

REFORÇO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA CONTRIBUIÇÕES DO NCREP - FEUP

António Arêde, Aníbal Costa, João Guedes, Esmeralda Paupério

RESUMO

Pretende-se neste artigo fazer uma descrição em jeito de retrospectiva, do que tem sido a actividade do NCREP (Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património) da FEUP no domínio do reforço de estruturas de alvenaria de pedra nos últimos oito anos, procurando focar a atenção em casos de obra com claro interesse prático. Após uma abordagem sintética inicial dos principais tipos de estruturas de alvenaria de pedra e dos diferentes objectivos de reforço que poderão estar subjacentes a uma dada intervenção de estabilização ou reabilitação, faz-se ainda uma breve descrição da estratégia metodológica que o NCREP tem procurado adoptar no âmbito de processos de reforço estrutural. Procurando ilustrar essa estratégia, são apresentados diversos casos de intervenção real em que o NCREP esteve envolvido, desde a fase de inspecção inicial até à fase de implementação de uma solução de reforço, passando por diversas etapas como análises mais ou menos detalhadas, caracterizações experimentais, modelações numéricas e propostas de reforço.

1 INTRODUÇÃO

Reabilitar estruturas de alvenaria de pedra é claramente uma opção que está na ordem do dia. Seja por deliberada intenção ou imposição de preservar uma certa memória e património construtivo, seja por necessidade ou manifesta vontade de rentabilizar espaços existentes edificados onde a construção nova não seja permitida, ou seja ainda por uma corrente arquitectónico-cultural de “aproveitar o antigo”, é notório que os diversos actores no domínio da arquitectura e construção civil são hoje particularmente sensíveis à opção de reabilitar as construções existentes, e as de pedra em particular, reforçando-as se necessário.

A pedra recuperou de novo um valor construtivo que, de algum modo, lhe fora retirado com o advento e o persistente domínio de outros sistemas de construção, de que o betão armado é o exemplo mais paradigmático. E se é certo que nesta atitude subjaz uma forte motivação cultural e estética de preservação de um património vernacular, que em muitos locais foi já completamente aniquilado ou adulterado face à massificação da construção nova de betão armado, não é menos verdade que se tem de reconhecer uma significativa supremacia da durabilidade do material pedra face ao material betão armado. É de facto uma constatação bem evidenciada no actual parque construído, onde a rápida degradação do material betão armado marca de forma tão negativa o aspecto estético e qualidade das construções novas, escassos anos após a sua finalização. O mesmo não se passa com a alvenaria de pedra que, rebocada ou não, exhibe geralmente muito poucas marcas de degradação.

É assim que, para idênticos domínios construtivos tais como edifícios de poucos pisos e pontes ou viadutos de poucas dezenas de metros, a construção em pedra pode mesmo apresentar alguma vantagem se o aspecto da durabilidade for devidamente tido em conta

para horizontes de vida útil bastante mais dilatados do que os habitualmente admitidos para as construções em betão armado.

Neste contexto, de modo algum revestido de qualquer tipo de “fundamentalismo pró-pedra e anti-betão armado”, o Núcleo de Conservação e Reabilitação d’Edifícios e Património (NCREP) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), tem dedicado particular atenção à inspecção, análise, reabilitação e reforço de diversos tipos e casos de estruturas em alvenaria de pedra.

Adoptando uma abordagem sistemática já consolidada com cerca de oito anos de actividade, na sequência de inspecções estruturais a pedido das mais variadas entidades externas (ex-DGEMN, ex-IPPAR, Câmaras Municipais, instituições privadas, etc), têm sido diversos os casos práticos em que se tornou possível definir, estudar, propôr e implementar (e mesmo monitorizar) abordagens ou esquemas diversos de reforço de estruturas de alvenaria de pedra tendo em atenção o recomendado pela Carta de Cracóvia.

Assim, sem a pretensão de descrever metodologias “estabelecidas”, e até porque não existem ainda para este tipo de estruturas, procura-se neste artigo dar a conhecer alguns dos casos práticos de reforço de estruturas de alvenaria de pedra, tentando focar uma certa diversidade de situações, incluindo não só casos reais de intervenção estrutural (regra geral o mais minimalista possível, no respeito pelo existente) como também casos aturadamente estudados com vista à opção sustentada de uma não-intervenção.

2 REFORÇAR ESTRUTURAS DE PEDRA

O reforço de estruturas de pedra está fortemente ligado a dois aspectos básicos, nomeadamente o *objectivo do reforço* e o *tipo de estrutura*, uma vez que ambos influenciam o tipo de estratégia que é possível ou necessário adoptar.

Objectivos do reforço

Com uma determinada intervenção de reabilitação ou de reforço, procura-se em geral uma estabilização ou incremento de resistência face a acções verticais, a acções horizontais (ex.: sismos), a assentamentos de apoio e a degradação material. Pode-se pretender apenas a estabilização de uma dada estrutura ou seus componentes tal como existem ou então perspectivar uma adequada melhoria das suas características em termos de resistência (à compressão, flexão e/ou corte) e de deformabilidade (ex.: ductilidade disponível, directamente relacionada com questões de confinamento).

É oportuno salientar que, como em qualquer outro tipo de estrutura, o reforço pode ser encarado ao nível global de toda uma estrutura ou a um nível mais local, dependendo do tipo de patologias encontradas e também das principais acções por elas responsáveis. No entanto, nas estruturas de pedra, seja de alvenaria ou de cantaria, e dado as deficientes características de ligação que lhe são inerentes, é sempre aconselhável uma intervenção de reforço global por forma a garantir que a estrutura funcione como um todo a fim de repartir adequadamente os esforços e de promover um adequado “caminho das forças” em direcção aos elementos estruturais mais aptos para lhe resistir. Esta atitude porém, não dispensa eventuais reforços locais que seja necessário efectuar em elementos ou zonas mais deficitárias.

Subjacente a qualquer objectivo e intervenção de reforço está naturalmente a necessidade de estabelecer ou de repôr adequadas condições de segurança, normalmente materializadas pelo cumprimento de coeficientes de segurança adequados. Esta é porventura uma das temáticas mais complexas e inquietantes do reforço em estruturas de pedra, porquanto supõe uma boa caracterização da resistência dos materiais existentes que é manifestamente difícil de conseguir em termos satisfatórios na maioria dos casos. O recurso a técnicas experimentais, por vezes sem enquadramento normativo disponível, é então a única forma de procurar colmatar o *déficit* de conhecimento sobre os materiais e os elementos estruturais em causa, mas é ainda escassa e pouco acessível ao projectista de reforço.

Além disso, outra questão de idêntica complexidade prende-se com a dificuldade em se dispôr de adequados modelos de comportamento deste tipo de estruturas. Apesar de nos últimos dez a quinze anos se ter vindo a assistir a uma forte actividade de investigação neste domínio que tem conduzido ao desenvolvimento de diversos modelos de comportamento (Anthoine 1995, Gambarota & Lagomarsino 2006, Lourenço 1996, Gambarota & Lagomarsino 2006, Lemos 2001, Oliveira 2003, Pegon & Anthoine 1997, Orduña & Lourenço 2003) é ainda difícil e pouco consensual a sua utilização mais generalizada em estudos de reforço de estruturas de pedra. Mas, dado o grau de desenvolvimento já atingido e o entusiasmo que actualmente se coloca neste tema é de esperar que dentro de alguns anos, quiçá uma década, o esforço de investigação já realizado se traduza numa mais valia para a prática corrente de reforço deste tipo de estruturas. A focalização recente em estratégias de análise a um nível macro ou usando técnicas de homogeneização (Penna A., 2002, Milani *et al* 2006, Zucchini & Lourenço 2007), parece ser o caminho certo na procura dessa mais valia.

Por outro lado, as estruturas de pedra apresentam uma notável capacidade de adaptação aos efeitos das acções solicitantes o que, aliado às excelentes características de durabilidade que exibem, justifica a existência secular (ou mesmo milenar) de tantas estruturas deste tipo.

Pelo enquadramento exposto, e ainda porque é já frequentemente aceite (exigido até) a boa prática de procurar respeitar a memória construtiva existente através da adopção de técnicas de reforço reversíveis e compatíveis com o original de acordo com a Carta de Veneza, o reforço de estruturas de pedra requer da parte do projectista uma adequada visão global do problema, sustentada pelo melhor conhecimento científico e técnico disponível como recomenda a Carta de Cracóvia, mas essencialmente ponderada pelo bom senso. De facto, não raro, neste tipo de estruturas acaba por se concluir que a melhor intervenção é a mais minimalista ou mesmo até a não-intervenção, obviamente devidamente sustentada por análise cuidada e criteriosa.

Tipos de Alvenaria de Pedra

Sem a preocupação de uma descrição exaustiva, importa aqui registar os principais tipos de estruturas de pedra, na perspectiva do que isso influencia o reforço a adoptar.

Antes de mais salienta-se a clássica distinção entre elementos de cantaria e de alvenaria de pedra, os primeiros exclusivamente constituídos por pedras aparelhadas, normalmente grandes e geométricamente regulares (bem definidas), assentes directamente umas sobre as outras (com sobreposição e justaposição) com ou sem interposição de argamassa. A alvenaria de pedra, por sua vez é constituída por blocos de pedra não aparelhada, com formas regulares ou irregulares, argamassa (com ou sem funções de ligante) e vazios

(Binda *et al.* 1993, Roque 2002, Pinho 2000). Pelas suas melhores características resistentes e pela leitura estética devida à sua regularidade, a cantaria é normalmente deixada à vista e tradicionalmente mais reservada para elementos estruturais mais “nobres” como colunas, arcos, abóbodas, cúpulas e também paredes não rebocadas. Embora não exclusivo, a alvenaria de pedra foi sendo mais destinada a construções menos “ricas” como construções rústicas, rebocadas ou não com argamassas que no passado eram essencialmente à base de cal. Devido à potencial irregularidade dos seus blocos constituintes, foram sendo (e são) mais destinadas a elementos estruturais mais extensos tais como paredes.

A distinção atrás implícita quanto à aparência da parede é um aspecto importante, porquanto a existência de reboco poderá determinar o tipo de reforço que é possível adoptar.

Quanto ao aparelho e ao assentamento, que concerne essencialmente ao modo como os blocos de pedra se dispõem na face de uma dada parede, a alvenaria pode ser considerada (Binda & Penazzi 2000): *i*) irregular e aleatória, quando constituída por pedras toscas, angulosas e irregulares dispostas sem qualquer alinhamento específico (Fig. 1-a); *ii*) irregular, mas com juntas irregulares alinhadas (Fig. 1-b) e *iii*) regular, apresentando alinhamentos horizontais de pedras com formas regulares trabalhadas para o efeito. Outras classificações mais específicas podem ainda ser encontradas na bibliografia (Binda & Penazzi 2000, Roque 2002) cujo aprofundamento se dispensa neste trabalho.

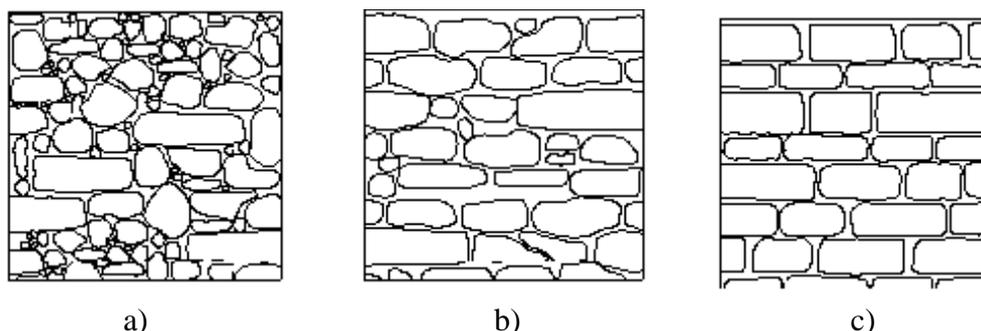


Figura 1 – Classificação da alvenaria de pedra quanto ao seu aparelho [Binda, 2000]: a) irregular e aleatória, b) irregular com alinhamento irregular e c) regular com alinhamentos horizontais.

O aparelho e o assentamento são aspectos de grande relevância para as características de resistência e deformabilidade expectáveis numa dada alvenaria de pedra, assim como o é também o tipo de juntas de contacto entre pedras, i.e. se são argamassadas ou de junta seca (sem qualquer argamassa). Além disso, a existência de uma maior ou menor quantidade de vazios ou de zonas interiores de enchimento com um material muito pobre (por vezes de características terrosas ou mesmo de restos de construções) é também um dado muito importante a averiguar pela influência que pode ter no próprio comportamento mecânico da parede e/ou na definição da estratégia de reforço.

Relacionado com este último aspecto, e para o caso das paredes de alvenaria de pedra, está naturalmente a constituição da sua secção transversal nomeadamente quanto à possibilidade de ser de uma folha simples ou de folhas múltiplas. Neste último caso, frequentemente trata-se de paredes de folha dupla, com a existência ou não de um núcleo interior preenchido com material muito mais pobre do que o das folhas ou paramentos exteriores. A eventual ligação entre essas folhas é particularmente importante para garantir

uma adequada estabilidade da parede porquanto pode permitir um funcionamento mais solidário da mesma como um todo, incrementando assim a sua resistência e reduzindo a sua deformabilidade. Tal ligação é frequentemente realizada à custa dos chamados travadouros, blocos de pedra que atravessam a parede em toda a sua espessura ligando os paramentos entre si, que se distribuem no plano da parede.

Técnicas de Reabilitação e/ou Reforço de Estruturas de Pedra

Diversas as técnicas de reabilitação e reforço de alvenarias e cantaria de pedra podem ser encontradas na bibliografia. Roque (Roque 2002) apresenta uma interessante e útil sistematização de muitas dessas técnicas, devidamente contextualizadas pelo seu campo de aplicação. Appleton apresenta em uma valiosa contribuição (Appleton 2003) para a divulgação de algumas técnicas de reforço em estruturas antigas, enquadradas num contexto mais geral da reabilitação de edifícios. Num trabalho mais recente, Coias (Cóias, 2007) aborda também várias dessas técnicas complementando com importantes contributos de carácter tecnológico e elucidativos esquemas de aplicação prática.

Em face destas recolhas de informação da maior actualidade, não cabe aqui uma repetição exaustiva das técnicas de reforço actualmente disponíveis para estruturas de alvenaria e cantaria de pedra. Não obstante, apenas para enquadramento dos casos práticos descritos neste artigo, importa fazer uma breve referência a algumas dessas técnicas mais pertinentes.

O reforço pode envolver uma intervenção directa sobre os elementos estruturais de pedra, restabelecendo-lhes ou melhorando as suas capacidades resistentes, ou então prever uma introdução de outros elementos estruturais que promovam os desvios de cargas ou efeitos para os quais os elementos de pedra não se encontram aptos a resistir. Esta última opção, não sendo necessariamente uma intervenção de reforço sobre o material (alvenaria ou cantaria de pedra), não deixa de ser um reforço sobre a estrutura global.

Assim, englobando técnicas tradicionais ou modernas de reforço passivo ou activo, destaca-se o seguinte conjunto não exaustivo de possibilidades:

- Desmonte e reconstrução pontual de zonas degradadas de alvenaria (ou cantaria), com eventual substituição de elementos em piores condições.
- Refechamento de juntas, removendo e substituindo parcialmente a argamassa que esteja degradada, eventualmente incluindo armadura de reforço na argamassa de substituição das juntas horizontais.
- Injecção de caldas ou resinas fluídas para preencher vazios interiores ou selagem de fendas de paredes de alvenaria ou outros elementos de características similares.
- Rebocos armados ou encamisamento de paredes de alvenaria, que são técnicas afins, constituindo essencialmente na execução de camadas resistentes à superfície das paredes, dotadas de uma malha de material resistente à tracção (aço, metal distendido, fibra de vidro, polímeros, etc), pregadas à parede e eventualmente ligadas transversalmente de uma face da parede à outra.
- Pregagens transversais, destinadas a ligar as diferentes folhas de uma parede composta através de tirantes instalados em furos previamente abertos, eventualmente preenchidos depois com uma argamassa selante, e ancorados nas faces opostas das paredes.
- Aplicação de pré-esforço (externo ou interno) de certos elementos estruturais ou da estrutura como um todo.

