

**METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA EM  
CONSTRUÇÕES TRADICIONAIS**

**ANÍBAL COSTA**

**Junho 2010**

## 1. INTRODUÇÃO

A metodologia a usar na avaliação da segurança de estruturas, segue a que tem sido usada pelo Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) da FEUP para a verificação da segurança e reforço do património edificado, que por sua vez se baseia nos princípios estabelecidos nas “Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico” [1], nomeadamente tendo em conta que “a especificidade das estruturas do património, com a sua história complexa, requer a organização de estruturas e propostas em fases semelhantes às que são utilizadas em medicina. Anamnese, diagnóstico, terapia e controlo correspondem, respectivamente à análise da informação histórica, identificação das causas dos danos e degradações, selecção das acções de consolidação e controlo da eficácia das intervenções.

A compreensão completa do comportamento estrutural e das características dos materiais é necessária a qualquer projecto de conservação e restauro. É essencial recolher informação sobre a estrutura no seu estado original, sobre as técnicas e métodos utilizados na sua construção, sobre as alterações posteriores e os fenómenos que ocorreram e, finalmente, sobre o seu estado presente.

O diagnóstico é baseado em informações históricas e em abordagens qualitativas e quantitativas. A abordagem qualitativa é baseada na observação directa dos danos estruturais e degradações dos materiais, como também na investigação histórica e arqueológica, enquanto que a abordagem quantitativa requer ensaios das estruturas e dos materiais, monitorização e análise estrutural.

Antes de se tomar uma decisão sobre a intervenção estrutural, é indispensável determinar anteriormente as causas dos danos e degradações, e em seguida, avaliar o nível de segurança actual da estrutura.

A avaliação da segurança, constitui a etapa seguinte ao diagnóstico, é a fase em que a decisão sobre a possível intervenção é definida, sendo necessário conciliar a análise qualitativa com a análise quantitativa.

Toda a informação adquirida, o diagnóstico (incluindo a avaliação da segurança) em qualquer decisão sobre a intervenção, deve ser discutida em detalhe no Relatório de Avaliação”.

Este relatório deve conter uma análise crítica e cuidada da segurança da estrutura, de forma a justificar as medidas de intervenção e facilitará o juízo sobre as decisões a tomar.

Essas medidas deverão ser dirigidas à raiz das causas que provocaram os danos e nenhuma acção deverá ser empreendida sem se demonstrar que é indispensável. Todo e qualquer projecto de intervenção deverá “ser baseado numa compreensão clara dos tipos de acções que foram a causa dos danos ou degradações e das acções que irão actuar no futuro” [1].

## 2. METODOLOGIA DE INTERVENÇÃO

A metodologia de intervenção que irá ser referida procura respeitar os princípios referidos anteriormente, começando na generalidade dos casos por uma ou várias inspecções à construção que, frequentemente, ultrapassam bastante o foro estritamente estrutural. De facto, a fim de respeitar a história que confere um carácter por vezes único à edificação em apreço, as inspecções devem ser acompanhadas de um levantamento histórico que permita datar a estrutura, analisar a sua trajectória, as alterações e outras intervenções sofridas no tempo, de modo a melhor compreender o seu estado actual [2]. Esse levantamento inclui visitas ao local, conversas com os proprietários e/ou pessoas ligadas à edificação, recolha de elementos históricos escritos ou fotográficos e consultas de especialistas [3].

Naturalmente, dependendo do maior ou menor grau de actuação, quer de análise para avaliação de segurança, quer de efectiva intervenção de reabilitação e/ou reforço estrutural, assim a inspecção e diagnóstico deverão cobrir uma maior ou menor gama de aspectos. Independentemente de serem (ou não) todos considerados num dado caso específico apresentam-se os procedimentos a que têm sido adoptados em diversos trabalhos:

1. *Recolha e análise histórica*
2. *Danos observados*
3. *Caracterização geométrica da construção existente*
4. *Caracterização mecânica*
5. *Identificação e estabelecimento de modelos estruturais adequados*
6. *Calibração do modelo numérico*
7. *Análise e interpretação dos resultados*
8. *Avaliação da Segurança*
9. *Técnicas de reforço a aplicar*
10. *Monitorização*

Os aspectos mencionados, não sendo exaustivos da prática de inspecção e diagnóstico, configuram um conjunto de etapas importantes a ter em conta e que, em larga medida, constituem a metodologia adoptada nos diversos casos práticos tratados ao longo dos últimos anos. De realçar que um aspecto fundamental a ter em conta neste tipo de trabalhos é o que se refere à *monitorização das construções*, que deverá ser sempre implementado, se possível logo no início do estudo, para que os resultados dessa monitorização possam ajudar na decisão a tomar e possam no futuro aquilatar a qualidade da intervenção realizada.

A execução da obra deverá ser sempre realizada por pessoal qualificado. Este tipo de intervenção exige empresas vocacionadas para este tipo de trabalhos, que estejam habituados a usar tecnologias apropriadas e que possam interactuar com a equipa projectista, já que no decorrer da obra surgem normalmente situações que obrigam a medidas especiais ou a alterações importantes que devem ser explicadas e apreendidas de uma forma célere e eficiente pela pessoas responsáveis pela obra.

Iremos procurar clarificar e discutir cada um dos procedimentos referidos associando-os a casos práticos e procurando mostrar que em qualquer um desses casos o respeito e a

preocupação pelas Recomendações do ICOMOS.

## **2.1 RECOLHA E ANÁLISE HISTÓRICA**

O conhecimento dos critérios de projecto inicial (quando disponíveis) e de eventuais sucessivas fases de construção ou intervenções estruturais, assim como das técnicas de construção e características dos materiais usados, pode ser de grande utilidade para a interpretação do comportamento estrutural e para a definição de pesquisas adicionais de maior especificidade [4]. Nas figuras 1 e 2 apresentam-se alguns exemplos de elementos recolhidos na pesquisa histórica. No caso da figura 1 apresentam-se fotografias relativas ao estudo desenvolvido para a Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar [5], e na figura 2 a) uma fotografia alusiva à construção da Ponte Luiz I e obtida no âmbito de um estudo que teve como principal objectivo avaliar as consequências da passagem do metro na referida ponte e ao mesmo tempo efectuar um levantamento das anomalias que a obra apresentava, já que as últimas intervenções de manutenção decorreram nos anos 80 [6]. Na figura 2 b) apresentam-se pormenores de armaduras do sistema Hennebique, recolhidas no trabalho de avaliação da segurança estrutural do edifício Palladium, sito no gaveto das ruas de St<sup>a</sup> Catarina e de Passos Manuel e onde foi possível verificar que na perspectiva da Engenharia Civil o edifício teve muitos motivos de interesse, uma vez que se tratava de um dos primeiros, se não mesmo o primeiro edifício construído no Porto inteiramente em betão armado, [7].

Ao tempo esta tecnologia, então nascente, era exclusiva de certos "engenheiros - construtores" detentores de patente como é o caso de Coignet, Hennebique e outros.

A consulta de tratados da época (C. Berger e V. Guillerme - *La Construction en Ciment Armé* - 1909; M.-A. Morel - *Le Ciment Armé et ses Applications* - 1913; M. G. Espitallier - *Béton Armé* - 1913) que descrevem os vários sistemas então utilizados, permitem uma provável atribuição da construção a Hennebique cuja pormenorização de armaduras é muito idêntica à que se encontrou na pesquisa bibliográfica efectuada.

