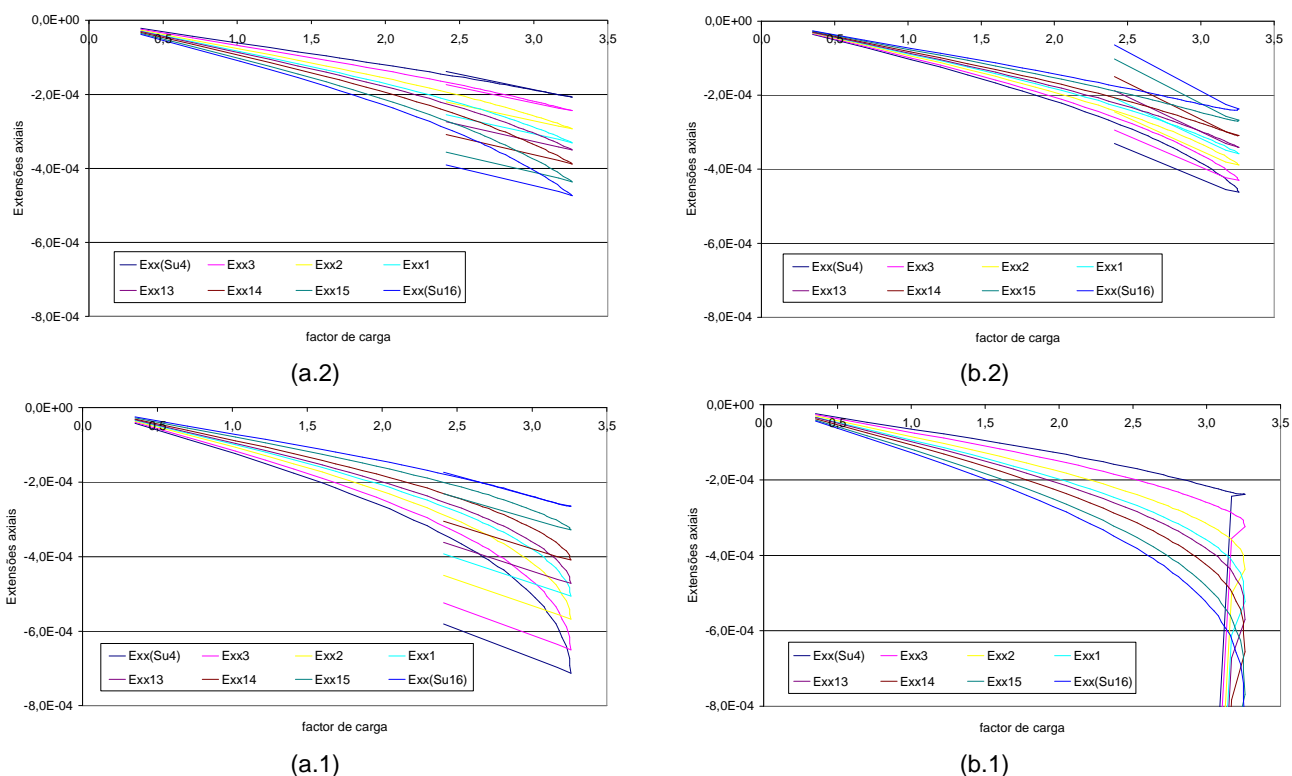


Fig. III.4 - Evolução do factor de carga gravítica e das extensões axiais nas secções da base (1) e do fuste intermédio (2) do: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.

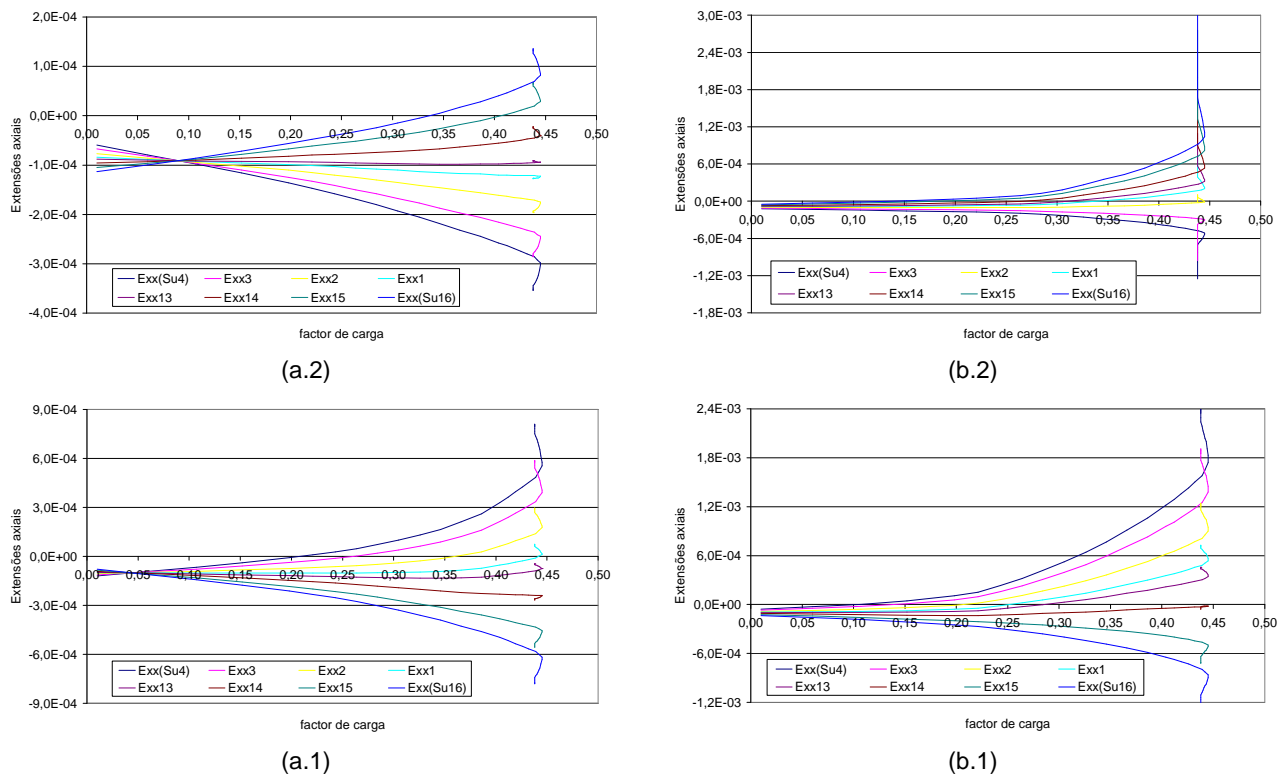


Fig. III.5 - Evolução do factor de carga transversal ("pushover"  $Y^+$ ) e das extensões axiais nas secções da base (1) e do fuste intermédio (2) do: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.

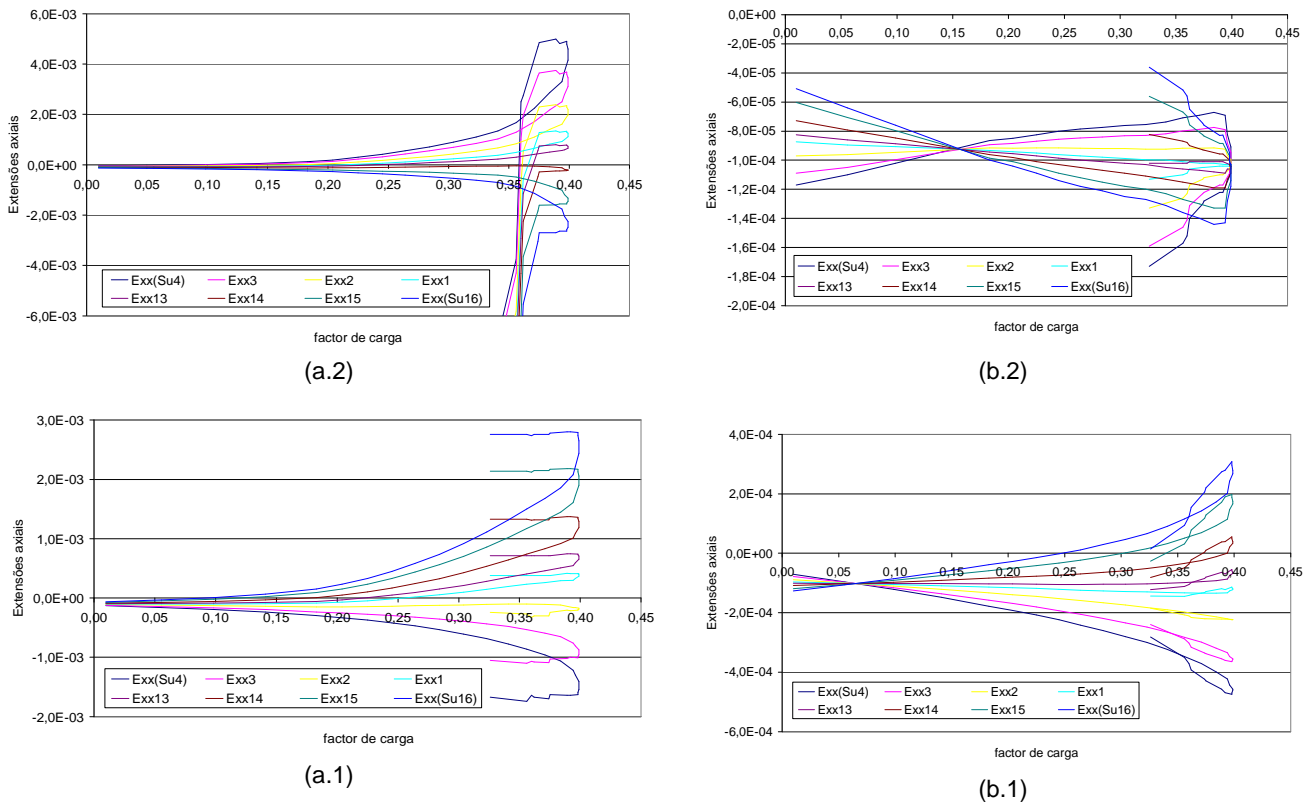


Fig. III.6 - Evolução do factor de carga transversal (“pushover” Y) e das extensões axiais nas secções da base (1) e do fuste intermédio (2) do: (a) pilar Sul; (b) pilar Norte.

Tabela III.1 - Extensões axiais mínimas ( $\epsilon_{xx,min}$ ), associadas ao factor de carga gravítica no colapso, nas secções da base e do fuste médio dos pilares do pórtico central transversal à nave (entre parêntesis o tipo de dano).

Fibra	Pilar Sul		Pilar Norte	
	Base	Fuste	Base	Fuste
16	-2,65E-04 (A)	-4,74E-04 (A)	-6,48E-03 (D)	-2,41E-04 (A)
15	-3,28E-04 (A)	-4,37E-04 (A)	-6,35E-03 (D)	-2,70E-04 (A)
14	-4,09E-04 (A)	-3,88E-04 (A)	-6,19E-03 (D)	-3,10E-04 (A)
13	-4,72E-04 (A)	-3,50E-04 (A)	-6,06E-03 (D)	-3,41E-04 (A)
1	-5,06E-04 (A)	-3,31E-04 (A)	-6,00E-03 (D)	-3,58E-04 (A)
2	-5,68E-04 (B)	-2,93E-04 (A)	-5,87E-03 (D)	-3,89E-04 (A)
3	-6,50E-04 (B)	-2,44E-04 (A)	-5,71E-03 (D)	-4,30E-04 (A)
4	-7,13E-04 (B)	-2,07E-04 (A)	-5,58E-03 (D)	-4,62E-04 (A)

Tabela III.2 - Extensões axiais mínimas ( $\epsilon_{xx,min}$ ), associadas ao “pushover”  $Y^+$ , nas secções da base e do fuste médio dos pilares do pórtico central transversal à nave (entre parêntesis o tipo de dano).

Fibra	Pilar Sul		Pilar Norte	
	Base	Fuste	Base	Fuste
16	-7,80E-04 (B)	-1,10E-04 (A)	-1,30E-03 (D)	-4,90E-05 (A)
15	-5,60E-04 (B)	-1,10E-04 (A)	-7,50E-04 (B)	-5,90E-05 (A)
14	-2,70E-04 (A)	-9,60E-05 (A)	-1,40E-04 (A)	-7,20E-05 (A)
13	-1,30E-04 (A)	-1,00E-04 (A)	-1,00E-04 (A)	-8,20E-05 (A)
1	-1,00E-04 (A)	-1,30E-04 (A)	-9,50E-05 (A)	-8,70E-05 (A)
2	-1,10E-04 (A)	-2,00E-04 (A)	-8,40E-05 (A)	-1,00E-04 (A)
3	-1,10E-04 (A)	-2,90E-04 (A)	-7,00E-05 (A)	-1,10E-03 (C)
4	-1,20E-04 (A)	-3,50E-04 (A)	-6,00E-05 (A)	-1,90E-03 (D)

Tabela III.3 - Extensões axiais mínimas ( $\epsilon_{xx,min.}$ ), associadas ao "pushover" Y, nas secções da base e do fuste médio dos pilares do pórtico central transversal à nave (entre parêntesis o tipo de dano).

Fibra	Pilar Sul		Pilar Norte	
	Base	Fuste	Base	Base
16	-6.51E-05 (A)	-1,92E-02 (D)	-1,26E-04 (A)	-1.44E-04 (A)
15	-7.42E-05 (A)	-1,70E-02 (D)	-1.19E-04 (A)	-1.33E-04 (A)
14	-8,62E-05 (A)	-1,53E-02 (D)	-1,08E-04 (A)	-1,19E-04 (A)
13	-9,53E-05 (A)	-1,41E-02 (D)	-1,22E-04 (A)	-1,09E-04 (A)
1	-1,00E-04 (A)	-1,34E-02 (D)	-1,45E-04 (A)	-1,13E-04 (A)
2	-3,30E-04 (A)	-1,21E-02 (D)	-2,23E-04 (A)	-1,33E-04 (A)
3	-1,10E-03 (C)	-1,05E-02 (D)	-3,65E-04 (A)	-1,59E-04 (A)
4	-1,74E-03 (D)	-9,90E-03 (D)	-4,74E-04 (A)	-1,73E-04 (A)

## **ANEXO IV. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS**

**Índice do ANEXO IV**

IV.1 Período de retorno de 475 anos .....IV.3  
 IV.2 Período de retorno de 975 anos .....IV.7  
 IV.3 Período de retorno de 5000 anos .....IV.11

**Índice de figuras do ANEXO IV**

Fig. IV.1 - Sinal sísmico 475\_1: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos .....IV.3  
 Fig. IV.2 - Sinal sísmico 475\_2: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos .....IV.4  
 Fig. IV.3 - Sinal sísmico 475\_3: (a) acelerações; (b) velocidades; (c) deslocamentos.....IV.5  
 Fig. IV.4 - Espectros de resposta elásticos ( $\xi=5\%$ ): (a) 475\_1; (b) 475\_2; (c) 475\_3. ....IV.6  
 Fig. IV.5 - Sinal sísmico 975\_1: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos .....IV.7  
 Fig. IV.6 - Sinal sísmico 975\_2: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos .....IV.8  
 Fig. IV.7 - Sinal sísmico 975\_3: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos .....IV.9  
 Fig. IV.8 - Espectros de resposta elásticos ( $\xi=5\%$ ): (a) 975\_1; (b) 975\_2; (c) 975\_3. ....IV.10  
 Fig. IV.9 - Sinal sísmico 5000\_1: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos .....IV.11  
 Fig. IV.10 - Sinal sísmico 5000\_2: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos .....IV.12  
 Fig. IV.11 - Sinal sísmico 5000\_3: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos .....IV.13  
 Fig. IV.12 - Espectros de resposta elásticos ( $\xi=5\%$ ): (a) 5000\_1; (b) 5000\_2; (c) 5000\_3. ....IV.14



## IV.1 Período de retorno de 475 anos

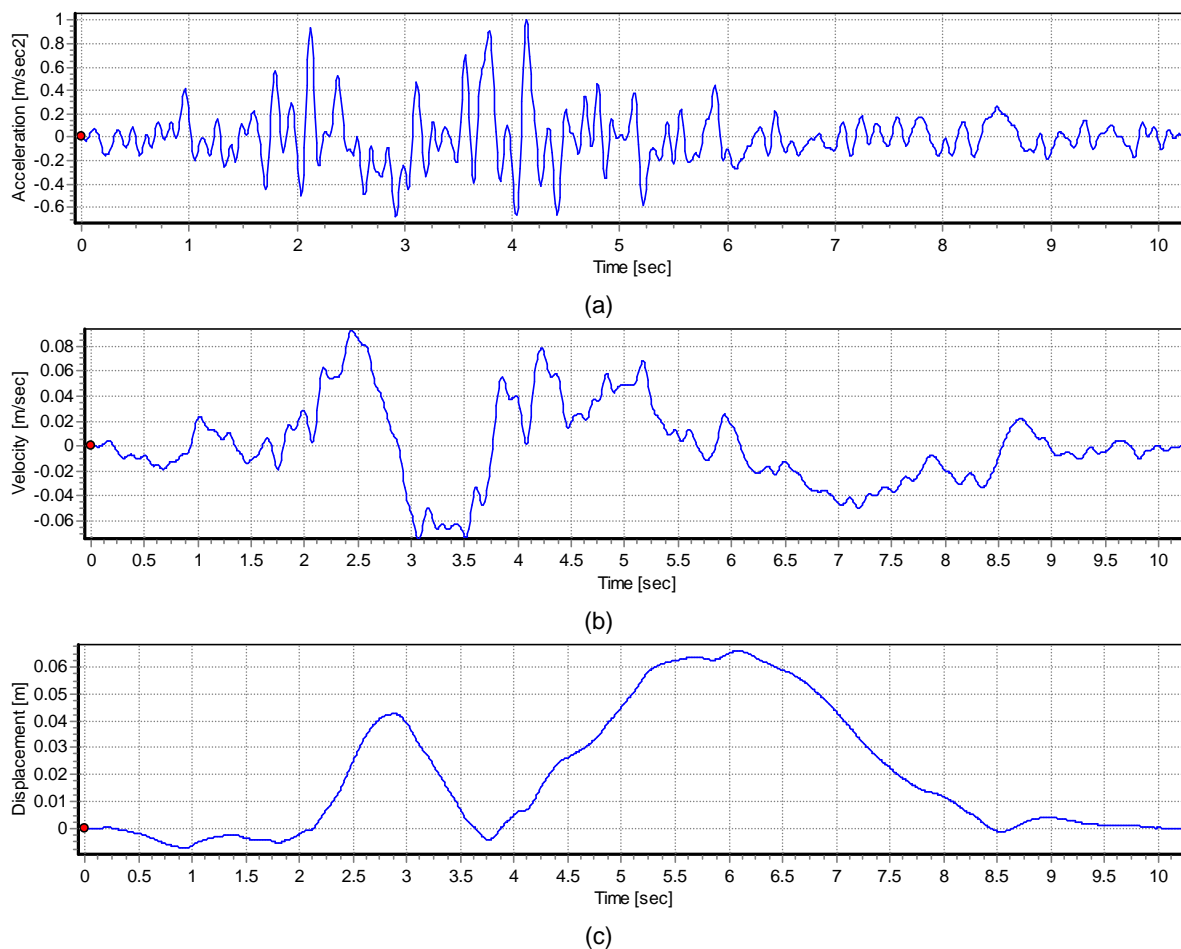


Fig. IV.1 - Sinal sísmico 475\_1: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos

Aceleração máxima ( $A_{max}$ )	1.00m/s <sup>2</sup> ao t=4.13s
Velocidade máxima ( $V_{max}$ )	0.085m/s ao t=2.440s
Deslocamento máximo ( $D_{max}$ )	0.036m ao t=8.510s
$V_{max} / A_{max}$	0.085s
Aceleração RMS	0.228m/s <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.033m/s
Deslocamento RMS	0.019m
Intensidade de Arias	0.085m/s
Intensidade Característica ( $I_c$ )	0.349
Densidade de Energia Específica	0.011m <sup>2</sup> /s
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	1.607m/s
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	0.901m/s
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.411m
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	0.9m/s <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.082m/s
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	1.012m/s <sup>2</sup>
Parâmetro A95	0.990m/s <sup>2</sup>
Período Predominante ( $T_p$ )	0.180s
Período Médio ( $T_m$ )	0.496s

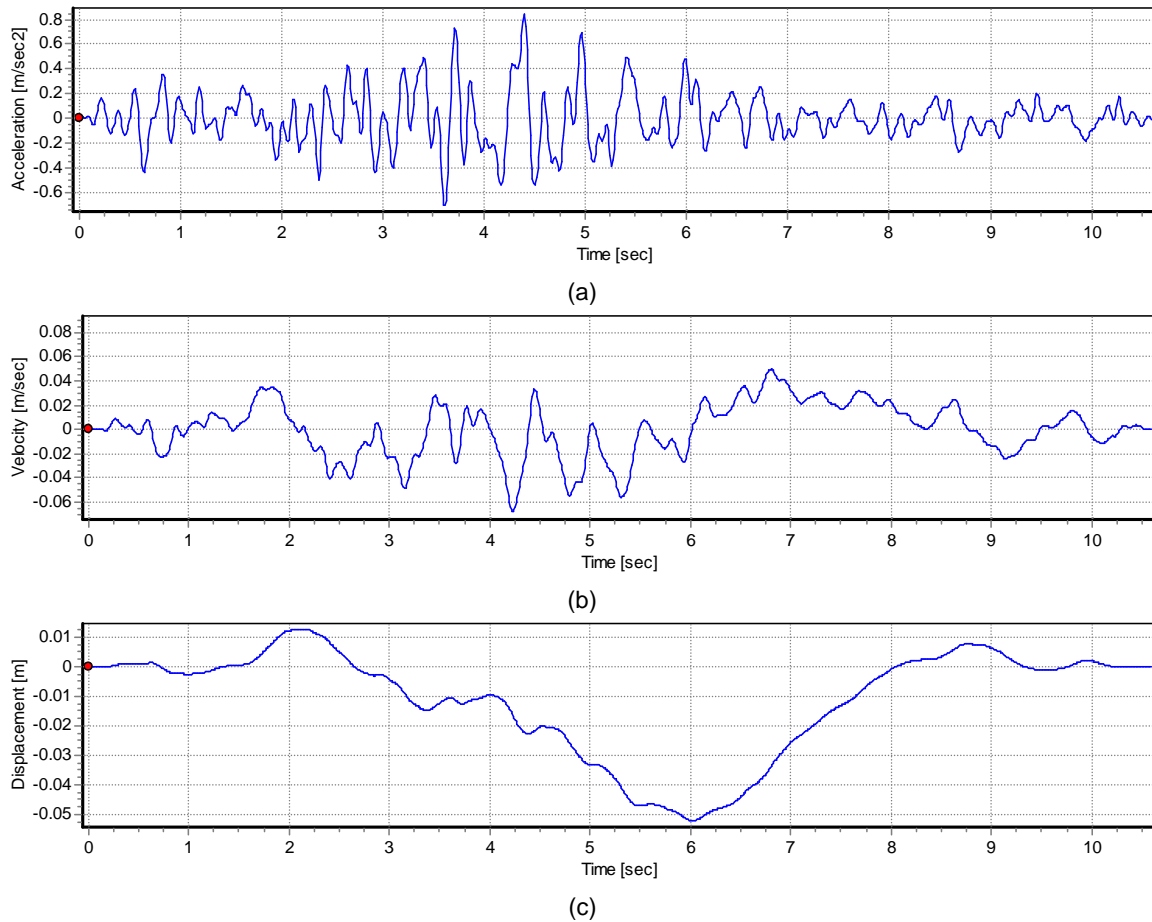


Fig. IV.2 - Sinal sísmico 475\_2: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos

Aceleração máxima (Amax)	0.85m/s <sup>2</sup> ao t=4.39s
Velocidade máxima (Vmax)	0.063m/s ao t=4.22s
Deslocamento máximo (Dmax)	0.033m ao t=6.0s
Vmax / Amax	0.075s
Aceleração RMS	0.208m/s <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.022m/s
Deslocamento RMS	0.016m
Intensidade de Arias	0.073m/s
Intensidade Característica (Ic)	0.308
Densidade de Energia Específica	0.005m <sup>2</sup> /s
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	1.602m/s
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	0.728m/s
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.274m
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	0.7m/s <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.052m/s
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	0.766m/s <sup>2</sup>
Parâmetro A95	0.835m/s <sup>2</sup>
Período Predominante (Tp)	0.180s
Período Médio (Tm)	0.389s

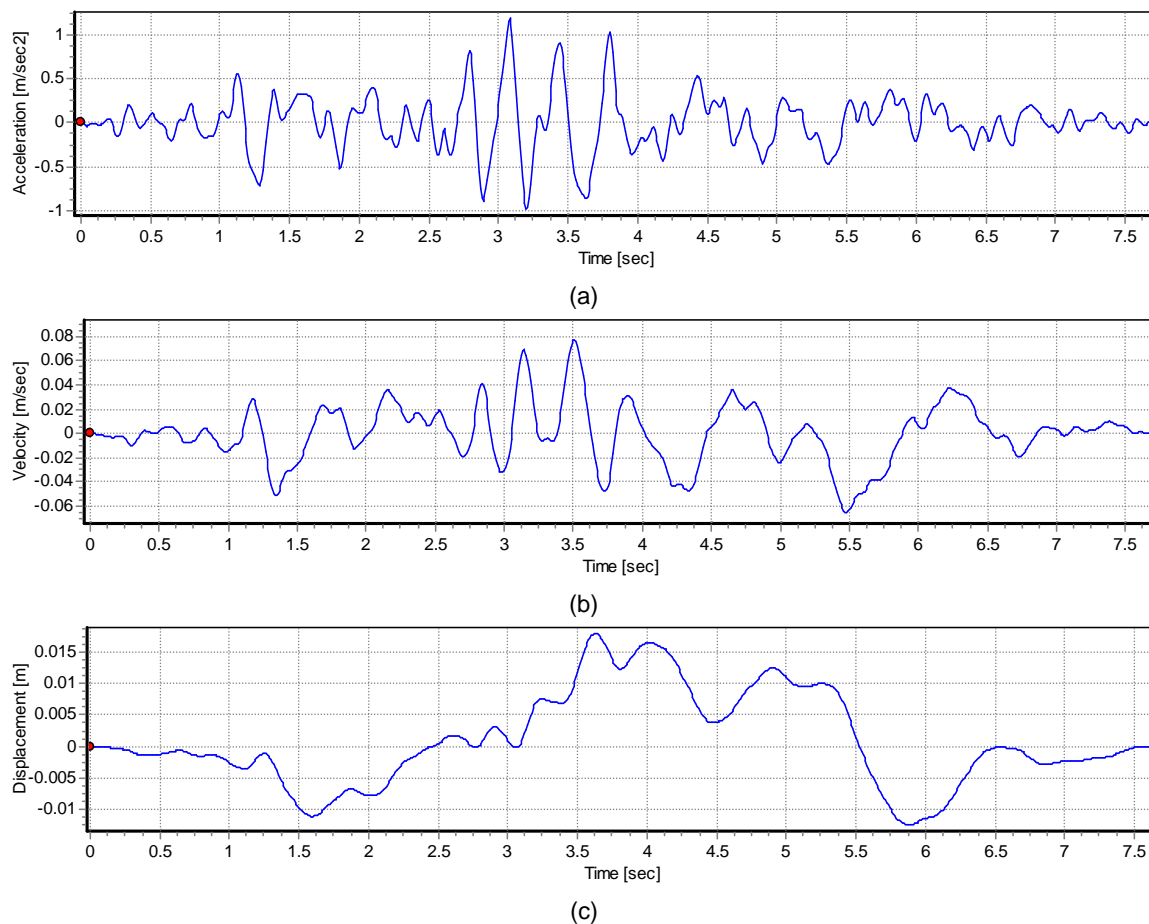


Fig. IV.3 - Sinal sísmico 475\_3: (a) acelerações; (b) velocidades; (c) deslocamentos

Aceleração máxima (Amax)	1.19m/sec <sup>2</sup> at t=3.08sec
Velocidade máxima (Vmax)	0.077m/sec at t=3.51sec
Deslocamento máximo (Dmax)	0.018m at t=3.63sec
Vmax / Amax	0.065sec
Aceleração RMS	0.305m/sec <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.024m/sec
Deslocamento RMS	0.008m
Intensidade de Arias	0.115m/sec
Intensidade Característica (Ic)	0.468
Densidade de Energia Específica	0.005m <sup>2</sup> /sec
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	1.667m/sec
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	1.303m/sec
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.287m
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	0.9m/sec <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.067m/sec
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	1.111m/sec <sup>2</sup>
Parâmetro A95	1.170m/sec <sup>2</sup>
Período Predominante (Tp)	0.340sec
Período Médio (Tm)	0.380sec

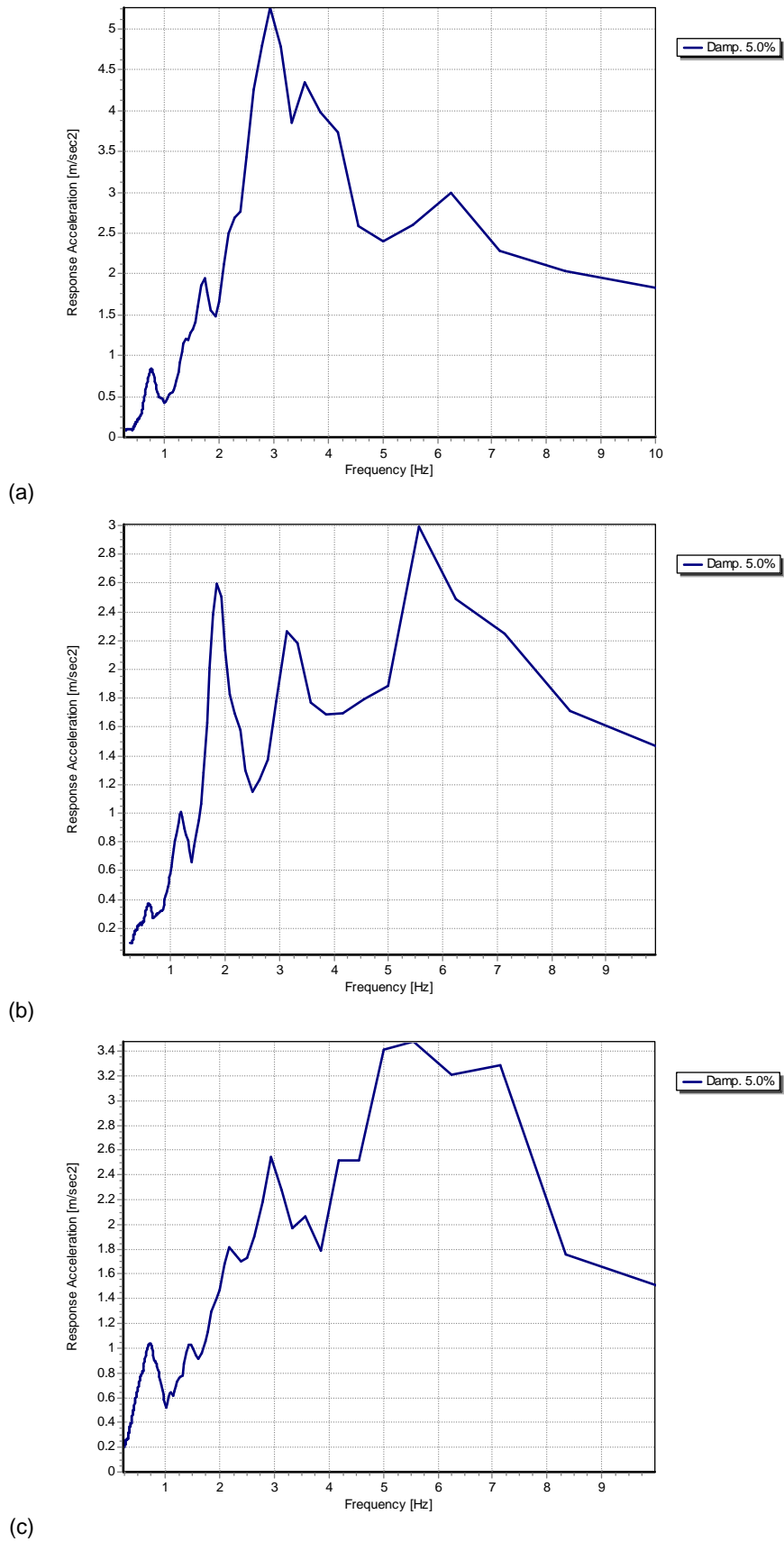


Fig. IV.4 - Espectros de resposta elásticos ( $\xi=5\%$ ): (a) 475\_1; (b) 475\_2; (c) 475\_3.

## IV.2 Período de retorno de 975 anos

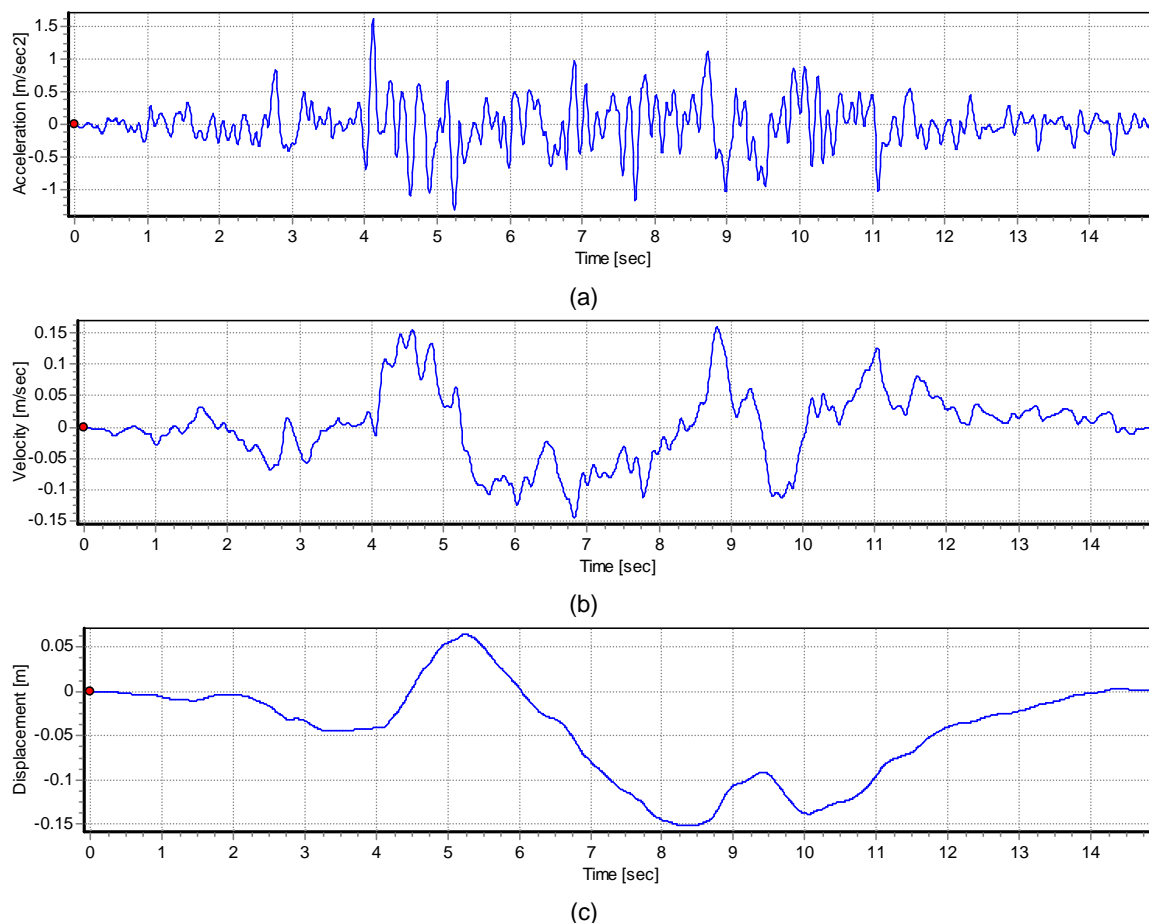


Fig. IV.5 - Sinal sísmico 975\_1: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos

Aceleração máxima ( $A_{max}$ )	1.62m/sec <sup>2</sup> ao t=4.11sec
Velocidade máxima ( $V_{max}$ )	0.166m/sec ao t=8.81sec
Deslocamento máximo ( $D_{max}$ )	10.228 cm ao t=5.25sec
$V_{max} / A_{max}$	0.102sec
Aceleração RMS	0.35088929m/sec <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.05641503m/sec
Deslocamento RMS	4.46406223cm
Intensidade de Arias	0.29197532m/sec
Intensidade Característica ( $I_c$ )	0.799894
Densidade de Energia Específica	0.04713513m <sup>2</sup> /sec
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	3.704 m/sec
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	1.36m/sec <sup>2</sup>
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.637m/sec
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	1.16m/sec <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.143m/sec
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	1.607m/sec <sup>2</sup>
Parâmetro A95	1.591m/sec <sup>2</sup>
Período Predominante ( $T_p$ )	0.22sec
Período Médio ( $T_m$ )	0.508sec

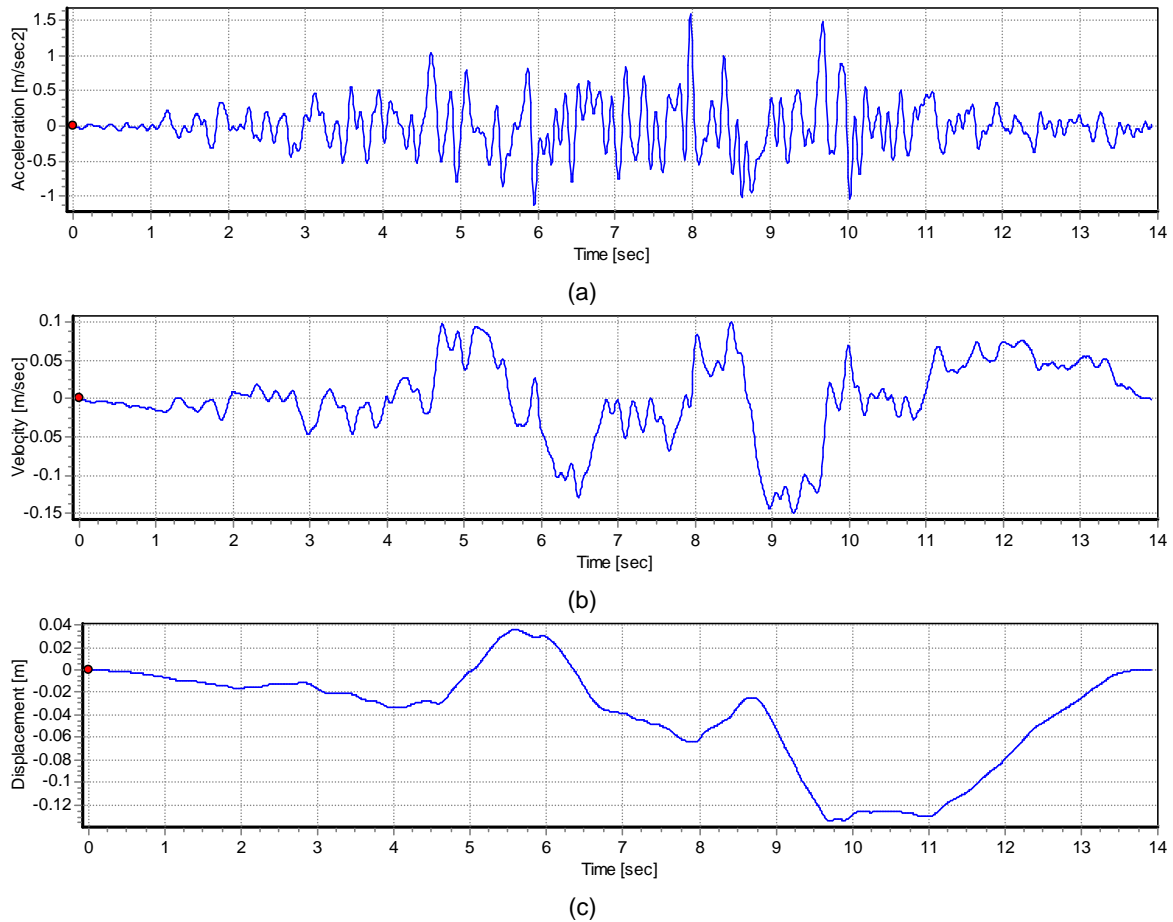


Fig. IV.6 - Sinal sísmico 975\_2: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos

Aceleração máxima (Amax)	1.59m/sec <sup>2</sup> ao t=7.97sec
Velocidade máxima (Vmax)	0.145m/sec ao t=9.27sec
Deslocamento máximo (Dmax)	0.074m ao t=9.7sec
Vmax / Amax	0.0915sec
Aceleração RMS	0.348m/sec <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.050m/sec
Deslocamento RMS	0.035m
Intensidade de Arias	0.27m/sec
Intensidade Característica (Ic)	0.767
Densidade de Energia Específica	0.0347m <sup>2</sup> /sec
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	3.45m/sec
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	1.30m/sec <sup>2</sup>
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.57m/sec
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	1.12 m/sec <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.121m/sec
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	1.518m/sec <sup>2</sup>
Parâmetro A95	1.558 m/sec <sup>2</sup>
Período Predominante (Tp)	0.14sec
Período Médio (Tm)	0.475sec

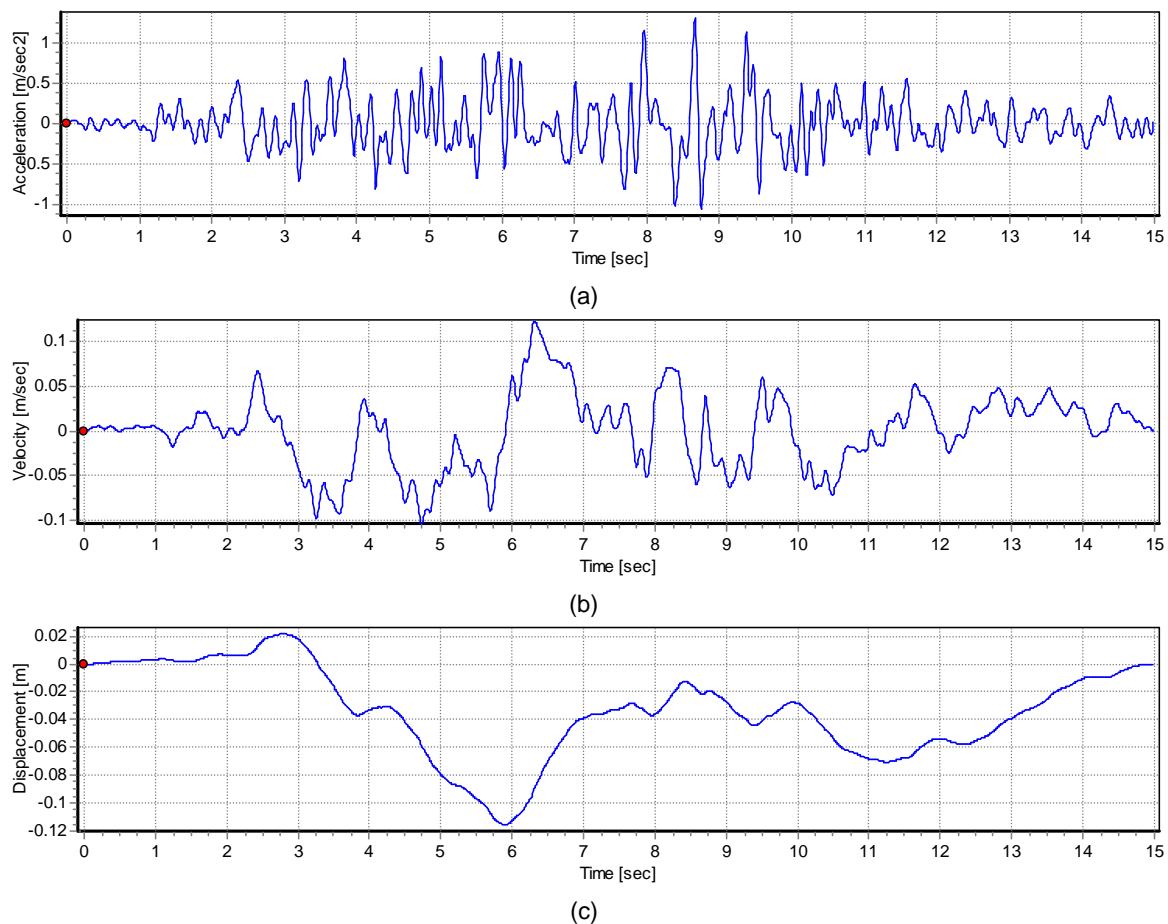
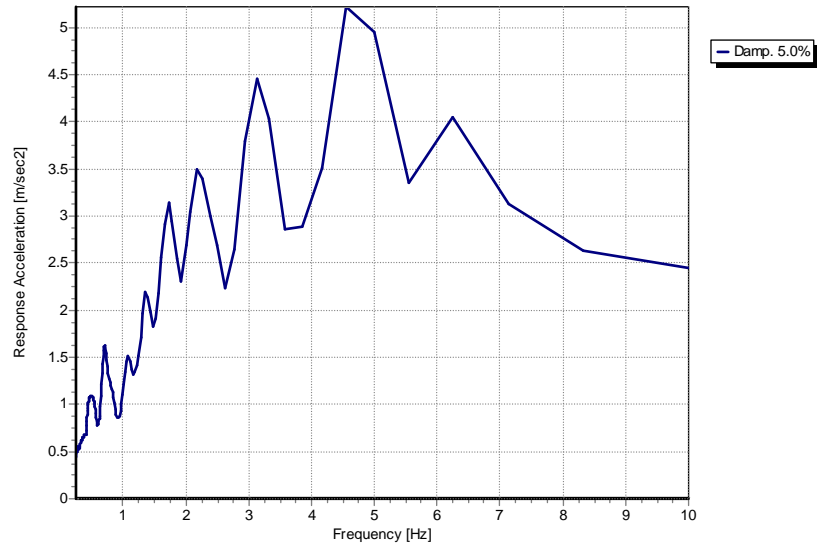
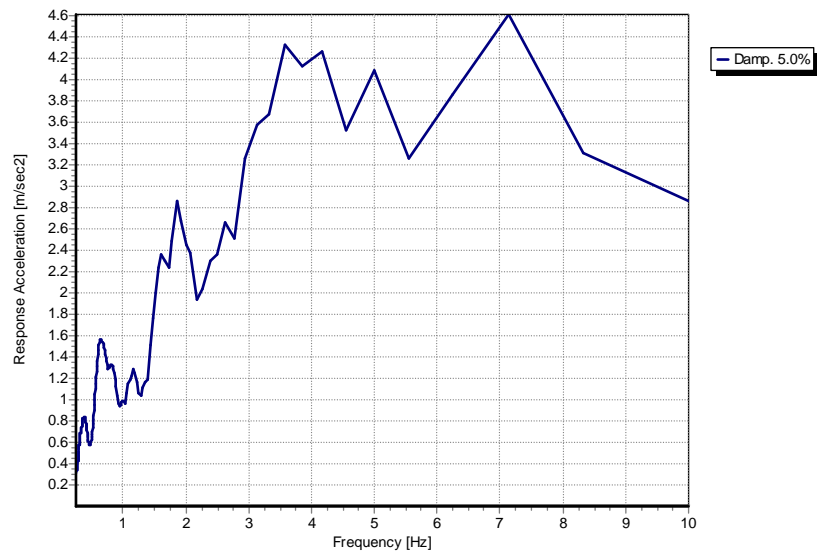


Fig. IV.7 - Sinal sísmico 975\_3: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos

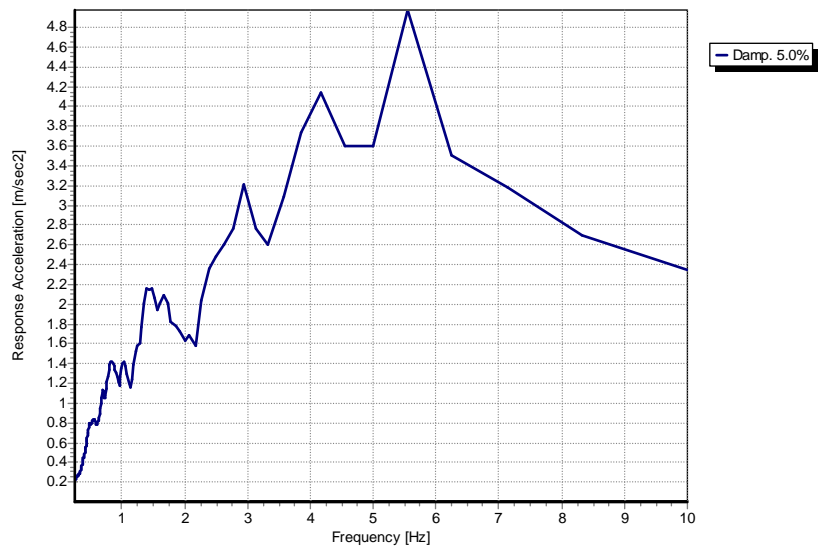
Aceleração máxima (Amax)	1.31m/sec <sup>2</sup> ao t=8.66sec
Velocidade máxima (Vmax)	0.13 m/sec ao t=6.31sec
Deslocamento máximo (Dmax)	0.078m ao t=5.89sec
Vmax / Amax	0.100sec
Aceleração RMS	0.297m/sec <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.0383m/sec
Deslocamento RMS	0.0254m
Intensidade de Arias	0.2409m/sec
Intensidade Característica (Ic)	0.669
Densidade de Energia Específica	0.0249m <sup>2</sup> /sec
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	3.61m/sec
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	1.17m/sec <sup>2</sup>
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.543m/sec
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	1.13m/sec <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.0897m/sec
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	1.248m/sec <sup>2</sup>
Parâmetro A95	1.278 m/sec <sup>2</sup>
Período Predominante (Tp)	0.18sec
Período Médio (Tm)	0.438sec



(a)



(b)



(c)

Fig. IV.8 - Espectros de resposta elásticos ( $\xi=5\%$ ): (a) 975\_1; (b) 975\_2; (c) 975\_3.