- Reforço com materiais compósitos, colados com resinas apropriadas à superfície do elemento a reforçar, seguindo uma ideia muito semelhante à dos rebocos armados.
- Acopolamento de elementos metálicos ou de madeira adicionais, destinados a melhorar a resistência à compressão e ao corte, nomeadamente através dum maior confinamento dos elementos de alvenaria.
- Execução de novos elementos estruturais (metálicos, de madeira, de betão ou mistos) que aliviem os efeitos nefastos sobre a alvenaria ou cantaria de pedra.

Naturalmente que as técnicas referidas podem ser usadas isoladamente ou em conjunto, dependendo da adequabilidade ao caso em apreço.

3 ESTRATÉGIA DE ABORDAGEM AO REFORÇO DE ESTRUTURAS DE PEDRA

Dado que as estruturas de pedra se encontram maioritariamente em construções antigas, o NCREP tem procurado seguir uma abordagem cuidadosa na procura de soluções adequadas, norteadas pelo respeito e compatibilidade com o existente, pela intervenção mínima possível e, tanto quanto possível, pela reversibilidade.

O universo de construções que tem sido abordado, no qual existe uma forte incidência de estruturas de alvenaria ou cantaria de pedra é constituído essencialmente pelas seguintes tipologias:

- Igrejas (arcos, abóbodas, colunas, paredes, contrafortes, torres, lajedos)
- Edifícios histórico/culturais tradicionais (palácios, mosteiros, museus)
- Edifícios habitacionais em estrutura tradicional de alvenaria de pedra
- Pontes de alvenaria de pedra (arcos, pilares, muros-tímpano, lajedos, guarda-corpos)
- Muralhas, castelos e torres
- Elementos decorativos (estátuas)

Para as diversas situações, e desde o início da sua actividade o NCREP tem adoptado uma estratégia baseada nas seguintes etapas:

- Inspecção inicial.
- Recolha de informação e enquadramento histórico (se necessário).
- Análise prévia e identificação de necessidades adicionais de informação, de caracterização geométrica, mecânica e física, etc.
- Eventuais ensaios de caracterização material e/ou estrutural e monitorização.
- Eventuais modelações numéricas de diferentes graus de complexidade.
- Elaboração de relatório de caracterização e avaliação preliminar do problema.
- Decisão: intervir ou não intervir?
- Eventual proposta de reforço, em caso de intervenção.
- Acompanhamento da implementação em obra da solução de reforço, com eventual monitorização se necessário.

Das diversas etapas atrás mencionadas, a maioria é concerteza consensual pelo que não são aqui abordadas em detalhe. Uma descrição mais completa deste processo pode ser consultada em Arêde e Costa 2002 e complementado em Costa *et al.* 2005.

Merece no entanto um comentário a etapa da elaboração dum relatório intermédio que permite informar o dono de obra (ou requisitante do trabalho) da avaliação preliminar do problema, envolvendo-o assim na decisão sobre uma intervenção efectiva de reforço. Esta estratégia está em linha com a ideia base de interferir o menos possível com o funcionamento estrutural, procurando demonstrar sustentadamente a eventual estabilidade da estrutura (mesmo com as patologias que possa exhibir) ou então apenas a necessidade de pequenas correcções pontuais que sejam suficientes para garantir a estabilidade e integridade da construção. Um dos casos a seguir descritos é um exemplo paradigmático dessa estratégia que investe num melhor conhecimento, em detrimento de intervenções fortemente invasivas, desproporcionadas e talvez desnecessárias.

Como meio auxiliar desta estratégia tem sido também desenvolvido algum trabalho no domínio das aplicações multimédia como forma de sistematização e divulgação da informação recolhida aquando das inspecções *in-situ*. Estas aplicações têm como objectivo disponibilizar a informação de uma forma simples e elucidativa, abrangendo descrições da estrutura, das patologias e dos materiais que constituem os imóveis em causa, e também de técnicas de construção e do enquadramento urbano do imóvel.

A elaboração de tais aplicações apoiou-se no software de autoria Macromedia Director (Macromedia 2005) que permite desenvolver aplicações multimédia completas, desde simples ou complexas apresentações, até aplicações de treino e formação interactiva.

Um exemplo dessas aplicações é o de uma habitação familiar em Vila do Conde (Paupério *et al.* 2005) que seguidamente se descreve de forma resumida. Após uma breve animação de introdução, a aplicação multimédia imobiliza-se no ecrã principal representado na Fig. 2-a, que permite aceder ao menu dos conteúdos cuja escolha é feita a partir dum menu semelhante ao apresentado na Fig. 2-b. Os diversos conteúdos encontram-se organizados por seis temas: *Localização, Habitação, Revestimentos, Estrutura, Mapa de Danos e Intervenção Sugerida*, cada um dos quais dá acesso a diversos sub-temas, seguidamente descritos de forma sucinta.

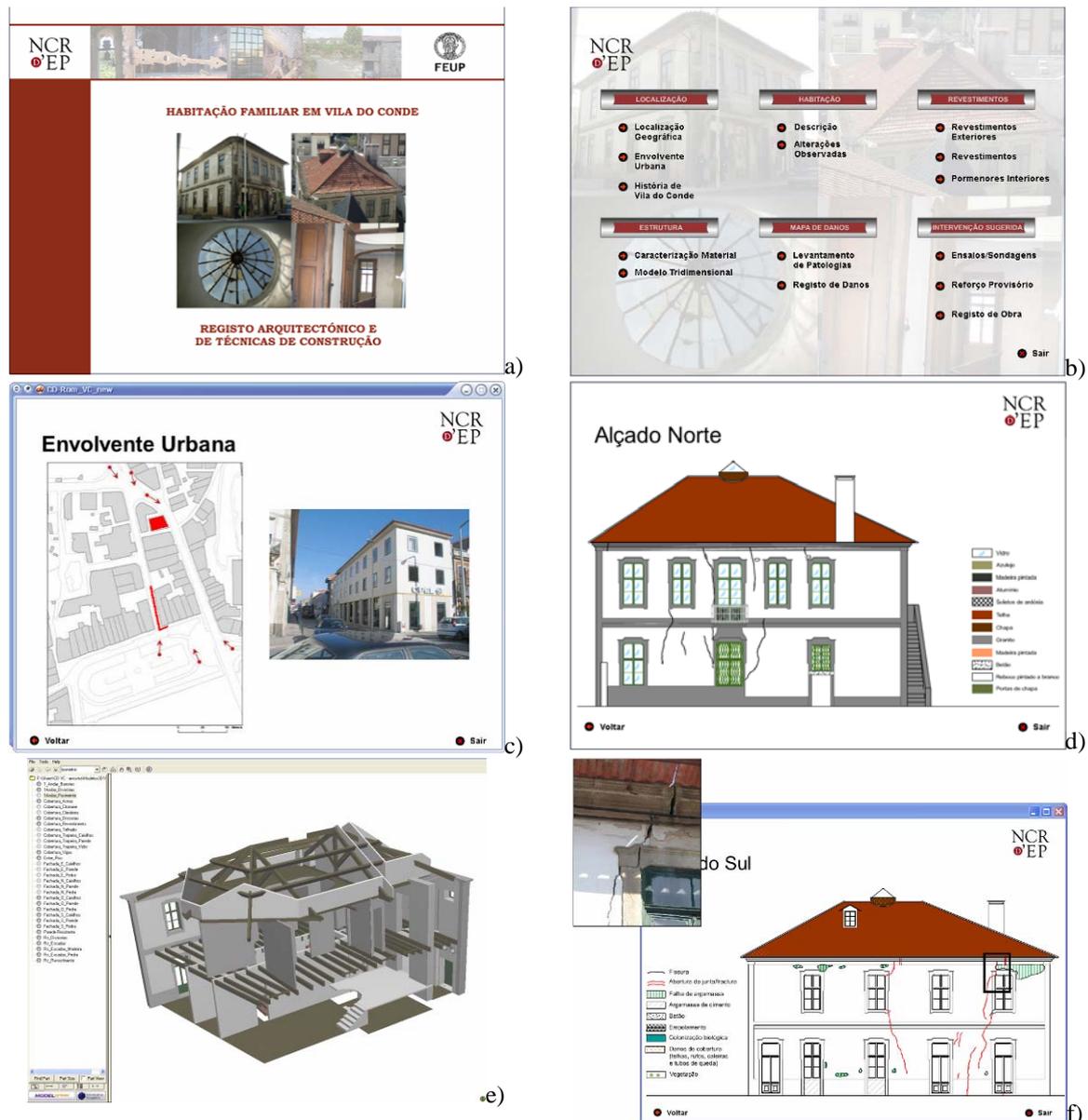


Figura 2 – Aplicação multimédia. a) Ecrã principal, b) menú de selecção de conteúdos, c) envolvente urbana, d) revestimentos exteriores, e) modelo tridimensional interactivo e f) representação interactiva dos levantamentos de patologias numa fachada

No âmbito do tema *Localização*, os sub-temas *Localização Geográfica*, *Envolvente Urbana* e *História de Vila do Conde* complementam-se na definição do enquadramento geográfico da habitação em estudo, tal como exemplificado na Fig. 2-c que apresenta um ecrã da *Envolvente Urbana*. O tema *Habitação* permite consultar os sub-temas *Descrição* e *Alterações Observadas* que apresentam uma descrição da arquitectura da habitação através de textos e fotografias, incluindo um levantamento fotográfico das zonas onde foram identificadas alterações ao projecto inicial da habitação, referenciado em plantas dos diferentes pisos. Por sua vez o tema *Revestimentos* conduz aos sub-temas *Revestimentos Exteriores*, *Revestimentos* e *Pormenores Interiores* que, com recurso a diferentes meios de visualização, fornecem descrições detalhadas dos diferentes tipos de revestimentos presentes na habitação (Fig. 2-d). O tema *Estrutura* disponibiliza os sub-temas *Caraterização Material* e *Modelo Tridimensional* que se complementam na apresentação e descrição da estrutura resistente da habitação; salienta-se que a representação interactiva

3D da habitação (Fig. 2-e) permite interagir em tempo real com o modelo através da interface do programa ModelPress Reader (ModelPress 2005). No tema *Mapa de Danos* é possível aceder aos sub-temas *Levantamento de Patologias* e *Registo de Danos* que correspondem a duas estratégias diferentes de descrição das patologias identificadas na inspecção técnica da habitação (Costa *et al.* 2004). As patologias por fachada são mostradas interactivamente com fotografias dos danos apresentados sobre desenhos 2D dos alçados quando se posiciona o cursor sobre estes (Fig. 2-f) e disponibilizadas fichas de registo de patologias em formato *pdf*. Finalmente, sob o tema *Intervenção Sugerida*, os sub-temas *Ensaaios/Sondagens*, *Reforço Provisório* e *Registo de Obra* permitem aceder a registos fotográficos de alguns dos ensaios de caracterização estrutural adicional realizados na habitação e da solução de reforço estrutural preconizada no relatório de inspecção (que se encontra igualmente descrita).

4 CASOS DE OBRA

4.1 Considerações gerais

Por solicitação pontual ou no âmbito de protocolos com de diversas entidades, o NCREP tem desenvolvido a sua actividade fundamentalmente apoiada em casos reais, alguns dos quais abrangendo apenas inspecções estruturais e eventuais sugestões de intervenção, enquanto que outros têm sido objecto de medidas de reabilitação e/ou reforço propostas, implementadas e acompanhadas por elementos da sua equipa.

Merece particular destaque a actividade levada a cabo no âmbito do Protocolo com a agora extinta Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais que vigorou entre 2000 e 2007, período em que foram realizadas centenas de inspecções estruturais nos mais variados tipos de construção em pedra, com a consequente elaboração de relatórios de diversos níveis de complexidade.

Desde 2007, idêntico protocolo estabelecido com o antigo Instituto Português do Património Arquitectónico, actualmente IGESPAR (Instituto de Gestão do Património Arquitectónico), tem permitido dar continuidade a esta actividade do NCREP enriquecendo assim o conhecimento e a experiência da equipa ilustrada num vasto *portfolio* de interessantes casos de estudo acessíveis em <http://ncrep.fe.up.pt>. Conforme aí poderá ser confirmado, são muitos e variados os casos de estruturas de pedra inspeccionadas e analisadas em maior ou menor profundidade, das quais a maior incidência tem sido em igrejas e pontes (respectivamente 30 e 36 casos), entre outros casos que têm sido estudados e intervencionados, tais como casas senhoriais, museus, castelos, muralhas e estátuas.

Face a uma tal quantidade de casos, e embora algumas técnicas de intervenção possam ser comuns entre eles, seria impossível neste pequeno trabalho de divulgação fazer uma descrição elucidativa ainda que só dos casos mais importantes de cada tipo de construção. Assim, assumindo o ónus de não abordar algumas situações de particular interesse, porventura compensado por algum beneplácito divino, optou-se por restringir os casos de obra aqui descritos aos que se reportaram apenas a intervenções em igrejas, procurando ainda assim cobrir o melhor possível uma boa diversidade de situações distintas e de diferentes graus de complexidade.

Assim, nas secções seguintes relatam-se os aspectos mais importantes de intervenções realizadas em diversas igrejas, a maior parte na região norte do país, incluindo-se ainda os

casos de duas igrejas nos Açores objecto de reforço na sequência de danos durante a crise sísmica de Faial-Pico-S.Jorge em Julho de 1998. Procura-se abordar algumas intervenções em elementos estruturais localizados, cujas patologias só por si não colocariam em causa a estabilidade do conjunto global da construção, tal como é o caso das estruturas portantes dos coros-altos, mas incluem-se também algumas situações de intervenção mais generalizada em fachadas, torres, coberturas e fundações.

4.2 Coro alto da Igreja do Pópulo

Este caso de obra situa-se em duas fases temporalmente distintas e debruça-se sobre o processo de estabilização da estrutura de alvenaria e cantaria de pedra que sustenta o coro alto da Igreja do Pópulo em Braga. A primeira fase reporta-se à intervenção nos seus dois arcos laterais que se apresentavam já temporariamente escorados a fim de atalhar um processo de excesso de deformação em curso. A segunda fase, ocorreu cerca de quatro anos após a anterior, e correspondeu à avaliação da capacidade de carga da abóboda e arco principal da mesma estrutura do coro, que exibiu também deformações acentuadas e preocupantes.

Na planta parcial do piso 0 da igreja do Pópulo (Fig. 3-a), destaca-se a planta estrutural do coro alto, onde se evidenciam o arco principal muito abatido A_{p1} (Fig. 3-b) de 9.70m de vão (e outros idênticos) e os arcos secundários A_{s1} e A_{s2} (Fig. 3-c), praticamente vigas de cantaria de 4.60m de vão, que dão apoio à abóboda que sustenta o coro alto.