Destes pormenores refiram-se como mais característicos, a utilização de estribos em chapa de ferro, abraçando cada um apenas um varão inferior ao seu correspondente na face superior, quando existe, e a utilização de varões de momentos negativos que, muito próximo ainda dos apoios, são baixados em direcção aos terços de vão, transpondo para o interior do betão o esquema de "viga armada", ou seja com tirante exterior, figura 2 b).



Figura 1 – Recolha de informação histórica

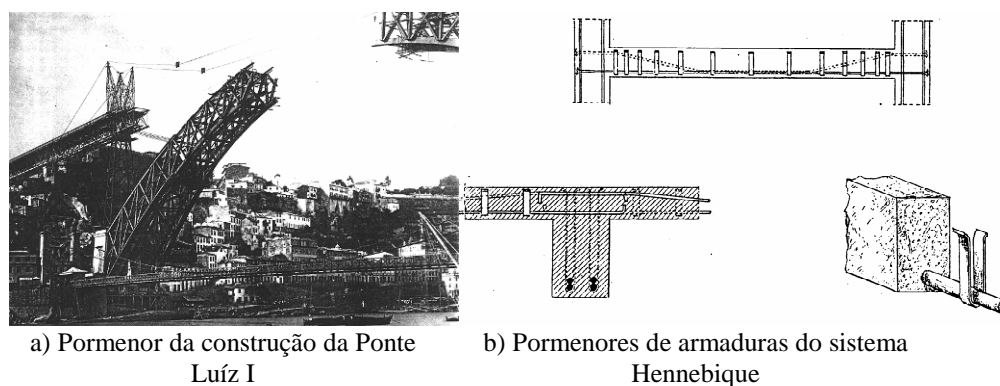


Figura 2 – Recolha de informação histórica

## 2.2 DANOS OBSERVADOS

A identificação de todas as patologias (estruturais em particular) e a elaboração de um registo fotográfico detalhado e adequadamente localizado nas peças desenhadas da construção é um dos aspectos essenciais no desenvolvimento deste tipo de trabalhos. Em particular, o levantamento das fendas observáveis na estrutura, a sua distribuição e abertura são elementos importantes para uma avaliação qualitativa primária do equilíbrio e da segurança estrutural, bem assim como o reconhecimento de possíveis causas de instabilidade [8]. Especial atenção deve ser devotada à eventual presença de água no interior das construções, frequentemente resultante de problemas de infiltrações ou de deficiente drenagem das águas pluviais e que estão na origem de muitas avarias estruturais. Em regra, uma inspeção visual pode já fornecer informações preciosas sobre o estado de conservação e sobre as medidas a adoptar na fase de reabilitação. No caso da ocorrência de uma catástrofe natural, por exemplo um sismo, situação mais ou menos frequente nos Açores, os danos podem ser significativos e distribuídos pelas diversas construções históricas das ilhas, afectando de um modo muito significativo o património português. Nas figuras 3 a) e 3 b) apresentam-se dois aspectos da destruição causada pelo sismo de 9 de Julho de 1998 numa Igreja da Ilha do Pico, figura 3 a) e numa moradia da Ilha do Faial, figura 3 b), (para mais informação ver [9] e [10]). Na figura 3c) apresenta-se um aspecto dos danos verificados na Igreja de St. António de Viana do Castelo [11], atribuíveis a um assentamento na base das colunas tendo-se recomendado um plano de monitorização, que foi efectuada e que irá permitir compreender o tipo de movimentos que as colunas estão a sofrer e a partir da análise desses resultados a intervenção a efectuar.



(a) Igreja da Ilha do Pico



(b) Moradia na Ilha do Faial



(c) Igreja de St. António

Figura 3 – Danos Observados

### **2.3 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA CONSTRUÇÃO EXISTENTE**

A definição geométrica da construção existente, recorrendo a elementos já existentes ou baseada (ou complementada) em levantamentos com meios topográficos tradicionais ou com técnicas fotogramétricas é fundamental num trabalho desta natureza. Um estudo geométrico rigoroso permite desde logo detectar eventuais irregularidades, tais como desvios verticais e horizontais relacionados com as avarias estruturais [8]. No caso da Igreja de Vimioso, figura 4 a) [12] esse levantamento permitiu detectar irregularidades ao nível da nave da cobertura, em contrafortes e no arco do altar. No caso da Ponte Luiz I, figura 4 b), teve-se acesso ao projecto original, cuja memória descritiva era assinada por Gustave Eiffel e foi possível verificar que o projecto não correspondia ao que tinha sido efectivamente construído [13]. Os desenhos disponíveis do projecto original, Figura 5, permitiram quase na totalidade definir a geometria geral da obra, a menos de algumas questões levantadas, quando se depararam com desenhos que continham correcções feitas *à posteriori*. Houve assim necessidade de analisar a obra real de modo a despistar as dúvidas que surgiram no levantamento da geometria.

A confrontação da informação disponível com a obra real, permitiu concluir que a zona central compreendida entre os dois maiores pilares metálicos é a única que se encontra em conformidade com o projecto original.

Os restantes tramos do tabuleiro superior, quer do lado de Gaia quer do lado do Porto, apresentam comprimentos diferentes. Verificou-se ainda que as vigas do 1º tramo do lado de Gaia se encontram divididas em 8 aspas, em vez das 9 de projecto, e as vigas do 2º tramo constituídas por 10 aspas em vez das 11 de projecto. Aspa é a porção de viga entre dois montantes consecutivos [6].

