

## POSSIBILIDADES DE INTERVENÇÃO ESTRUTURAL PARA MITIGAR O RISCO SÍSMICO DA IGREJA DO MOSTEIRO DOS JERÓNIMOS

### J.A. ROQUE

Prof. Adjunto  
Inst. Politécnico de Bragança  
Bragança - Portugal  
jroque@ipb.pt

### P.B. LOURENÇO

Prof. Catedrático  
Universidade do Minho  
Guimarães - Portugal  
pbl@civil.uminho.pt

### D.V. OLIVEIRA

Prof. Auxiliar  
Universidade do Minho  
Guimarães - Portugal  
danvco@civil.uminho.pt

### SUMÁRIO

De acordo com um diagnóstico previamente estabelecido, 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 [1]. Os resultados de simulações numéricas do comportamento sísmico da Igreja sugerem mesmo a possibilidade de colapso dos pilares para cenários de casualidade sísmica 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 monumento – Igreja do Mosteiro dos Jerónimos – apresentam-se neste trabalho um conjunto de possibilidades de intervenção estrutural, compatíveis com o valor arquitectónico da construção, com vista à melhoria do desempenho dinâmico e à mitigação do risco sísmico da Igreja. As soluções de intervenção propostas visam essencialmente a melhoria do desempenho sísmico dos pilares, pela incidência das vulnerabilidades detectadas no diagnóstico e pela sua importância na segurança global da nave da Igreja. Com base em resultados de ensaios de simulação numérica, discutem-se as vantagens e as desvantagens das diferentes estratégias de solução e indica-se aquela que conduz ao melhor desempenho dos pilares de forma a salvaguardar a integridade estrutural da Igreja para aqueles cenários sísmicos.

### 1. INTRODUÇÃO

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 capacidade da dissipação de energia (ductilidade e/ou 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 a priori da eficácia de potenciais soluções de intervenção estrutural, especialmente em construções com marcado comportamento não linear sob acções sísmicas intensas. Efectivamente, qualquer intervenção estrutural induz alterações nas características dinâmicas (massa, rigidez e amortecimento) da construção, 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.

Conscientes desta realidade, apresentam-se neste trabalho algumas possibilidades de intervenção, discutindo-se as vantagens e as desvantagens fundamentando a sua eficácia nos resultados de simulações numéricas efectuadas com base num modelo numérico tridimensional, que explora o comportamento não linear material e geométrico, e cuja descrição se apresenta em [1] e [2]. Todas as simulações numéricas foram efectuadas com o programa de cálculo DIANA [3].

## 2. POSSIBILIDADES DE INTERVENÇÃO

As soluções de intervenção ensaiadas visam essencialmente a melhoria do desempenho sísmico dos pilares da nave, pela incidência das vulnerabilidades detectadas e pela sua importância na segurança global da Igreja. A avaliação do desempenho das possibilidades de intervenção ensaiadas fundamentou-se na comparação dos resultados numéricos da simulação do comportamento da estrutura, simples e reforçada, para três cenários sísmicos com 5000 anos de período de retorno e cujos detalhes se apresentam em [1] e [2].

### 2.1. Solução 1: Aplicação de pré-esforço axial centrado nos pilares

A simples análise do diagrama de interacção N-M resistente, da secção dos pilares, versus a exigência sísmica N-M, na base do pilar central Norte, representada na Figura 1a, sugere de imediato a possibilidade de melhorar o desempenho dos pilares optimizando o aproveitamento da capacidade resistente disponível da sua secção transversal através de um incremento do nível de compressão. Com efeito, do diagrama de interacção é aparente que a máxima capacidade resistente dos pilares à flexão (aproximadamente 790 kNm) está disponível para níveis de compressão axial da ordem dos 3600-3800 kN quando, sem intervenção, a capacidade máxima disponível nos pilares, para o nível das cargas permanentes ( $\approx 2260$  kN/pilar), é da ordem dos 680 kNm, dos quais apenas 580 kNm ficam disponíveis para a exigência sísmica (se se atender que o momento flector das cargas permanentes na base do pilar Norte é de 100 kNm). A eficácia desta solução assenta no pressuposto (que carece de posterior validação) de que a exigência sísmica sobre os pilares é pouco alterada pela solução de intervenção proposta.