## IV.3 Período de retorno de 5000 anos

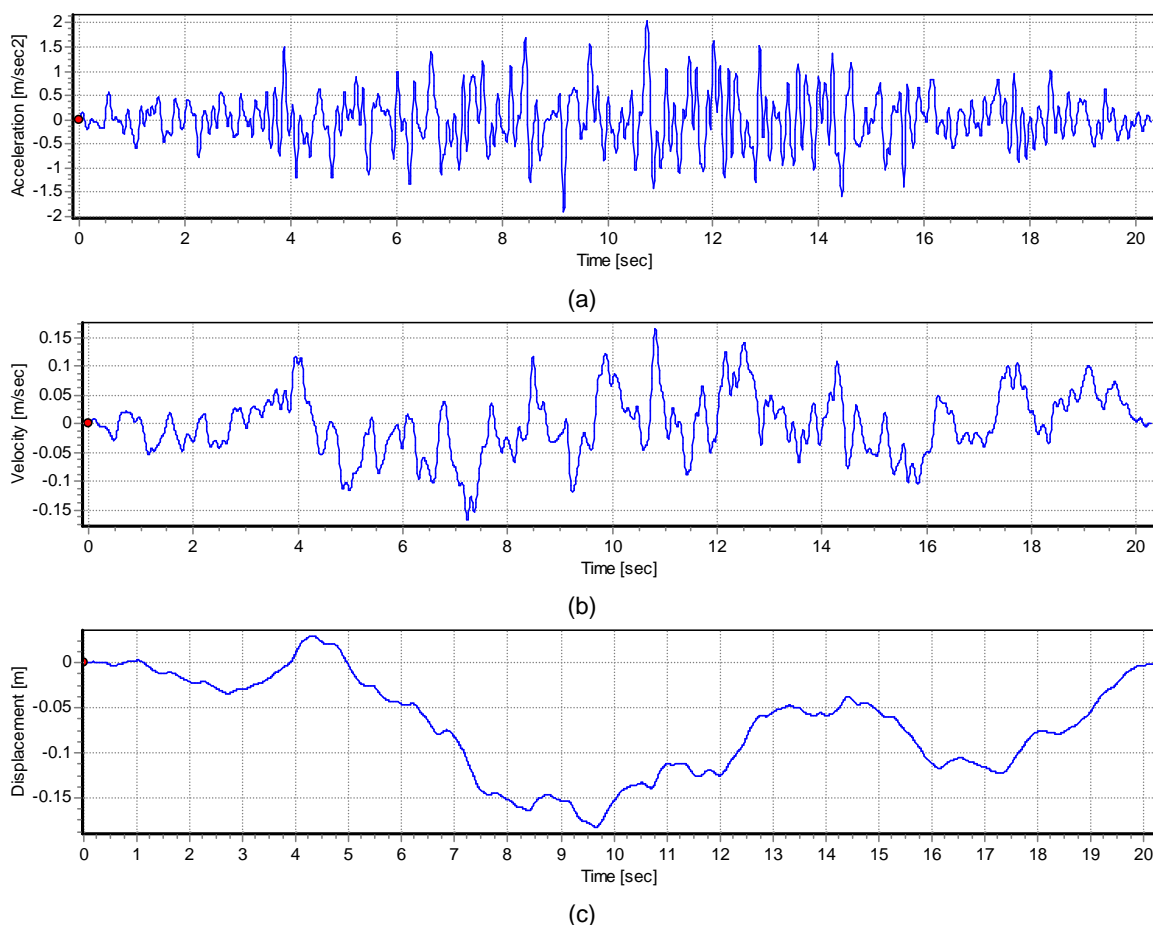


Fig. IV.9 - Sinal sísmico 5000\_1: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos

Aceleração máxima ( $A_{max}$ )	2.04m/sec <sup>2</sup> ao t=10.8sec
Velocidade máxima ( $V_{max}$ )	0.175m/sec ao t=10.88sec
Deslocamento máximo ( $D_{max}$ )	0.0885m ao t=14.48sec
$V_{max} / A_{max}$	0.0856sec
Aceleração RMS	0.532m/sec <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.0527m/sec
Deslocamento RMS	0.041m
Intensidade de Arias	0.922m/sec
Intensidade Característica ( $I_c$ )	1.75
Densidade de Energia Específica	0.0566m <sup>2</sup> /sec
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	8.16m/sec
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	2.12m/sec <sup>2</sup>
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.75m/sec
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	1.70m/sec <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.145m/sec
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	2.00m/sec <sup>2</sup>
Parâmetro A95	1.99m/sec <sup>2</sup>
Período Predominante ( $T_p$ )	0.34sec
Período Médio ( $T_m$ )	0.38 sec

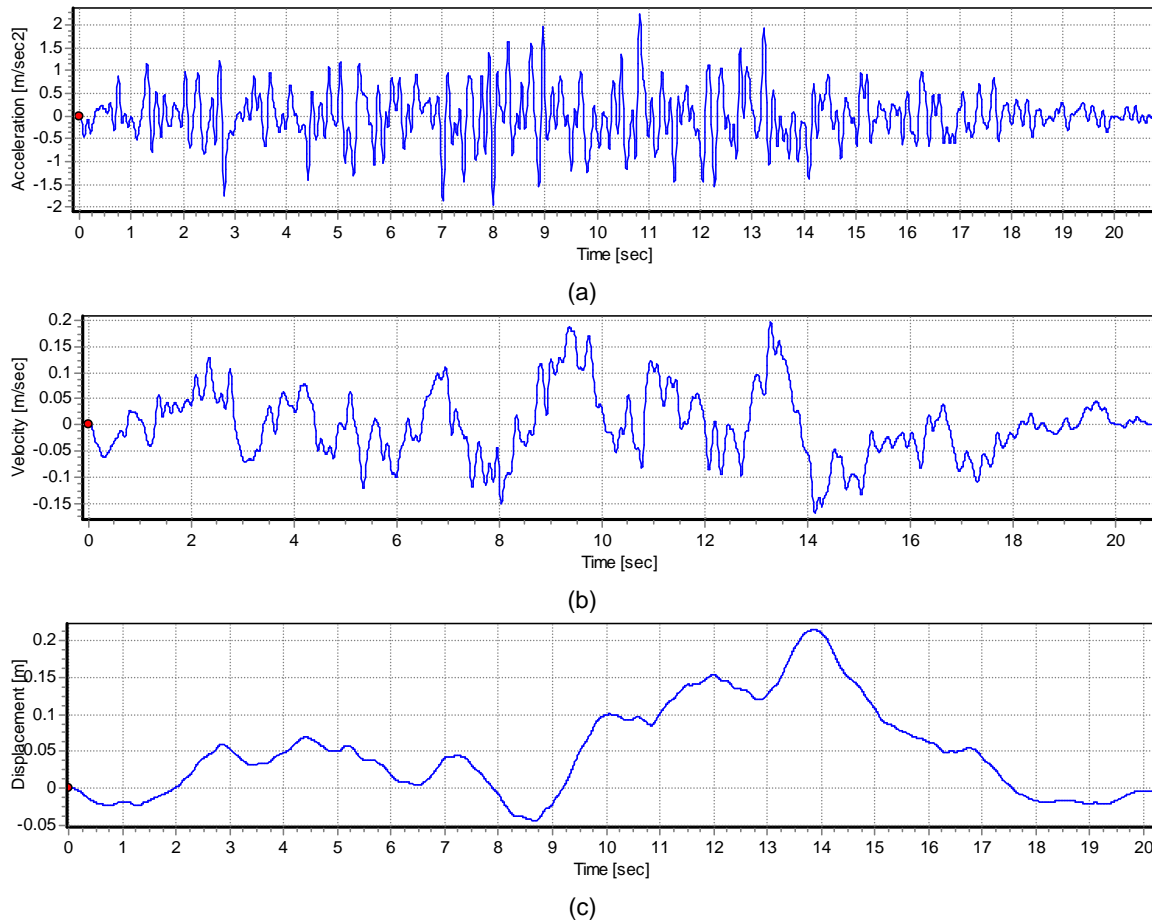


Fig. IV.10 - Sinal sísmico 5000\_2: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos

Aceleração máxima (Amax)	2.24m/s <sup>2</sup> ao t=10.82sec
Velocidade máxima (Vmax)	0.195m/sec ao t=13.29sec
Deslocamento máximo (Dmax)	0.121m ao t=13.87sec
Vmax / Amax	0.087sec
Aceleração RMS	0.55m/sec <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.0646m/sec
Deslocamento RMS	0.049m
Intensidade de Arias	1.011m/sec
Intensidade Característica (Ic)	1.867
Densidade de Energia Específica	0.0865m <sup>2</sup> /sec
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	8.49m/sec
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	2.087m/sec <sup>2</sup>
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.8877m/sec
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	1.96m/sec <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.168m/sec
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	2.242m/sec <sup>2</sup>
Parâmetro A95	2.19m/sec <sup>2</sup>
Período Predominante (Tp)	0.18sec
Período Médio (Tm)	0.411sec

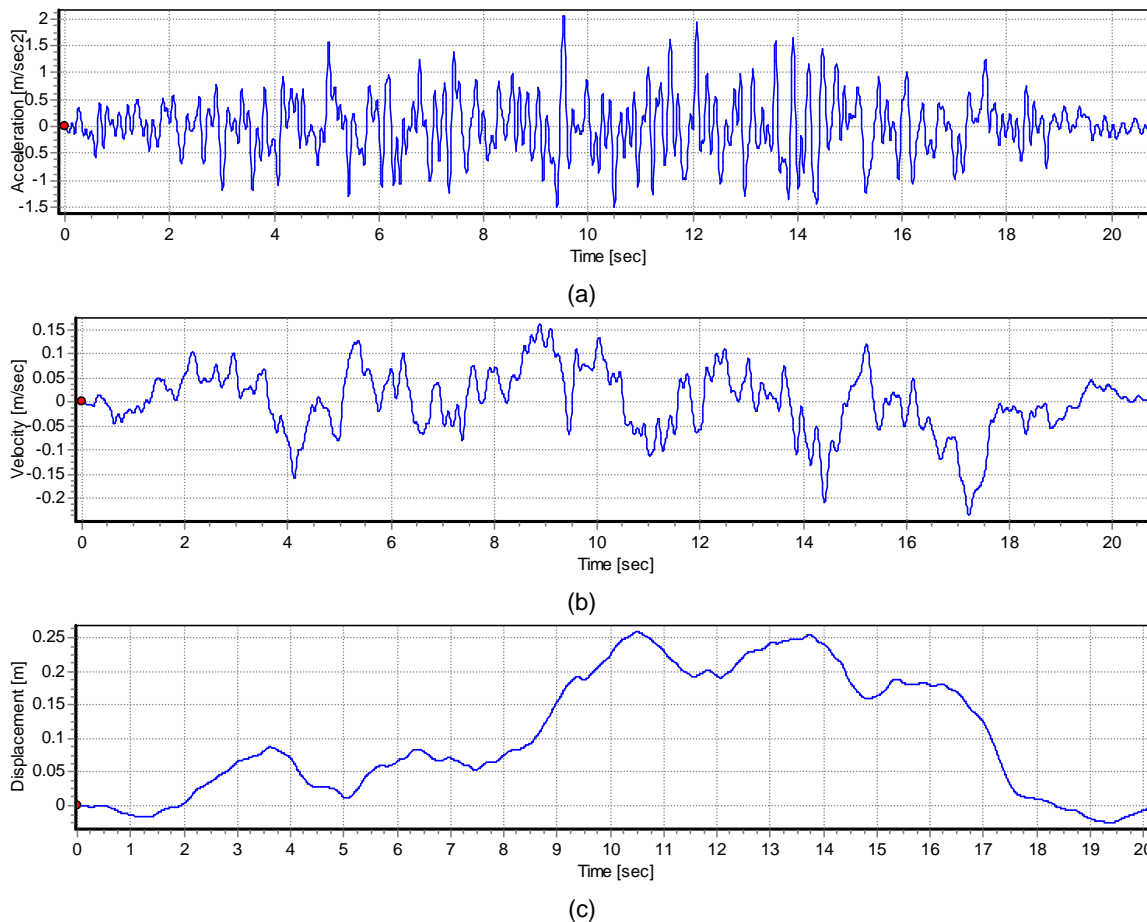


Fig. IV.11 - Sinal sísmico 5000\_3: (a) acelerações; (b) velocidades; (d) deslocamentos

Aceleração máxima (Amax)	2.056m/s <sup>2</sup> ao t=9.53sec
Velocidade máxima (Vmax)	0.207m/sec ao t=17.22sec
Deslocamento máximo (Dmax)	0.121m ao t=17.72sec
Vmax / Amax	0.101sec
Aceleração RMS	0.53720528m/sec <sup>2</sup>
Velocidade RMS	0.06438881m/sec
Deslocamento RMS	0.04916149m
Intensidade de Arias	0.95930953m/sec
Intensidade Característica (Ic)	1.794007
Densidade de Energia Específica	0.08606927m <sup>2</sup> /sec
Velocidade Absoluta Acumulada (CAV)	8.38m/sec
Intensidade da Aceleração Espectral (ASI)	2.06m/sec <sup>2</sup>
Intensidade da Velocidade Espectral (VSI)	0.705m/sec
Máxima Aceleração Sustentada (SMA)	1.65m/sec <sup>2</sup>
Máxima Velocidade Sustentada (SMV)	0.177m/sec
Aceleração Efectiva de Projecto (EDA)	2.0299m/sec <sup>2</sup>
Parâmetro A95	2.0196m/sec <sup>2</sup>
Período Predominante (Tp)	0.28sec
Período Médio (Tm)	0.42sec

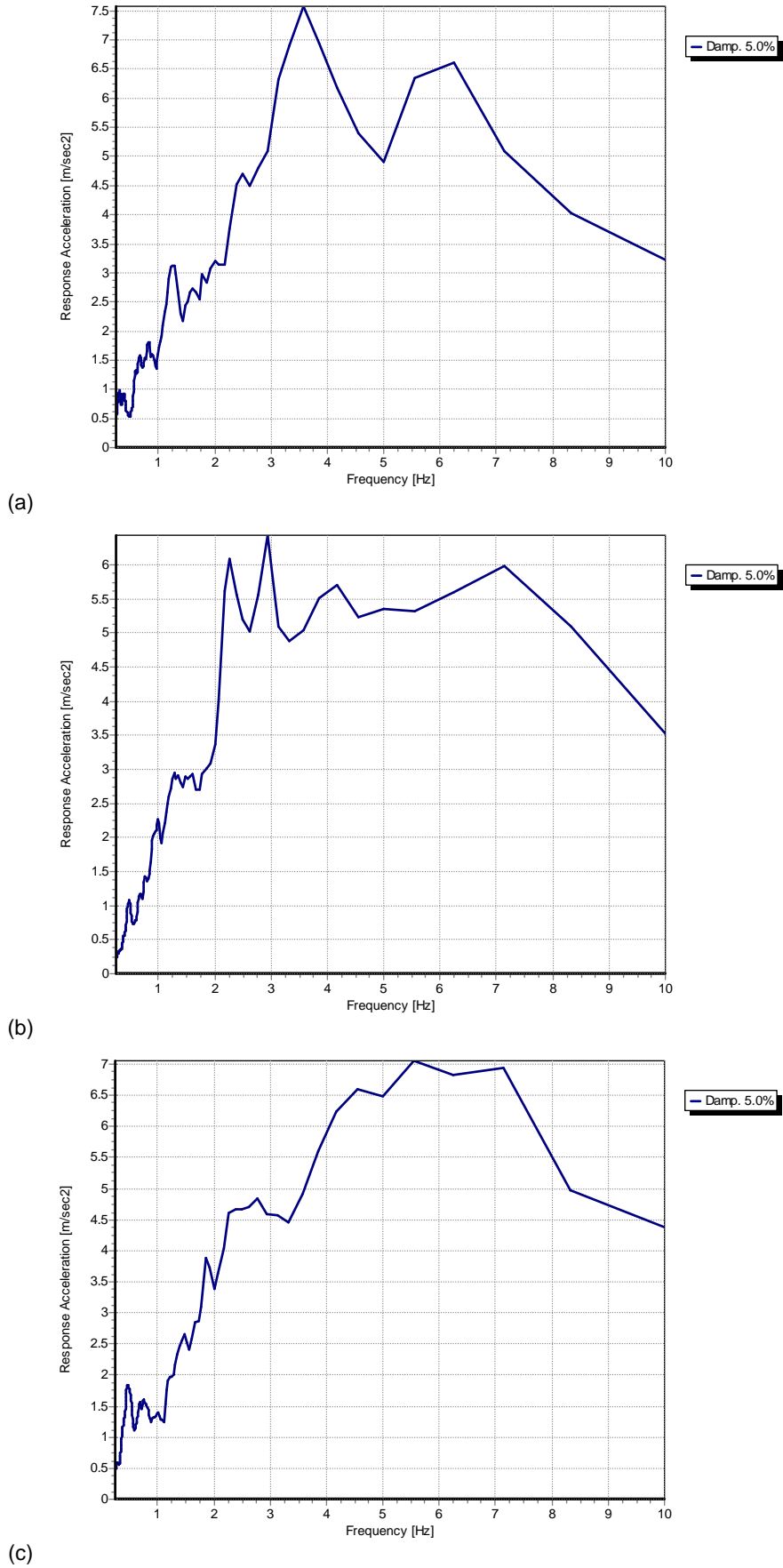


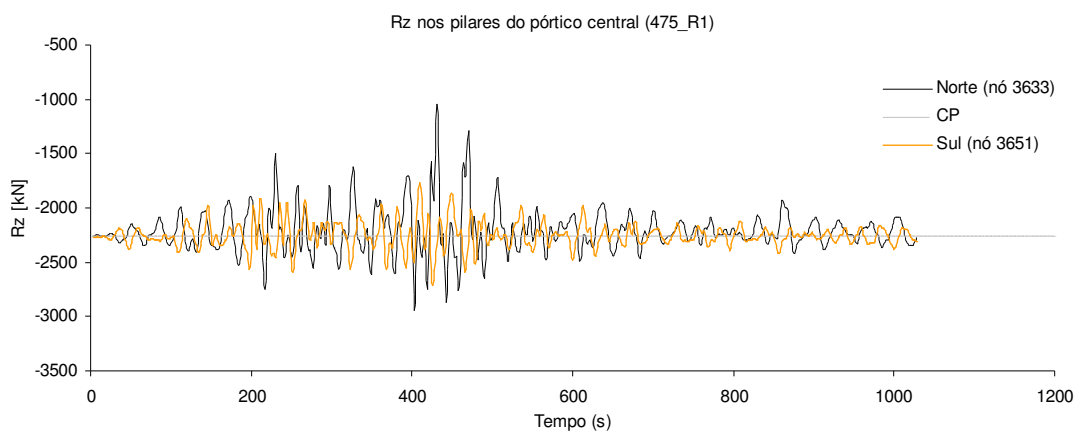
Fig. IV.12 - Espectros de resposta elásticos ( $\xi=5\%$ ): (a) 5000\_1; (b) 5000\_2; (c) 5000\_3.