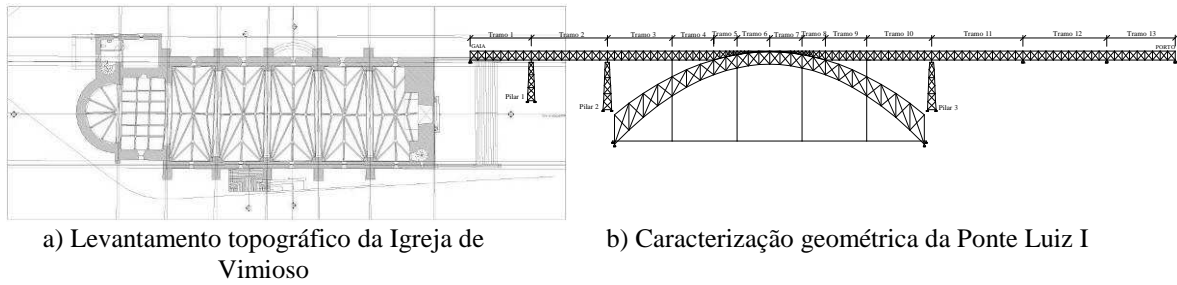


Figura 4 – Caracterização Geométrica

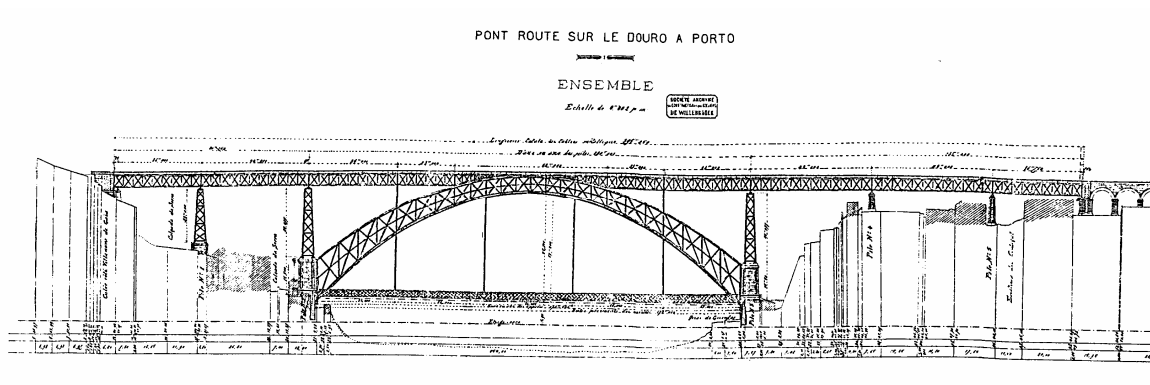


Figura 5 – Alçado de montante, reprodução do projecto original

## 2.4 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

No desenvolvimento do trabalho é fundamental a definição de eventuais ensaios a realizar para caracterização dos materiais e da estrutura, incluindo os elementos das fundações. Os ensaios sobre materiais de diversas partes da estrutura e das fundações, através da recolha de amostras para análise em laboratório ou mediante ensaios não-destrutivos (ou até ligeiramente destrutivos) realizados *in-situ*, destinam-se essencialmente à sua caracterização física e mecânica e, eventualmente à identificação e calibração de relações constitutivas a usar nos modelos estruturais [14]. Por seu turno, os ensaios estáticos ou dinâmicos envolvendo a construção no seu todo ou em partes, são destinados a validar o seu comportamento estrutural quer em termos das suas prestações em serviço (ex.: ensaios de carga) quer em termos de resultados comparativos para calibração do modelo estrutural [6].

No caso de estruturas de alvenaria de pedra, podem-se extrair carotes de pedra e de pedra e junta de modo a ser possível realizar uma série de ensaios, por exemplo, resistência à compressão e tracção da pedra, ensaios de carga normal e de deslizamento em juntas, etc, por outro lado devem ser efectuados outros ensaios *in situ*, por exemplo medição da velocidade de

ultra-sons, tomografias, etc. Na figura 6 apresenta-se os ensaios realizados na Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar, situada em Vila Nova de Gaia, num estudo desenvolvido no âmbito de uma tese de mestrado [5].

A extracção das amostras a ensaiar, que foi realizada em duas paredes da fachada da igreja, com recurso a uma máquina de corte rotativo com coroa diamantada, permitiu ter uma ideia da disposição das pedras ao longo do interior das paredes, bem como dos vazios das mesmas.



Figura 6 – Extracção de carotes na Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar

A partir das carotes extraídas no local é possível realizar uma série de ensaios, de que se apresentam alguns na figura 7, que permitem obter a resistência à compressão, à tracção, ao corte e o módulo de elasticidade.



Figura 7 - Ensaio sobre carotes de pedra

As construções históricas são normalmente realizadas em paredes de alvenaria com juntas secas ou com junta com argamassa, sendo importante quantificar a resistência a cargas normais e ao deslizamento dessas juntas. Na figura 8 apresentam-se alguns ensaios realizados.





Figura 8 - Ensaio de caracterização das junta

A partir dos ensaios de carga normal e de deslizamento [5] pode-se estimar a rigidez normal e tangencial das juntas, o que permite definir a lei de comportamento das juntas.

Além de ensaios a provetes extraídos nas construções é possível avaliar as características de elementos estruturais, recorrendo a outro tipo de ensaios.

No estudo já referido [5] determinou-se o módulo de elasticidade das paredes da Igreja (referido à zona ensaiada) com recurso à utilização de um dilatómetro, que através da aplicação de uma pressão do tipo hidrostática exercida pelo dilatómetro (nomeadamente na zona da membrana do aparelho) sobre as paredes de furos realizados na estrutura, figura 9, e com recurso à medição dos deslocamentos resultantes da pressão aplicada permite determinar o módulo de elasticidade da zona em análise [5].



Figura 9 - Ensaio de dilatómetro

Também é frequente recorrer-se a ensaios experimentais, no local ou em laboratório para caracterizar mecanicamente elementos estruturais. Na figura 10 apresenta-se dois exemplos de ensaios, que permitiram avaliar a capacidade resistente das paredes à acção dos sismos mas também permitem a obtenção do módulo de elasticidade das paredes [15] e [16].



a) Ensaio no Faial em paredes de alvenaria de moradias



b) Ensaio em laboratório numa parede de alvenaria proveniente dos Açores

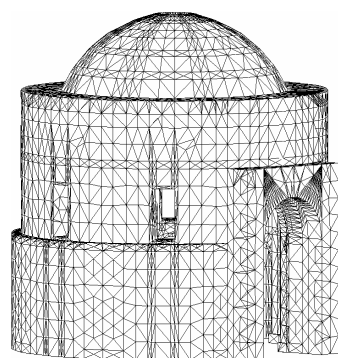
Figura 10 – Ensaio em elementos estruturais

## ***2.5 IDENTIFICAÇÃO E ESTABELECIMENTO DE MODELOS ESTRUTURAIS ADEQUADOS***

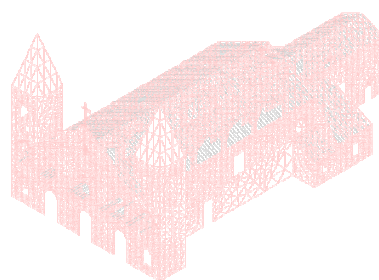
A identificação e estabelecimento de modelos estruturais adequados, baseados em premissas coerentes com a observação da estrutura e com os resultados dos ensaios experimentais (caso existam) é um ponto essencial na avaliação da segurança das construções existentes. Esta avaliação da segurança é uma tarefa difícil, uma vez que os métodos de análise estrutural utilizados para construções novas podem não ser precisos nem fiáveis para as estruturas históricas, podendo resultar em decisões inadequadas. Isto deve-se a diversos factores, tais como a dificuldade em entender correctamente a complexidade de uma construção antiga ou monumento, as incertezas relativas às características dos materiais, a representação imperfeita do comportamento estrutural, associada às simplificações adoptadas. A essência do problema é identificar modelos numéricos que descrevam adequadamente a estrutura e os fenómenos associados com toda a sua complexidade, tornando possível a aplicação das teorias disponíveis. A análise estrutural é uma ferramenta indispensável mas a compreensão dos aspectos - chave e a fixação correcta dos limites para o uso das técnicas matemáticas depende da utilização que o especialista faz do seu conhecimento científico. Qualquer modelo deverá ter em conta três aspectos fundamentais na avaliação da segurança: o esquema estrutural, as características dos materiais e as acções a que a estrutura está submetida. Na definição dos modelos estruturais convém ainda ter em conta o objectivo da modelação, já que tal poderá influenciar a configuração dos modelos. Estes podem ser concebidos com o objectivo de reproduzir e interpretar as avarias estruturais encontradas, ou de prever a resposta estrutural sob condições ainda não experimentadas ou ainda de simular os efeitos resultantes de intervenções de reabilitação e/ou reforço [4].