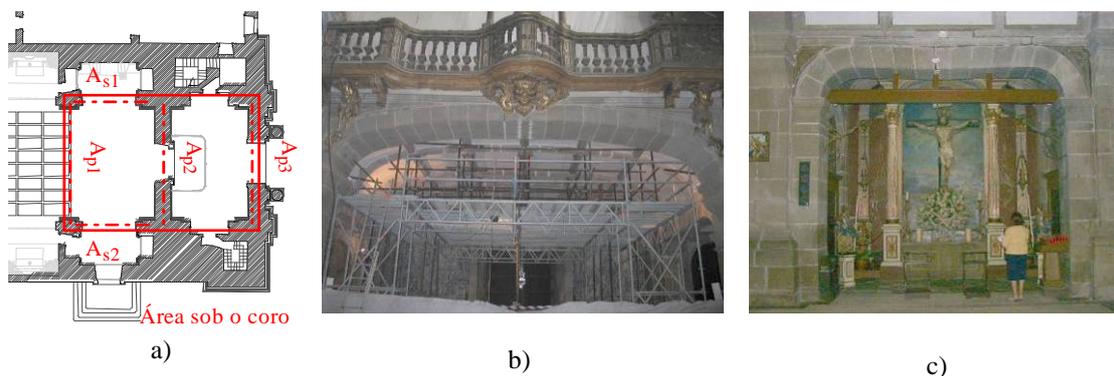


Figura 3 – Coro alto da Igreja do Pópulo em Braga. a) Planta estrutural, b) arco principal A_{p1} e c) arco secundário A_{s1} .

Os casos dos arcos secundários e do arco central, são dois exemplos de abordagens distintas. O primeiro tratou-se de uma intervenção para desvio de cargas, através da inserção de uma nova estrutura metálica conforme abaixo descrito. Para o segundo, existiu uma primeira abordagem no sentido de também inserir uma estrutura auxiliar para alívio da abóboda e do arco central, mas acabou por se proceder a uma avaliação experimental da capacidade de carga a fim de sustentar a decisão de não intervenção global, apenas com introdução de pequenas correcções.

Arcos secundários

Aquando das inpecções iniciais, foi possível verificar que os arcos secundários (já provisoriamente escorados conforme ilustrado na Fig. 3-c) se encontravam solicitados por parte do peso da parede sobrejacente, tal como esquematizado na Fig. 4-a). De facto essa carga teoricamente seria já desviada por um semi-arco que foi possível encontrar, mas

devido a movimentos externos da fundação provocados por trabalhos no subsolo adjacente, terão ocorrido descompressões nesse semi-arco e a nova configuração de equilíbrio passou a envolver encaminhamento de carga vertical directamente para o arco em estudo. Por outro lado, alterações entretanto efectuadas ao longo dos tempos, na distribuição funcional e nos acessos ao coro alto, deram origem à introdução de um pilar P_1 (Fig. 4-a) que igualmente passou a encaminhar cargas verticais para o arco A_{s1} .

A solução proposta e implementada consistiu então em inserir a estrutura metálica esquematizada na Fig. 4-a) sobre o arco e sob os restantes elementos sobrejacentes. Na Fig. 4-b) ilustra-se o esquema de cálculo adoptado para a estrutura metálica que se pode observar na Fig. 4-c) já instalada no local. A estrutura destinou-se assim a resistir às cargas que estavam a acentuar as deformações no arco em causa, desviando-as para as colunas laterais de apoio sem lhes introduzir impulsos horizontais, e simultaneamente suspender parcialmente as pedras do arco à custa de tirantes verticais aparafusados à viga inferior da treliça e ancorados às pedras do arco com buchas químicas. A estrutura metálica ficou completamente oculta na parede e o arco ficou então isolado de efeitos estruturais nefastos, devido à modificação estrutural introduzida.

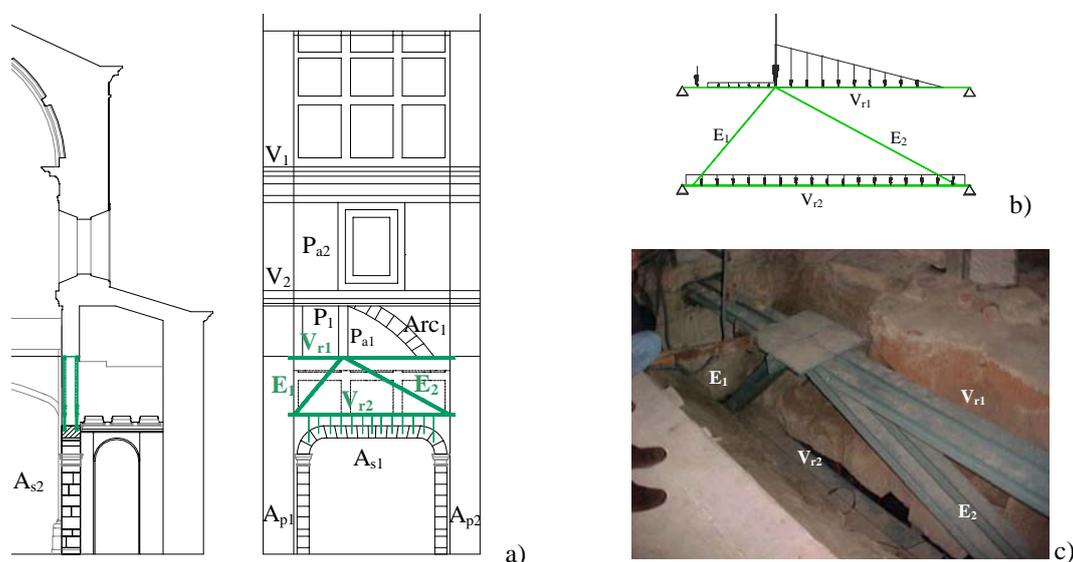


Figura 4 – Arco secundário. a) Secção transversal e alçado frontal com implantação da nova estrutura metálica auxiliar; b) esquema estrutural e cargas e c) instalação da mesma estrutura metálica.

Abóbada e arco principal

Relativamente à abóbada e ao arco principal A_{p1} , que se ilustram na Fig. 3-b, verificou-se a existência de acentuada deformação. Em particular, o arco exibia deformações verticais com aberturas de juntas na zona de fecho, enquanto que a abóbada apresentava deformações importantes originando um empenamento da sua superfície com dupla curvatura invertida em relação à estrutura não deformada e abertura de juntas em alguns elementos das nervuras de cantaria, por vezes com valores próximos dos 10mm.

Na primeira fase dos trabalhos relativos à intervenção estrutural, a abóbada e o arco A_{p1} foram monitorizados com o intuito de detectar possíveis movimentos na estrutura do coro-alto e verificar se as deformações continuavam a decorrer ou se pelo contrário teriam estabilizado. Foram colocados fissurómetros em pontos estratégicos do extradorso da

abóbada, tais como as zonas de aberturas de junta ou fissuras importantes (nas nervuras mais centrais) e a zona de fecho do alçado lateral do arco. Simultaneamente, e usando um distanciómetro laser, foram sendo registadas distâncias entre pontos pré-definidos, a fim de detectar possíveis movimentos verticais da abóbada e do arco. Ao longo de um período de monitorização de cerca de um ano e meio, não foi detectado qualquer movimento importante dos elementos estruturais referidos.

Apesar de não se ter registado evolução de deformações, foi equacionada a hipótese de intervir nestes elementos através de uma acção de reforço com vista a prevenir agravamentos do estado de deformação em virtude de futuras ocorrências que pudessem afectar a estrutura, e procurando aproveitar o facto de, por outras razões, se pretender levantar o pavimento de madeira do coro para consolidação e/ou renovação. Por outro lado, a intervenção tornou-se mesmo obrigatória em virtude de manifesto desconforto e descontentamento dos utilizadores da igreja.

A primeira hipótese de intervenção preconizava o reforço da abóbada através da inclusão de uma estrutura em grelha metálica a colocar sob o soalho (Costa, A. *et al.* 2004), que seria amarrada às paredes laterais do coro-alto e suspenderia a abóbada através de elementos verticais metálicos, pendurais, chumbados na pedra no ponto de cruzamento das nervuras em cantaria. Esses pendurais teriam como função sustentar movimentos verticais que pudessem ocorrer na abóbada e que colocassem em causa a sua estabilidade estrutural, não se procurando porém anular as deformações já observadas na abóbada através da tracção dos pendurais.

No entanto esta hipótese acabou por ser inviabilizada por não ser possível albergar a grelha metálica no exíguo espaço que se verificou existir entre o pavimento e o intradorso da abóbada, para além de outros factores de índole não-estrutural.

Pelos motivos referidos e porque a monitorização mostrava não terem ocorrido novos movimentos da estrutura ou seja, que as deformações observadas tinham estabilizado e, acima de tudo, porque se acreditava que apesar das deformações a estrutura da abóbada apresentava uma capacidade resistente amplamente compatível com a sua função, a estrutura foi testada através de um ensaio de carga (Guedes 2007).

Assim, após preparação prévia de uma estrutura temporária sob a abóbada para permitir criar uma plataforma de trabalho, e que simultaneamente servisse de espera de emergência, passou-se à materialização da carga distribuída sobre o extradorso do arco através de um vasto conjunto de reservatórios de água interligados entre si conforme ilustrado na Fig. 5-a. De modo a que durante o processo de carregamento pudesse controlar-se e registar-se a sua deformação, a abóbada foi monitorizada utilizando comparadores digitais e analógicos para medição dos deslocamentos verticais e os fissurómetros já anteriormente instalados para controlo da abertura de juntas.

O carregamento foi materializado em cinco etapas, enchendo o reservatórios até atingir uma carga distribuída de cerca de 2.9kN/m^2 , tendo-se obtido o gráfico carga-deslocamento ilustrado na Fig. 5-b. Os resultados, em particular o gráfico relativo aos pontos de registo mais significativo, mostra uma resposta com pequena perda de rigidez, sem indícios de tendência para uma rotura imediata.

Por outro lado, os pequenos deslocamentos verticais registados associados à não abertura visível das juntas monitorizadas, indicaram que a carga aplicada na estrutura se encontrava dentro de limites de segurança aceitáveis, embora não quantificáveis.

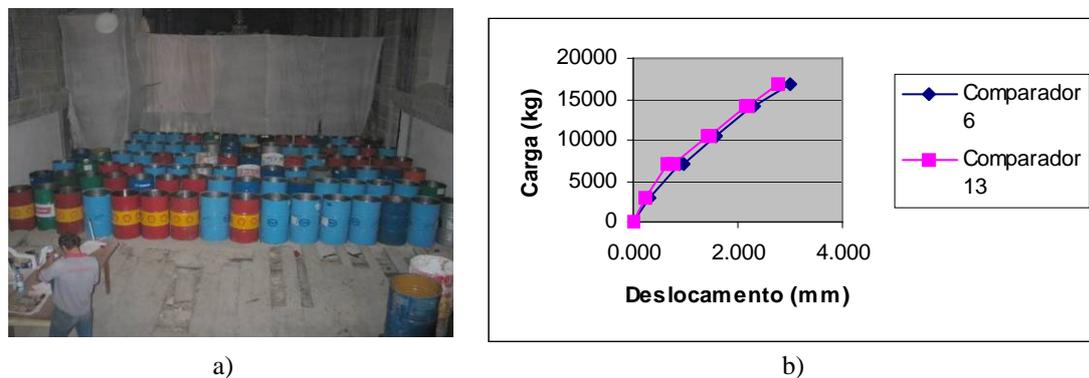


Figura 5 – Ensaio de carga no arco principal do Pópulo. a) Posicionamento dos reservatórios e b) gráfico carga-deslocamento registado

Em face destes resultados, a solução de reforço descrita foi abandonada, e optou-se por uma intervenção minimalista de reforço localizado das ligações entre os vários elementos das nervuras em cantaria. Assim, as juntas de pedra que as constituem foram “gateadas” com chapas de aço inox, em forma de U invertido ou E deitado, chumbadas nas pedras por forma a “gatear” uma ou duas juntas, respectivamente. A operação de fixação seguiu o processo tradicional de chumbo derretido, ilustrando-se na Fig. 6 algumas juntas já gateadas.



Figura 6 – Chapas de aço inox chumbadas nas nervuras

Note-se que o reforço efectuado pela face superior restringe a deformação por flexão nas zonas laterais da abóbada (zonas com tracções nessa face) contribuindo assim para uma maior rigidez e por isso uma menor capacidade de deformação da estrutura.

4.3 Arcos do coro alto das Igrejas de Ponte da Barca e dos Terceiros em Braga

Na mesma linha da secção anterior, apresentam-se seguidamente dois casos de outros arcos muito abatidos, praticamente horizontais numa grande extensão da sua zona central e com juntas quase verticais entre pedras. Ambos apresentavam patologias idênticas, mas foram adoptadas diferentes abordagens de reforço, evidenciando que cada caso é um caso, dependendo das suas condições particulares.

Igreja de Ponte da Barca

O arco do coro alto da Igreja de Ponte da Barca, ilustrado na Fig. 7-a, apresentava anomalias resultantes de abatimento da parte central do arco provocada por excesso de carga, provavelmente originada pela operação de retirada do órgão para reparação. Após uma primeira fase de levantamento topográfico do arco deformado, procedeu-se a uma inspeção mais profunda que revelou a existência de uma viga principal de madeira com secção aproximada de 40 cm², disposta paralelamente ao arco (Fig. 7-b) pelo lado interno do coro alto e com o mesmo vão do arco (8 m). Tendo sido também encontrados elementos metálicos de ligação entre a cantaria do arco e esta viga principal de madeira, concluiu-se então que esses elementos teriam a função de transmitir cargas da zona abatida do arco para a viga principal, significando isto que a viga teria a dupla função de apoiar os barrotes de madeira do pavimento e de suportar parte do arco.



a)



b)

Figura 7 – a) Arco do coro alto visto da nave da Igreja. b) Degradação da viga de madeira

Assim sendo, a intervenção proposta e efectuada (Matos e Costa 2000) consistiu na reposição do arco na sua forma inicial, seguida da substituição da viga de madeira por uma viga metálica que desempenhasse a mesma função da anterior, tendo sido adoptado o seguinte faseamento dos trabalhos: *i*) suspensão provisória dos barrotes do pavimento do coro e colocação do escoramento do arco; *ii*) remoção da viga principal de madeira; *iii*) reposicionamento do arco; *iv*) instalação da nova viga metálica e realização das ligações necessárias. Para esta viga adoptou-se uma solução metálica de dois perfis UNP 300 dispostos paralelamente ao mesmo nível e ligados entre si por chapas metálicas, capaz de numa face dar apoio às pedras do arco através de buchas químicas e na outra face suportar os barrotes do pavimento com recurso a uma cantoneira metálica soldada ao perfil UNP. O corte esquemático da viga, assim como a vista final da mesma já instalada encontram-se ilustrados nas Figuras 8-a e 8-b, respectivamente.

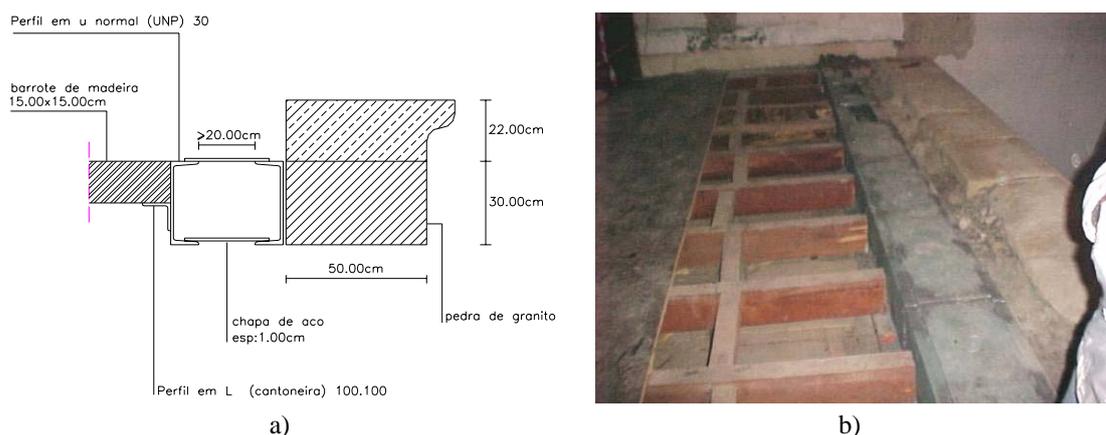


Figura 8 – a) Corte esquemático da nova viga. b) Nova viga já instalada

Igreja dos Terceiros em Braga

À semelhança do caso da Igreja do Pópulo em Braga, presumivelmente também devido a movimentos no subsolo circundante resultantes da abertura de um túnel, a Igreja dos Terceiros sofreu um conjunto de avarias estruturais que o NCREP foi chamado a analisar (Arêde e Costa 2002). Dentre elas, a mais preocupante era sem dúvida o estado de avançada deformação de um dos arcos do coro alto (Fig. 9-a) que, por sensata precaução já se encontrava escorado com uma estrutura metálica provisória aquando da inspeção inicial feita pela equipa do NCREP. As anomalias de acentuada deformação vertical e expressiva abertura de juntas, e a necessidade de remover o dito escoramento determinou a realização de um estudo aprofundado daquele arco.