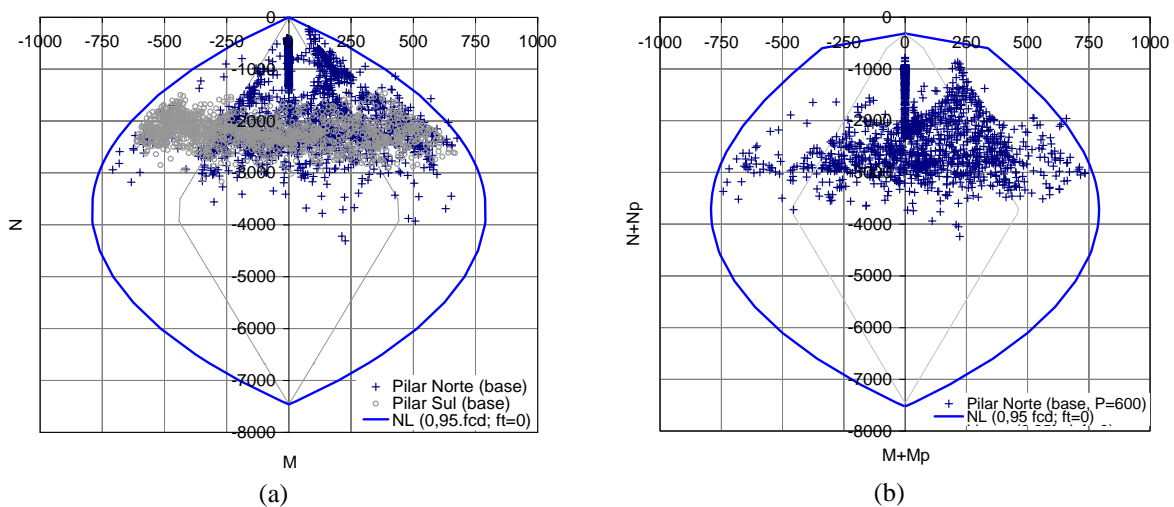


Figura 1: Diagrama de interacção N-M resistente (diagrama rectangular para  $0.95f_{cd}$ ) dos pilares da nave versus exigência sísmica (sinal 5000\_2): (a) secção original; (b) secção pré-esforçada.

Na sequência desta análise preliminar, propõe-se o incremento de compressão nos pilares com uma solução de pré-esforço axial. Esta proposta configura, a 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 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. A alteração do nível de esforço axial induzido pelo pré-esforço corresponde a um aproveitamento adicional da ordem dos 50 kNm na capacidade disponível à flexão para além dos efeitos permanentes.

Os resultados numéricos da simulação da resposta sísmica, após o pré-esforço dos pilares, representados na Figura 1b 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 Figura 2, evidencia a perda de reacção o que pode conotar-se com o colapso do pilar e, conseqüentemente, pela ineficácia do pré-esforço como solução.

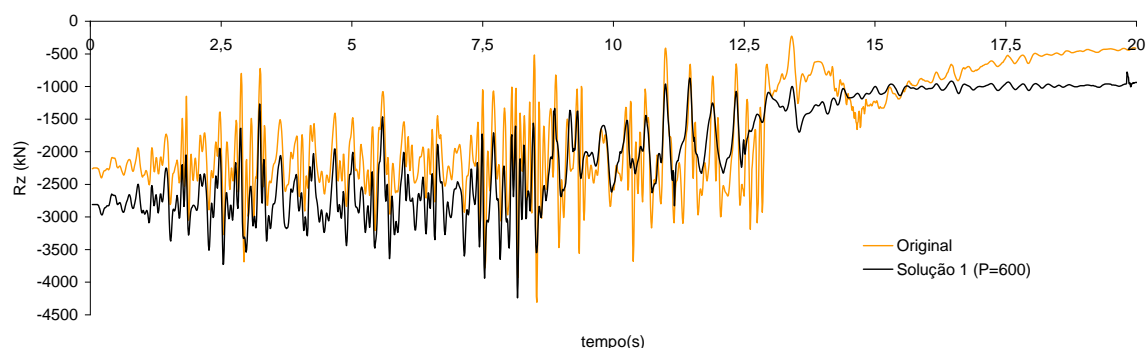


Figura 2: Resposta dinâmica da reacção vertical na base do pilar central Norte ao sinal5000\_2, antes e após a solução de pré-esforço.

A análise efectuada permite concluir que o pré-esforço configura uma solução activa, benéfica para a interacção 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 resistente N-M, 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 a priori os efeitos de uma intervenção estrutural na resposta dinâmica das construções com elevado comportamento não linear.