Nos trabalhos desenvolvidos têm sido usados diversos programas. Um dos primeiros foi o NLDYNA, desenvolvido na FEUP [17], que permite utilizar elementos sólidos

tridimensionais e elementos de barra, entre outros, tendo sido adoptado para realizar as modelações e análises de construções em alvenaria. Com os elementos sólidos tridimensionais modelam-se as paredes de alvenaria, escadas, pilares, vigas, etc. Os elementos de barra serviram para modelar os barrotes de madeira que constituem o pavimento e o tecto. Outro programa bastante usado é o CASTEM2000, [18] que é uma ferramenta mais geral de modelação e análise estrutural e está disponível na FEUP desde 1997 e na UA desde 2000, através de um protocolo de utilização e desenvolvimento estabelecido com a sua instituição de origem, o CEA (Centro de Energia Atómica francês) em Paris. Em estreito contacto com o Laboratório ELSA (European Laboratory for Safety Assessment) da Comissão Europeia em Ispra, Itália, que é uma instituição com forte experiência na utilização de CASTEM2000, este programa tem vindo a ser usado de forma intensiva na FEUP no âmbito do estudo de estruturas antigas de alvenaria de grandes dimensões [5], [19]. Na figura 11 apresentam-se os modelos numéricos da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sita em Vila Nova de Gaia e o da Igreja das Bandeiras da Ilha do Pico, Açores, modeladas com recurso ao CASTEM2000, na figura 12 a) o modelo estrutural de uma moradia da Ilha do Faial, Açores modelada com recurso ao NLDYNA e na Figura 12 b) o modelo da Ponte Luíz I que foi modelada com recurso ao programa FEMIX [20] desenvolvido na FEUP e que foi usado em alguns casos.

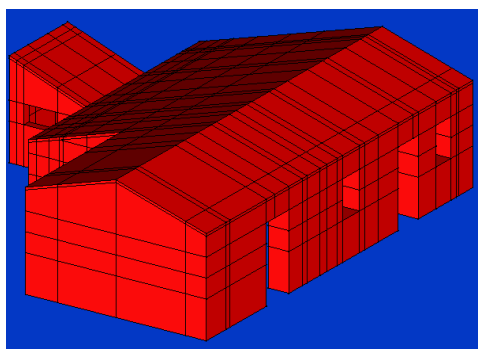


a) Igreja do mosteiro da Serra do Pilar

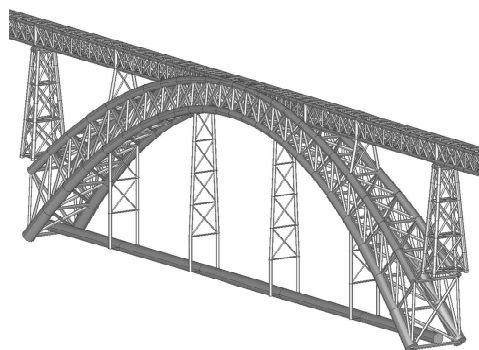


b) Igreja dos Açores

Figura 11 – Modelos numéricos



a) Moradia dos Açores

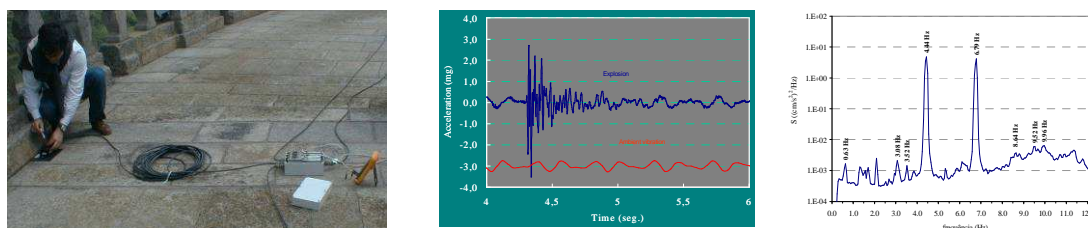


b) Ponte Luíz I

Figura 12 – Modelos Numéricos

## 2.6 CALIBRAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

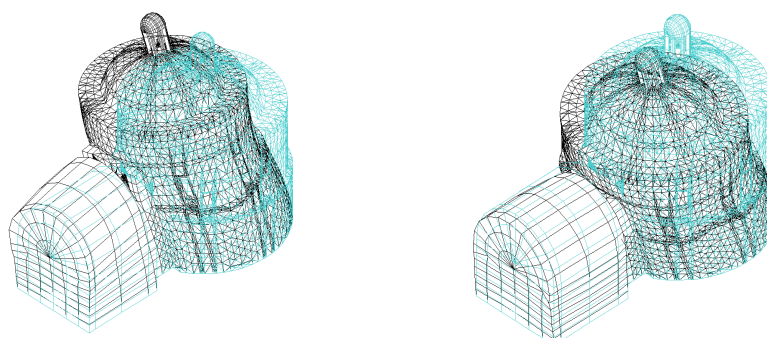
A calibração dos modelos numéricos e o ajuste criterioso dos parâmetros de comportamento (eventualmente sustentado por análises de sensibilidade), de forma a reproduzir o melhor possível a resposta estrutural obtida dos ensaios experimentais assumem particular importância na avaliação da segurança de uma construção existente. Esta calibração é normalmente efectuada com recurso à comparação das frequências numéricas com as experimentais, assim, numa primeira fase são calculadas as frequências próprias das estruturas das construções, usando-se para as propriedades dos materiais os valores obtidos nos ensaios realizados *in situ* [14] e numa segunda fase e sempre que possível, são medidas experimentalmente as frequências nos locais, procedendo-se em seguida à comparação dos valores obtidos no cálculo com os experimentais, permitindo assim realizar uma calibração mais sustentada dos valores adoptados para essas propriedades dos materiais (basicamente, o módulo de elasticidade da alvenaria). A medição experimental das frequências tem sido realizada de uma forma sistemática em quase todas as construções que se tem intervindo, para calibrar as propriedades dos materiais, muitas vezes procurando obter só a primeira frequência [15], [16], [21] e noutras procurando-se fazer uma identificação modal de modo a ser possível a obtenção das primeiras frequências e dos respectivos modos de vibração, [19], [22], [23]. Na figura 13 apresenta-se os registos obtidos na campanha experimental realizada na Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar e na figura 14 os dois primeiros modos de vibração obtidos numericamente.



a) Instalação de sensores

b) Registos e cálculo de correlações

Figura 13 – Calibração de modelos numéricos



a) 1º modo de vibração

b) 2º modo de vibração

Figura 14 – Modos, numéricos, de vibração da Igreja da Serra do Pilar

## 2.7 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

A análise estrutural é uma ferramenta indispensável. Mesmo quando os resultados do cálculo e a análise não são exactos, é possível obter distribuições das tensões e isostáticas de tracção e compressão que permitem identificar possíveis zonas críticas, figura 15 [10]. Os modelos numéricos, devidamente calibrados, como se referiu no ponto anterior, permitem a comparação dos danos teóricos produzidos pelos diferentes tipos de acções com os danos efectivamente observados, ver figura 16 relativa ao estudo efectuado para o reforço da Igreja das Bandeiras, na Ilha do Pico, [9]. É evidente que a compreensão do comportamento estrutural da construção e a análise e interpretação dos resultados, bem como a correcta definição dos limites de validação dos modelos numéricos depende da utilização que o especialista faz do seu conhecimento científico e da sua experiência prática.