## **ANEXO V. ANÁLISES DINÂMICAS NÃO-LINEARES**

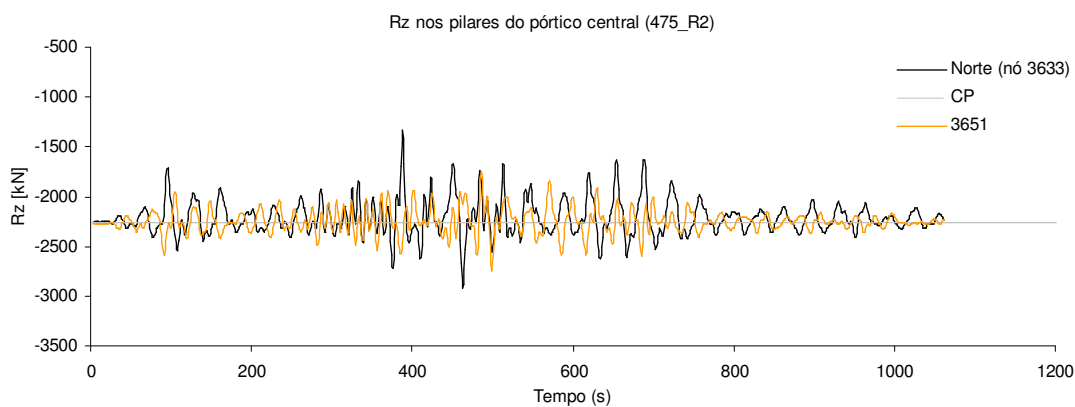
**Índice do ANEXO V**

V.1 Período de retorno de 475 anos .....	V.3
V.2 Período de retorno de 975 anos .....	V.8
V.3 Período de retorno de 5000 anos .....	V.13

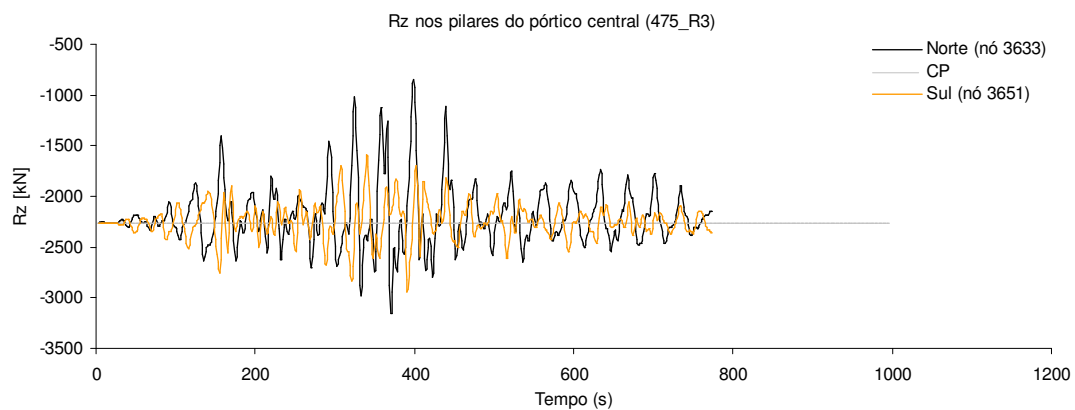
## V.1 Período de retorno de 475 anos



(a)

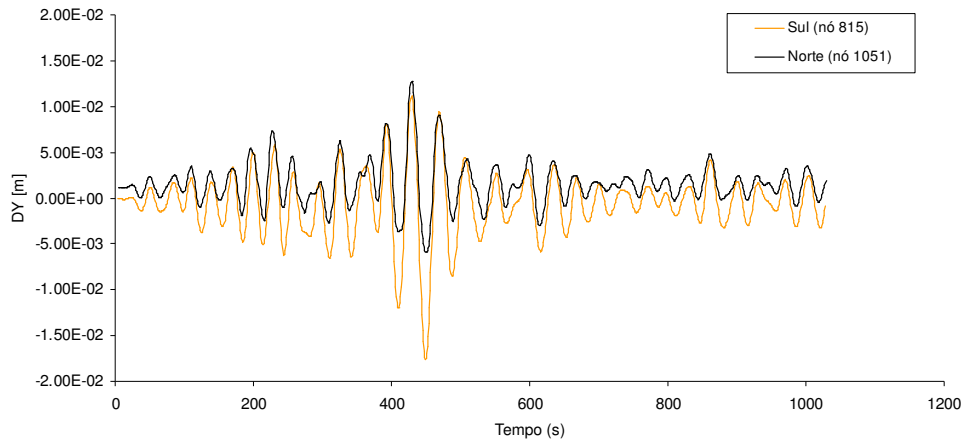


(b)

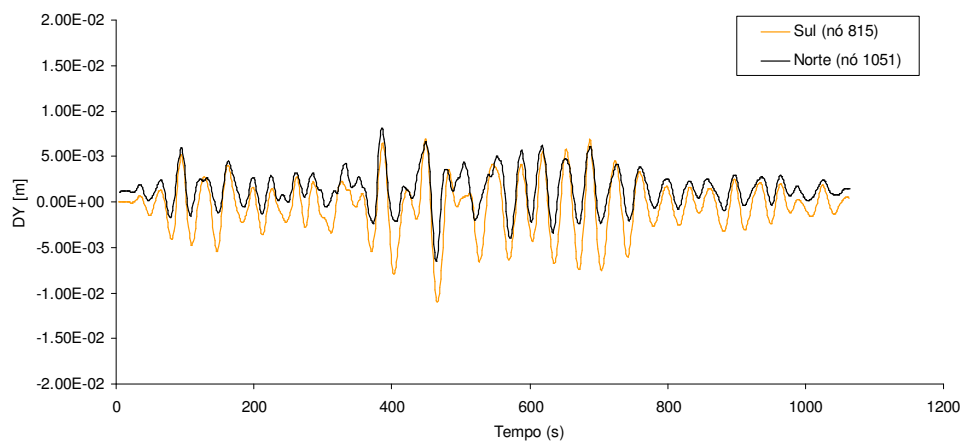


(c)

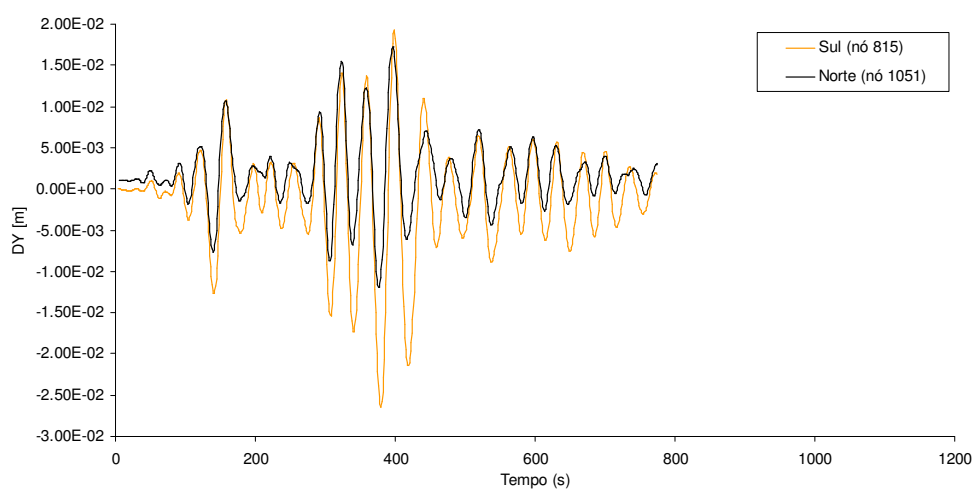
Fig. V.1 - História das reacções verticais ( $R_z$ ) na base dos pilares do pórtico central transversal à nave: (a) 475\_M74\_1; (b) 475\_M74\_2; (c) 475\_M74\_3.



(a)



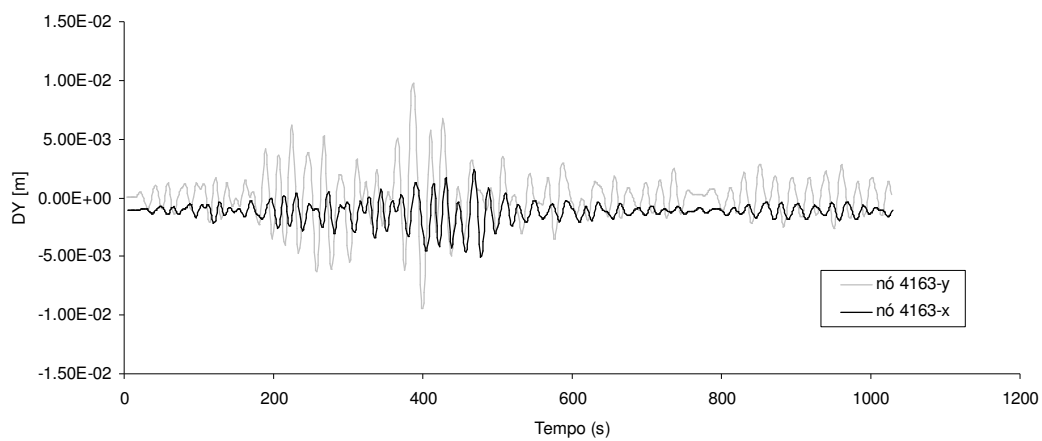
(b)



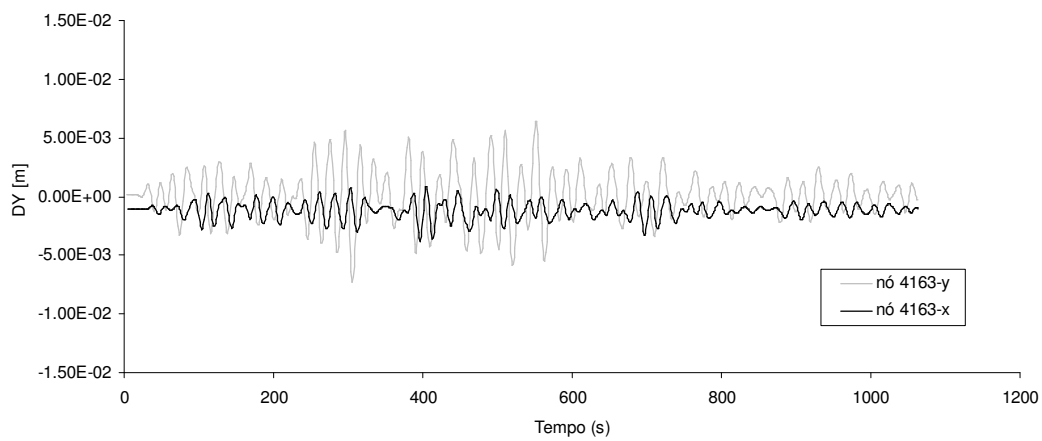
(c)

Fig. V.2 - História dos deslocamentos horizontais ( $D_y$ ) do topo das paredes Norte e Sul da nave da Igreja (pórtico central transversal à nave): (a) 475\_M74\_1; (b) 475\_M74\_2; (c) 475\_M74\_3.

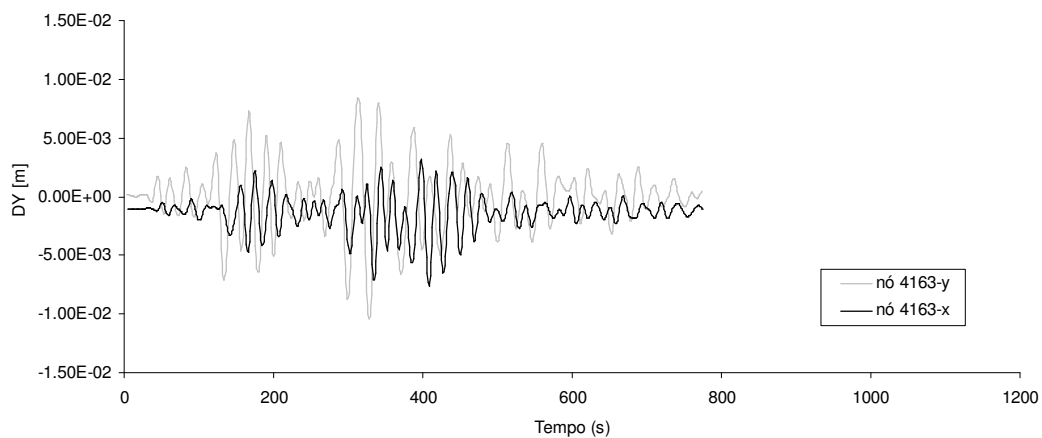




(a)



(b)



(c)

Fig. V.3 - História dos deslocamentos horizontais ( $D_y$ ) do topo do campanário da Torre Sul: (a) 475\_M74\_1; (b) 475\_M74\_2; (c) 475\_M74\_3.

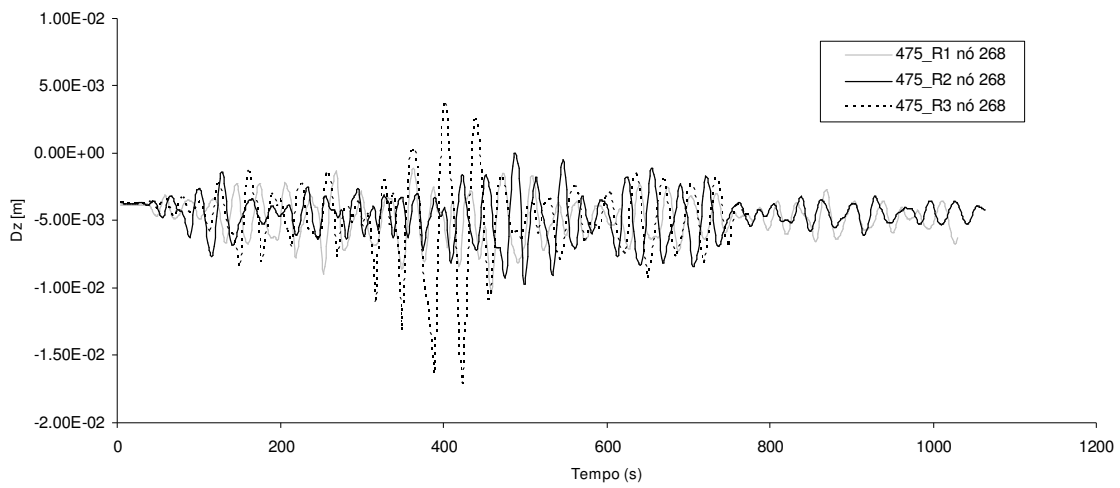
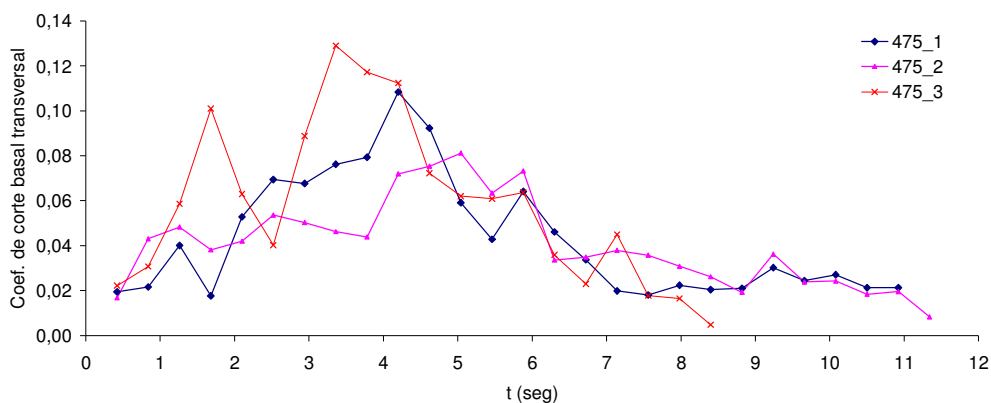
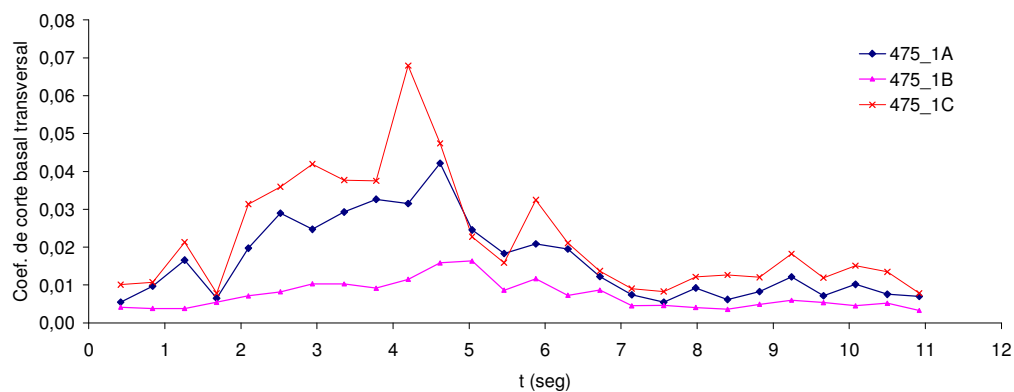


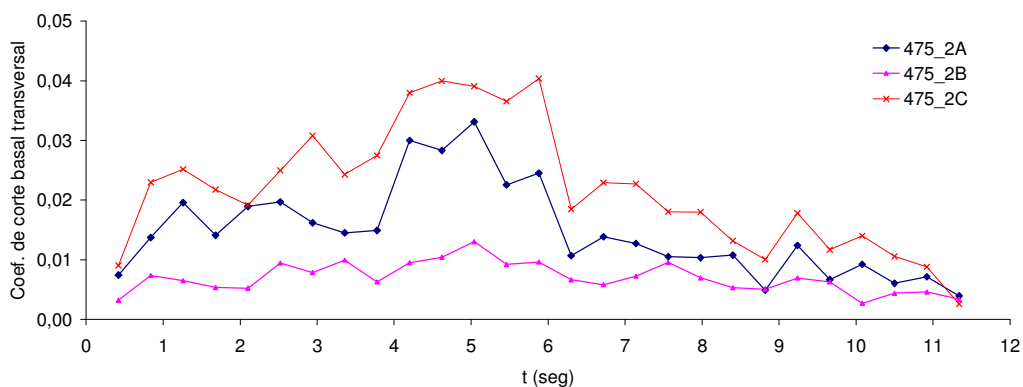
Fig. V.4 - História dos deslocamentos verticais ( $D_z$ ) da chave da abóbada da nave (pórtico central transversal à nave) para os sinais 475\_M74\_1, 475\_M74\_2 e 475\_M74\_3.



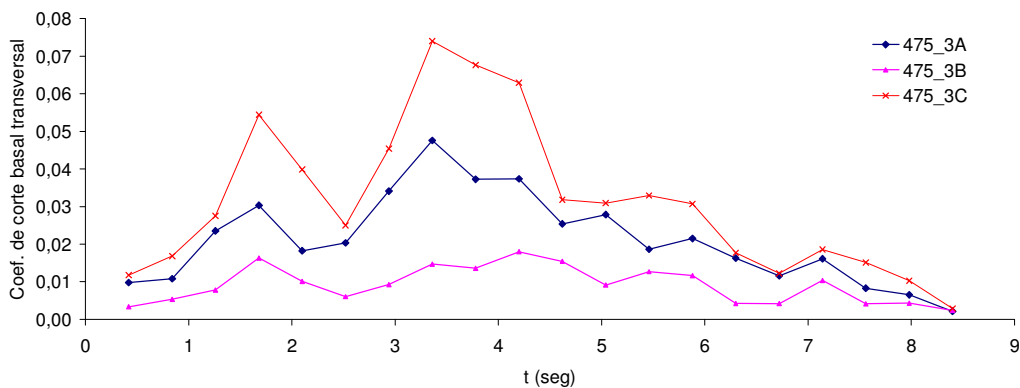
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. V.5 - História do coeficiente de corte basal na direcção transversal à nave: (a) global para os sinais 475\_1, 475\_2, 475\_3; (b) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 475\_1; (c) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 475\_2; (d) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 475\_3.

V.2 Período de retorno de 975 anos

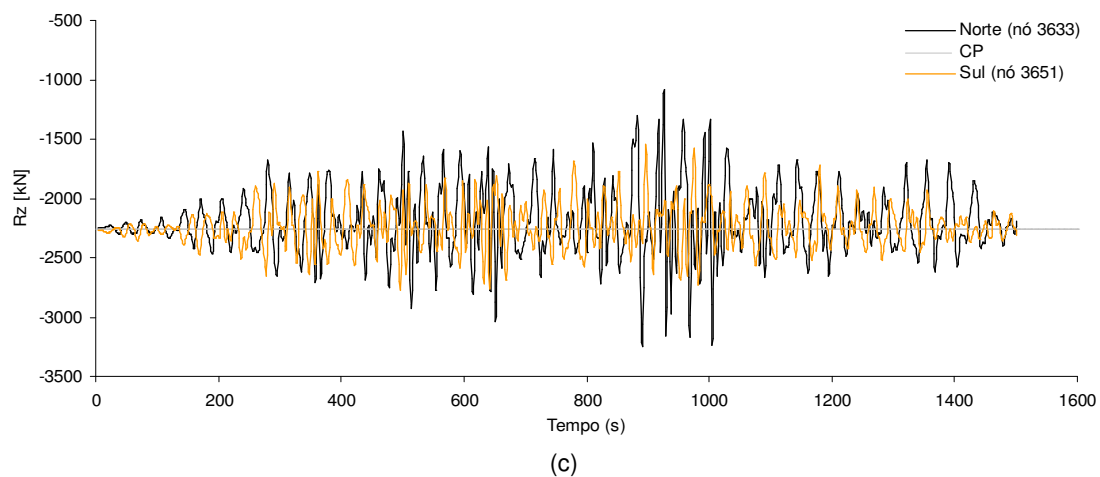
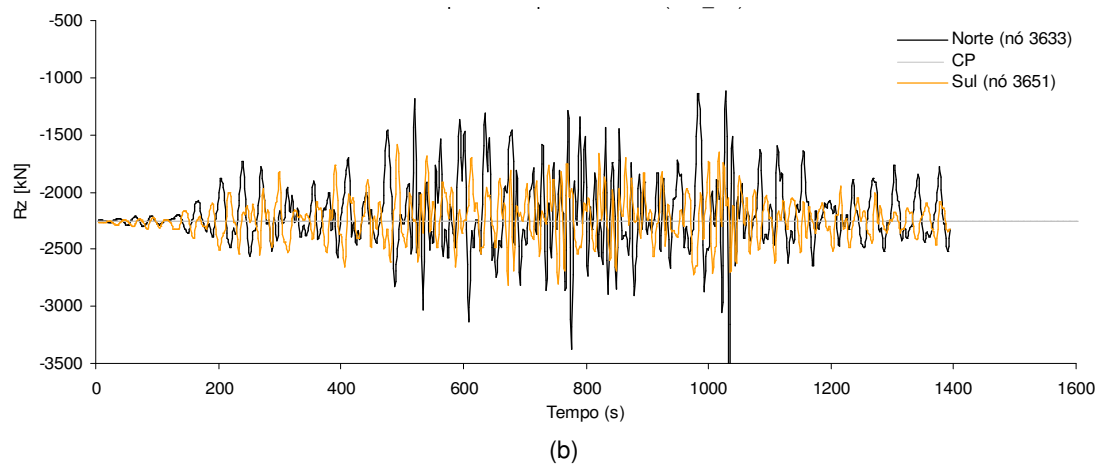
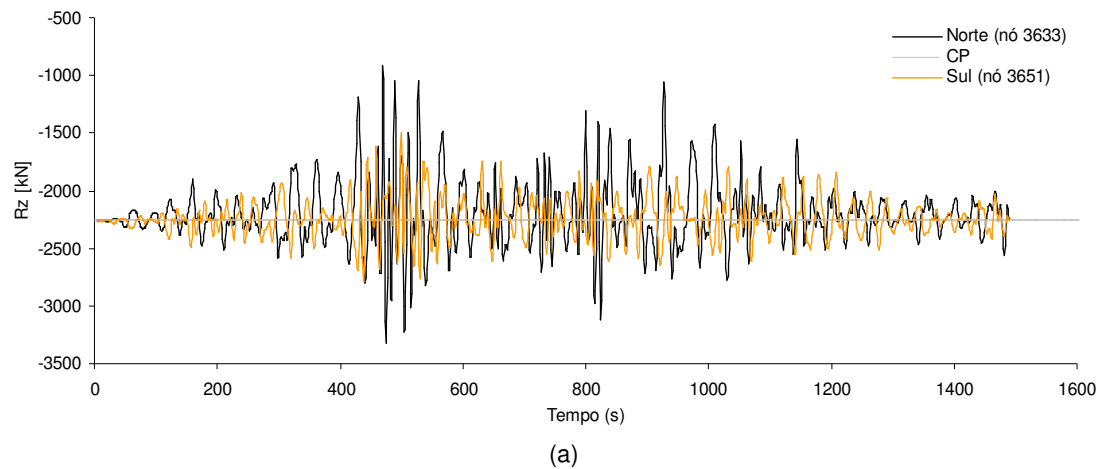


Fig. V.6 - História das reacções verticais ( $R_z$ ) na base dos pilares do pórtico central transversal à nave: (a) 975\_M78\_1; (b) 975\_M78\_2; (c) 975\_M78\_3.