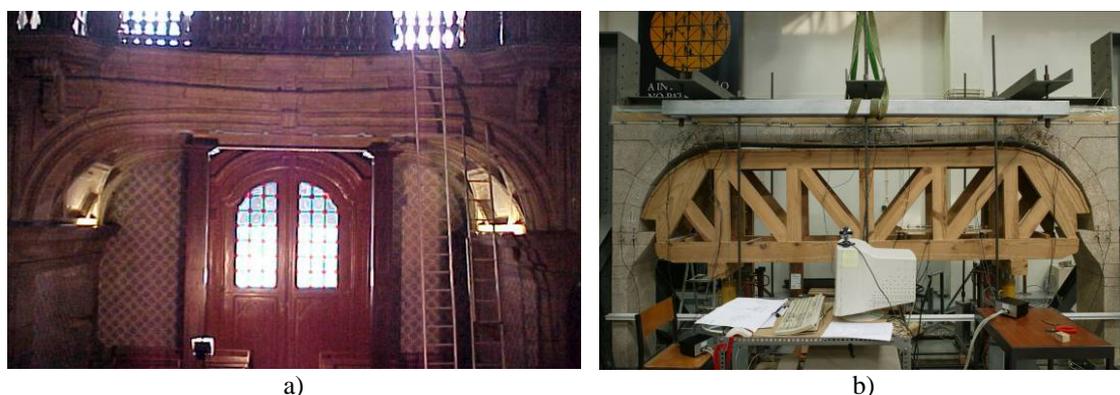


Figura 9 – Arco do coro alto da Igreja dos Terceiros. a) Vista interior do arco com acentuada deformação vertical. b) Arco modelo em laboratório à escala 1:2 em fase de ensaio

O carácter particular deste tipo de arco que apresenta mais características de viga do que de um arco tradicional, e o facto de se constatar que existem arcos similares em muitas igrejas do nosso país (na região norte, em especial), motivou o interesse de se realizar uma análise experimental sobre um modelo (Fig. 9-b) à escala 1:2 do arco real, com o intuito de se estudar o comportamento deste tipo de estrutura e de estabelecer formas possíveis e exequíveis de proceder ao seu reforço. O desenvolvimento e alguns resultados desse estudo experimental, assim como da vertente numérica que o acompanhou, encontram-se descritos noutra publicação (Arêde e Costa 2005) pelo que neste artigo se procura apenas dar mais ênfase à solução efectivamente implementada em obra que resultou de idêntica aplicação

no modelo experimental em laboratório. Salienta-se porém que, por razões diversas, não foi possível construir o modelo completo abrangendo toda a altura de pedra existente no arco, tendo-se então considerado apenas a primeira camada (inferior) de pedra para efeito de execução do modelo e o restante como carga sem participação na resistência global. Este aspecto era de facto questionável, mas foi tido em conta na solução final implementada em obra.

Importa realçar que a estabilidade deste tipo de arco é essencialmente garantida pela compressão longitudinal que se mobiliza ao longo do mesmo. De facto, sendo verticais muitas das juntas entre pedras, o mecanismo resistente aos esforços de corte provocado pelas forças transversais ao arco/viga assenta quase exclusivamente na resistência atrítica dessas juntas que só é garantida à custa daquela compressão. As patologias observadas enquadram-se assim num processo de descompressão longitudinal do arco, muito provavelmente originado por assentamentos diferenciais com componente de rotação na fundação das paredes onde o arco descarrega os seus impulsos horizontais. Esse movimento de fundação pode ser responsável por um afastamento relativo entre as paredes opostas de apoio do arco, que lhe induz a referida descompressão e acarreta a sua deformação vertical com consequente abertura de juntas.

Neste contexto, o objectivo fundamental da intervenção passou por procurar repôr um adequado nível de compressão longitudinal no arco, não para promover a recuperação da deformação verificada, mas para evitar a sua progressão e proporcionar resistência suficiente para as cargas actuates.

A solução preconizada foi então a de aplicar ao arco uma componente de pré-esforço à custa de varões longitudinalmente introduzidos no arco/viga em furos previamente abertos. A viabilidade tecnológica desta opção foi previamente confirmada no modelo experimental em laboratório onde foram executados dois furos longitudinais de cerca de 4.5m a 1/3 de altura da secção central do arco modelo conforme se ilustra na Fig. 10-a. Subsequentemente o arco foi sujeito a diversos ensaios de carga vertical crescente para diferentes níveis de pré-esforço longitudinal.



Figura 10 – Furação para introdução de pré-esforço. a) No arco modelo em laboratório. b) No arco real.

No arco real da igreja foi realizada idêntica furação (Fig. 10-b) ao longo de cerca de 12m, abrangendo também a espessura das paredes de apoio onde os varões foram amarrados. A furação foi precedida de uma ligeira correcção altimétrica do perfil longitudinal do arco

com recurso a macacos planos fazendo reacção no pórtico de escoramento que existia. Por questão de reversibilidade da intervenção foi à partida preconizado que os varões não ficariam aderentes à pedra, tendo sido os furos previamente revestidos com tubo PVC.

A eficácia da solução em termos de resistência foi também aferida no arco modelo, tendo inspirado confiança para a sua aplicação em obra. No entanto, subsistiram algumas reservas quanto à eficiência real *in-situ* pelas razões seguintes: *i*) a abertura de juntas transversais realmente existente, conjugada com a grande rigidez das paredes laterais onde seria aplicado o pré-esforço, poderia comprometer a real mobilização da compressão desejada no arco; *ii*) a existência de juntas horizontais muito abertas no contacto entre sucessivas camadas horizontais do arco, poderia impedir a mobilização dessas camadas de pedra como elementos resistentes às cargas verticais.

Por essa razão, e recorrendo sempre à monitorização da força instalada nos varões através de células de carga e dos deslocamentos verticais do arco, a intervenção foi projectada em duas fases: *i*) na 1^a fase seria apenas aplicado o pré-esforço (cerca de 80kN em cada varão) e descarregados os macacos planos, observando-se se a situação de deslocamentos verticais no arco e de força nos tirantes se manteria estável; *ii*) caso a operação anterior não se mostrasse estável, os tirantes seriam descarregados e proceder-se-ia a uma intervenção de solidarização das diversas camadas do arco através de conectores verticais instalados a partir da face superior do arco, em conjunto com o preenchimento das juntas recorrendo a injeção de argamassa; o arco assim monolitizado, mais apto a resistir a esforço rasante entre as diversas camadas de pedra, seria de novo comprimido com a mesma força nos tirantes e a resposta devidamente monitorizada para avaliar a sua estabilidade.

A intervenção realizada confirmou de facto as reservas apontadas e envolveu as duas fases acima referidas. Na Fig. 11-a ilustra-se a fase de introdução de um dos varões de aço inox de 28mm de diâmetro pelo lado da igreja confinante com a via pública, tendo sido esta a extremidade activa por onde foi feito o esticamento ilustrado na Fig. 11-b. Na outra extremidade, localizada na face externa da parede oposta e confinante com um pátio privado da igreja, ficaram localizadas as células de carga dos varões instaladas sobre um dispositivo metálico especificamente desenhado para o efeito conforme mostra a Fig. 11-c.

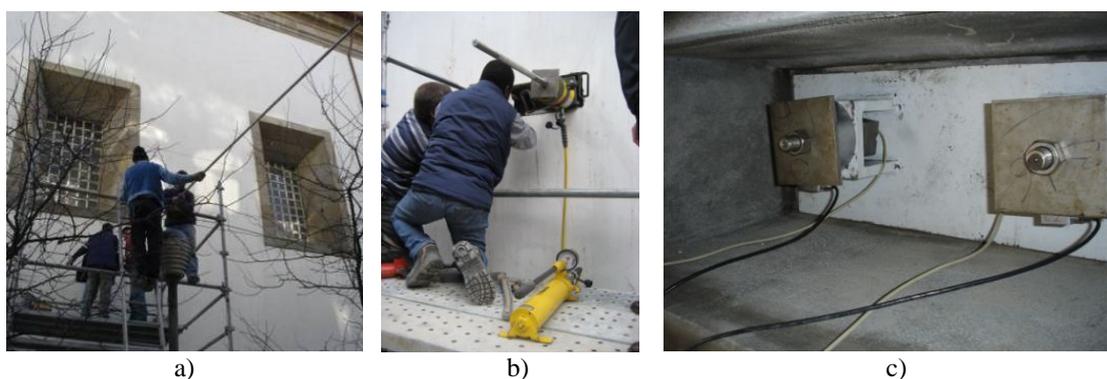


Figura 11 – Intervenção no arco real. a) Introdução de varões; b) esticamento dos varões; c) células de carga para monitorização de força nos tirantes.

A operação de monolitização do arco tal como acima descrito encontra-se sumariamente ilustrada na Fig. 12. Após prévia furação de vertical do arco (Fig. 12-a) pela sua face superior e até cerca de 15cm da sua face inferior (aproximadamente meia-altura da camada mais inferior do arco), garantindo pelo menos um furo por cada pedra, foram instalados

conectores de 25mm de diâmetro (aço de construção, A500, metalizado e roscado na extremidade superior) devidamente preparados (Fig. 12-b) para serem injectados com resina epoxídica através de tubos previamente colocados (Fig. 12-c). Esta injeção foi realizada em duas fases, de modo a primeiro ancorar cada varão apenas pela sua extremidade inferior na primeira camada do arco. Seguidamente procedeu-se à colocação e colagem de uma chapa de aço ao longo da face superior de todo o arco (Fig. 12-d), contra a qual foram então apertados os conectores, garantindo assim um aperto vertical das várias camadas do arco.

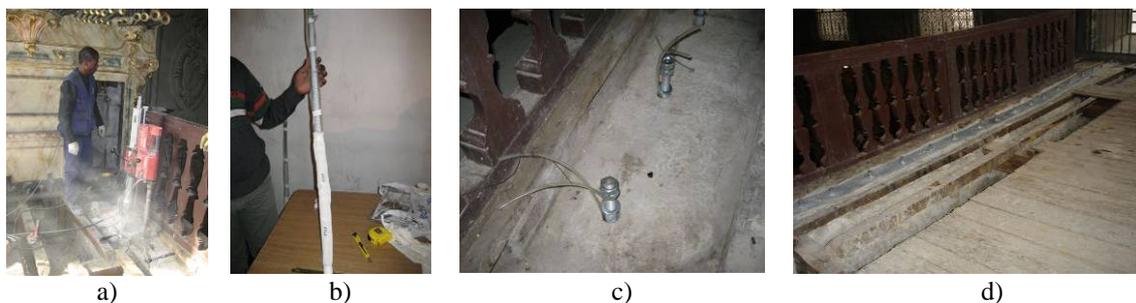


Figura 12 – Monolitização do arco real. a) Furação para conectores verticais; b) conector; c) conector es já aplicados e d) aspecto final da chapa de reforço superior.

Após esta operação procedeu-se à segunda fase de injeção e selagem final dos conectores, tendo então ficado o arco transformado numa viga de pedra de várias camadas, dotada de resistência aos esforços rasante, transverso e momentos flectores através dos conectores verticais, da selagem das juntas, da chapa de aço superior e do compressão longitudinal inferior introduzida pelos varões. Esta opção permitiu assim que a secção do arco participasse na resistência em toda a sua altura, conduzindo a uma adequada estabilização da estrutura após retirada do escoramento, confirmada por uma reduzida flecha final a meio-vão de cerca de 1,5mm (correspondente a 1/6000 do vão total ou 1/3300 do vão livre entre apoios, i.e. com secção de altura constante). Na Fig. 13 apresenta-se a imagem final do arco após o reforço, já completamente liberto do inestético escoramento provisório.



Figura 13 – Arco do coro-alto da Igreja dos Terceiros após reforço.

4.4 Reabilitação e reforço da estrutura global de igrejas

Os casos abordados nas secções anteriores versam essencialmente a estabilização e reforço de elementos estruturais particulares como os arcos, com as especificidades de cada caso.

Porém, outras situações também têm sido objecto de análise e intervenção por parte do NCREP, com vista por exemplo à estabilização de paredes de fachadas ou empenas de igrejas nas quais foram observadas deformações importantes. É o caso da Igreja Matriz de Ponte da Barca que foi intervencionada essencialmente na fachada principal (além da obra no coro), o caso das igrejas de Alfândega da Fé, de Freixo-de-Espada-à-Cinta e de Vimioso que, apresentando patologias com génese similar, foram no entanto intervencionadas com diferentes níveis de complexidade e extensão.

Igreja matriz de Ponte da Barca

No caso da Igreja de Ponte da Barca (Fig. 14-a) as patologias principais referiam-se à deformação para fora do plano da fachada principal com evidentes sinais de destaque junto à ligação com as paredes das torres da igreja.

A estratégia de intervenção proposta e realizada passou essencialmente por reforçar a zona de ligação entre aquelas paredes e por tirar partido do pavimento do coro alto e da cobertura para travar a parede da fachada relativamente a movimentos para fora do seu plano. O reforço do cunhal encontra-se sumariamente esquematizado na Fig. 14-b e ilustrado por uma vista pelo interior da igreja na Fig. 14-c.

O reforço da ligação ao nível do pavimento do coro alto, passou pela instalação de uma chapa quinada chumbada à parede de fachada e destinada a dar apoio às vigas de madeira do pavimento do coro, também estas fixadas à chapa quinada conforme esquematizado na Fig. 15-a. A implementação desta solução encontra-se ilustrada nas Figuras 15-b e 15-c.

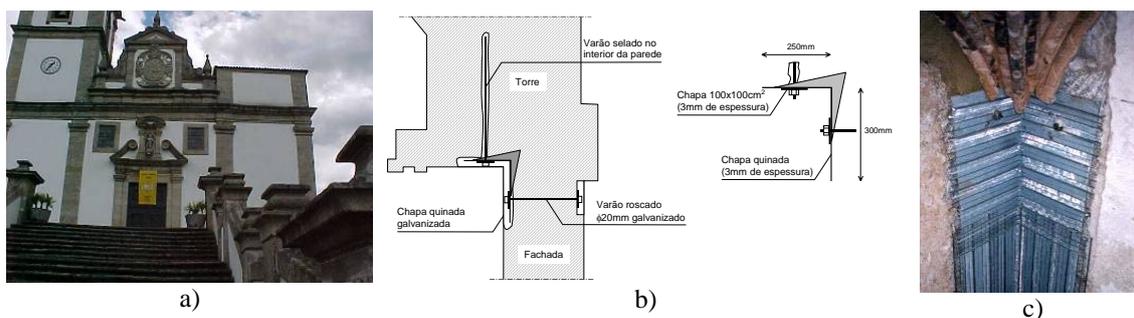


Figura 14 – Igreja de Ponte da Barca. a) Fachada principal; b) esquema de reforço da zona de ligação; c) vista do reforço em fase de instalação.