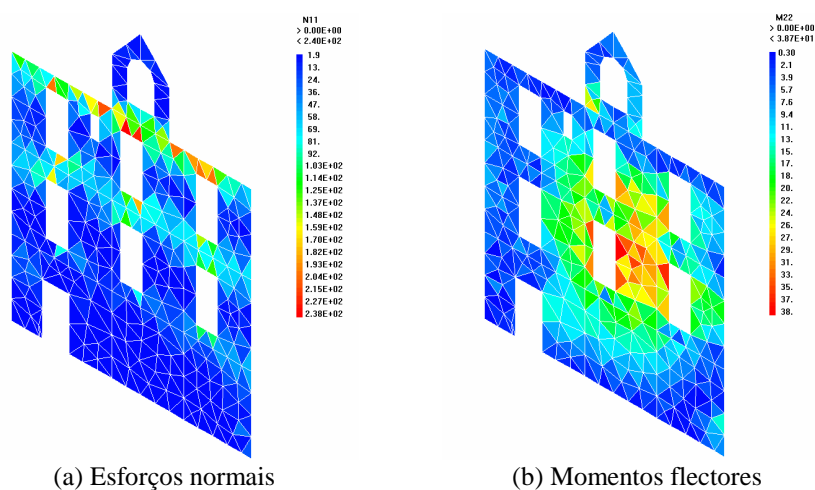


Figura 15 – Tensões máximas na fachada principal

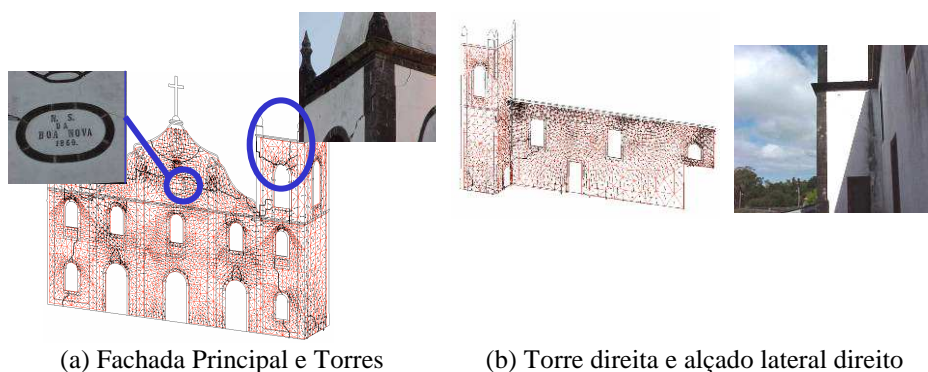


Figura 16 – Isostáticas de tracção e compressão e fendas verificadas no local







Um programa apropriado de investigação, com vários técnicos envolvidos, a experiência de vários casos acompanhados, ao longo dos tempos e sempre que possível, monitorizados, podem aumentar a fiabilidade da análise e da interpretação dos resultados, sendo este um dos aspectos em que mais se tem apostado.

## 2.8 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

A avaliação da segurança é efectuada com base na análise dos resultados obtidos na modelação estrutural e da sua comparação com a capacidade resistente dos elementos estruturais que compõem o edifício, com base em princípios e regras pré - definidas, serão identificados os diversos elementos a reforçar.

A avaliação da segurança é um passo essencial na análise e interpretação dos danos observados e na conclusão do diagnóstico, dado que permitirá tomar decisões sobre a necessidade e extensão das medidas de intervenção. No entanto esta tarefa é extremamente difícil uma vez que a dificuldade em entender correctamente a complexidade de uma construção antiga ou monumento, as incertezas relativas às características dos materiais (apesar da calibração dos modelos já referida) e o conhecimento deficiente da história correcta da construção levanta dificuldades, que, por vezes, só a realização de ensaios de carga ajuda a ultrapassar [24] e a monitorização e a experiência da equipa permite contornar.

A análise combinada de toda a informação obtida, em cada um dos pontos descritos anteriormente e o estabelecimento de determinados princípios [7] podem conduzir à melhor decisão sobre as medidas a tomar. Por exemplo, no trabalho já referido sobre a Ponte Luíz I, elaborou-se um programa que gerava o desenho da ponte, colorindo as barras conforme a tensão nelas instalada. Os intervalos de tensão correspondentes a cada cor, idênticos para tracção e compressão, foram adoptados segundo o esquema seguinte:

 (preto)	$0.5 \geq \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}}$	 (azul claro)	$0.875 < \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} \leq 1.0$	 (amarelo)	$1.125 < \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} \leq 1.25$
 (azul escuro)	$0.5 < \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} \leq 0.875$	 (verde)	$1.0 < \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} \leq 1.125$	 (vermelho)	$\frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} > 1.25$

A tensão  $\sigma_{\text{rd}}$ , usada para tensão de referência, foi obtida por majoração da tensão que, de acordo com a literatura especializada, é considerada como tensão admissível para aços de obras com idade idêntica à Ponte Luiz I, ou seja, a tensão de 105 MPa. Os ensaios experimentais efectuados com os provetes retirados da ponte confirmaram este valor.

$$\sigma_{\text{rd}} = 1.5 \times 105 = 157.5 \text{ MPa}$$

A apresentação dos resultados revelou-se muito sugestiva e a sua interpretação resulta bastante simplificada, tornando evidentes as barras cujas tensões estão próximas ou excedem o máximo admissível. A figura 17 exhibe para uma dada combinação das acções, conforme notação utilizada, a coloração da ponte conforme a tensão instalada nas barras, de acordo com os intervalos anteriormente apresentados e donde é possível concluir quais as barras a reforçar.

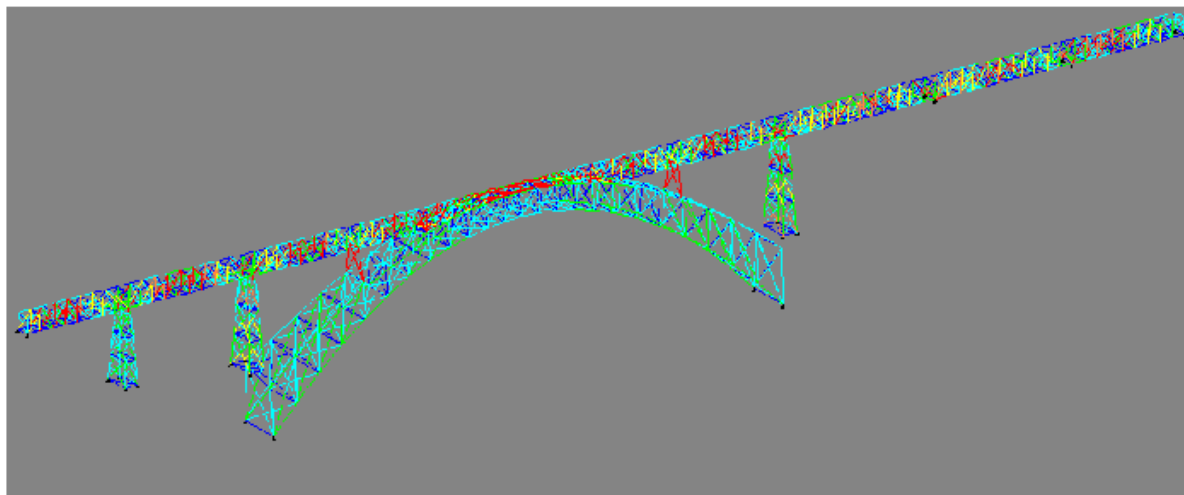


Figura 17 – Coloração dos elementos estruturais da Ponte Luíz I em função da tensão instalada

## **2.9 TÉCNICAS DE REFORÇO A APLICAR**

A decisão e a escolha das técnicas de reforço devem ser o resultado da análise global e de investigação. Em primeiro lugar, deve-se avaliar a segurança presente e depois os níveis esperados ou que podem ser alcançados como resultado da acção; a análise matemática, especialmente com respeito ao comportamento sísmico de construções antigas é frequentemente só parcialmente fidedigna e a análise teórica deveria ser sempre interpretada em função do comportamento da estrutura ao longo do tempo e com observação no local precisa e com muita experiência prática [1].