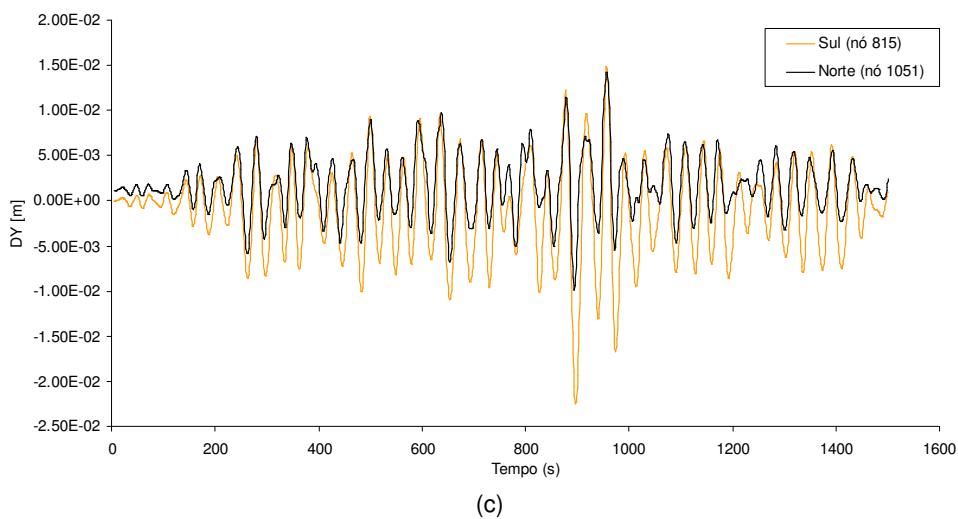
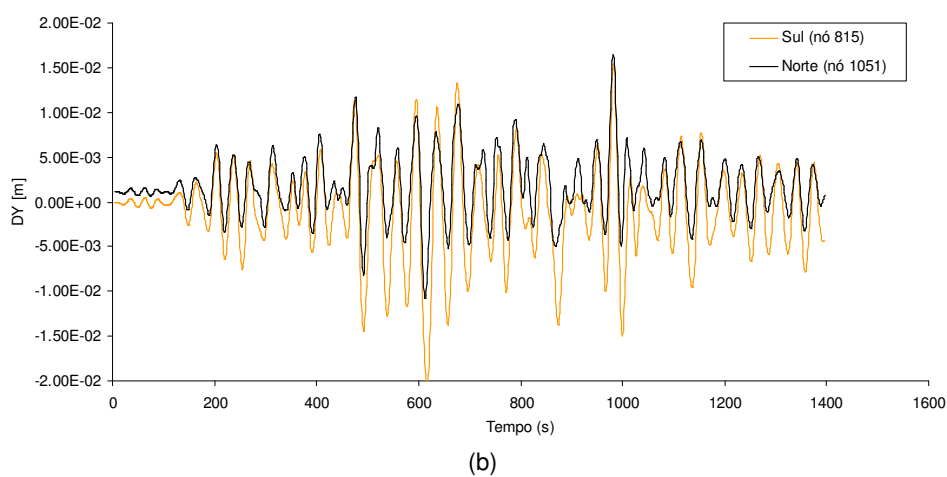
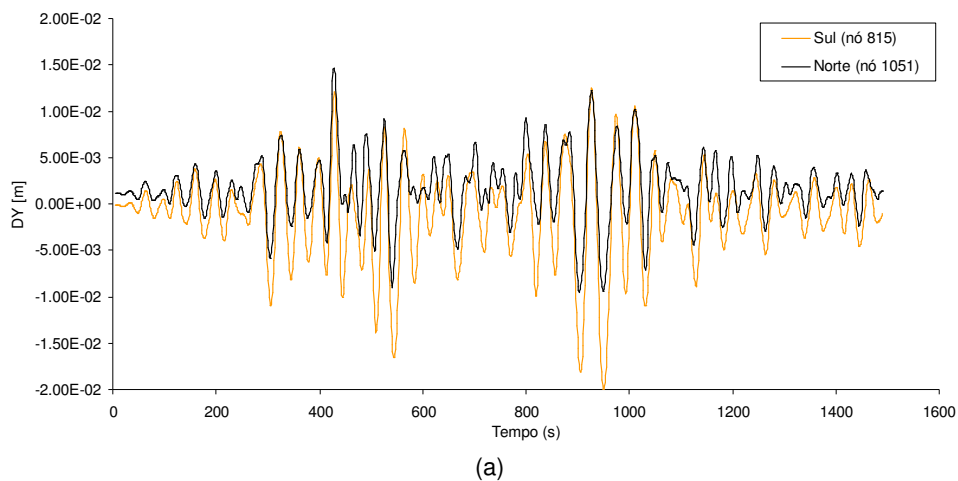
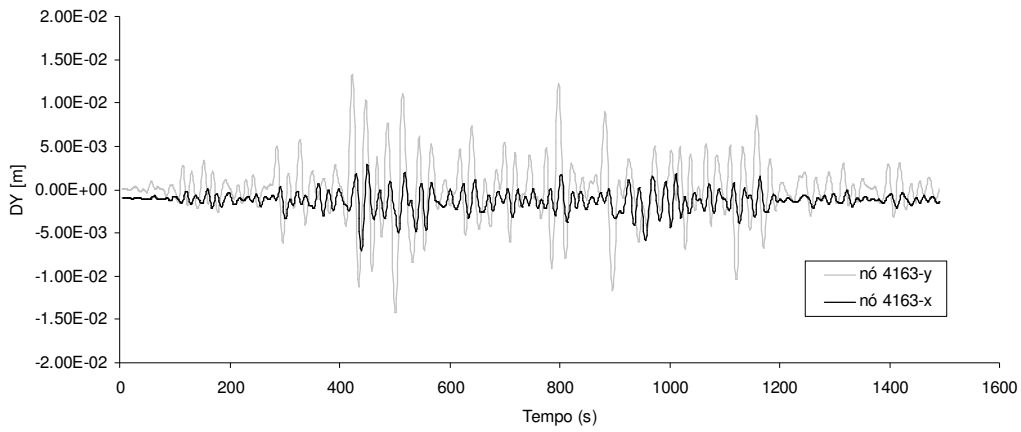
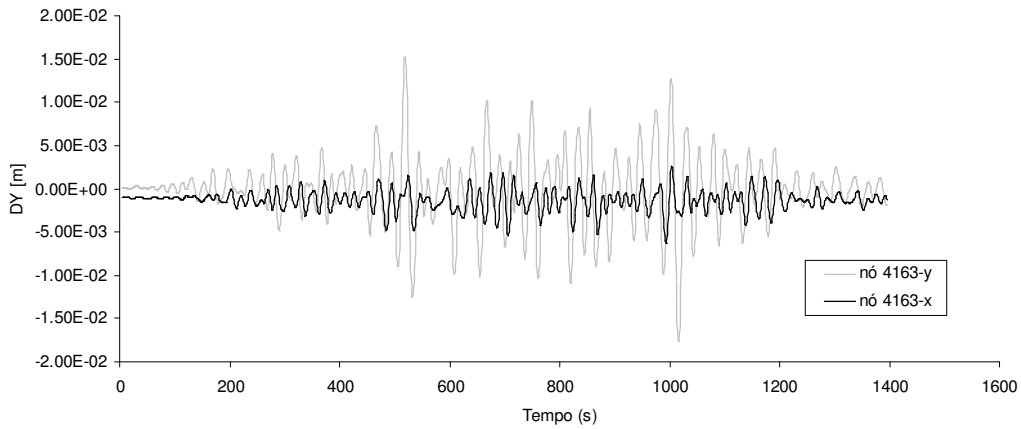


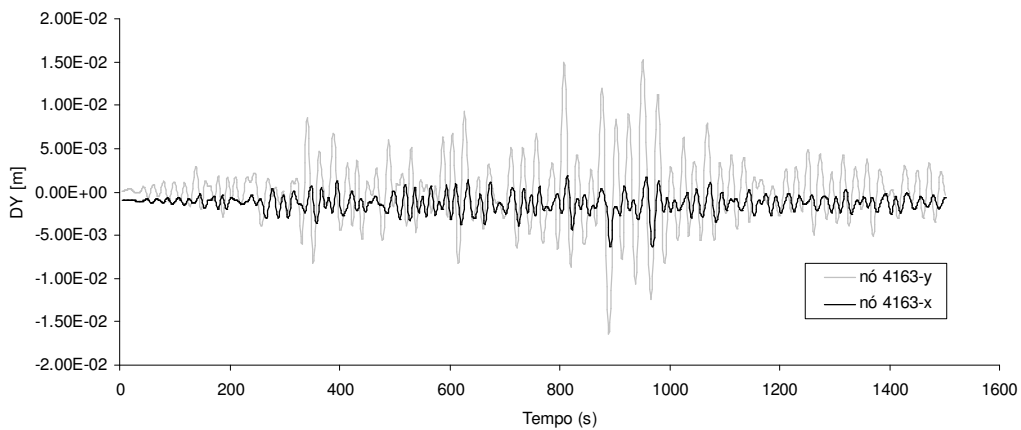
Fig. V.7 - História dos deslocamentos horizontais ( $D_y$ ) do topo das paredes Norte e Sul da nave da Igreja (pórtico central transversal à nave): (a) 975\_M78\_1; (b) 975\_M78\_2; (c) 975\_M78\_3



(a)



(b)



(c)

Fig. V.8 - História dos deslocamentos horizontais (Dy) do topo do campanário da Torre Sul: (a) 975\_M78\_1; (b) 975\_M78\_2; (c) 975\_M78\_3

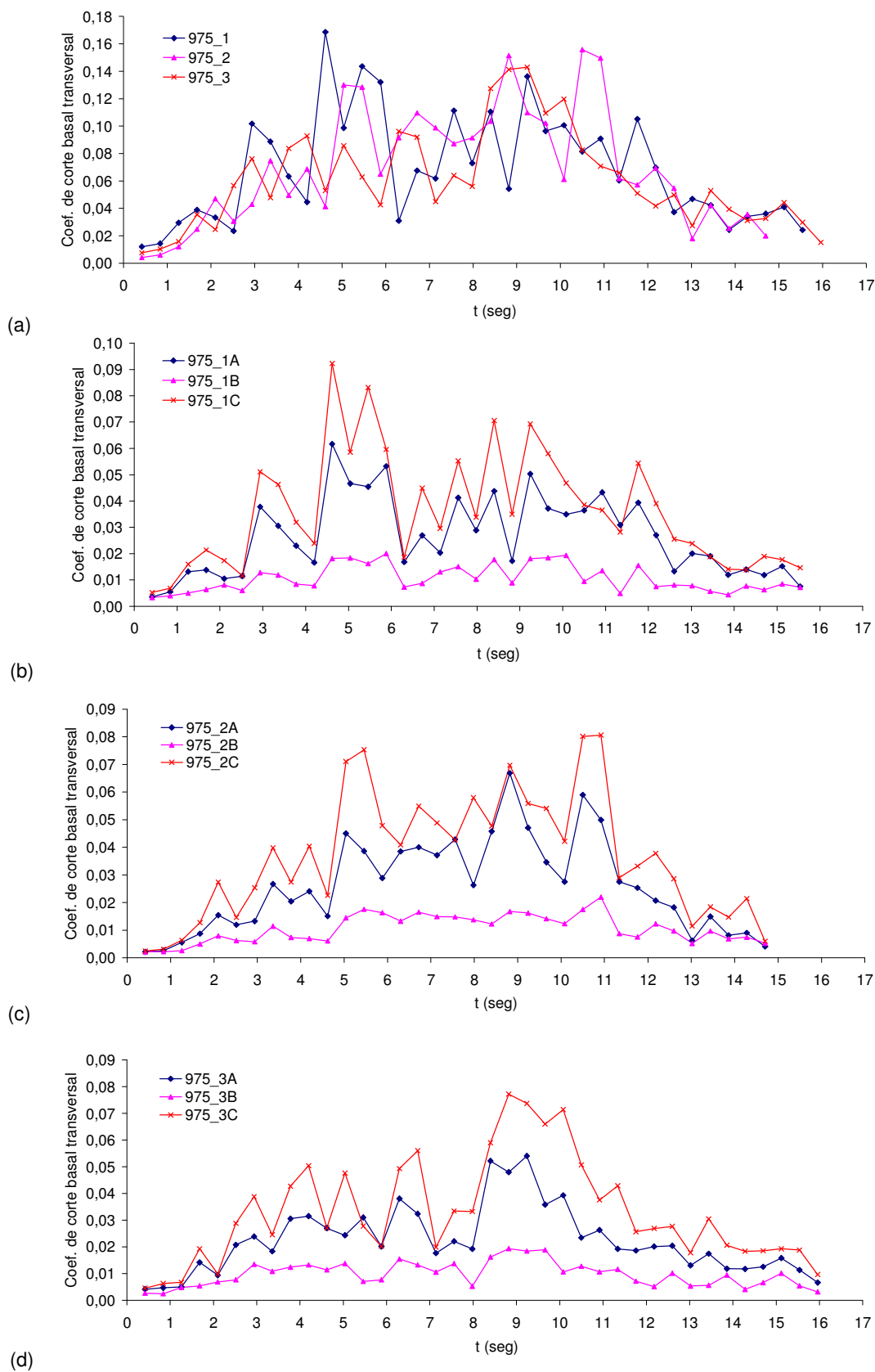


Fig. V.9 - História do coeficiente de corte basal na direcção transversal à nave: (a) global para os sinais 975\_1, 975\_2, 975\_3; (b) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 975\_1; (c) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 975\_2; (d) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 975\_3.

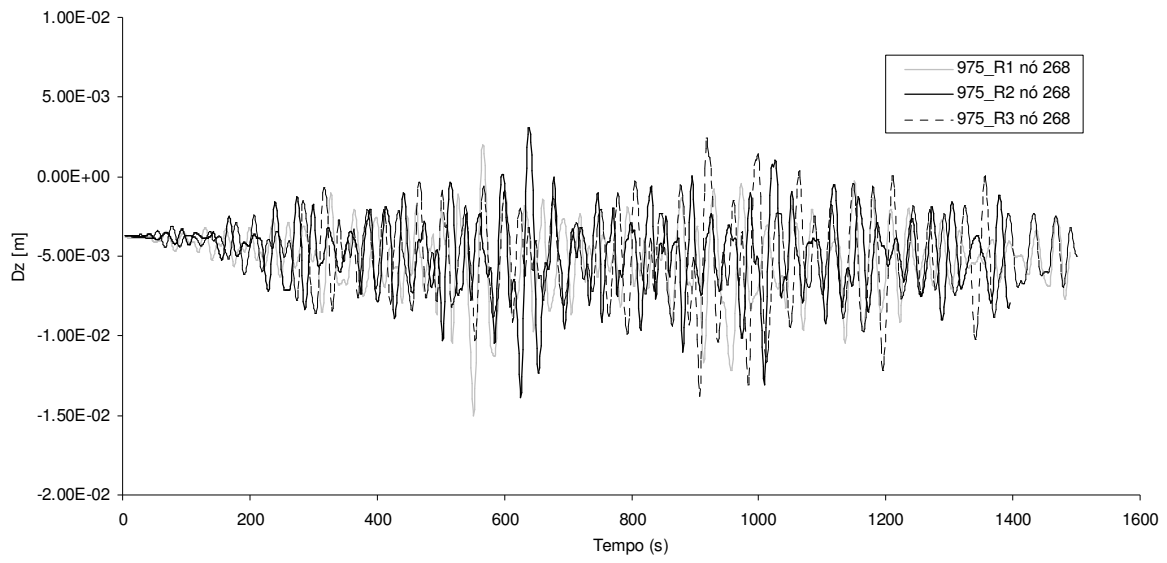
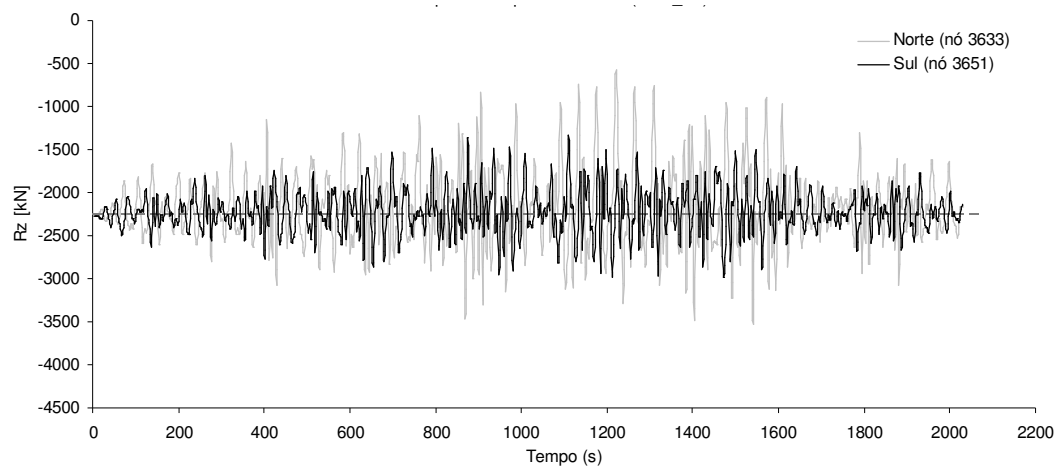


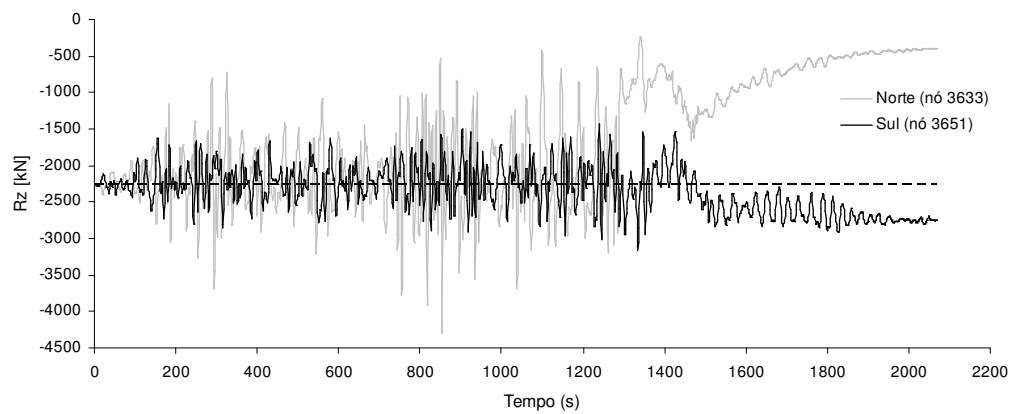
Fig. V.10 - História dos deslocamentos verticais ( $D_z$ ) da chave da abóbada da nave (pórtico central transversal à nave) para os sinais 975\_M78\_1, 975\_M78\_2 e 975\_M78\_3.



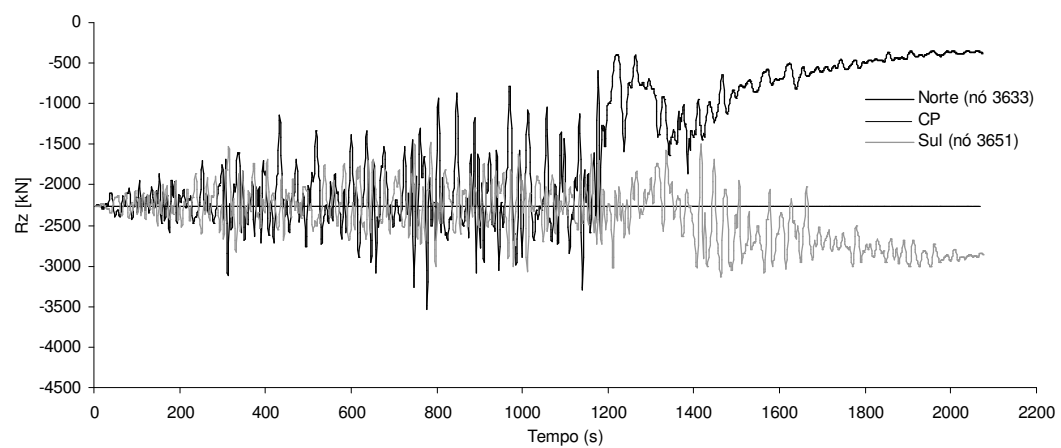
## V.3 Período de retorno de 5000 anos



(a)

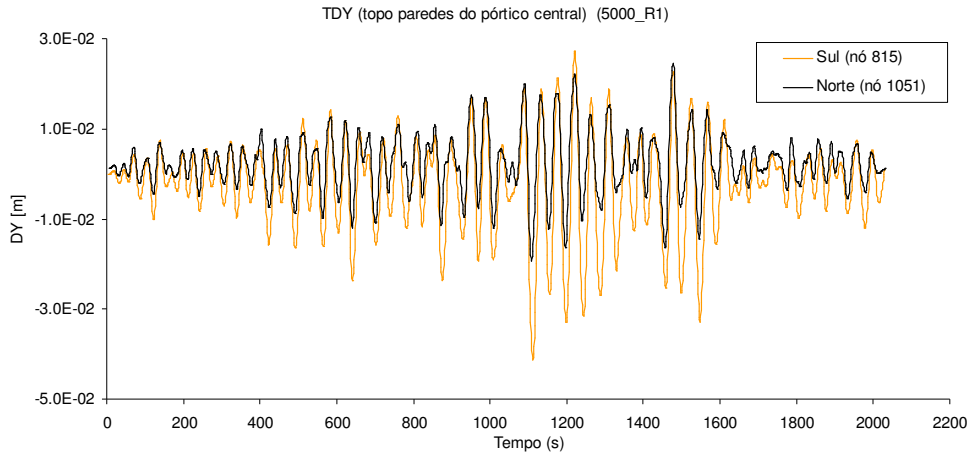


(b)

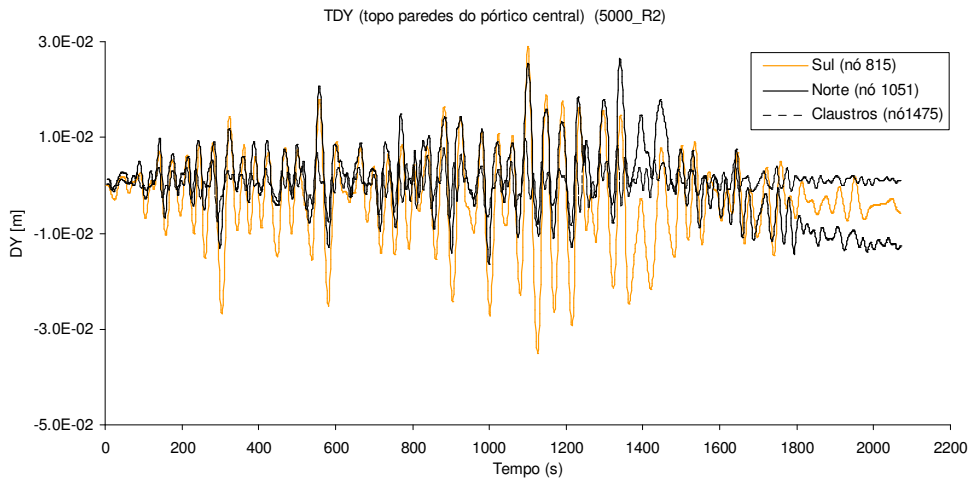


(c)

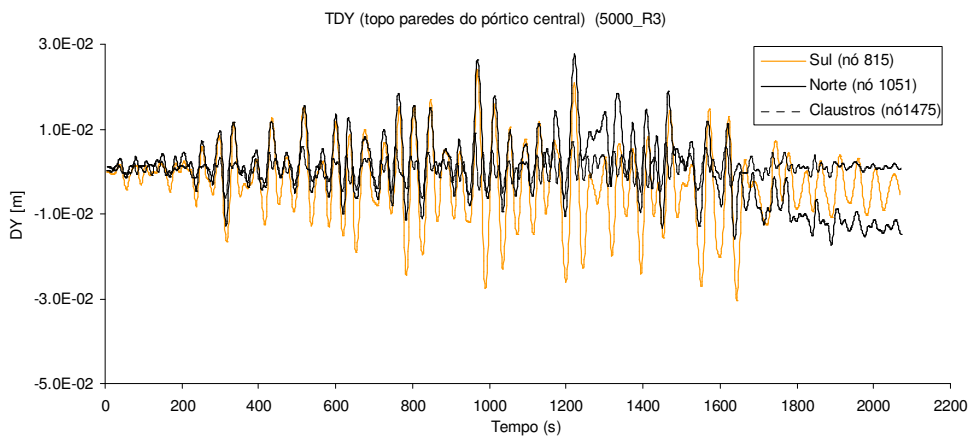
Fig. V.11 - História das reacções verticais ( $R_z$ ) na base dos pilares do pórtico central transversal à nave: (a) 5000\_1; (b) 5000\_2; (c) 5000\_3.