## 2.2. Solução 2: Transferência de carga vertical dos pilares para as paredes laterais

Outra das soluções ensaiadas 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 do nível de compressão permanente nos pilares, resulta numa redução da capacidade resistente à flexão da secção o que, admitindo a manutenção da exigência sísmica, potenciará maior degradação nos pilares. Esta análise preliminar é aparente do diagrama de interacção N-M resistente original dos pilares versus a exigência das cargas permanentes ( $\approx 1500$  kN) após a transferência de 750 kN (aprox. 30% da carga permanente) dos pilares para as paredes laterais, ver Figura 3. Como vantagens aparentes a priori, esta solução reduz os momentos flectores permanentes na base, em cerca de 50kNm, e reduz 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 Figura 4. 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.

A variante de solução com dois apoios duplos/asna 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/apoio) que são incompatíveis com a resistência disponível nas paredes laterais da nave.

Relativamente à outra variante, os resultados numéricos das simulações da resposta sísmica, em termos da exigência da interacção N-M, na base do pilar Norte, representada na Figura 3, são inconclusivos relativamente à eficácia da solução ensaiada na medida em que indiciam a ocorrência de danos na secção.

A análise complementar da resposta das reacções na base do pilar Norte sugere que a redução de carga vertical nos pilares é, por si só, benéfica para evitar o colapso do pilar Norte, ver Figura 5, apesar dos importantes danos registados. Registam-se ainda, para a acção exclusiva das cargas verticais (permanentes), elevadas deformações verticais (aproximadamente 16 cm) e horizontais (aproximadamente 13 cm). Nota-se finalmente que, para

assegurar a operacionalidade da solução, haveria ainda que acautelar os efeitos da relaxação das asnas associados à deformação imposta.

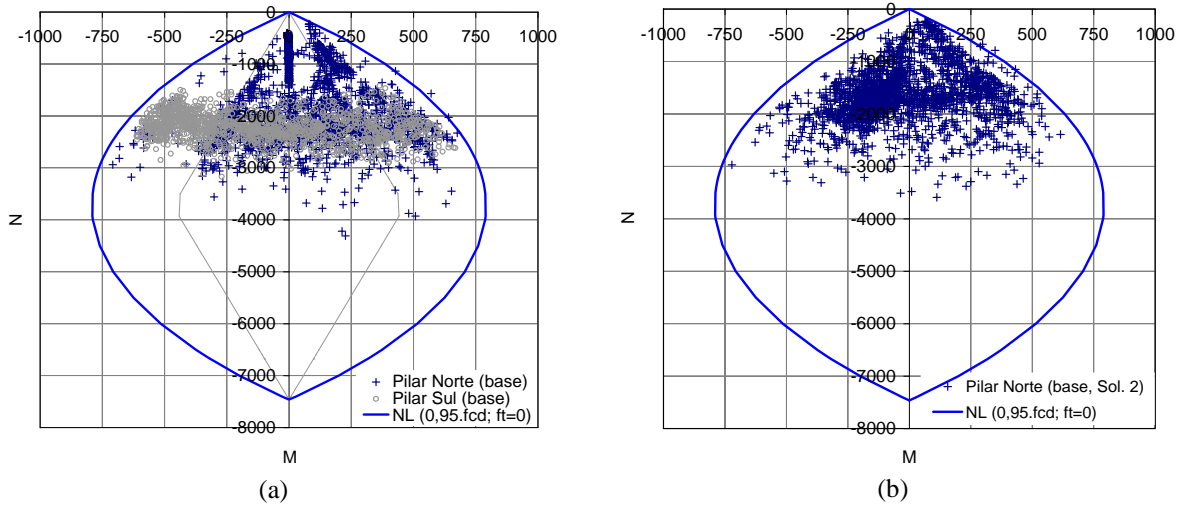


Figura 3: Diagrama de interacção N-M resistente (diagrama rectangular para  $0.95f_{cd}$ ) dos pilares da nave versus exigência sísmica (sinal 5000\_2) na secção da base: (a) situação original; (b) após a transferência de carga vertical (solução 2).