As intervenções em construções, são um compromisso entre a execução de um pequeno trabalho de conservação, tentando não interferir com o conceito original da construção e a necessidade de uma intervenção de reforço para assegurar as exigências de segurança; assim, o trabalho deve ser determinado e deve ser levado a cabo conforme uma análise detalhada das técnicas específicas e tecnologias que eram originalmente usadas na construção.

As técnicas de reforço em construções podem ser essencialmente de dois tipos: preventivas ou interventivas; referindo-se as primeiras às técnicas a usar para prevenir, evitar ou atenuar os danos e o colapso e as segundas às técnicas de intervenção a realizar após a ocorrência dos danos. Qualquer uma destas técnicas passa essencialmente por duas metodologias de

intervenção: actuação ao nível global da construção ou intervenção ao nível dos elementos estruturais.

### 2.9.1 – Actuação ao Nível Global da Construção

Nas construções antigas a actuação ao nível global deverá consistir em: assegurar a continuidade entre os diversos elementos estruturais (nestes casos paredes, pisos e coberturas); assegurar as conexões (ligações) entre esses elementos e introduzir apoios (ligações) entre os mesmos. Uma técnica de reforço bastante antiga (implementada na Ilha do Faial, na sequência do sismo de 1927) e que se tem revelado bastante eficiente, consiste na introdução de tirantes ao nível dos pisos, figura 18, que permitem ligar os panos de parede opostos de alvenaria e que no caso das empenas soltas (paredes orientadas na direcção dos barrotes que realizam o soalho) são fundamentais.



Figura 18 – Utilização de tirantes para ligar paredes

Esta técnica está amplamente difundida e tem vindo a ser aplicada de uma forma sistemática ao longo dos tempos, figura 19 e também em intervenções recentes nos Açores, figura 20.





Figura 19 - Utilização de tirantes para ligar paredes



Figura 20 – Utilização de tirantes para ligar paredes

Muitas vezes a colocação desses tirantes poderá colocar problemas estéticos e arquitectónicos, que terão de ser equacionados e resolvidos na altura da execução. Uma solução possível, principalmente para monumentos (igrejas) será a utilização de uma estrutura de cobertura, que poderá desempenhar diversas soluções estruturais: tirante a unir a cabeça dos contrafortes; tirantes de sustentação das pedras do arco, de modo a evitar o seu desprendimento e o alívio das cargas no arco (ver figura 21).



Figura 21 – Reforço dos arcos e atirantamento dos contrafortes (Igreja do Bonfim – Projecto do Prof. Joaquim Sarmento)

Outras técnicas, com os mesmos objectivos, têm vindo a ser aplicadas em obras de reforço, nas figuras 22 e 23, apresentam-se alguns exemplos de reforços de construções de alvenaria de pedra, com vista a melhorar o seu comportamento global. Estas técnicas têm como finalidade assegurar as ligações entre paredes opostas, obrigando-as a trabalhar em conjunto e conferindo-lhes apoios ao longo da sua altura. Muitas destas intervenções poderiam ser facilmente aplicadas na reabilitação das construções das cidades de Portugal, nomeadamente em zonas onde a probabilidade de ocorrência de sismos de grande magnitude é maior, principalmente na realização das denominadas obras de “Reabilitação Urbana” e outras do mesmo tipo.



Figura 22 – Estrutura metálica para assegurar a ligação entre todas as paredes da construção



Figura 23 – Cantoneira usada em toda a envolvente da construção para assegurar a ligação entre todas as paredes [21]

Em resumo, poderemos referir que, normalmente, as técnicas de reforço a usar, consistem em assegurar o funcionamento correcto de todas as conexões estruturais e melhorar a tensão de tracção nas zonas críticas, sendo as acções de reforço mais frequentes as seguintes:

- As paredes devem ser ligadas umas às outras, ligando os elementos individuais, tijolos ou pedras, ou reforçando-os, usando elementos horizontais adicionais ou outros elementos de aço ou fibras, figura 24. A solução final deste tipo de reforço estará sempre dependente de se conhecer a constituição e o modo construtivo das paredes da construção.
- Deve-se assegurar que a força nos cantos aos níveis de topo onde as forças de compressão são mais baixas devido ao peso reduzido é bem absorvida, podendo em alguns casos obrigar a amarrar a parede a outros elementos construtivos, figura 25.
- Deve-se assegurar uma boa transmissão dos esforços dos arcos e das abóbadas para os contrafortes e paredes e a estabilidade desses contrafortes, que são muito sensíveis à ocorrência de assentamentos. É importante tentar anular as componentes horizontais dos impulsos que são transmitidos na cabeça das paredes ou dos contrafortes, podendo usar-se para o efeito tirantes ou outras soluções que procurem minimizarem estes esforços, figura 26.
- Abóbadas e arcos realizadas em alvenaria radial não necessitam, normalmente, de reforço especial. É diferente com abóbadas construídas com “reboco e argamassa pobre”. Nestes casos, pode-se usar capas de betão em cima do extradoso ou superfície de topo para reforçar a abóbada ou arco, mas este tipo de solução só deverá ser usado como uma medida de emergência e só depois de perceber bem a constituição da abóbada e quando nenhuma outra solução seja possível para estabilizar a estrutura.
- A conexão entre as paredes com os pisos e o telhado deve ser satisfatória, para prevenir a separação completa da fachada; soluções como a que se apresenta na figura 27, pode ser muito efectiva, especialmente ao nível de telhado mas, como sempre, o uso deles deve ser avaliado no contexto geral da história da construção. A eficiência das conexões entre a

cobertura e as paredes, que estão sujeitas a forças perpendiculares horizontais é importante para a estabilidade das paredes, já que troca o desfavorável comportamento em consola para o "comportamento de viga" apoiada, figura 28.



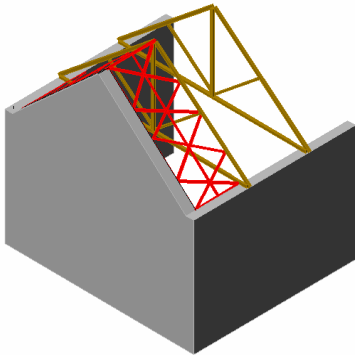
Figura 24 – Ligações entre elementos estruturais [9]



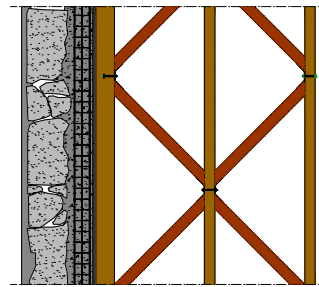
Figura 25 – Esquemas de ligação entre paredes [25]



Figura 26 – Tirantes para absorver as componentes horizontais dos impulsos



*a) Perspectiva*



*b) Planta*

Figura 27 – Amarração da parede na extremidade das paredes [10]



Figura 28 – Apoios das paredes ao longo da sua altura [10]

## 2.9.2 – Intervenção ao Nível dos Elementos Estruturais

A intervenção ao nível dos elementos estruturais, no caso das estruturas de alvenaria, está relacionada com os materiais, que nestes casos são: a argamassa que pode ser consolidada ou fortalecida através de diversas tecnologias, que são conhecidas; a alvenaria que pode ser melhorada de modo a evitar-se a separação de pedras únicas e de paredes de revestimento em alvenaria dupla, podendo para o efeito serem usadas injeções e em alguns casos usadas barras adicionais de reforço para assegurar conexões adequadas entre as paredes e portanto nestes casos as técnicas estão associadas ao melhoramento do comportamento da argamassa e das paredes de alvenaria. Uma técnica que tem sido bastante usada nos Açores e testada em laboratório, com ensaios experimentais realizados em paredes originárias do Faial, Açores, tem sido a aplicação de redes de aço inox em ambas as faces da parede, sendo estas ligadas por conectores metálicos, para realizar os chamados “travadouros” das paredes de alvenaria. Nas figuras 29 e 30 apresentam-se imagens deste tipo de reforço, cuja eficácia foi comprovada em laboratório, [16].