(a)

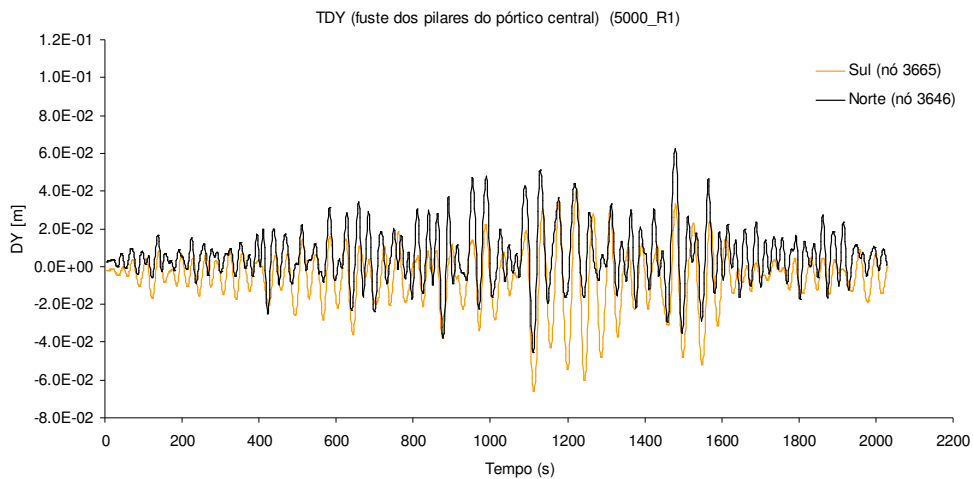


(b)

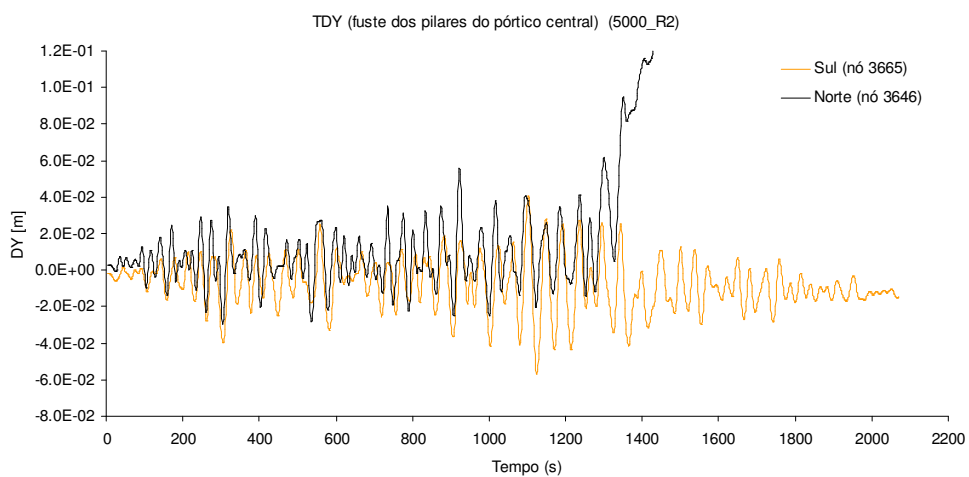


(c)

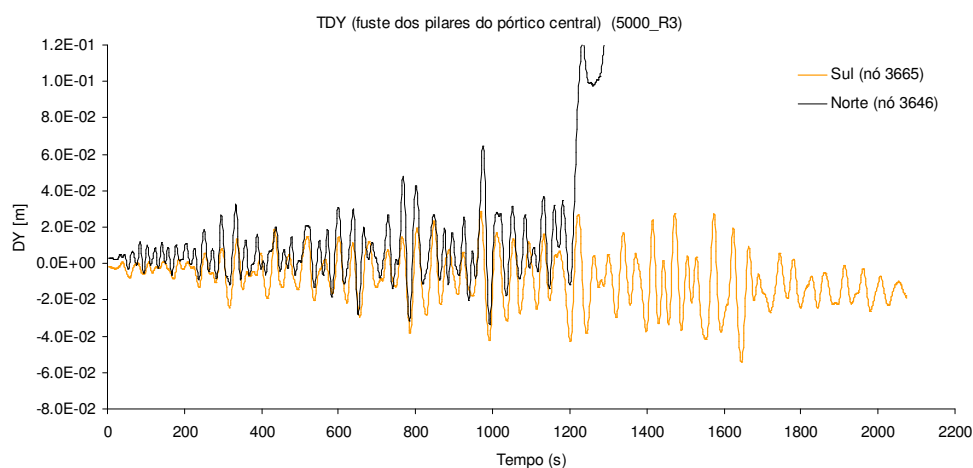
Fig. V.12 - História dos deslocamentos horizontais do topo das paredes Norte e Sul da nave da Igreja (pórtico central transversal à nave): (a) 5000\_M82\_1; (b) 5000\_M82\_2; (c) 5000\_M82\_3.



(a)



(b)



(c)

Fig. V.13 - História dos deslocamentos horizontais ( $D_y$ ) do fuste dos pilares do pórtico central transversal à nave: (a) 5000\_1; (b) 5000\_2; (c) 5000\_3.

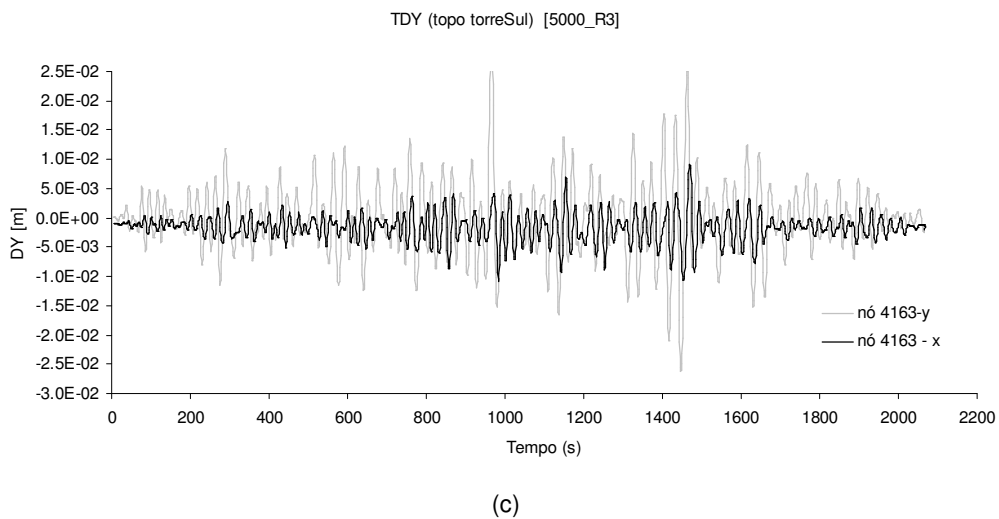
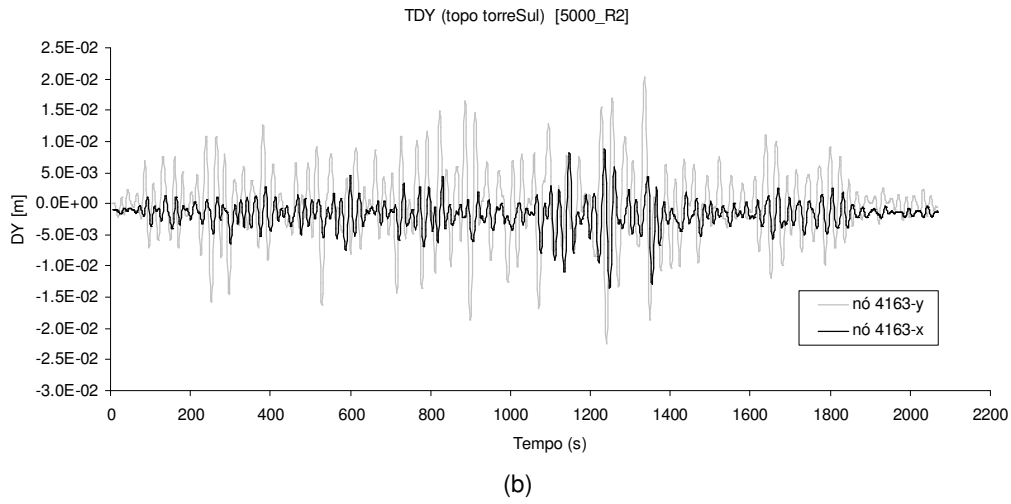
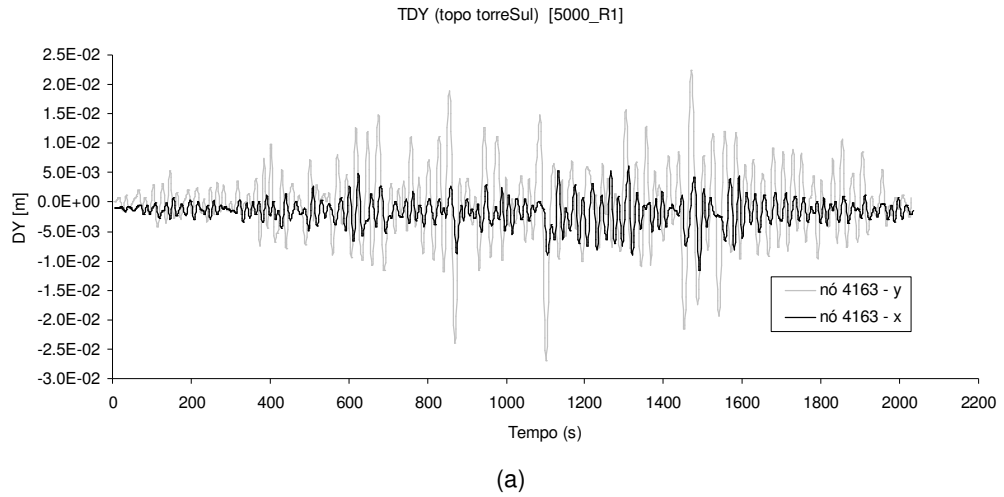


Fig. V.14 - História dos deslocamentos horizontais ( $D_y$ ) do topo do campanário da Torre Sul: (a) 5000\_1; (b) 5000\_2; (c) 5000\_3.

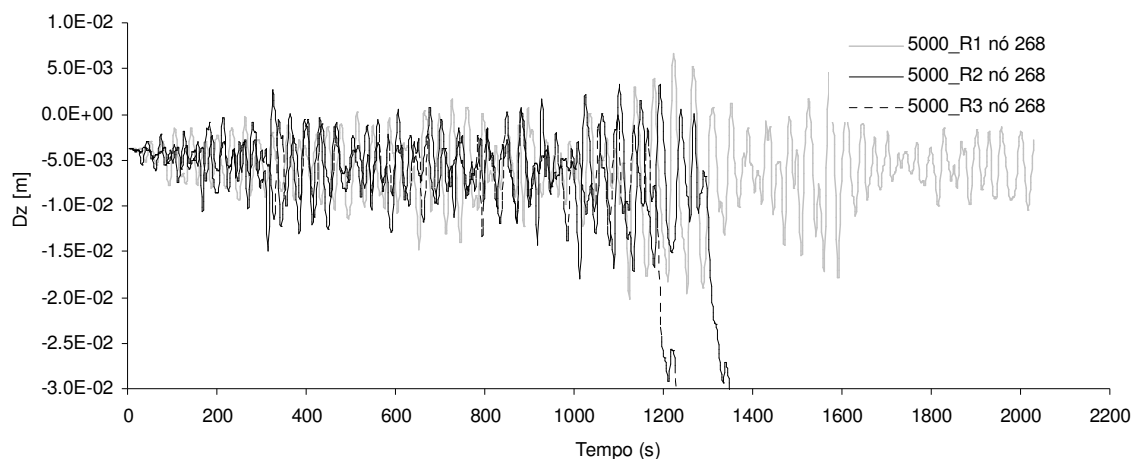
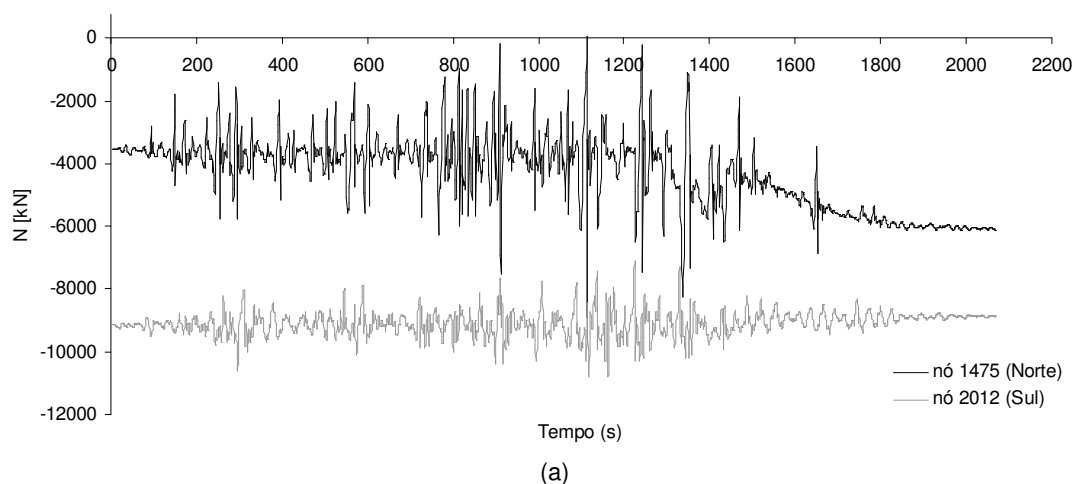
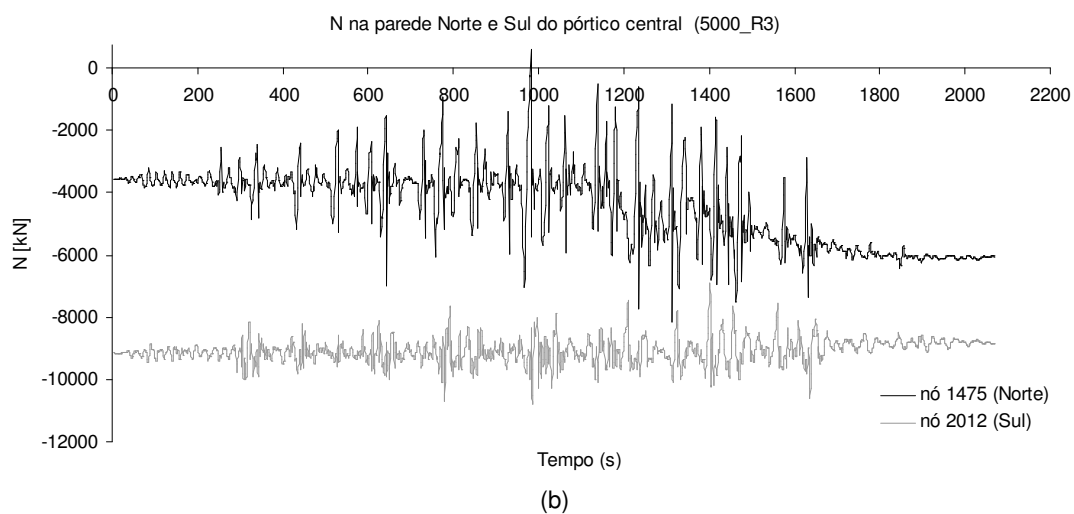


Fig. V.15 – História dos deslocamentos verticais ( $D_z$ ) da chave da abóbada da nave (pórtico central transversal à nave) para os sinais 5000\_1, 5000\_2 e 5000\_3.

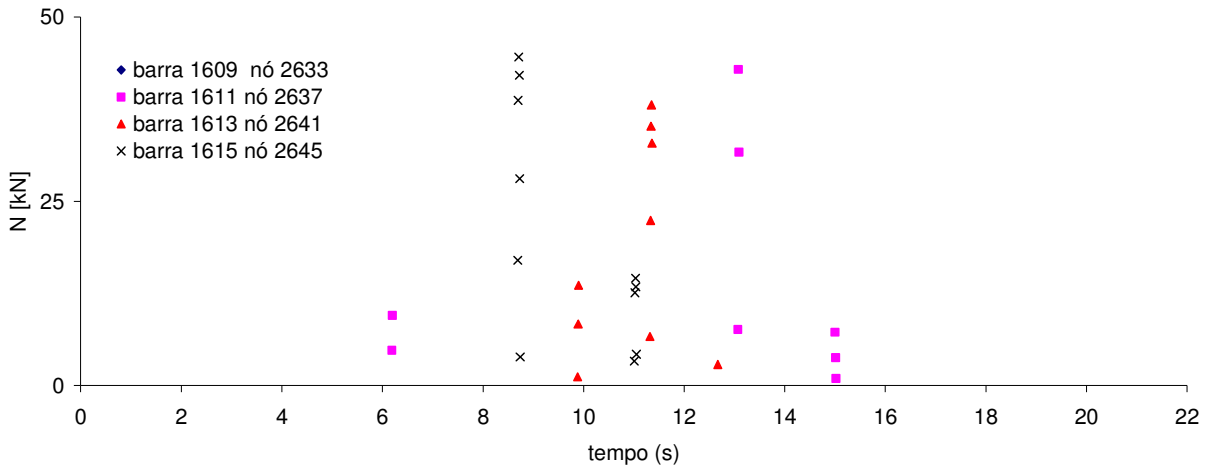


(a)

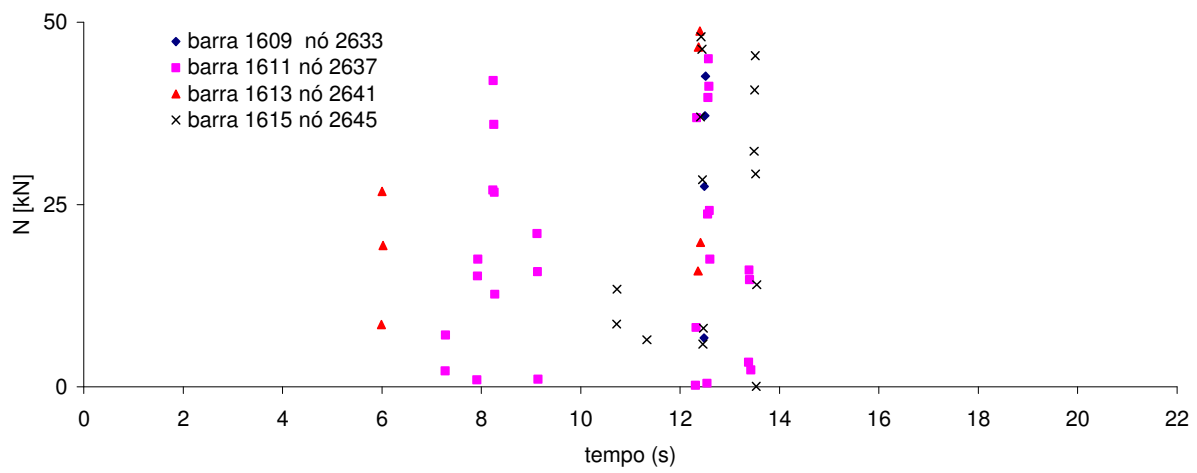


(b)

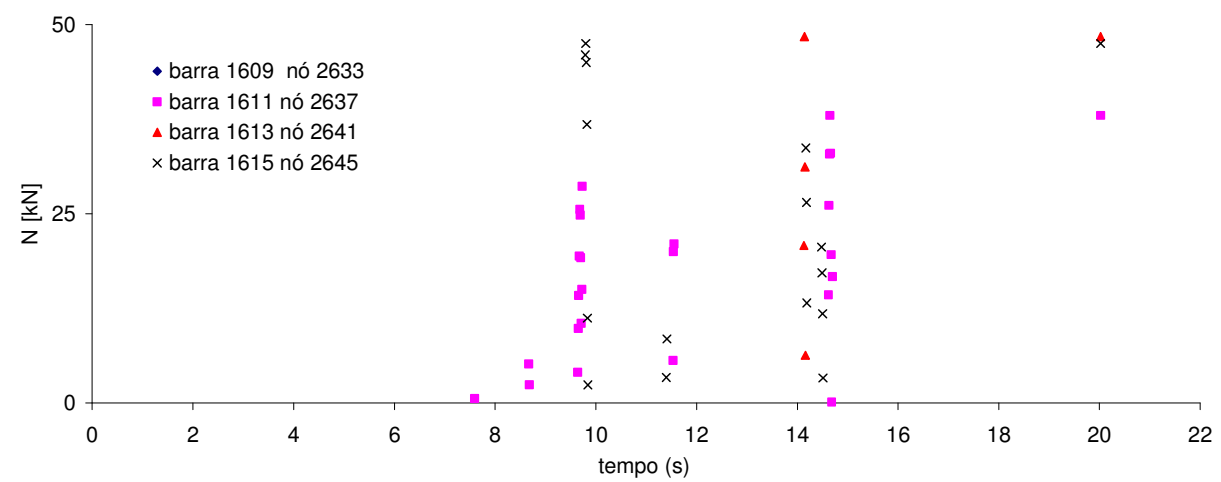
Fig. V.16 - História do esforço normal na base das paredes laterais, Norte e Sul, para o sinal sísmico: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.



(a)



(b)



(c)

Fig. V.17 - História do esforço axial de tracção nos elementos verticais do campanário da Torre Sul: (a) sinal 5000\_1; (b) sinal 5000\_2; (c) sinal 5000\_3.

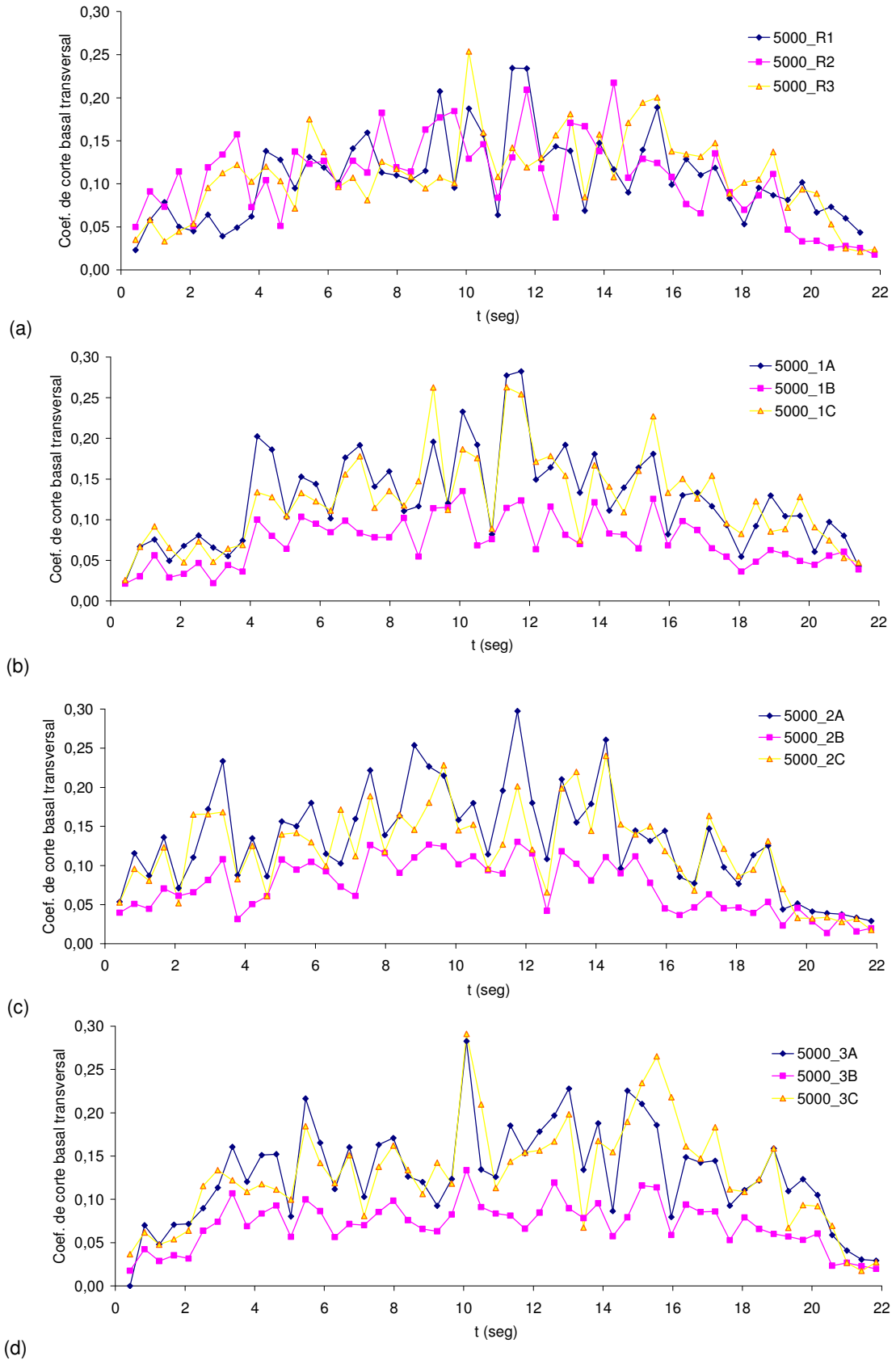


Fig. V.18 - História do coeficiente de corte basal (transversal): (a) global para os sinais 5000\_1, 5000\_2, 5000\_3; (b) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 5000\_1; (c) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 5000\_2; (d) parcial (por zona A, B e C) para o sinal 5000\_3.