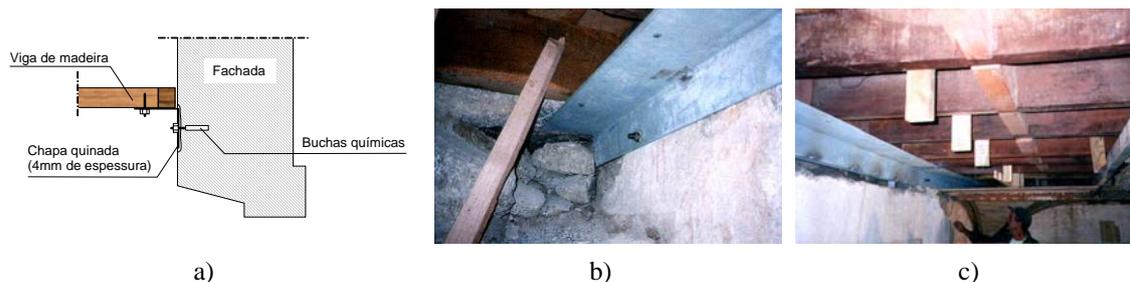


Figura 15 – Igreja de Ponte da Barca. a) Esquema de ligação ao nível do pavimento do coro alto; b) chapa quinada de reforço; c) apoio do vigamento de madeira na chapa de ligação.

Por sua vez, a ligação ao nível da cobertura (por onde se verificavam infiltrações de água), foi estabelecida através do esquema ilustrado na Fig. 16-a que consistiu na introdução de diagonais de travamento das barras de madeira existentes segundo o plano das águas da cobertura. Sobre o conjunto foi colocada uma rede de metal distendida em aço galvanizado (Figuras 16-b e 16-c), destinada a receber uma lajeta de microbetão (Fig. 16-d) para rigidificar aquela zona e permitir uma ligação contínua mais eficaz à fachada. Pontualmente, nas secções de cruzamento das diagonais com a fachada, foram introduzidos varões de ligação atravessando a parede. Uma descrição mais aprofundada desta intervenção pode ser consultada em (Guedes e Costa 2002).

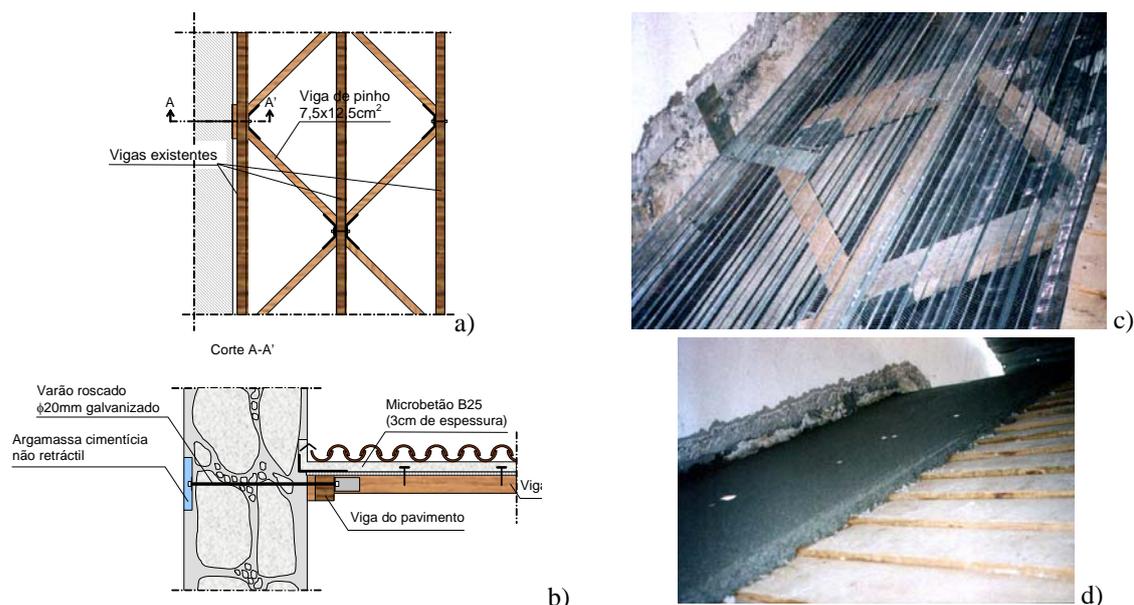


Figura 16 – Igreja de Ponte da Barca. a) Esquema de reforço junto à fachada; b) detalhe da ligação cobertura-fachada e lajeta de micro-betão; c) vista da aplicação reforço e d) da lajeta de micro-betão.

Igreja de Alfandega da Fé

O caso da igreja de Alfandega da Fé (Fig. 17-a) é um bom exemplo de uma correcção a uma intervenção que já se encontrava em curso e na qual não estavam contemplados aspectos de estabilização estrutural importantes. Trata-se de uma igreja de planta longitudinal, composta por uma nave única e capela-mor quadrangular, com outros anexos em construção nova, constituída por paredes autoportantes de cantaria de granito sem

reboco na fachada e torre sineira, e por paredes de alvenaria de granito rebocada nas restantes fachadas. A cobertura da nave e da capela-mor é de duas águas e a da torre sineira é de quatro águas.

À data da inspeção realizada pela equipa do NCREP, estavam em fase de conclusão as obras na igreja de Alfândega da Fé, que tinham consistido apenas na colmatação da fissuração visível no reboco, na pintura das paredes e reposição da cobertura. No entanto, a inspeção evidenciou anomalias importantes em elementos estruturais que não tinham sido corrigidas, nomeadamente:

- Fissuração importante a meio e quartos de vão no arco triunfal, numa formação de mecanismo (Fig. 17-b);
- Destacamento das paredes no alçado posterior junto aos cunhais (Fig. 17-c), com abertura de grandes fendas na ligação da fachada posterior às fachadas laterais, evidenciando uma separação das fachadas, e fissuração nas paredes laterais nas zonas de apoio das asnas ao longo da nave;
- Degradação dos elementos de madeira da cobertura, com rotura da viga cumeeira da capela-mor e empeno de vários elementos das asnas (Fig. 17-d).

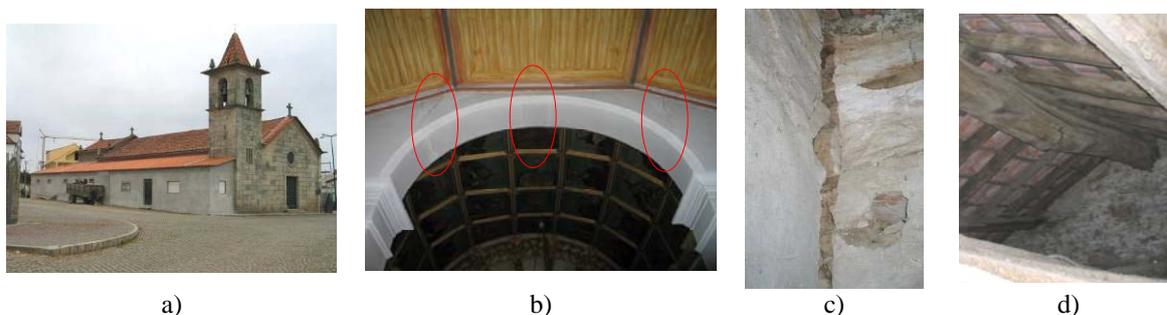


Figura 17 – Igreja de Alfândega da Fé. a) Vista geral exterior; b) fissuração do arco triunfal; c) destacamento da fachada posterior e d) rotura de viga cumeeira.

Em face destas patologias, foi proposta uma intervenção de reforço consistindo nos seguintes aspectos.

- Introdução de uma viga cinta de coroamento em betão com injeções pontuais na vertical na parede de alvenaria e introdução de varões para boa ligação à alvenaria de pedra que se apresentava muito solta (Fig. 18-a).
- Substituição de peças de madeira degradadas e ligação das asnas à viga cinta de betão através de peças metálicas (Fig. 18-a e 18-b).
- Execução da cobertura da capela-mor em estrutura metálica e suspensão do tecto de caixotões nesta estrutura metálica (Fig. 18-c).
- Introdução de chapas quinadas e conectores metálicos roscados nos cunhais das paredes da capela-mor (Fig. 18-d).

Note-se que a intervenção realizada resumiu-se aos aspectos considerados estritamente necessários, actuando nas zonas atrás identificadas e procurando manter a concepção existente o mais possível. Com excepção da remoção e substituição estrutura da cobertura da capela-mor (por ser manifestamente inviável a sua recuperação), as operações realizadas foram reduzidas ao mínimo, procurando respeitar assim a premissa de manter a concepção, o funcionamento estrutural e os materiais existentes.



Figura 18 – Igreja de Alfândega da Fé. a) Viga cinta e apoio de asnas; b) peças de ligação das asnas; c) nova estrutura metálica da cobertura e d) conectores metálicos de reforço nos cunhais.

Igreja de Freixo-de-Espada-à-Cinta

Dentro da mesma linha de actuação minimalista, o caso da igreja de Freixo-de-Espada-à-Cinta (referida seguidamente apenas por igreja de Freixo) apresenta uma outra situação interessante de manutenção dos materiais e técnicas tradicionais.

Ilustrada na Fig. 19-a, a igreja de Freixo foi inspeccionada pela equipa do NCREP e apresentava apenas problemas estruturais na abóbada sobre o altar-mor. Executada em placas de granito com cerca de 10 a 12cm de espessura assentes entre nervuras também de granito, a abóbada de granito dá suporte directo a uma pintura decorativa (Fig. 19-b).

Em zonas localizadas verificava-se a existência de abertura de juntas entre placas de granito contíguas e entre placas e nervuras, o que fez suspeitar da existência de cargas indevidas sobre a abóbada. De facto, a inspecção ao interior da cobertura permitiu verificar ser esta executada em estrutura de madeira (em deficiente estado de conservação) que apoiava nas paredes do contorno e em prumos directamente colocados na abóbada de cobertura (Fig. 19-c).

Perante o observado, procedeu-se ao escoramento da abóbada, com adequada protecção das pinturas, com vista a intervir na parte superior da abóbada.

Foi então proposto, e executado, o preenchimento com chumbo das juntas entre placas de granito e das juntas entre placas e nervuras que se encontravam mais abertas (Fig. 20-a), seguindo a técnica tradicional de colocação de chumbo derretido. No âmbito da mesma operação foram ainda gateadas pelo extradorso algumas juntas entre placas tal como se ilustra na Fig. 20-b e foi ainda colocada uma argamassa de consolidação sobre estas placas.

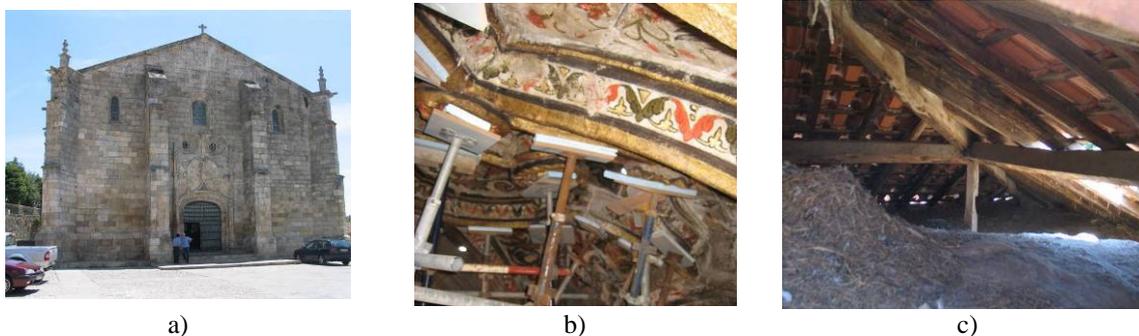


Figura 19 – Igreja de Freixo-de-Espada-à-Cinta. a) Vista geral exterior; b) abóbada do altar-mor em granito pintado; c) interior da cobertura com apoios sobre a abóbada

Reparada e reforçada pontualmente a abóbada, foi também executada a reformulação da cobertura existente para uma estrutura, ainda de madeira, mas com carácter auto-portante por forma a eliminar os apoios que existiam sobre a abóbada. Foi igualmente instalado um novo frechal devidamente ligado às paredes exteriores e, finalmente, foi depositado um enchimento de saibro sobre os rins da abóbada (na vizinhança da parede de periferia) onde a carga vertical tem efeito estabilizador sobre este tipo de estruturas.

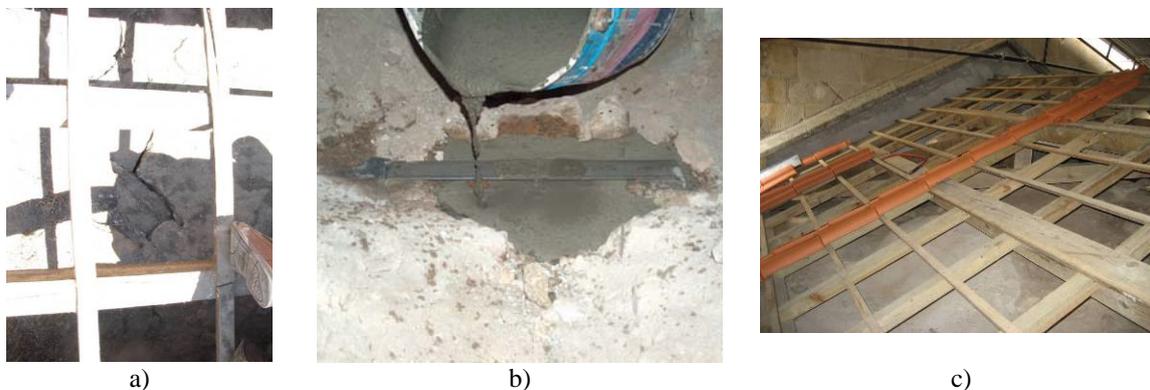


Figura 20 – Igreja de Freixo-de-Espada-à-Cinta. a) Juntas abertas no extradorso da abóbada; b) gateamento de juntas com chumbo derretido; c) nova estrutura de cobertura sem apoios na abóbada

Realça-se que nesta intervenção foram adoptadas exclusivamente técnicas e materiais tradicionais, no respeito pela memória do existente e em decorrência duma adequada interpretação das patologias observadas.

Igreja de Vimioso

O caso da igreja de Vimioso (Fig. 21-a e 21-b) apresenta algumas semelhanças com os anteriores em termos de patologias observadas e das respectivas causas, mas foi objecto de uma abordagem mais extensa e profunda.

Estruturalmente a nave é constituída por uma sucessão de abóbadas ogivais apoiadas em arcos torais e nas paredes longitudinais, enquanto que sobre o altar-mor existe uma abóbada cilíndrica e dois arcos, um dos quais o arco triunfal. As principais patologias estruturais observadas reportaram-se a: *i*) uma acentuada deformação do arco triunfal (Fig. 22-a) que, apesar de estar registada há décadas, conviria corrigir de modo a não ser causa de instabilidade por alterações de funcionamento estrutural induzidas por factores externos; *ii*) uma inadequada concepção estrutural da estrutura do telhado que transmitia cargas directamente aos arcos e abóbadas da nave e da capela-mor (Fig. 22-b) induzindo deformação generalizada dos arcos (Fig. 22-c); *iii*) fissuração das paredes da nave e da capela-mor, relacionadas com o deficiente funcionamento da cobertura.