Figura 29 – Reforço de paredes de alvenaria com malhas de aço inox [16]



Figura 30 – Reforço de paredes de alvenaria com malha de aço inox [16]

Uma outra técnica consiste na injeção do interior da parede, de modo a haver um preenchimento dos vazios internos da parede e uma homogeneização do material, figura 31.



Figura 31 – Injecção em paredes de alvenaria de pedra

## **2.10 MONITORIZAÇÃO**

A possibilidade de monitorizar e analisar o comportamento estrutural real de uma construção, constitui uma importante mais-valia para o conhecimento do comportamento e aferição dos modelos numéricos das construções.

De modo a dar uma visão do tipo de trabalho que se pode realizar na monitorização de uma construção, vamos apresentar o caso de uma ponte de alvenaria de pedra sobre o Rio Vizela, em Vila Fria, que foi construída para substituir uma antiga passagem (figura 32) com graves condições de segurança estrutural, [26].

Este trabalho insere-se numa iniciativa, aproveitada para fins científicos, realizada pelo Instituto da Construção (IC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) em colaboração com a Câmara Municipal de Felgueiras e pode ser consultado nas páginas do Núcleo da Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) da FEUP.



Figura 32 - Vista geral da antiga passagem existente

O trabalho relativo ao projecto, construção e estudo do comportamento da ponte assume carácter pluridisciplinar, abarcando diversas componentes, tais como: modelação e análise estrutural; experimentação local e em laboratório para calibração de modelos numéricos; instrumentação e medição de parâmetros estruturais e dos materiais; aquisição remota de dados e monitorização de comportamento à distância.

Iremos procurar, de uma forma resumida, descrever a instrumentação usada para registar a resposta estrutural da ponte, com referência ao sistema de aquisição de dados adoptado. Pelas dificuldades e particularidades da obra, as fases essenciais da instalação dos sensores são também abordadas sumariamente.

### **2.10.1 A NOVA PONTE DE VILA FRIA**

Em face de requisitos arquitectónicos específicos, foi proposto o projecto que se ilustra na figura 33 [27], onde se pode observar que se trata de uma ponte materializada por cinco arcos, com vãos de 4.8 a 6.0 m, apoiados em quatro pilares e dois encontros, dando apoio a um tabuleiro com um vão total de 60 m e 6 m de largura.



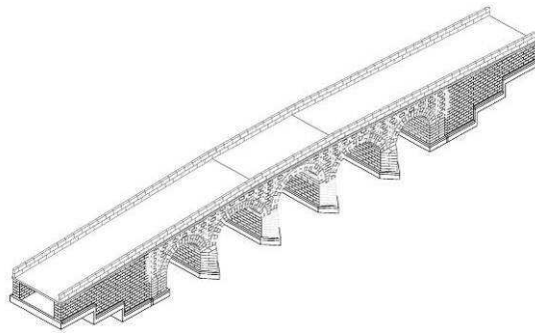


Figura 33 - Perspectiva do projecto da nova ponte

A estrutura foi fundada em grupos de micro-estacas encabeçadas por maciços de betão armado em que assentam os pilares.

Tal como os arcos e os muros-tímpano, os pilares foram realizados em alvenaria de pedra aparelhada de granito, assente com uma fina camada de argamassa de cal especificamente estudada e produzida para o efeito [28].

Sobre o extradorso dos arcos e entre muros-tímpano, foi colocado enchimento de tout-venant que, na zona mais superficial, incluiu também uma pequena percentagem de cimento Portland. Após o enchimento foi realizada uma camada de regularização destinada a receber o revestimento de telas asfálticas de impermeabilização, sobre o qual foi colocada uma camada de traço-seco (areia e cimento em reduzida percentagem, sem adição de água) destinada ao assentamento do pavimento final em lajeado de granito.

A construção da ponte começou no início de 2002 e terminou em Abril de 2005, com o aspecto ilustrado na figura 34.



Figura 34 - Aspecto final geral da nova ponte (montante)

### **2.10.2 OBJECTIVOS DA MONITORIZAÇÃO**

A monitorização desta obra surge na sequência de um anterior trabalho de modelação e análise estrutural de um caso similar [19], durante o qual foram sentidas grandes dificuldades na calibração de parâmetros materiais e estruturais, assim como na confirmação dos resultados

numéricos obtidos; nesse trabalho foram ainda identificados alguns aspectos carecendo de melhor estudo, nomeadamente a influência da rigidez do enchimento e dos muros-tímpano nos esforços dos arcos.

A possibilidade de acompanhar e monitorizar uma obra deste tipo desde a sua construção, constituiu assim uma excelente oportunidade para estabelecer e calibrar técnicas de modelação analítica adequadas para a simulação numérica de outras construções semelhantes existentes. A monitorização em contínuo da ponte por um largo período de tempo materializa um laboratório vivo que permite avaliar e sistematizar os principais aspectos do comportamento estrutural deste tipo de pontes e sua relação com as patologias estruturais frequentemente observadas.

Neste contexto procurou-se dotar a nova ponte de uma instrumentação capaz de fornecer medições relativas a:

- deslocamentos globais da estrutura, em especial no coroamento dos arcos;
- deslocamentos relativos das juntas entre blocos de pedra, nomeadamente abertura/fecho e escorregamento;
- deslocamentos relativos entre muros-tímpano opostos;
- deformações e tensões em alguns blocos dos arcos;
- pressões verticais no material de enchimento;
- temperatura.

Através de registos resultantes da referida instrumentação, pretende-se aferir a deformada da estrutura (global e local, nas juntas) obtida de simulações numéricas por comparação com a observada sob a acção de cargas reais controladas.

As medidas de deformações e tensões elásticas que lhe estão associadas nos blocos de pedra, bem como as pressões no enchimento, deverão permitir esclarecer o encaminhamento e distribuição de tensões entre arcos, enchimento e pilares, e aferir os correspondentes resultados numéricos.

Por fim, a medição de temperatura em diversos locais da ponte, em particular próximo de alguns sensores, destina-se essencialmente a permitir fazer correcções aos registos por forma a entrar em linha de conta com os efeitos da temperatura.

### **2.10.3 MONITORIZAÇÃO**

A instrumentação adoptada para a monitorização consiste num vasto número de sensores do tipo a seguir descritos, conforme o género e medida em causa.