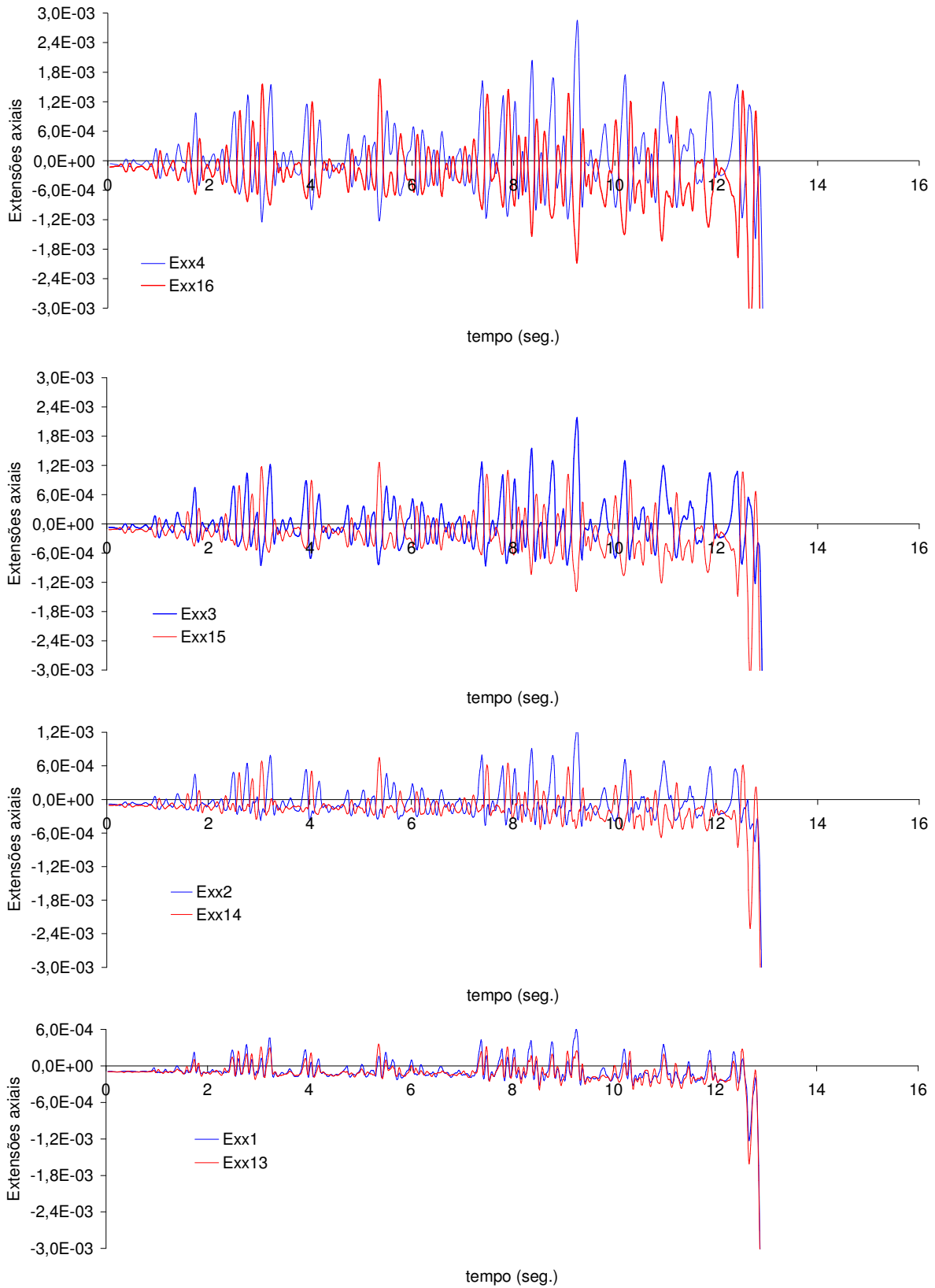


Fig. V.19 - História da extensão axial das fibras da secção da base do pilar Norte (EL 2220) para o sinal 5000\_2.



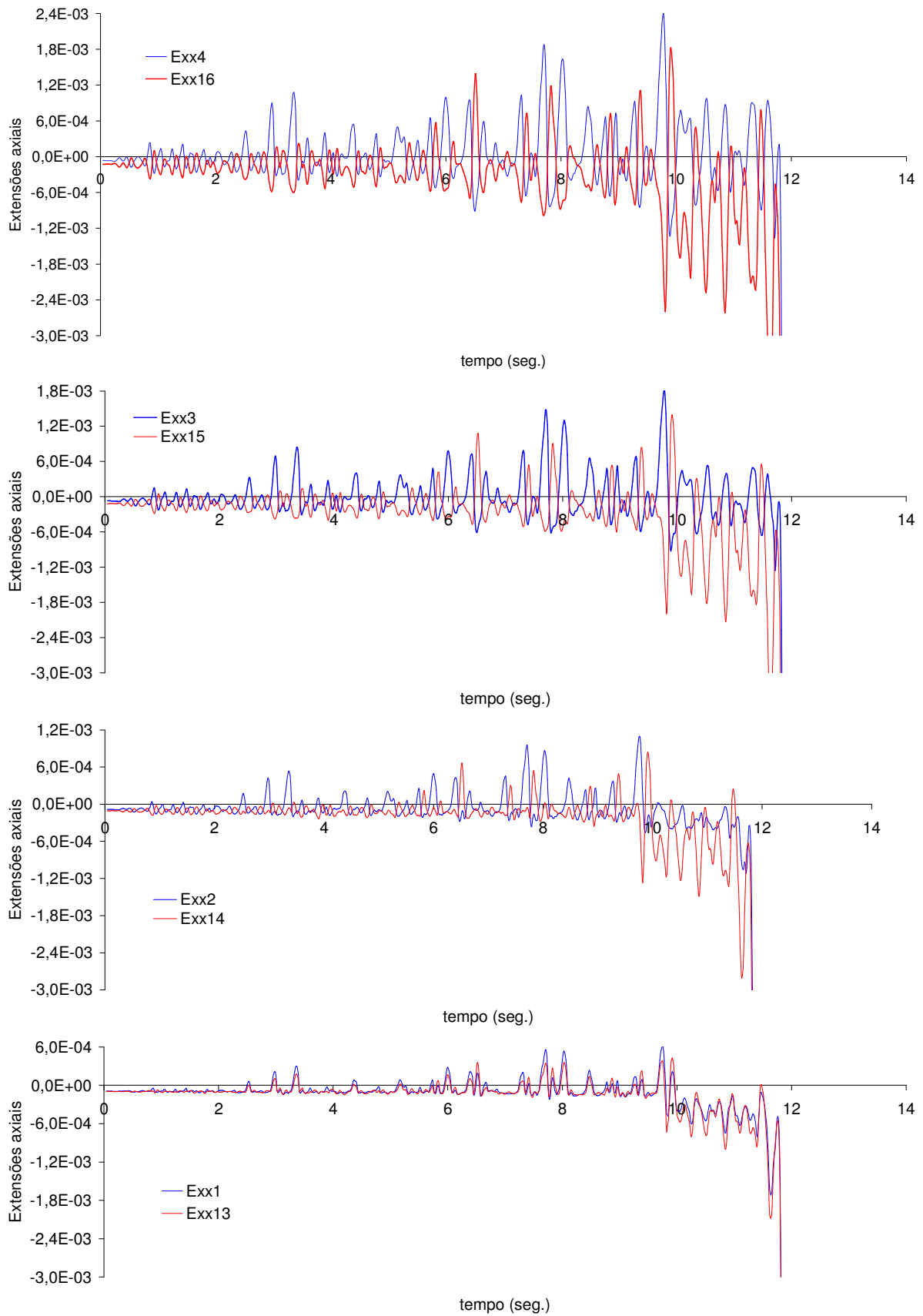


Fig. V.20 - História da extensão axial das fibras da secção da base do pilar Norte (EL 2220) para o sinal 5000\_3.

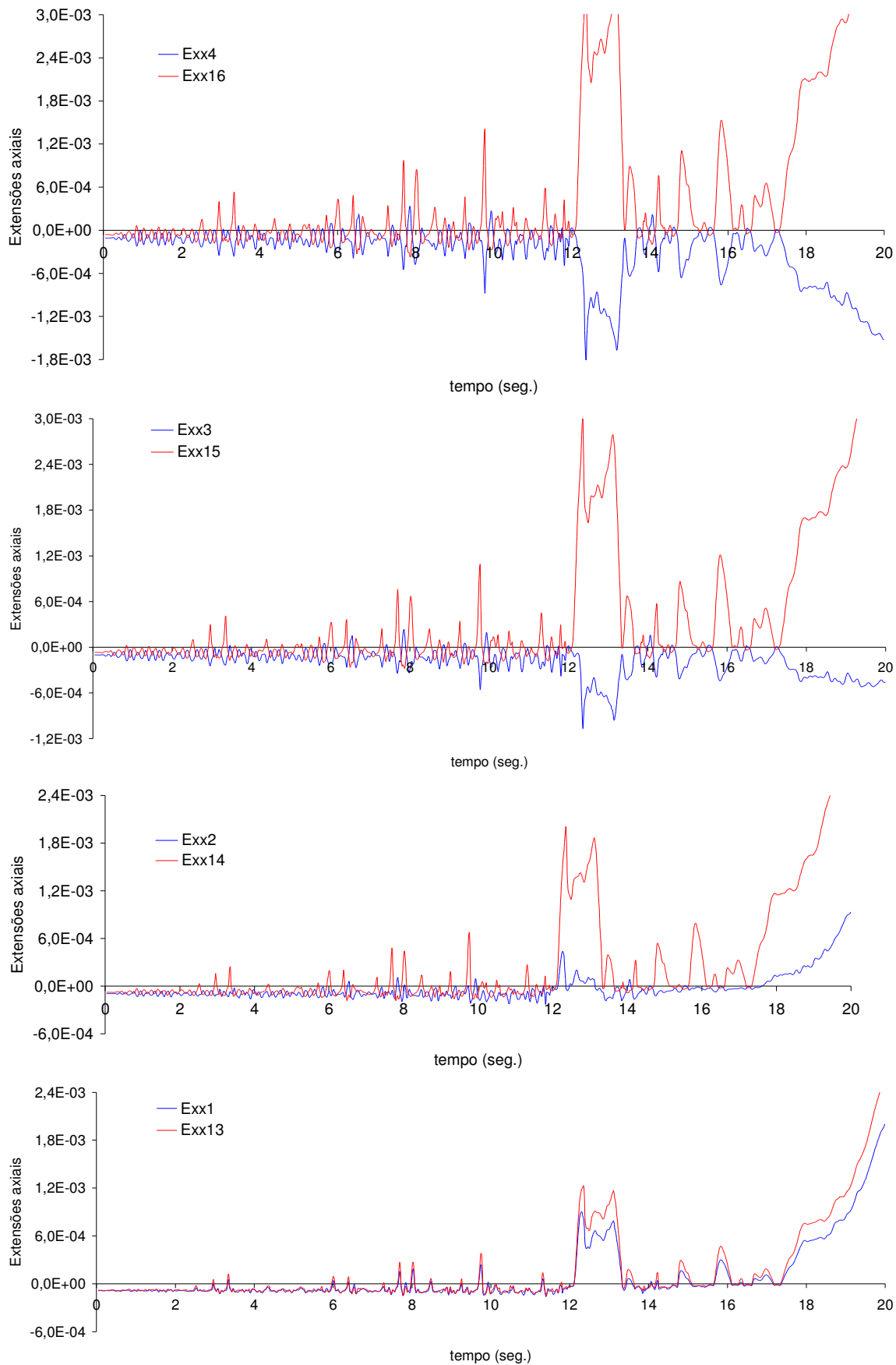


Fig. V.21 - História da extensão axial das fibras da secção do médio fuste (EL2226) do pilar Norte para o sinal 5000\_3.

Tabela V.1 - Extensões axiais mínimas ( $\epsilon_{xx,min.}$ ), nas secções da base (el 2220) e do fuste médio (el 2226) do pilar Norte do pórtico central transversal à nave. (entre parêntesis o tipo de dano)

Fibra	Sinal 5000_2		Sinal 5000_3	
	Base	Fuste	Base	Fuste
4	-3,44E-01 (D)	-7,71E-04 (B)	-3,64E-01 (D)	-1,86E-03 (D)
3	-3,49E-01 (D)	-4,94E-04 (A)	-3,69E-01 (D)	-1,07E-03 (C)
2	-3,55E-01 (D)	-2,58E-04 (A)	-3,77E-01 (D)	-2,29E-04 (A)
1	-3,59E-01 (D)	-1,96E-04 (A)	-3,82E-01 (D)	-1,63E-04 (A)
13	-3,62E-01 (D)	-1,83E-04 (A)	-3,85E-01 (D)	-1,52E-04 (A)
14	-3,66E-01 (D)	-1,88E-04 (A)	-3,90E-01 (D)	-1,81E-04 (A)
15	-3,72E-01 (D)	-2,66E-04 (A)	-3,97E-01 (D)	-2,80E-04 (A)
16	-3,76E-01 (D)	-3,26E-04 (A)	-4,01E-01 (D)	-3,76E-04 (A)

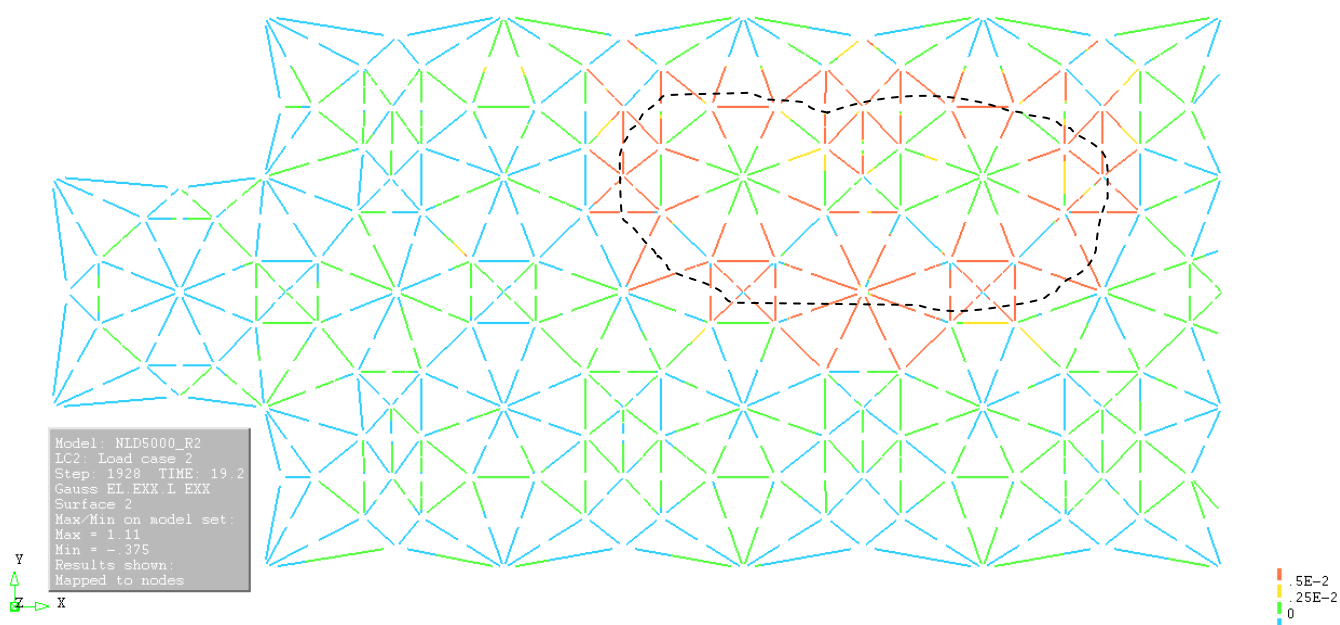


Fig. V.22 - Extensões axiais mínimas na abóbada da nave para a ação sísmica 5000\_2. A traço interrompido assinala-se a linha de ruptura virtual.

**ANEXO VI. ANÁLISES DINÂMICAS NÃO-LINEARES  
APÓS O REFORÇO DOS PILARES COM  
ARMADURA ORDINÁRIA**

**Índice de figuras do ANEXO VI**

Fig. VI.1 - História das reacções verticais ( $R_z$ ) na base dos pilares do pórtico central transversal à nave, após o reforço dos pilares com  $8\varnothing32$ , correspondente ao sinal: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.....VI.3

Fig. VI.2 - História dos deslocamentos horizontais ( $D_y$ ) do fuste dos pilares do pórtico central transversal à nave, após o reforço dos pilares com  $8\varnothing32$ , correspondente ao sinal: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.....VI.4

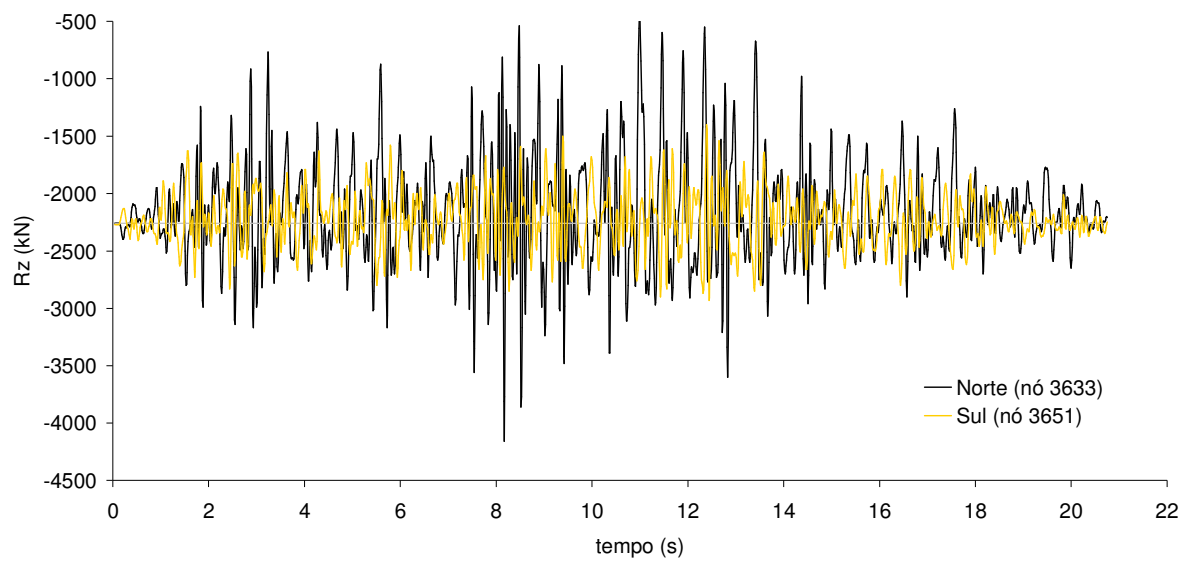
Fig. VI.3 - História dos deslocamentos horizontais, no topo das paredes Norte e Sul da nave (contraforte central), após o reforço dos pilares com  $8\varnothing32$ , correspondente ao sinal: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.....VI.5

Fig. VI.4 - História do deslocamento vertical, da chave da abóbada da nave (nó 268), correspondente ao sinal 5000\_2 e 5000\_3, após reforço dos pilares  $8\varnothing32$ . .....VI.6

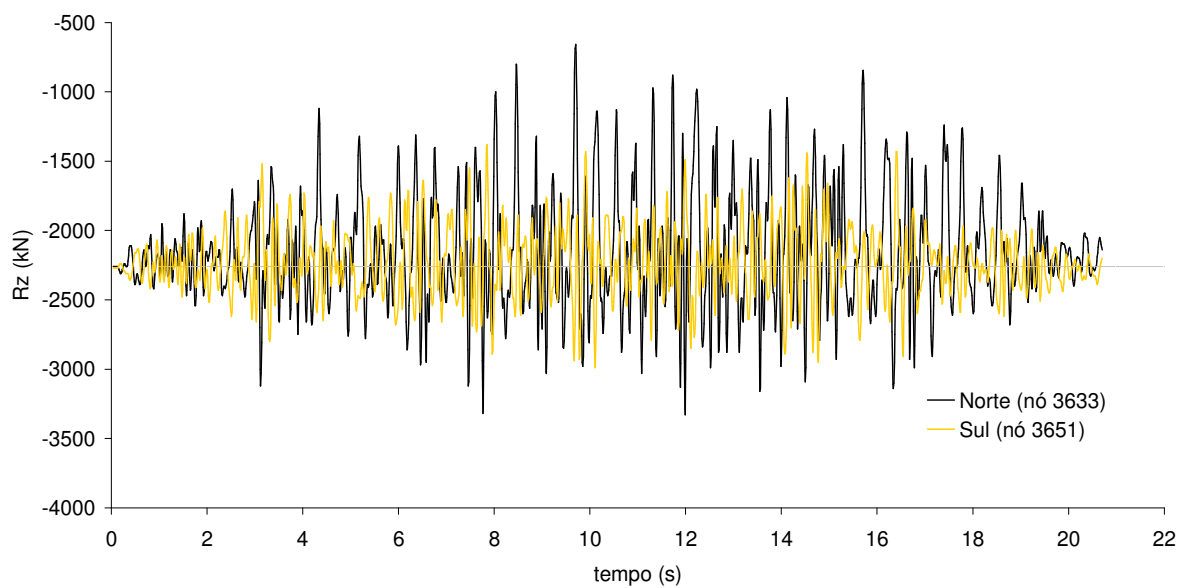
Fig. VI.5 - História do esforço normal na base das paredes laterais, Norte e Sul, correspondente ao sinal sísmico: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.....VI.6

Fig. VI.6 - História da extensão axial das fibras, da secção da base do pilar Norte (EL 2220), reforçado com  $8\varnothing32$ , correspondente à excitação sísmica 5000\_2. ....VI.7

Fig. VI.7 - História da extensão axial das fibras, da secção da base do pilar Norte (EL 2220), reforçado com  $8\varnothing32$ , correspondente à excitação sísmica 5000\_2. ....VI.8