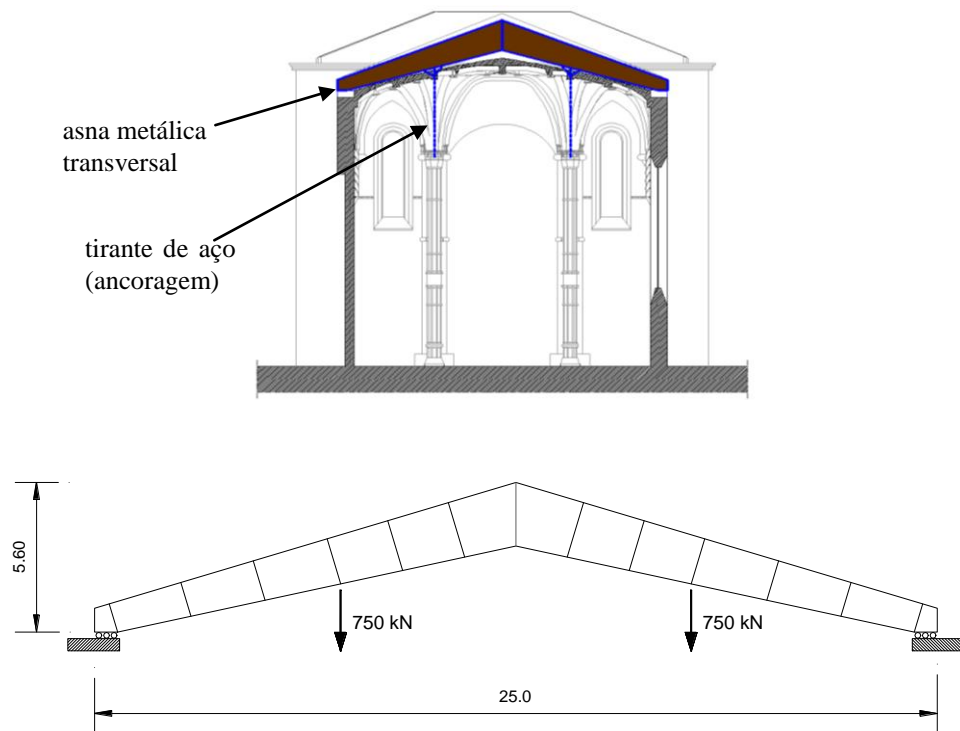


Figura 4: Solução 2 - Transferência de carga vertical (750 kN) dos pilares para as paredes laterais da nave: (a) corte transversal da nave da Igreja com asnas metálicas “apoiadas” nas paredes laterais (Norte e Sul) e ancoragens aos capitéis para suspensão da carga; (b) asna-tipo sob a acção das cargas de suspensão.

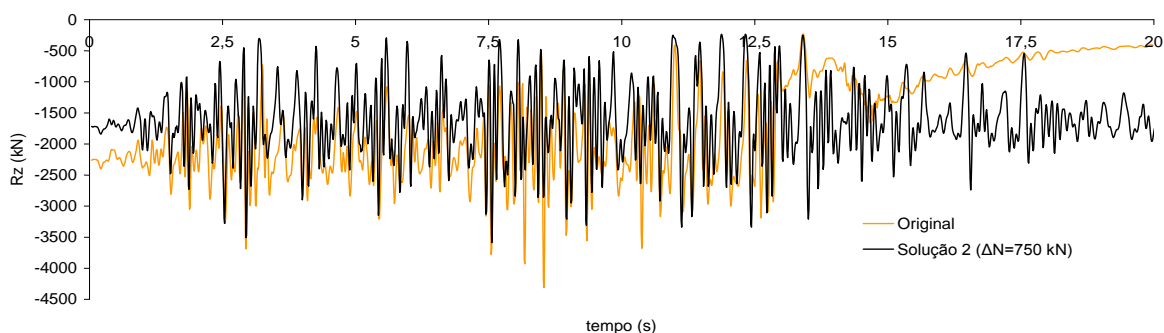


Figura 5: Resposta dinâmica da reação vertical na base do pilar central Norte ao sinal 5000\_2, antes e após a transferência de carga vertical dos pilares para as paredes.

### 2.3. Solução 3: Aumento da rigidez das ligações 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 sob a acção sísmica, 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 Figura 6. No apoio das asnas, sobre as paredes, preconizam-se apoios simples com liberdade de movimentos horizontais para acções estáticas (ou quase-estáticas) e com a restrição destes movimentos para acções dinâmicas intensas, controlados por amortecedores viscosos (óleo-dinâmicos) acoplados aos respectivos apoios. Com esta solução o incremento dos impulsos horizontais dinâmicos, relativamente ao impulso da abóbada sobre as paredes, é residual.