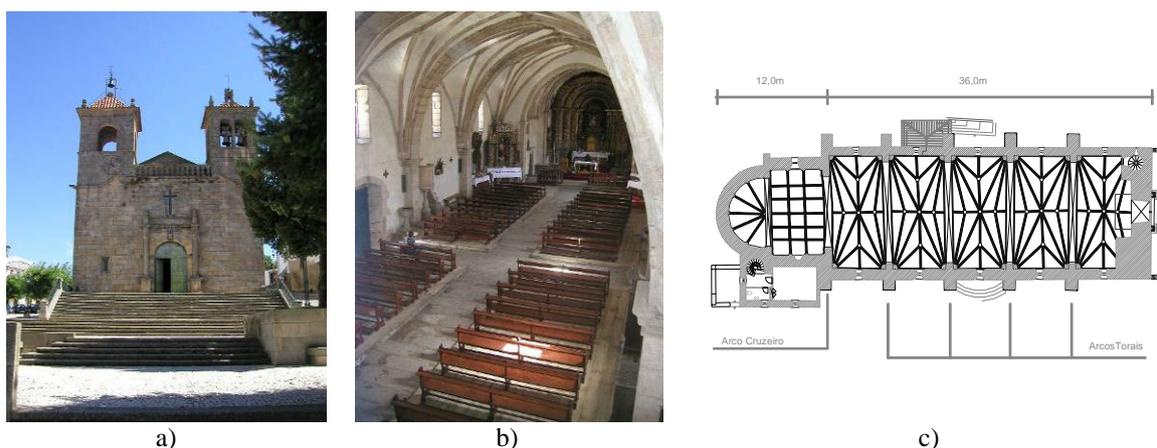


Figura 21 – Igreja de Vimioso. a) Vista frontal exterior; b) vista interior da nave; c) planta geral

A acentuada deformação do arco triunfal e a extensão da intervenção prevista motivou um estudo mais aprofundado que envolveu modelações numéricas de toda a estrutura (Silva *et al.* 2006), devidamente apoiadas e calibradas com base em medição de vibrações *in-situ* para quantificação de frequências e modos de vibração.

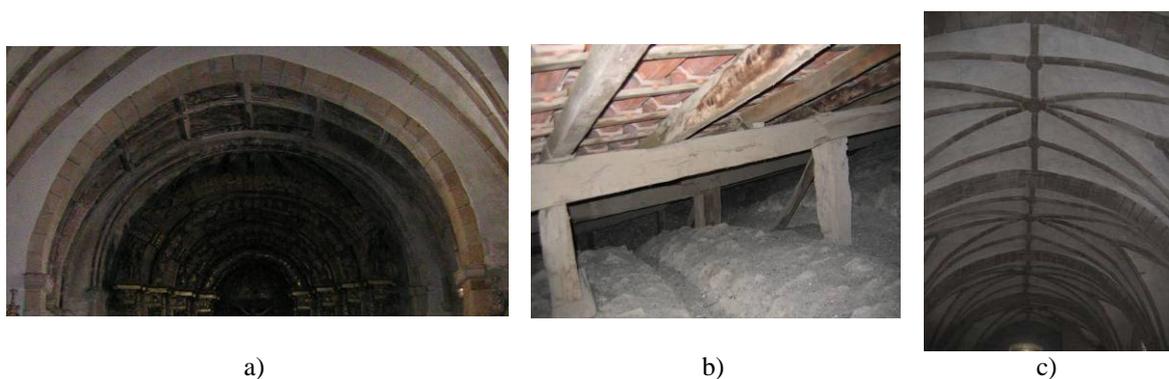


Figura 22 – Igreja de Vimioso. a) Deformação acentuada do arco triunfal; b) apoios directos da estrutura da cobertura sobre a abóbada; c) deformação generalizada dos arcos

Neste caso a opção de reforço baseou-se na remoção total da estrutura de madeira da cobertura que se apoiava sobre a abóbada e na sua substituição por asnas metálicas com a dupla função de: *i*) dar apoio à estrutura da cobertura e aliviar a abóbada; *ii*) funcionar

como tirantes ligando as paredes transversais opostas. Na Fig. 23 ilustra-se a asna tipo (ajustada em obra caso a caso) e a instalação em obra de uma das asnas.

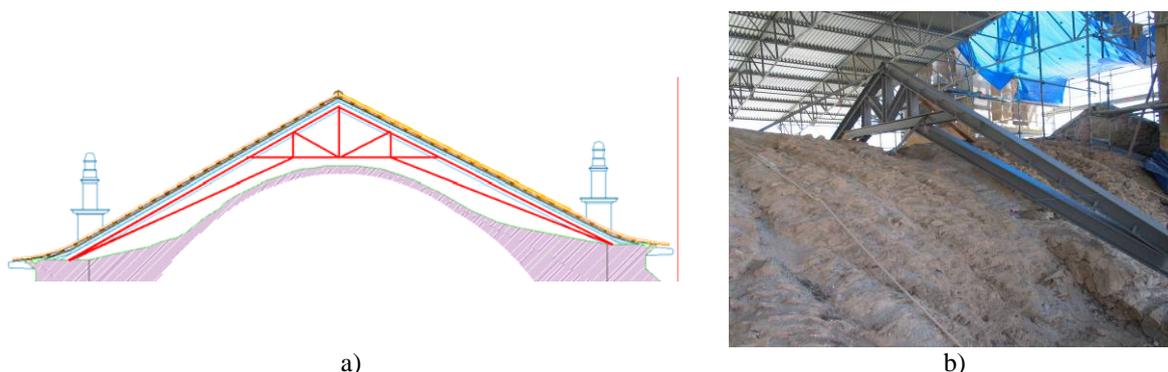


Figura 23 – Igreja de Vimioso. Novas asnas metálicas: a) esquema tipo e b) instalação

4.5 Reforço Sísmico das Igrejas de Madalena e Bandeiras na Ilha do Pico - Açores

As igrejas das freguesias de Bandeiras e de Madalena na ilha do Pico, constituem um dos primeiros casos de estudo abordados em grande profundidade pelo NCREP, com objectivo específico de suportar opções de reabilitação e reforço na sequência da crise sísmica nas ilhas do Faial-Pico-S.Jorge em 9 de Julho de 1998.

Partindo da experiência adquirida no primeiro estudo numérico-experimental de grande envergadura sobre a estrutura da Igreja da Serra do Pilar em Gaia (Almeida 2000, Arêde *et al.* 2002), realizado por elementos da equipa do NCREP mesmo ainda antes da sua existência formal, o estudo das igrejas das Bandeiras e da Madalena visou abordagens numéricas de cada estrutura como um todo procurando compreender a influência de algumas hipóteses de modelação e análise, em particular no que se refere à forma de incluir a cobertura como elemento de travamento das paredes estruturais (Neves *et al.* 2001, Moreira *et al.* 2001). Enquadrou-se no âmbito mais alargado de uma intervenção no processo de reabilitação pós-sismo em diversas construções das ilhas do Faial e do Pico, durante e na sequência da qual foram realizadas campanhas experimentais, *in-situ* e em laboratório, com vista à caracterização material e estrutural das construções em estudo (Costa 1999, Costa 2002). Como tal, este caso de estudo de igrejas foi também suportado por alguma caracterização experimental ao nível material, tendo sido ainda realizada uma campanha de medição *in-situ* de frequências e modos de vibração que, infelizmente por razões técnicas, não conduziu aos resultados pretendidos para realizar uma adequada calibração do modelo numérico das estruturas.

Tratando-se de estruturas que foram afectadas por um sismo recente, uma das ideias base do estudo foi a de simular numericamente a resposta das mesmas sob a acção do sismo realmente ocorrido e do qual estão disponíveis registos acelerográficos, procurando confrontar os resultados desta análise com os efeitos realmente observados na estrutura pós-sismo. Pretendeu-se assim obter um melhor conhecimento dos aspectos estruturais mais directamente responsáveis pela ocorrência dos danos, a fim de propôr adequadas técnicas de reforço. Nesse sentido, foi analisada a influência do tipo de modelação nas tensões principais máximas obtidas e nas zonas onde ocorrem. Comparando esses resultados com os danos observados foi possível concluir sobre o realismo das hipóteses de modelação e daí inferir qual a mais adequada. Partindo dessas conclusões foram propostas

algumas acções concretas de reabilitação e reforço estrutural, apoiadas nos resultados da análise numérica e posteriormente implementadas em obra.

Tipologia e estrutura das igrejas de Bandeiras e de Madalena

As igrejas em estudo são dois edifícios neoclássicos ilustrados na Fig. 24; a igreja de Bandeiras foi construída em 1860 enquanto que a estrutura da igreja da Madalena foi erguida no séc. XVII (Duarte 1999) tendo a respectiva fachada sido acabada apenas em 1891 com a conclusão do frontispício.

Com uma tipologia semelhante, as duas igrejas são compostas por três corpos que se podem distinguir na Fig. 24: o primeiro na entrada principal, englobando o átrio de entrada, o coro alto e as duas torres que o ladeiam; o segundo, relativo ao corpo principal e composto por três naveas longitudinais; e o terceiro, o da cabeceira, constituído pelo altar central e pelas sacristias laterais e de topo. Estruturalmente as igrejas têm também características similares, sendo compostas pelas paredes, pelos arcos e colunas de apoio e pelo telhado que é realizado em estrutura de madeira, tal como o pavimento do coro alto sobre a zona da entrada principal. As paredes exteriores são realizadas em alvenaria de duas folhas, com 0.90m de espessura total, e constituem os elementos estruturais fundamentais. Ao nível superior existe à cobertura de duas águas, realizada em telha de aba-canudo e assente sobre um forro suportado por uma estrutura de madeira que se apoia nas paredes exteriores e nas interiores (as dos arcos).

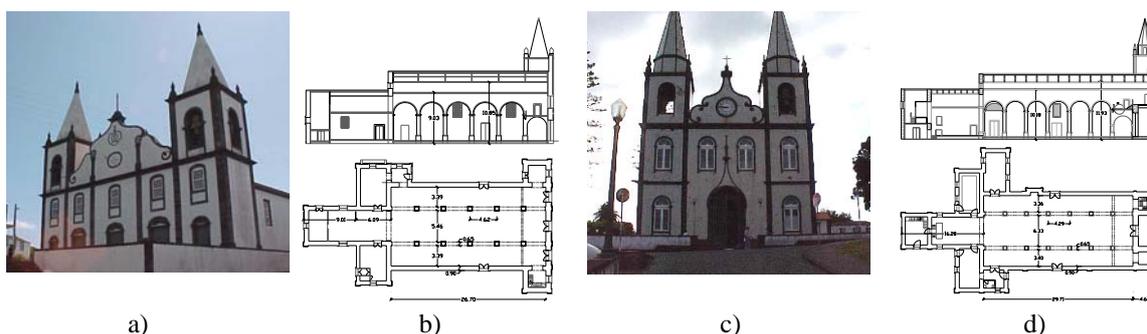


Figura 24 – Igrejas das freguesias de Bandeiras (a e b) e de Madalena (c e d) na ilha do Pico, Açores.

Principais danos estruturais observados pós-sismo

Na sequência das crises sísmicas que afectaram as duas igrejas, os danos que nelas foram encontrados estão directamente relacionados com o tipo de alvenaria e com a própria configuração estrutural dessas construções. Provavelmente devido à sua localização relativamente ao foco do sismo, a igreja de Bandeiras sofreu mais danos estruturais do que a de Madalena, referindo-se assim apenas os danos naquela (Fig. 25).

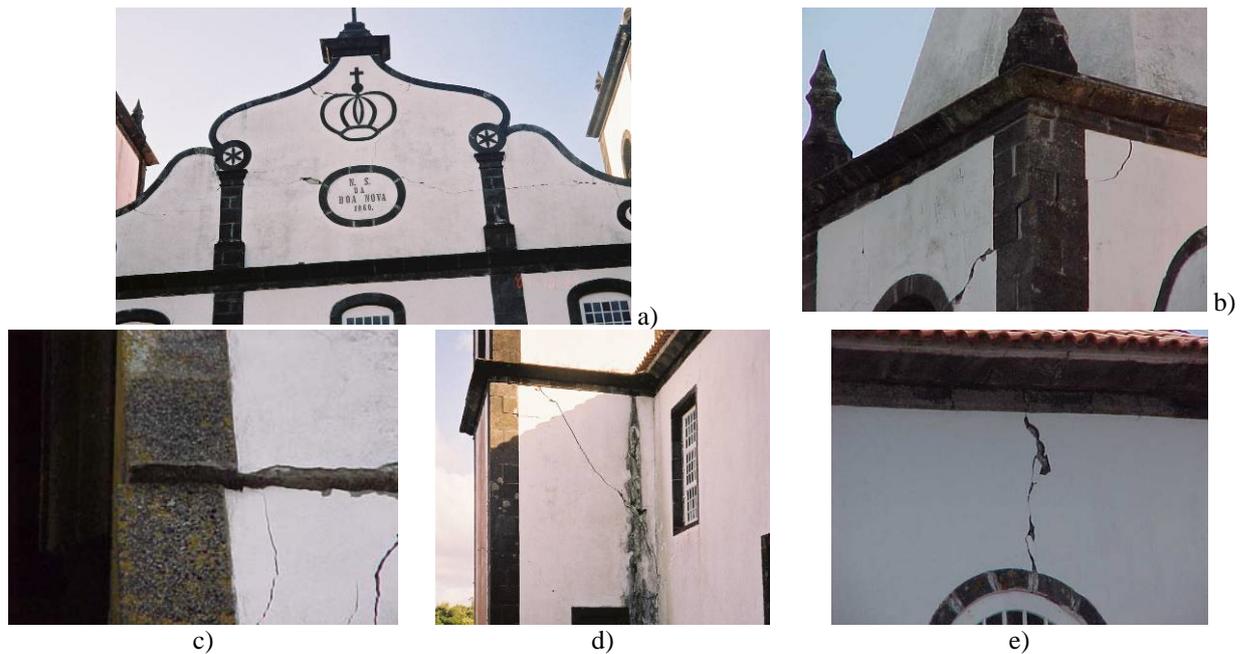


Figura 25– Danos observados na igreja de Bandeiras: a) Fendas no frontispício e b) nas torres, com c) deslizamento de pedras; d) fendas na ligação torre-parede lateral e e) fendas nas paredes laterais.

Conforme se ilustra na Fig. 25-a, foram encontradas fendas na fachada principal, praticamente simétricas em relação ao seu eixo central vertical, assim como fendilhação significativa nas torres (Fig. 25-b) evidenciando movimentos de torção destas com deslizamentos importantes entre pedras (Fig. 25-c). A ligação entre o frontispício e as torres e entre estas e as paredes laterais da igreja foram também zonas de concentração de fendilhação, resultante de tendência de movimentos distintos das torres em relação ao resto da estrutura, tendo sido ainda encontradas fendas importantes sobre as janelas das paredes laterais (Fig. 25-e).

Simulações numéricas do comportamento observado

Ainda que no domínio de comportamento linear elástico, foram realizadas simulações numéricas que permitiram evidenciar zonas de concentrações de esforços (e de possível rotura) assim como obter estimativas do nível de tensões instaladas nos materiais. As estruturas foram discretizadas através do método dos elementos finitos com recurso ao programa CASTEM2000 (CEA 1990), tendo sido utilizados elementos de casca de três nós para modelar as paredes e elementos de barra de dois nós para os barrotes e vigas de madeira. Foram modelados todos os elementos estruturais que poderiam condicionar o comportamento estrutural das Igrejas, considerando três hipóteses de simulação que diferiram essencialmente no modo de incluir a estrutura da cobertura como a seguir se descreve e esquematicamente se ilustra na Fig. 26 em corte transversal do corpo principal da igreja:

- *Modelação A* - a estrutura foi considerada de modo a tentar reproduzir uma situação próxima da existente antes do sismo de 9 de Julho de 1998, em que, por deficiente ligação dos barrotes e vigas da cobertura às paredes, estas funcionariam essencialmente como consolas sem travamento em altura;

- *Modelação B* - admitiu-se apenas o travamento das paredes conferido por barrotes (ou outros elementos) na parte superior das mesmas; a estrutura do telhado foi assim discretizada com elementos de viga para modelar os barrotes que, devidamente ligados às paredes por peças metálicas, possam funcionar em tracção e compressão;
- *Modelação C* – o telhado foi admitido com rigidez apreciável no seu plano, portanto com funcionamento de diafragma ao nível da cobertura, e ligado às paredes através de lintéis sobre as mesmas; considerou-se então uma discretização com elementos de casca também na cobertura, com a qual se pretende simular uma hipotética situação de reforço através duma lajeta armada de micro-betão sobre o forro de madeira.