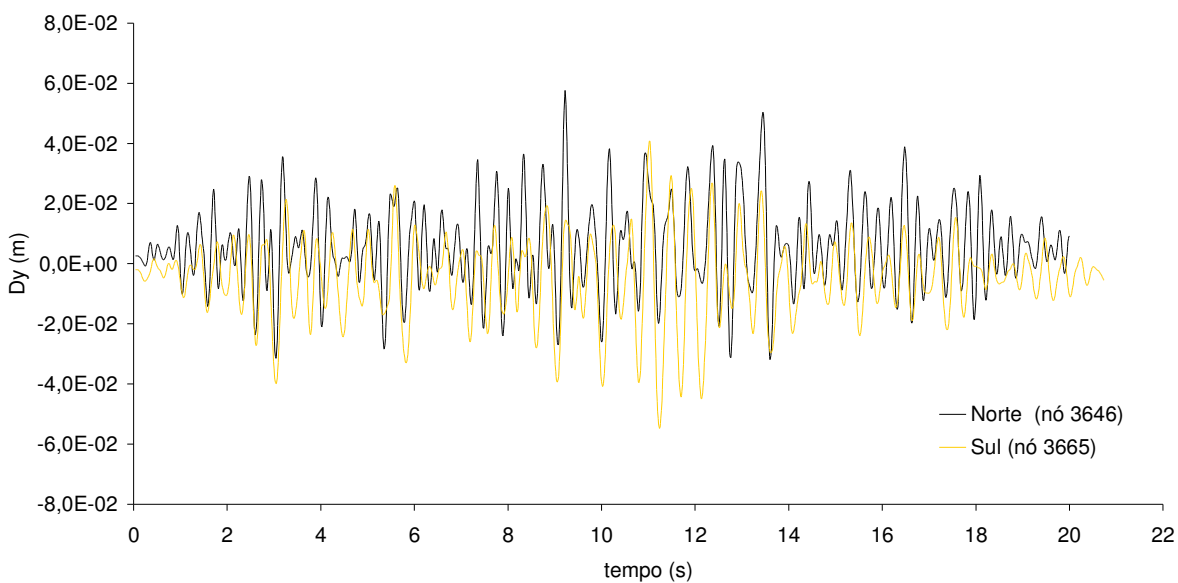


(a)

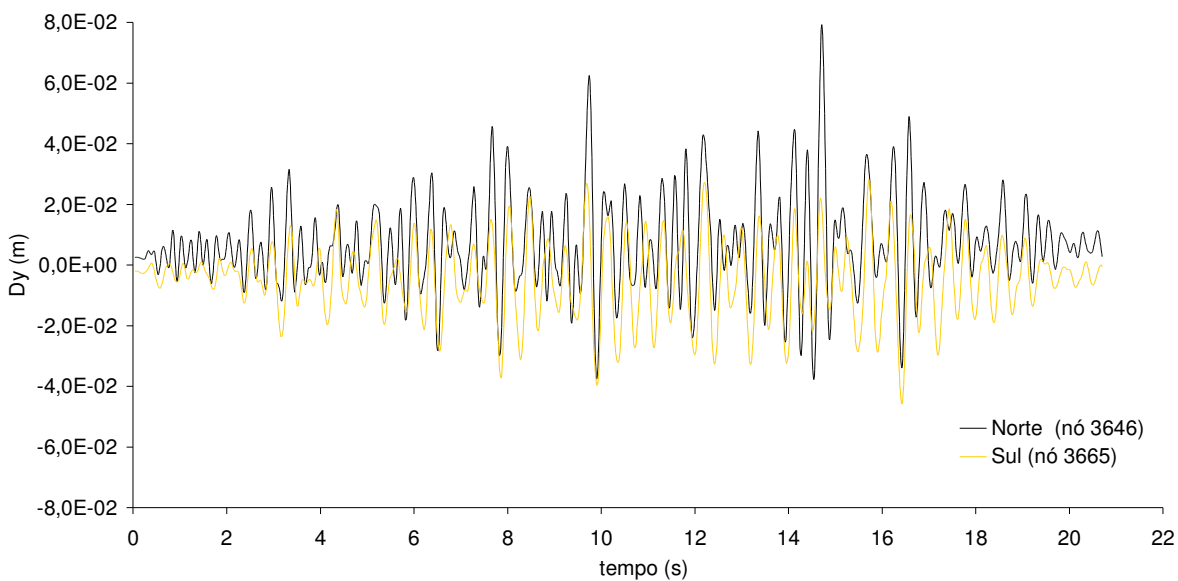


(b)

Fig. VI.1 - História das reacções verticais ( $R_z$ ) na base dos pilares do pórtico central transversal à nave, após o reforço dos pilares com  $8\varnothing32$ , correspondente ao sinal: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.

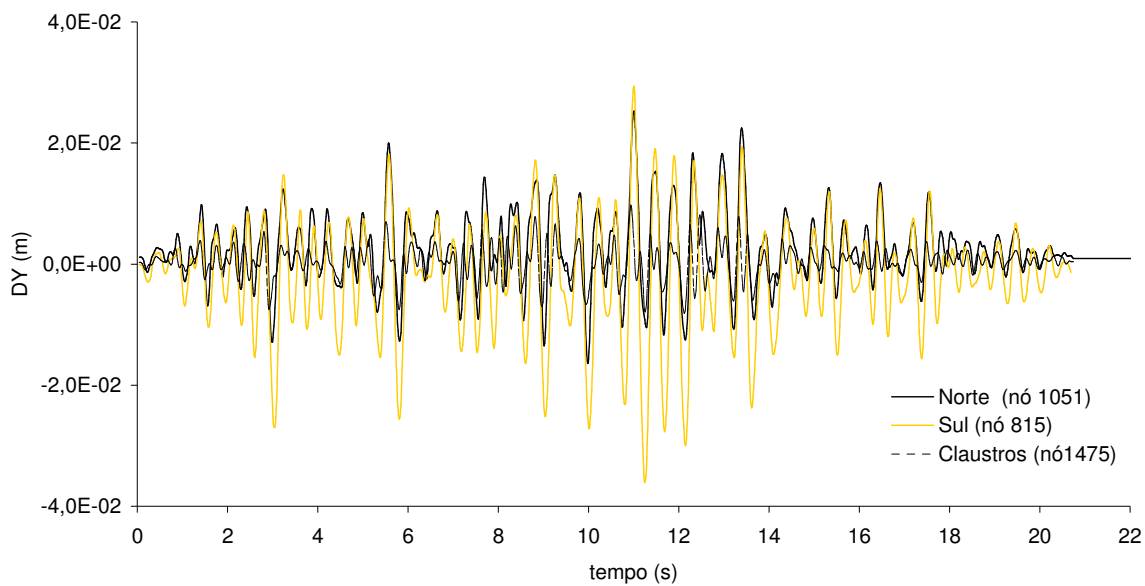


(a)

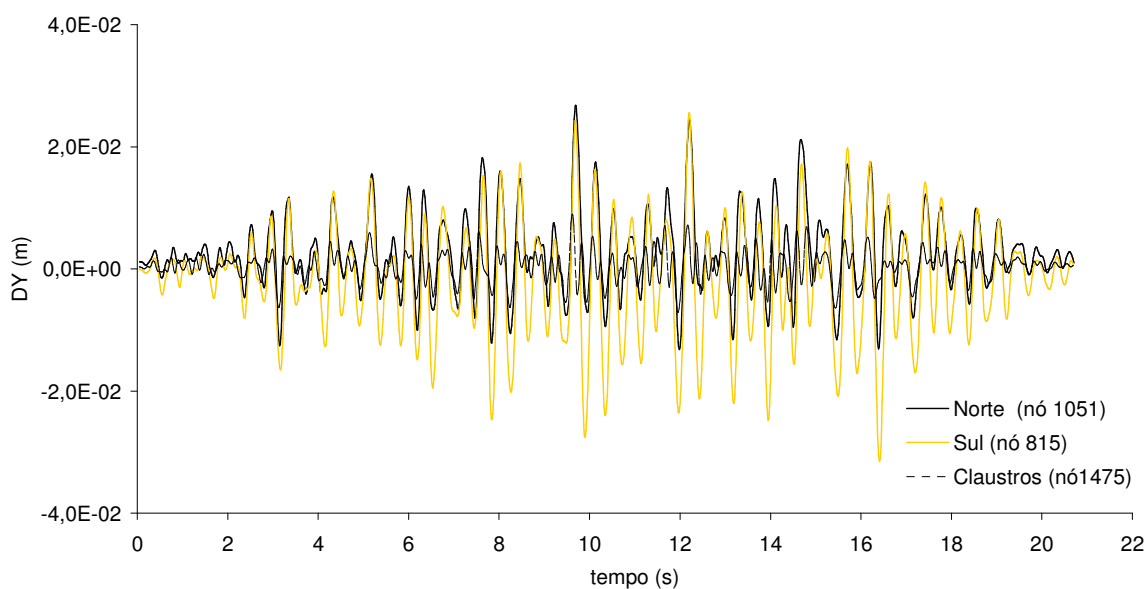


(b)

Fig. VI.2 - História dos deslocamentos horizontais ( $Dy$ ) do fuste dos pilares do pórtico central transversal à nave, após o reforço dos pilares com  $8\varnothing32$ , correspondente ao sinal: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.



(a)



(b)

Fig. VI.3 - História dos deslocamentos horizontais, no topo das paredes Norte e Sul da nave (contraforte central), após o reforço dos pilares com 8Ø32, correspondente ao sinal: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.



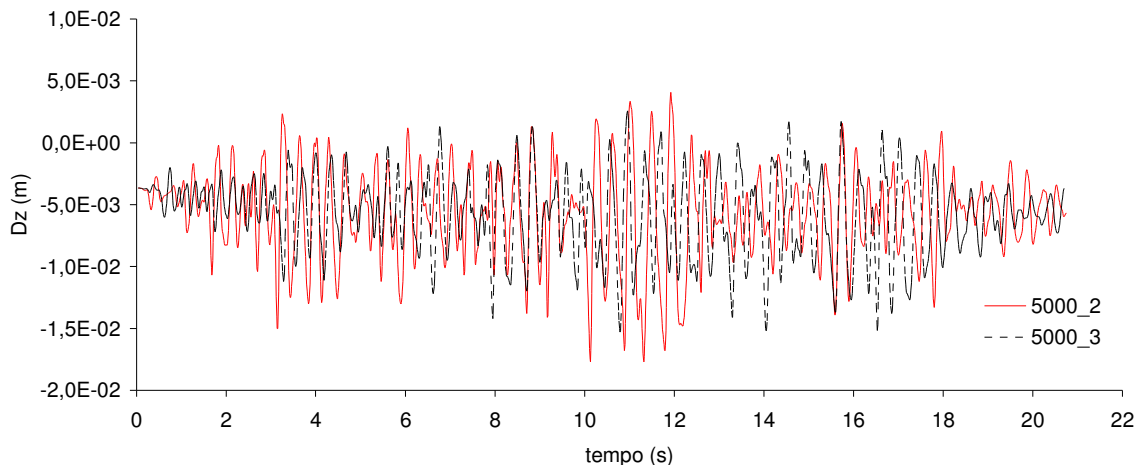
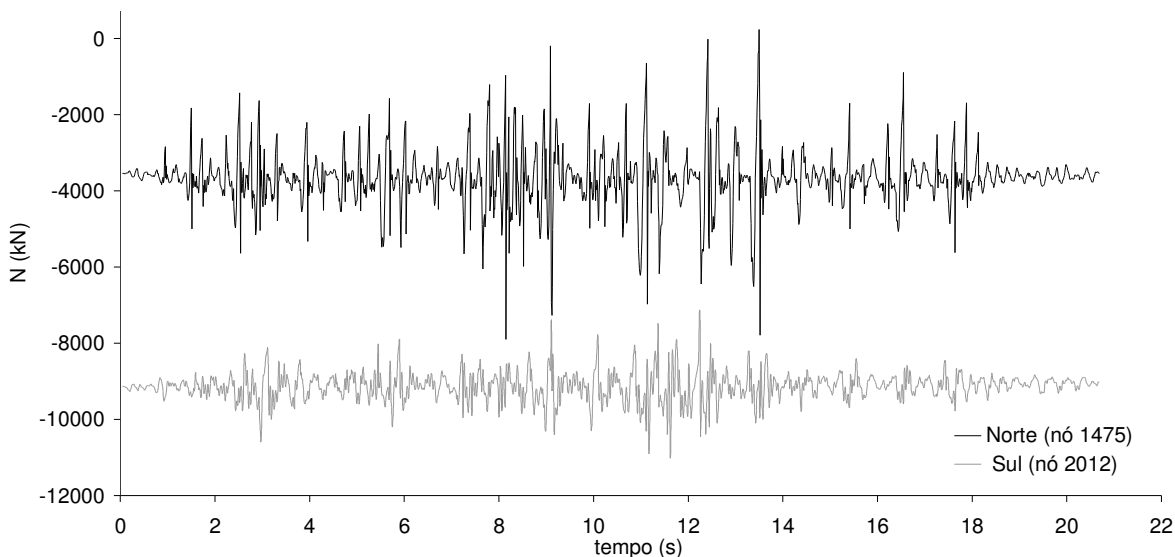
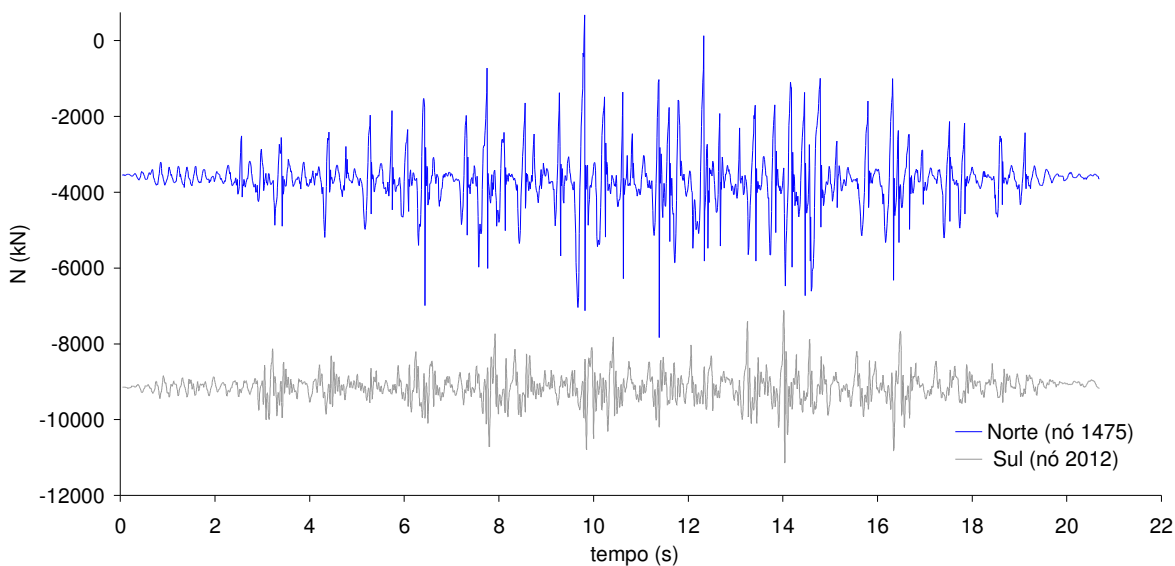


Fig. VI.4 - História do deslocamento vertical, da chave da abóbada da nave (nó 268), correspondente ao sinal 5000\_2 e 5000\_3, após reforço dos pilares 8Ø32.



(a)



(b)

Fig. VI.5 - História do esforço normal na base das paredes laterais, Norte e Sul, correspondente ao sinal sísmico: (a) 5000\_2; (b) 5000\_3.

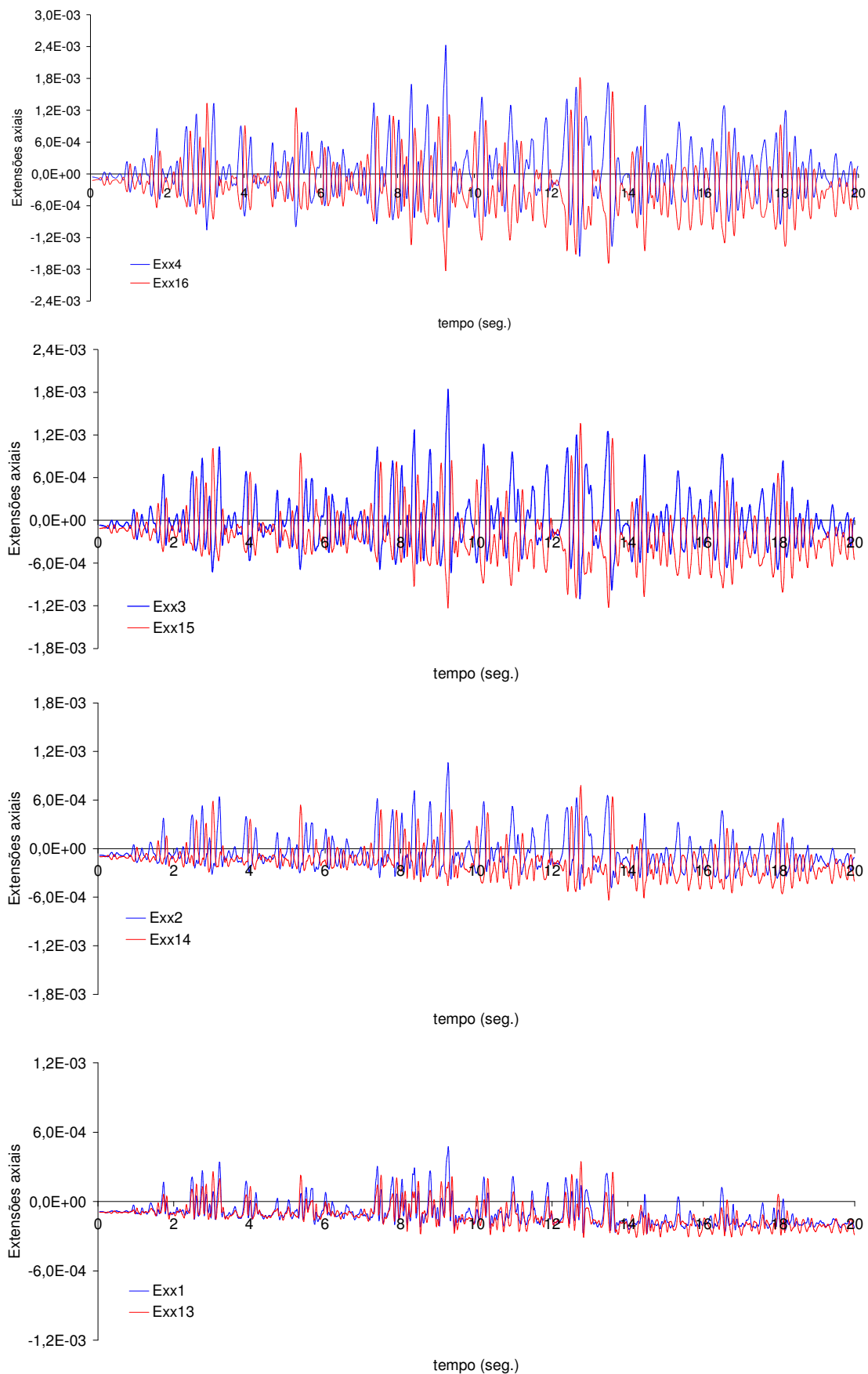


Fig. VI.6 - História da extensão axial das fibras, da secção da base do pilar Norte (elemento 2220), reforçado com 8Ø32, correspondente à excitação sísmica 5000\_2.

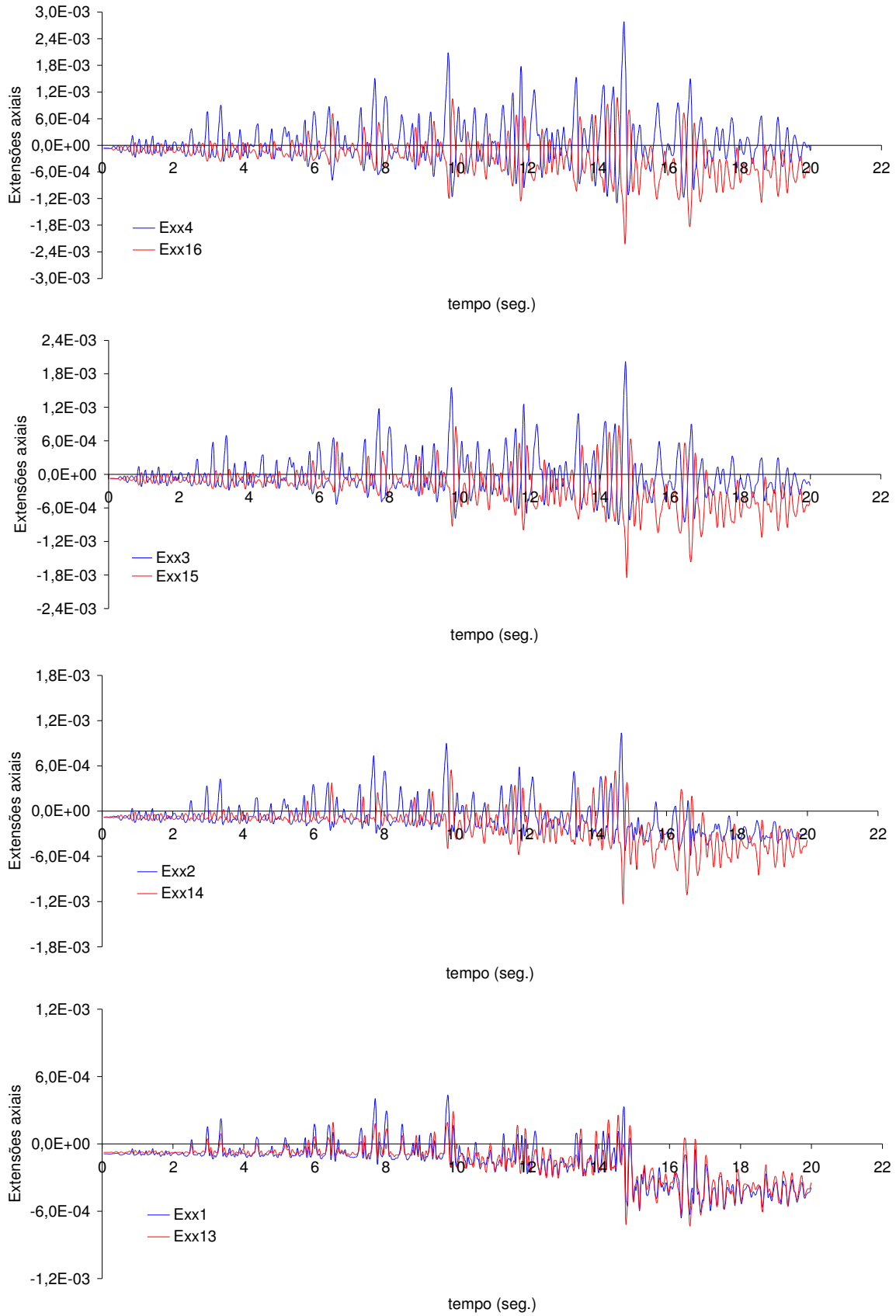


Fig. VI.7 - História da extensão axial das fibras, da secção da base do pilar Norte (elemento 2220), reforçado com 8Ø32, correspondente à excitação sísmica 5000\_3.

Tabela VI.1 - Extensões axiais mínimas (‰), nas secções da base (elemento 2220) e do fuste médio (elemento 2226) do pilar Norte do pórtico central após o reforço com armadura ordinária (entre parêntesis o tipo de dano).

Fibra	Sinal 5000_2		Sinal 5000_3	
	Base	Fuste	Base	Fuste
4	-1,56 (D)	-0,72 (B)	-1,30 (D)	-0,76 (B)
3	-1,10 (C)	-0,18 (A)	-0,86 (C)	-0,46 (A)
reforço 7	-0,74 (-)	-0,49 (-)	-0,86 (-)	-0,49 (-)
2	-0,51 (A)	-0,28 (A)	-0,53 (A)	-0,21 (A)
1	-0,28 (A)	-0,17 (A)	-0,56 (B)	-0,14 (A)
13	-0,31 (A)	-0,16 (A)	-0,73 (B)	-0,14 (A)
14	-0,64 (B)	-0,19 (A)	-1,23 (C)	-0,20 (A)
reforço 3	-1,21 (-)	-0,32 (A)	-1,68 (-)	-0,32 (-)
15	-1,23 (C)	-0,26 (A)	-1,85 (D)	-0,31 (A)
16	-1,83 (D)	-0,32 (A)	-2,22 (D)	-0,40 (A)