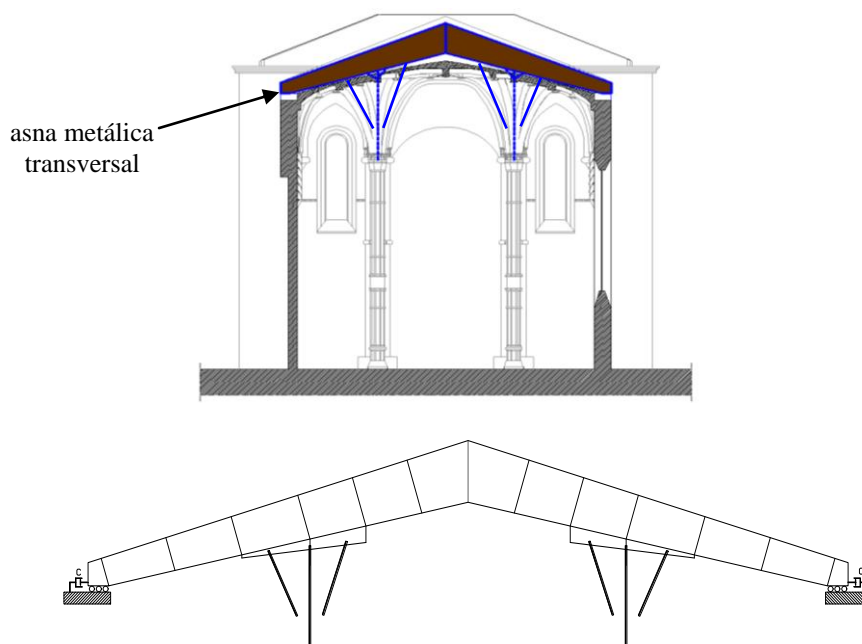


Figura 6: Solução 3 - Incremento da rigidez à rotação dos capitéis: (a) corte transversal da nave da Igreja com asnas metálicas “ancoradas” aos capitéis dos pilares e apoiadas nas paredes laterais; (b) configuração geométrica geral das asnas metálicas e das suas “ancoragens” aos capitéis.

Com o aumento da rigidez das condições fronteira estáticas, no topo dos pilares, é expectável que a amplitude e a distribuição das forças de inércia no fuste sejam afectadas sendo contudo difícil de estimar, a 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 Figura 7, 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 Figura 8.

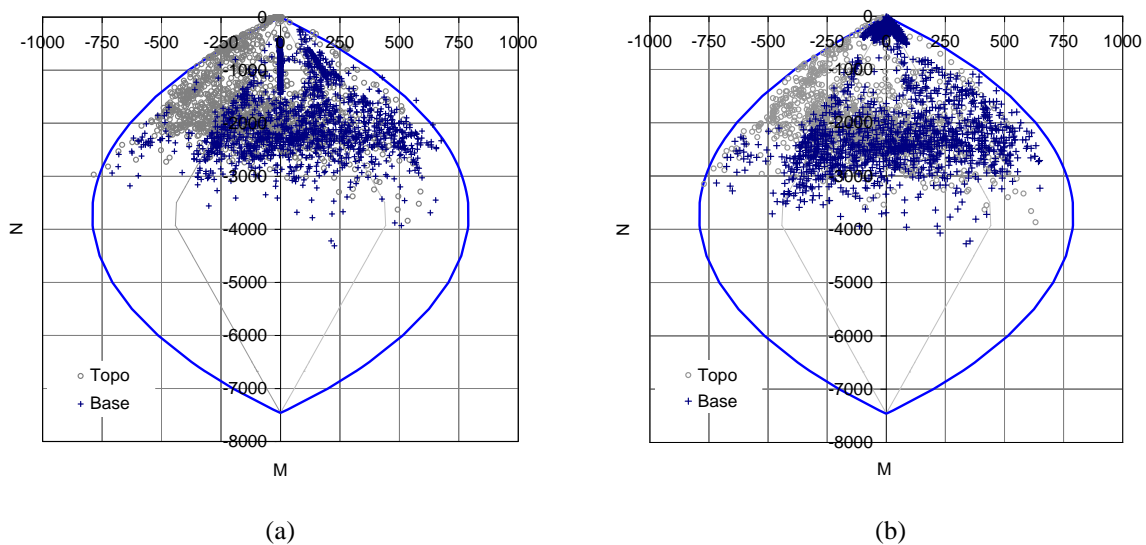


Figura 7: Diagrama de interacção resistente N-M (diagrama rectangular para  $0.95f_{cd}$ ) dos pilares da nave versus exigência sísmica N-M, na base e no topo do pilar Norte, correspondente ao sinal sísmico 5000\_2: (a) original; (b) após o incremento da rigidez à rotação dos capitéis (solução 3).