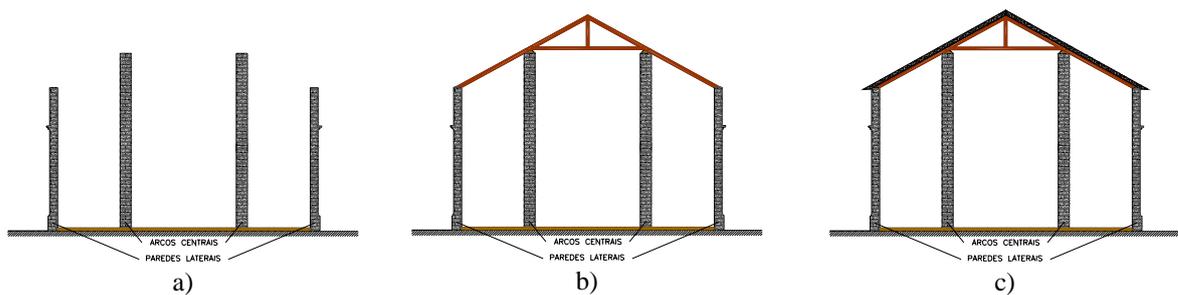


Figura 26 – Cortes transversais esquemáticos na igreja de Bandeiras para várias hipóteses de simulação: a) Paredes como consolas livres, b) paredes travadas por barrotes na cobertura e c) paredes ligadas à cobertura com funcionamento de diafragma.

Com base nestas modelações foi possível obter frequências e modos de vibração que desde logo permitiram avaliar as diferenças no comportamento dinâmico e as alterações a que tal pode conduzir em termos de resposta sísmica face a ao conteúdo espectral da acção e às frequências da estrutura. As primeiras frequências de cada modelação encontram-se ilustradas na Fig. 27, em planta e perspectiva, evidenciando a importância que a simples existência de barrotes ao nível do telhado (devidamente ligados às paredes) pode ter na resposta global. Na Fig. 27-a constata-se que apenas respondem as paredes longitudinais dos arcos enquanto que na Fig. 27-b as paredes longitudinais passam a participar na resposta. Na Fig. 27-c verifica-se que a frequência sobe drasticamente (reduzindo assim o número de modos de vibração que se encontram no intervalo crítico de predominância do sismo) mas modos continuam a envolver os arcos, as paredes longitudinais exteriores e as torres, apresentando configurações que fazem suspeitar a presença de esforços elevados naqueles elementos.

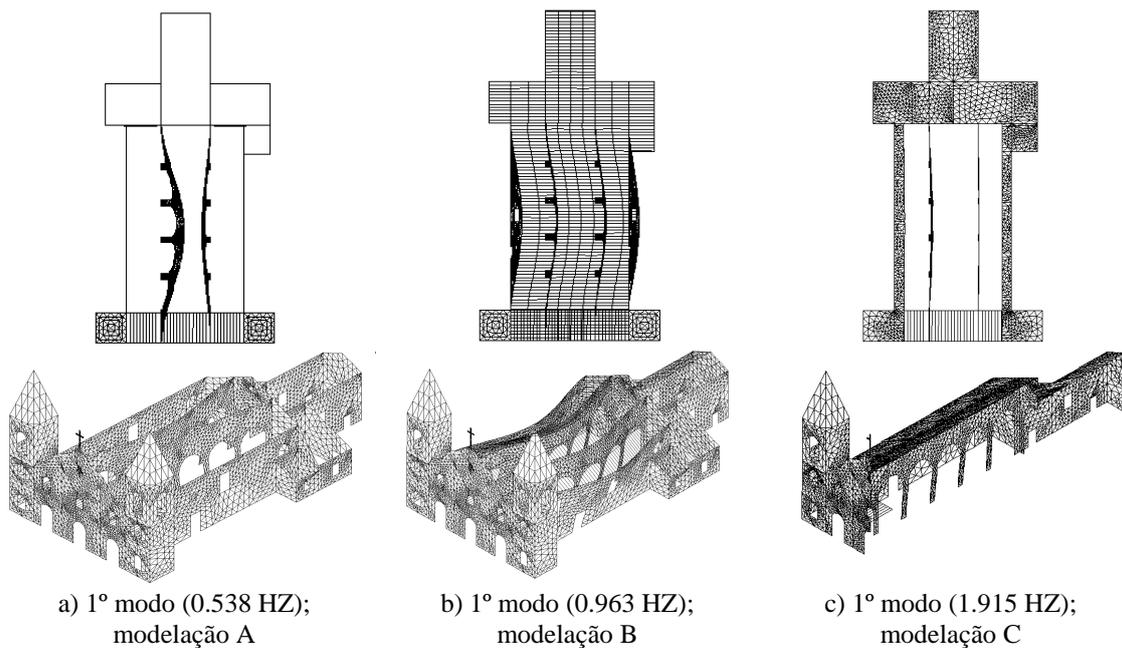


Figura 27 – Primeiros modos de vibração correspondentes aos três tipos de modelação.

Os resultados de cálculos dinâmicos no domínio do tempo sob a acção do acelerograma realmente registado, permitiram obter muita informação de valores e distribuições de tensões na estrutura. Na Fig. 28 exemplifica-se um dos tipos de resultados obtidos, correspondente à distribuição da máximas tensões principais de tracção ao longo de toda a história de carga, para a fachada principal e a parede lateral direita, na modelação A que foi a considerada mais próxima da situação real da igreja antes de ser intervencionada.

Sobre os mesmos desenhos da Fig. 28 foram esboçadas as fendas realmente encontradas naquelas zonas da estrutura, podendo-se observar adensamentos das tensões de tracção na vizinhança daquelas fendas. Note-se as manchas de tracções na ligação da fachada ao frontispício (Fig. 28-a) seguindo o alinhamento do telhado, em alguns arcos das torres e da fachada e, de modo especial, no canto de ligação da parede lateral à torre (Fig. 28-b). Os resultados obtidos, pese embora provenientes duma análise linear elástica sem uma discretização refinada da alvenaria, indicam uma concordância relativamente boa com os danos observados, validando assim a confiança na modelação adoptada.

Em face de resultados deste tipo, e de outros como os ilustrados na Fig. 29 referente a distribuições de momentos flectores nas paredes de fachada e laterais, foi possível identificar as zonas críticas de concentrações de esforços e dispôr de uma base mínima de orientação para o projecto de reforço sísmico

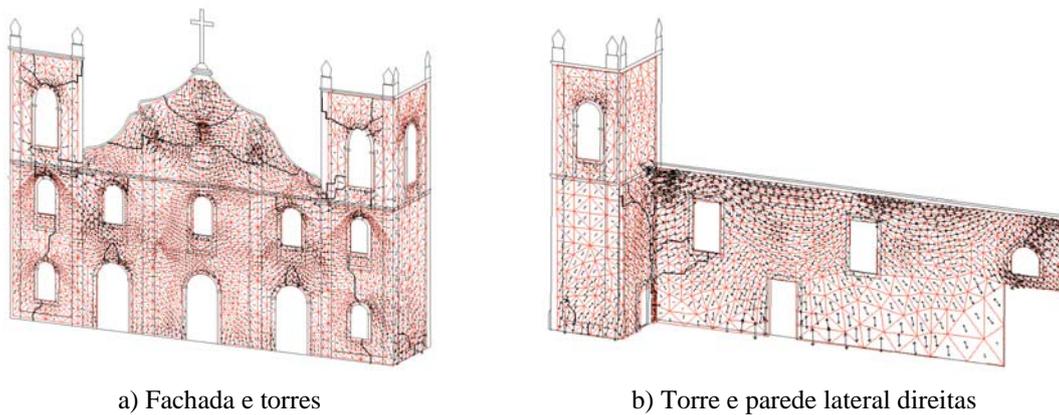


Figura 28 – Distribuições de tensões principais de tracção a) nas fachadas e torres e b) na parede lateral direita e torre.

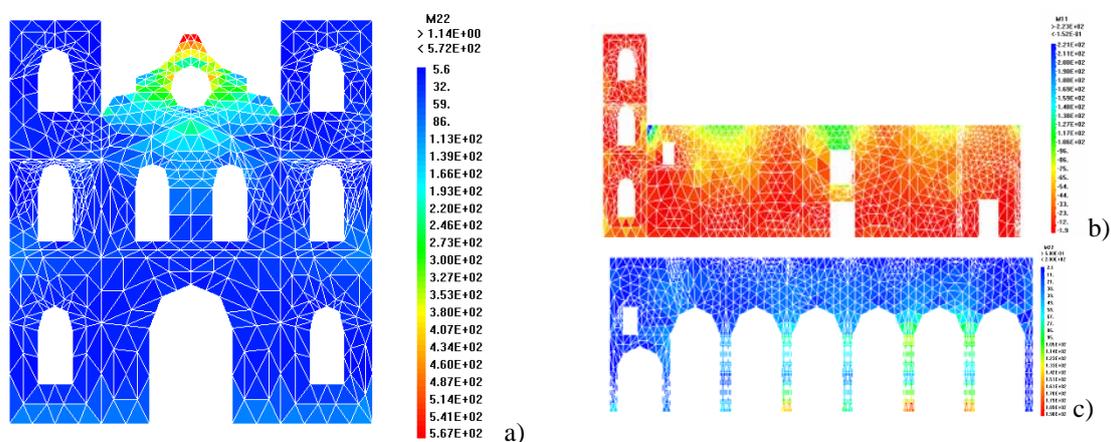


Figura 29 – Distribuições de momentos flectores máximos na igreja de Madalena. a) Momentos de flexão vertical na fachada principal, b) momentos flectores horizontais na parede lateral direita e torre e c) momentos verticais na parede interna dos arcos.

Soluções de reforço propostas

Na sequência da análise detalhada das igrejas de Bandeiras e de Madalena, foram definidas e propostas soluções de reforço que, em face dos efeitos da acção sísmica (que é a mais crítica para aquelas estruturas), fossem exequíveis, económicas e eficientes na perspectiva de atender aos três seguintes aspectos fundamentais: evitar a desagregação da alvenaria como material estrutural predominante, promover o funcionamento conjunto dos diversos elementos estruturais e assegurar a estabilidade dos elementos não-estruturais.

Assim, procurando garantir a integridade das paredes de alvenaria revestida, adoptou-se o sistema de reboco armado colocando uma malha de aço (galvanizado ou inox de preferência) em cada uma das faces da parede ligando-as através de conectores conforme se indica esquematicamente na Fig. 30-a). Nas zonas dos cantos e das aberturas foram adicionalmente colocadas cantoneiras metálicas ou chapas quinadas e ligadas por parafusos para fazer uma conexão eficiente entre as paredes cujas pedras não apresentem um cruzamento adequado para um bom travamento (Fig. 30-b).

É oportuno referir que esta mesma técnica foi também utilizada no reforço sísmico de muitas outras construções habitacionais e de comércio ou serviços em diversas localidades

da ilha do Faial. Essa utilização foi objecto de validação experimental no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP sobre um troço de parede original de uma casa da ilha do Faial, transportado para o dito laboratório onde foi ensaiada sob acções cíclicas horizontais nas condições originais, seguidamente reforçada com reboco armado usando os mesmos materiais adoptados no Faial e de novo testada já com reforço. A Fig. 31-a mostra essa parede não reforçada durante o primeiro ensaio, enquanto que a operação de reforço é ilustrada Fig. 31-b. A comparação de resultados dos ensaios antes e após reforço é evidenciada na Fig. 31-c, e permitiu constatar, em conjunto com o observado durante o ensaio, que após o reforço o painel de parede passou praticamente a mover-se como corpo rígido por rotação na base onde abriu uma fenda concentrada em toda a extensão da parede por não ter ligação do reforço à fundação. Este movimento de *rocking* ocorreu de forma idêntica para níveis crescentes de força vertical, sem qualquer dano visível no painel de parede e, apesar de exibir pouca dissipação energética, evidenciou maior capacidade de deslocamento sem esmagamento na base.

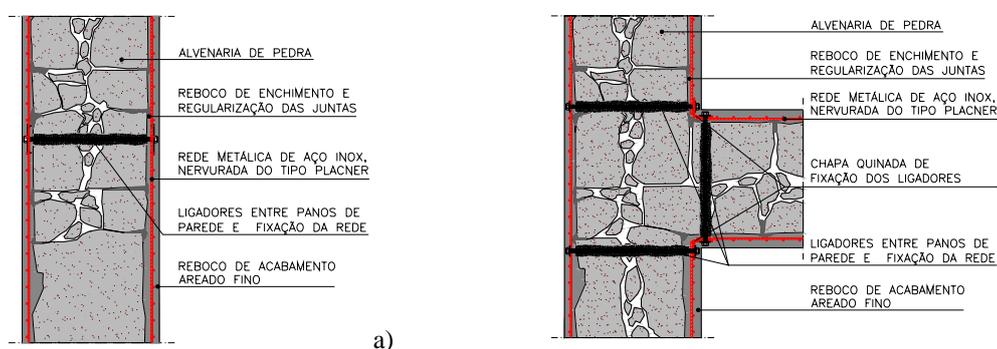


Figura 30 – Esquemas de reforço das paredes. a) Zona corrente e b) zona de intersecção de paredes.



Figura 31 – Validação experimental de reforço das paredes com reboco armado. a) Parede original sob ensaio, b) parede em fase de reforço e c) comparação de resultados experimentais.

A técnica de reboco armado poderia ser complementada através do preenchimento dos vazios das paredes (de folha dupla) com argamassa fluída, (Costa 2002), a fim de melhorar as ligações internas do material de enchimento. No entanto, conforme constatado por Costa 2002, torna-se muito difícil realizar essa operação por gravidade sem recurso a sistemas específicos de injeccção, opção que não se enquadrava na estratégia de apenas adoptar métodos de reforço economicamente exequíveis. Assim, o recurso ao preenchimento de vazios com argamassa não foi considerado, tendo apenas havido o cuidado de ligar a malha do reboco armado a novos linteús introduzidos para o reforço das fundações das igrejas. Apesar disso, em qualquer dos casos, de parede de folha dupla ou simples, todas as juntas foram convenientemente fechadas com argamassa ao traço 1:3, na qual foi incluída uma parte em cinzas vulcânicas a fim de tirar partido das suas propriedades pozolânicas.

Nas igrejas em estudo esta técnica foi utilizada em todas as paredes estruturais, tendo sido iniciada com a remoção do reboco original e limpeza cuidada a jacto de água (Fig. 32-a) seguida de aplicação na nova camada de reboco com armadura conforme ilustrado na Fig. 32-b.



Figura 32 – Aplicação de reboco armado para reforço das paredes da igreja de Bandeiras.
a) Limpeza após remoção de reboco original, b) parede já com reboco armado antes da camada final

Na perspectiva de garantir o funcionamento dos diversos elementos estruturais como um todo, foram adoptadas as seguintes medidas correctivas:

- Reforço de fundações, com vista a permitir ligar o reboco armado à fundação e ligar os diversos elementos (paredes e colunas) a este nível através de linteis de betão armado, conforme ilustrado na Fig.33 em corte esquemático e em detalhe de implementação.
- Ligação das paredes à cobertura, tanto nas fachadas em que esta se apoia como nas empenas às quais aquela é paralela. A ligação às fachadas encontra-se ilustrada nas Fig. 34, tanto em desenho esquemático como em implementação em obra, enquanto que a ligação às empenas seguiu uma estratégia idêntica à da Igreja de Ponte da Barca (já apresentada atrás)
- Reforço das torres usando também a técnica do reboco armado, mas com especial cuidado por introdução de chapas quinadas nos diversos cantos das torres (Fig. 35) e na ligação dos patamares às paredes, com inclusão de varões roscados atravessando a parede destinados a materializar a ancoragem da armadura do reboco. Fotografias da implementação encontram-se na Fig. 36.