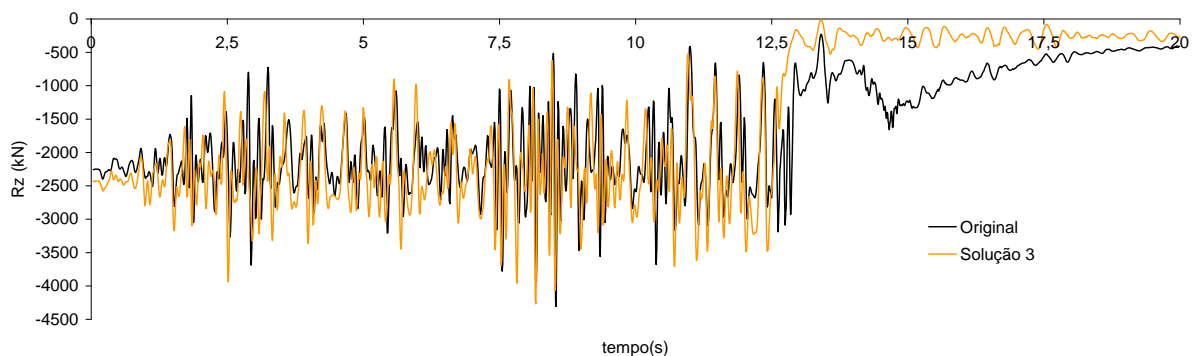


Figura 8: História da reacção vertical ( $R_z$ ) na base do pilar central Norte da nave para o sinal 5000\_2, antes e após o incremento da rigidez à rotação dos capitéis (solução 3).

#### 2.4. Solução 4: 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, o reforço da secção com armaduras excêntricas, pré-esforçadas ou não, constitui uma possibilidade. 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 solução configura uma estratégia adequada do ponto de vista sísmico, na medida em que introduz reduzidas alterações na massa e na rigidez estrutural (elástica).

A Figura 9 ilustra a solução adoptada constituída por oito varões de 32 mm de diâmetro ( $8\text{Ø}32$ ), em aço ( $f_{yk}=400$  MPa), distribuídos axissimetricamente sobre a circunferência imaginária, com 0.35 m de raio, centrada no eixo dos pilares.

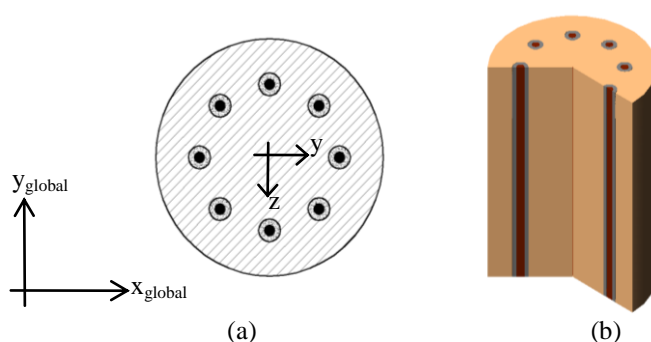


Figura 9: Solução 4 - Reforço da secção transversal dos pilares da nave com armadura ordinária ( $8\text{Ø}32$ ):  
(a) secção transversal; (b) segmento do fuste em corte/perspectiva.

Admitindo alterações reduzidas na exigência sísmica N-M sobre o pilar Norte, após o reforço, a análise preliminar do correspondente diagrama de interacção resistente N-M, com um aumento da capacidade à flexão da ordem dos 30%, sugere a potencial eficácia desta solução.

Contudo, 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 Figura 10. Estes resultados indiciam a 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.

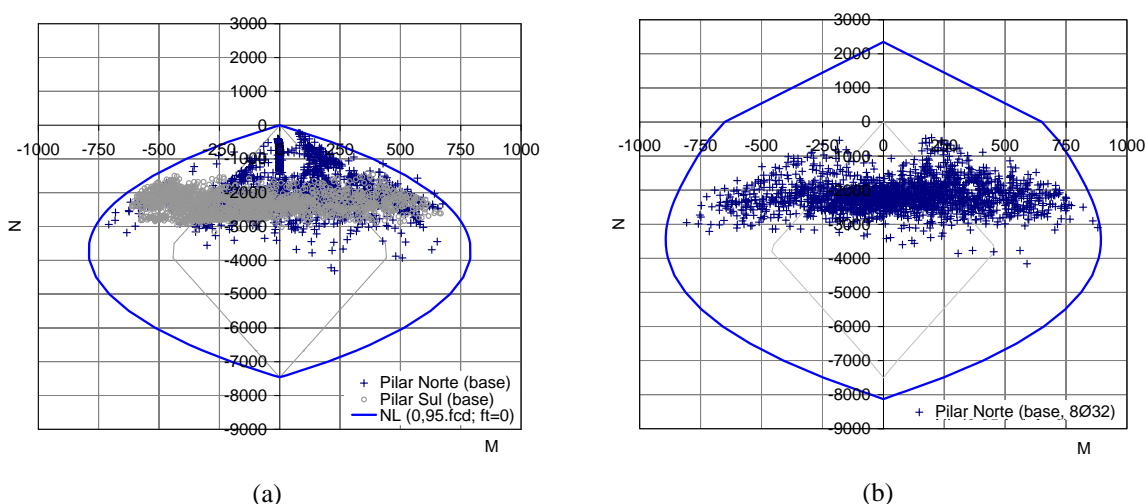


Figura 10: Diagrama de interacção resistente N-M (diagrama rectangular para  $0.95f_{cd}$ ) dos pilares da nave versus exigência sísmica N-M, na base e no topo do pilar Norte, correspondente ao sinal sísmico 5000\_2: (a) original; (b) após reforço da secção ( $8\text{Ø}32$ ).

A análise complementar de parâmetros de resposta do pórtico central da nave, antes e após o reforço, nomeadamente das reacções de apoio e da deformabilidade horizontal dos pilares, evidencia claras melhorias no desempenho estrutural, com manutenção das condições de equilíbrio estático e controlo das deformações, o que sugere a ausência de colapsos e a eficácia da solução. Na Figura 11 ilustra-se a história da reacção vertical do pilar Norte. A análise dos diagramas momento-curvatura, ilustrados na Figura 12, para as secções críticas da base e do fuste do pilar Norte, também é elucidativa quer do aumento da exigência quer da melhoria do desempenho dos pilares induzida pela solução de reforço. Nota-se finalmente que apesar da eficácia global da solução se registam ainda assim alguns danos nas secções críticas do pilar Norte em boa parte devido à reduzida capacidade de deformação e de ductilidade da alvenaria em compressão.

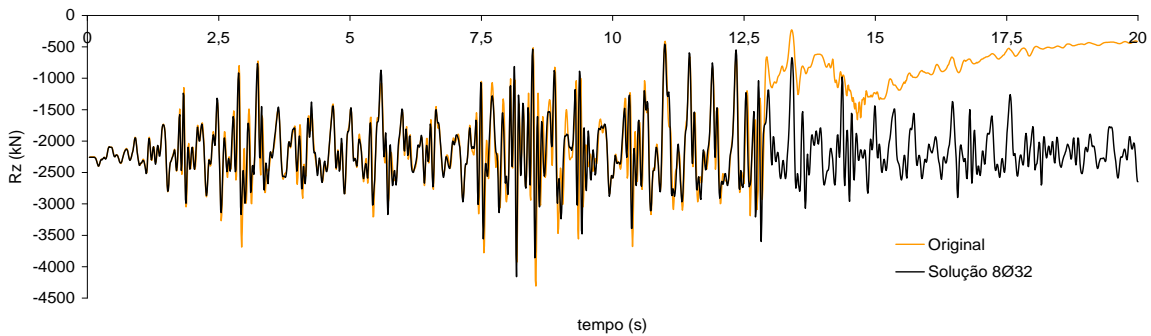


Figura 11: História da reacção vertical ( $R_z$ ) na base do pilar Norte, antes e após o reforço com armadura ordinária (8Ø32), correspondente ao sinal sísmico 5000\_2.