Por fim, diversos elementos não estruturais, tais como o frontispício e pináculos decorativos, cruces, etc, foram devidamente ligados a elementos estruturais adjacentes. A ligação do frontispício da parede de fachada às paredes exteriores das torres foi realizada através chapas quinadas e conectores roscados atravessando os dois panos de parede conforme esquematicamente ilustrado na Fig. 37-a. Pináculos existentes nas torres, foram ligados ao topo das paredes onde se apoiam através de ancoragens como esquematizado na Fig. 37-b.

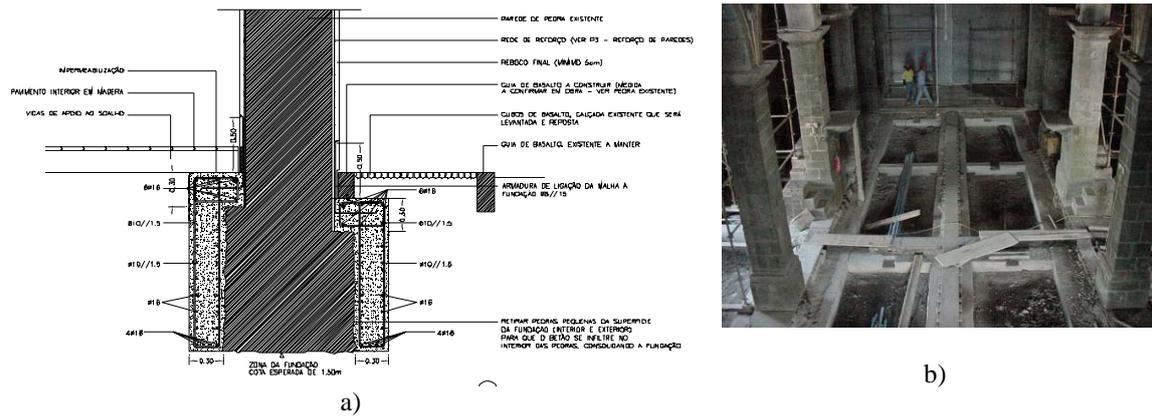


Figura 33 – Reforço das fundações das paredes exteriores por uma fundação contínua. a) Pormenor de projecto e b) vista da intervenção

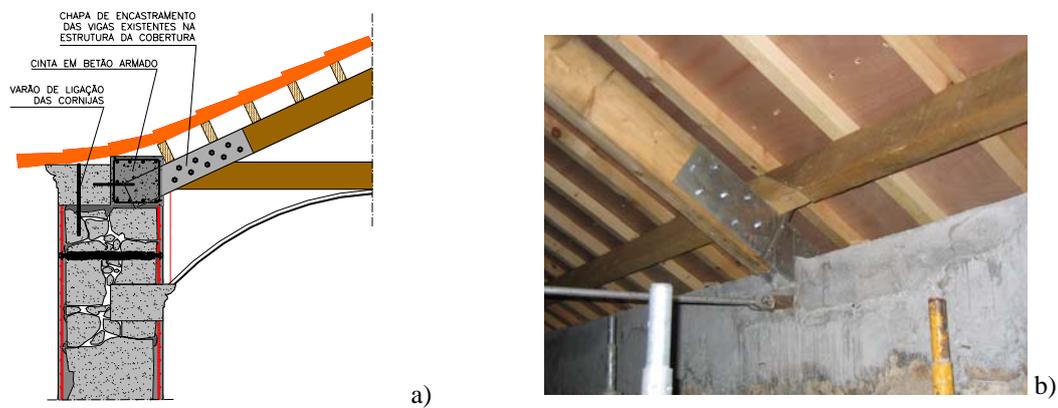


Figura 34 – Reforço ligação da cobertura às suas paredes de apoio. a) Desenho esquemático e b) vista da intervenção

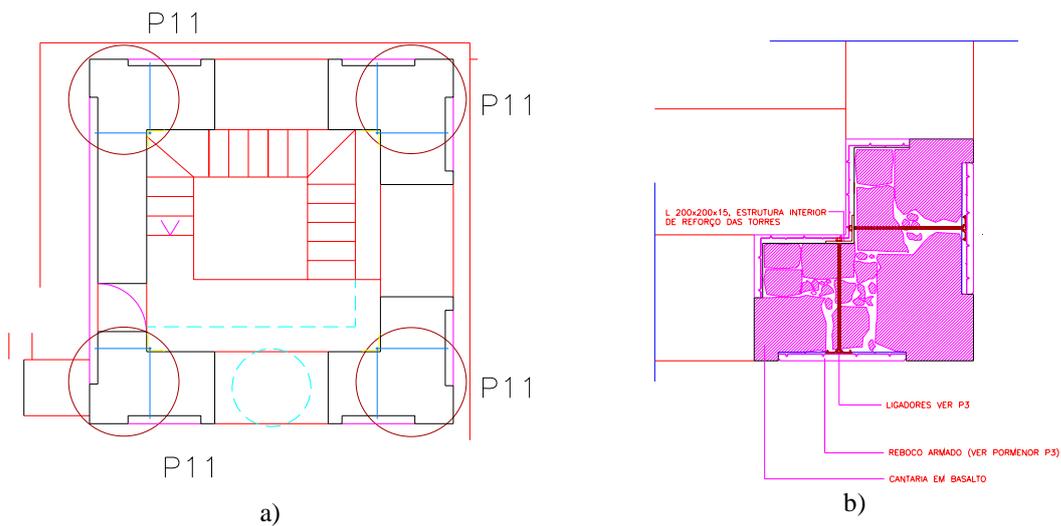


Figura 35 – Reforço das torres. a) Localização dos reforços nos cantos junto à base. b) Desenho do reforço junto a elementos de cantaria de basalto.



Figura 36 – Reforço das torres - fotos da intervenção. a) Chapa quinada nos cantos junto à base e b) a nível mais elevado .

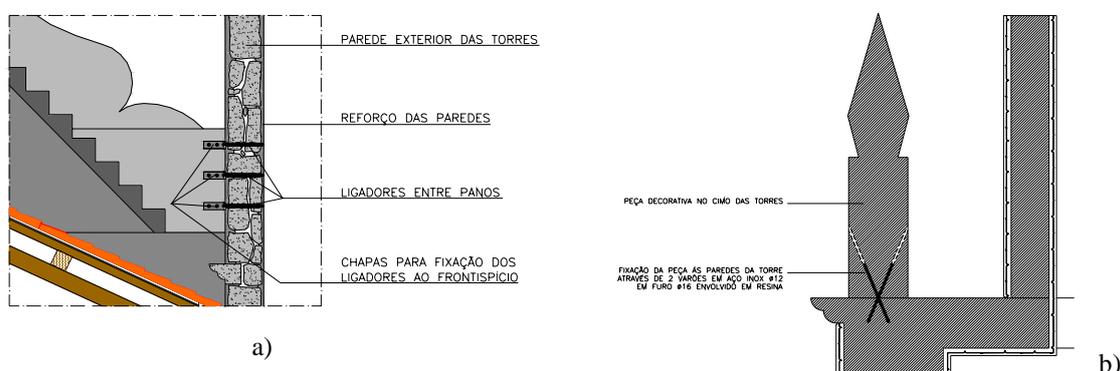


Figura 37 – Fixação de elementos não estruturais. a) Ligação do frontispício às paredes das torres e b) esquema de ancoragem de pináculos .

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste artigo procurou-se dar uma perspectiva global do que tem sido a actuação do NCREP no domínio do reforço de estruturas de alvenaria de pedra, com particular incidência nas construções antigas de significativo valor histórico, arquitectónico e cultural.

Apesar de ser, porventura, o sistema construtivo mais antigo, o conhecimento do seu funcionamento estrutural da alvenaria de pedra, no contexto da prática corrente de engenharia civil, está longe de se situar a um nível adequado que permita encarar facilmente o projecto de reforço desse tipo de estruturas. Por outro lado, essas estruturas exigem uma boa dose de humildade e precaução quando se trata de propôr medidas de intervenção, a fim de se garantir o respeito pelo existente e evitar a delapidação gratuita de património histórico e cultural como tantas vezes tem ocorrido.

Importa assim dar a conhecer estratégias de intervenção sustentadas por conhecimento científico e técnico e ponderadas por bom senso na sua implementação prática. Foi com este intuito que aqui se apresentou um conjunto de casos de reforço estrutural realmente implementados, que o NCREP teve a oportunidade de estudar e propôr, na expectativa de que esta divulgação possa contribuir para um melhor conhecimento e uma atitude mais consciente da comunidade técnica face à necessidade de intervir para reabilitar ou reforçar estruturas de alvenaria de pedra. E afinal, estando os autores, e membros do NCREP, no

ambiente de uma conceituada instituição universitária do país, esta pequena contribuição para a divulgação do conhecimento, mais não é do que um dever que importa cumprir.

REFERÊNCIAS

- Almeida, C. (2000) - “Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a Acção dos Sismos“, Tese de Mestrado, FEUP, Novembro.
- Anthoine, A. (1995) - “Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenisation theory.” *Int. J. Solids Struct.*, 32(2),137–163.
- Appleton, J. (2003) - Reabilitação de Edifícios Antigos – Patologias e tecnologias de intervenção, ISBN 972-8620-03-9, Ed. Orion, Lisboa
- Arêde, A.; Almeida, C.; Costa, A.; Rodrigues, J. and Campos-Costa, A. (2002) – “Dynamic Identification and Seismic Analysis of the Serra do Pilar Monastery Church”, Proceedings of the International Modal Analysis Conference, Los Angeles.
- Arêde, A. e Costa, A. (2002) - “Inspecção e Diagnóstico Estruturas de Construções Históricas – Algumas contribuições da FEUP”, Actas do 1º Seminário “A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação”, Porto, Portugal.
- Arêde, A. e Costa, A. (2005) - “Avaliação Experimental e Monitorização de Estruturas antigas de Alvenaria de Pedra. Experiência do NCREP/LESE em Dois Casos de Estudo”, Actas do 2º Seminário “A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação”, Porto, Portugal.
- Binda, L.; Baronio, G.; Modena, C., (1993) - “Strengthening of masonries by injection technique”. The Sixth North American Masonry Conference, Philadelphia, Pennsylvania, June 6-9, 1993, pp. 1-15.
- Binda, L.; Penazzi, D. (2000) - “Classification of masonry cross sections and of typologies of historic buildings”. Book of Commissione RILEM MMM.
- Calderini, C., and Lagomarsino, S. (2006) - “A micromechanical inelastic model for historical masonry.” *J. Earthquake Eng.*, 10(4), 453–479.
- Carta de Cracóvia 2000
- CEA (1990), CASTEM 2000, Guide d’utilisation, CEA, France.
- Cóias, V. (2007) – Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos, ISBN 978-972-8479-40-9, Ed. Argumentum, GECORPA, Lisboa.
- Costa, A. (1999) - “Ensaio de Caracterização de Alvenarias Tradicionais”, ISBN:972-98312-0-3, Editado por M.M.-Trabalhos de Engenharia Civil, Lda.
- Costa, A. (2002) - Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores, *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Volume 31, Issue 7, pp. 1361 – 1382.
- Costa, A., Miranda Guedes, J., Paupério, E. (2004) - “*Intervenção Estrutural (Coro Alto) – Igreja do Pópulo*”, FEUP, Porto.
- Costa, A., Miranda Guedes, J., Paupério, E., Miranda, L. (2004) - “*Relatório de inspecção a habitação em Vila do Conde*”, FEUP, Porto.
- Costa, A; Arêde, A.; Guedes, J. e Paupério, E. (2005) - “Metodologias de Intervenção no Património Edificado”, Actas do 2º Seminário “A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação”, Porto, Portugal.
- Duarte Jr., T. (1999) - O Concelho da Madalena – Subsídios. Cadernos de História. Editado pela Câmara Municipal da Madalena, Ilha do Pico, Açores.
- Gambarotta, L., and Lagomarsino, S. (1997). “Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. II: The continuum model and its applications.” *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 26(4), 441–462.

- Guedes, J. e Costa, A. (2002) – “Estabilização da Fachada da Igreja Matriz de Ponte da Barca”, Actas do 1º Seminário “A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação”, Porto, Portugal.
- Guedes, J., Costa, A. e Paupério, E. (2007) – “Strengthening and load test of the upper-choir of the Pópulo Church in Braga, Portugal”, *Journal of Building Appraisal – Volume 3, Number 2, Summer 2007*, 144-154.
- Lemos, J.V. (2001) – “Modelling the behaviour of a stone masonry arch structure under cyclic loads”, STRUMAS V, The Fifth International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, Rome, April.
- Lourenço, P.B., (1996) - “Computational strategies for masonry structures”. Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology, Delft.
- Macromedia, 2005 - Macromedia Director MX 2004.
- Matos, D. e Costa, A.(2000) “*Intervenção no Coro Alto da Igreja de Ponte da Barca*” , FEUP, Porto.
- Milani, G, Lourenço, P.B., Tralli, A., (2006) - A homogenization approach for the limit analysis of out-of-plane loaded masonry walls, *J. Struct. Engrg., ASCE*, p. 1650-1663
- ModelPress (2005) - ModelPress Reader, Informative Graphics Corporation.
- Moreira, D.; Neves, N.; Arêde, A. e Costa, A. (2001) – “Análise Sísmica da Igreja da Madalena na Ilha do Pico”, Actas do Sísmica 2001, 5º Encontro Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Açores.
- Neves, N.; Moreira, D.; Arêde, A. e Costa, A. (2001) – “Análise Sísmica da Igreja das Bandeiras na Ilha do Pico”, Actas do Sísmica 2001, 5º Encontro Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Açores.
- Oliveira, D. (2003) – Experimental and numerical analysis of block masonry structures under cyclicloading, PhD Thesis, University of Minho, Portugal.
- Orduña, A., Lourenço, P.B., (2003) - Cap model for limit analysis and strengthening of masonry structures, *J. Struct. Engrg., ASCE*, 129(10), p. 1287-1430
- Paupério, E.; Romão, X.; Guedes, J.; Costa, A. e Miranda, L. (2005) - “Análise e Sistematização de informação”, Actas do 2º Seminário “A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação”, Porto, Portugal.
- Pegon, P., and Anthoine, A. (1997). “Numerical strategies for solving continuum damage problems with softening: Application to the homogenization of masonry.” *Comput. Struct.*, 64(1-4), 623–642.
- Penna A., (2002) - A macro-element procedure for the dynamic non-linear analysis of masonry buildings, Ph.D. Dissertation, Politecnico di Milano, Milano.
- Pinho, F.F.S. (2000) – Paredes de edifícios antigos em Portugal, LNEC.
- Roque, J., (2002) - Reforço e reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria, Tese de Mestrado, Universidade do Minho.
- Silva, B.; Costa, A. and Guedes, J. (2006)– “Seismic Behaviour of Vimioso Church. Numerical versus in-situ Study”, *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th European Conference on Earthquake Engineering & 30th General Assembly of the European Seismological Commission)*, Geneva, Switzerland.
- Zucchini, A., Lourenço, P.B., (2007) - Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach, *Computers & Structures*, 85(3-4), p. 193-204

AGRADECIMENTOS

Partes importantes do trabalho descrito incluem contribuições de colegas e colaboradores a quem os autores desejam expressar o seu reconhecimento, nomeadamente ao Prof. Domingos Matos e aos Engenheiros(as) Xavier Romão, Cristina Costa, Nuno Neves, Domingos Moreira, Bruno Silva, Luís Miranda e Alexandre Costa.