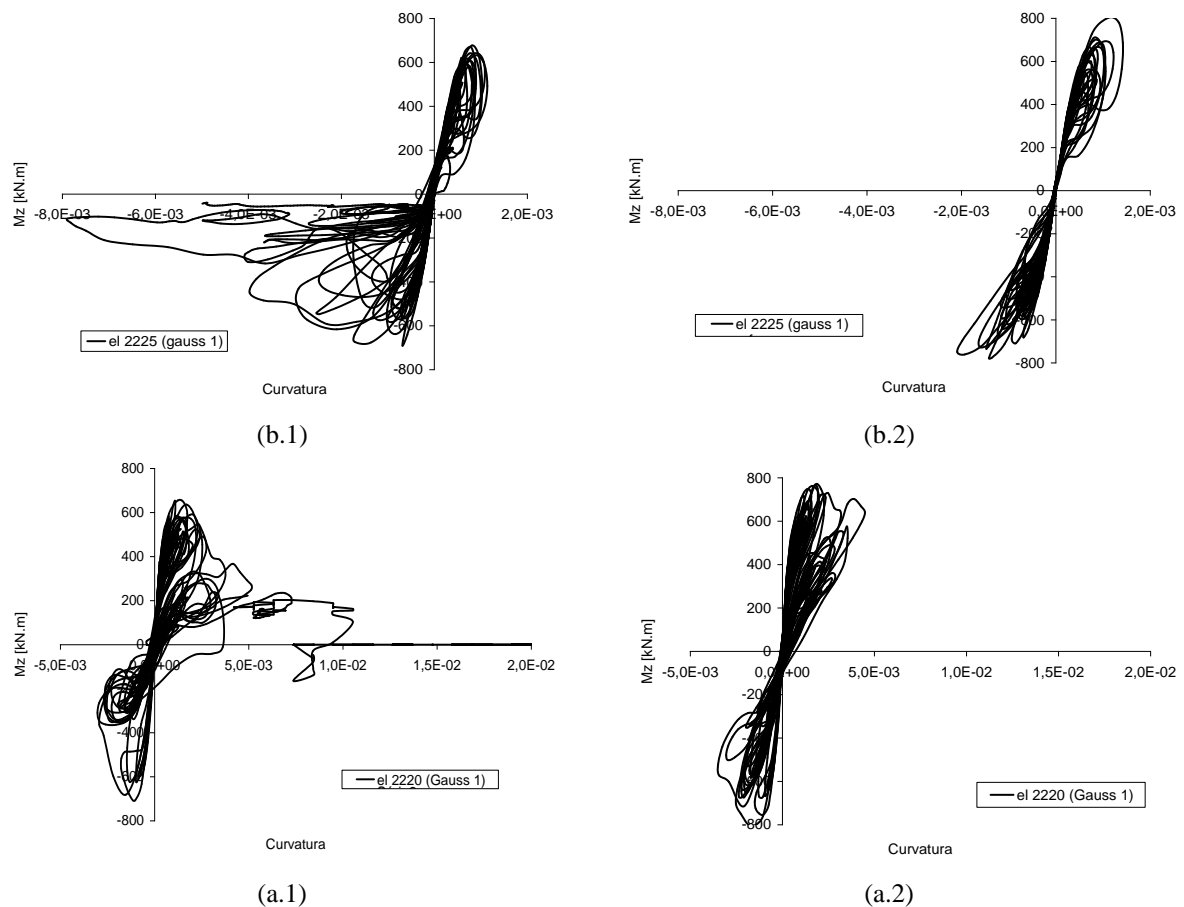


Figura 12: História da resposta “momento-curvatura” do pilar central Norte (sinal 5000\_2), antes (1) e após (2) o reforço com armadura ordinária (8Ø32): (a) secção da base; (b) na secção do fuste.



### 3. CONCLUSÕES

Como conclusão salientam-se as dificuldades em avaliar *a priori* a eficácia de soluções virtuais de intervenção estrutural em construções com elevado comportamento não linear sob acções sísmicas intensas. Efectivamente, qualquer intervenção estrutural induz alterações nas características dinâmicas (massa, rigidez e amortecimento) da construção 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. Nestas condições, a validação da eficácia de potenciais soluções de intervenção para corrigir vulnerabilidades sísmicas requer, em geral, a adopção de procedimentos iterativos a partir de um “pré-dimensionamento”.

De acordo com os resultados obtidos, é possível reduzir a vulnerabilidade sísmica da Igreja dos Jerónimos melhorando o desempenho sísmico dos pilares da nave. A solução 4, correspondente ao reforço dos pilares com armadura passiva (8Ø32,  $f_{yk}=400$  MPa), é a solução ensaiada que, apesar da sua intrusividade e dos 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, oferece maiores garantias para salvaguardar, com custos moderados, a integridade estrutural da Igreja para cenários sísmicos com 5000 anos de período de retorno.

### 4. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Dra. Alexandra Carvalho (NESDE – LNEC) a sintetização dos sinais sísmicos artificiais utilizados nas simulações dinâmicas efectuadas.

### 5. REFERÊNCIAS

- [1] Roque, J. A. (2009) Metodologia integrada para a avaliação e mitigação da vulnerabilidade sísmica das construções históricas em alvenaria: A Igreja dos Jerónimos como caso de estudo. *Tese de doutoramento*, Universidade do Minho, Portugal.
- [2] Roque, J. A., Oliveira, D. V., Lourenço, P. B. (2010) Comportamento sísmico da Igreja dos Jerónimos. SISMICA 2010 - 8º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade de Aveiro, Portugal.
- [3] DIANA, (2005) Finite element analysis. User's Manual, *TNO - Building and Construction Research*, Release 9.1.