#### **2.10.3.1 Deslocamentos globais**

A dimensão da obra e a inexistência de pontos ou estruturas físicas de referência permanentes, limitou a escolha de sensores apropriados para medir deslocamentos globais ao longo da ponte. Porém, durante certas fases da obra, como por exemplo as operações de descimbre dos arcos, foi possível instalar transdutores de deslocamento clássicos (LVDT's) e comparadores digitais, sobre um pórtico de referência exterior à ponte, e assim acompanhar os seus movimentos principais (figuras 35a e 35b).



Figura 35a- Descimbre de um arco. Pórtico de referência para comparadores e LVDT's.



Figura 35b- Descimbre de um arco. Comparador digital e LVDT no coroamento do arco.

No entanto, em permanência torna-se impossível dispor dessa estrutura de referência, pelo que se optou por instalar uma rede de sensores de pressão piezoresistivos de grande sensibilidade que medem a variação de pressão de um fluido existente num tubo com uma das extremidades ligada à pressão atmosférica e outra ligada a uma porta do sensor (figura 36). A variação de posição altimétrica da extremidade livre ou do sensor, ambas ligadas rigidamente aos pontos cuja variação de nível se pretende medir, origina uma alteração de pressão que é captada pelo sensor e transformada num sinal eléctrico proporcional à variação de nível ocorrida. Pelo facto de serem usados para medir variações de nível, são designados por sensores de nível.



Figura 36 - Sensor de pressão, respectivo tubo e reservatório para medição de desníveis.

Não tendo sido possível dispôr de um ponto fixo na margem que servisse de referência para deslocamentos verticais, e dado que, os esforços mais significativos na estrutura deverão ocorrer por movimentos diferenciais entre o vão dos arcos e os seus pilares de apoio, optou-se então por colocar uma série de sensores que permitissem obter aqueles deslocamentos verticais relativos ao longo da ponte.

Para tal, foram adoptados quinze sensores que serão colocados no interior da ponte e sobre os pilares (figuras 37a e 37b), mais propriamente sobre colunas rígidas circulares de betão encastradas na face superior dos pilares junto à nascença dos arcos e no lado interior jusante dos muros-tímpano.

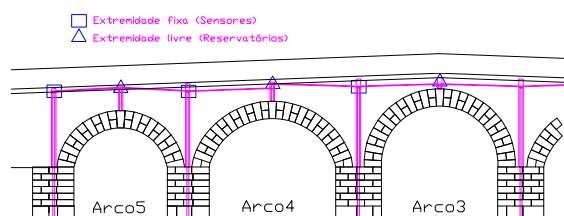


Figura 37a- Posicionamento dos sensores de pressão (corte longitudinal parcial de meia-ponte).

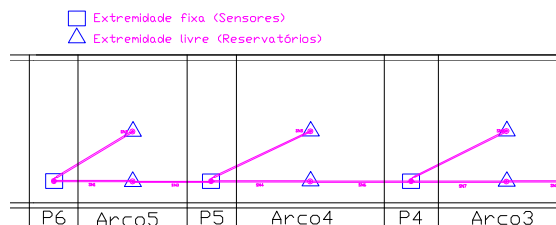


Figura 37b- Posicionamento dos sensores de pressão (planta parcial de meia-ponte).

Pretendeu-se assim criar plataformas para a colocação dos sensores a cotas compatíveis com o seu intervalo de medição e as cotas do coroamento dos arcos. Essas colunas estão no entanto isoladas do enchimento da ponte através de tubos de maior diâmetro (figuras 38a e 38b) a fim de evitar movimentos daquelas devido às cargas actuantes na estrutura.



Figura 38a- Colunas de apoio aos sensores de pressão (vista superior).



Figura 38b - Colunas de apoio aos sensores de pressão (vista geral na fase de construção).

As extremidades livres dos tubos de fluido associados a cada sensor encontram-se no meio-vão dos arcos (figuras 37b), quer junto aos tímpanos da face jusante, quer ao longo do eixo longitudinal da ponte, a fim de se avaliar a diferença de deformações dos arcos na direcção transversal que resulta da influência da rigidez dos muros-tímpano.

Complementarmente à rede de sensores de nível, procurar-se-á captar o campo de deslocamentos das faces jusante e montante através do tratamento de fotografias digitais de elevada resolução, tiradas a partir de pontos fixos externos à ponte sobre maciços especialmente construídos para o efeito. Para o tratamento fotográfico serão adoptadas técnicas de correlação de imagens digitais [29] entre estados de deformacionais distintos, técnicas estas já aplicadas com sucesso em laboratório num ensaio de um arco de alvenaria de

pedra.

### 2.10.3.2 Deslocamentos relativos das juntas

A fim de captar movimentos de abertura/fecho e escorregamento entre blocos de pedra em fase de serviço, uma das juntas adjacentes às pedras de fecho de cada arco foram instrumentadas com transdutores de deslocamento numa configuração em Z. Adicionalmente, foram também instrumentadas juntas aos quartos de vão, mas apenas no arco central e nos dois arcos de um dos lados da ponte. Na figura 39a ilustra-se a configuração de transdutores em Z numa junta enquanto que a figura 39b evidencia o posicionamento geral dos transdutores num dos arcos.



Figura 39a - Instrumentação de juntas. Configuração em Z dos transdutores de deslocamento.



Figura 39b - Instrumentação de juntas. Posições dos transdutores de deslocamento num arco.

Na fase construtiva, nomeadamente para monitorização das operações de descimbre, foram usados transdutores lineares de deslocamento clássicos do tipo LVDT's de pequeno curso ( $\pm 10\text{mm}$  e  $\pm 12.5\text{mm}$ ), tal como os ilustrados na figura 8a

No entanto, para a fase definitiva de monitorização, e em alternativa aos LVDT's, foi adoptado outro tipo de transdutor baseado em redes de Bragg em fibra óptica, que se apresenta na figura 40, já devidamente posicionado numa das cavidades abertas na face jusante da ponte para albergar esses sensores. Este tipo de transdutor, projectado, produzido e comercializado pela FiberSensing [30], foi especificamente concebido para esta aplicação, justificando-se a opção essencialmente pela conhecida capacidade de multiplexagem e pela imunidade ao ruído associadas às medições com base na tecnologia de sensores de fibra óptica.



Figura 40 - Instrumentação de juntas. Transdutor de deslocamento de fibra óptica.

No total foram instalados 44 transdutores de deslocamentos deste tipo, distribuídos por juntas da face jusante e no intradorso de alguns arcos. Estes últimos destinam-se a medir eventuais movimentos de expansão transversal dos arcos e de abertura de juntas na direcção longitudinal nas proximidades do eixo da ponte onde a estrutura se apresenta mais flexível na direcção vertical. A figura 41 ilustra esquematicamente a posição de alguns desses sensores colocados no intradorso de um dos arcos.

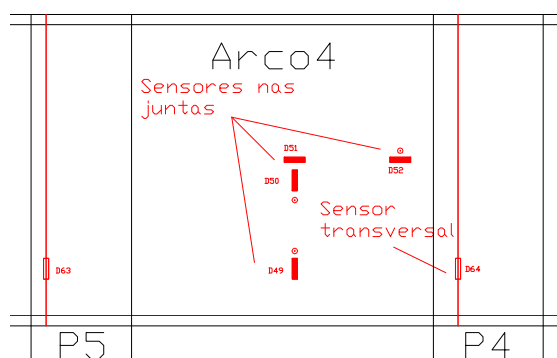


Figura 41 - Posicionamento de transdutores de deslocamento de fibra óptica em juntas do intradorso de um dos arcos.

### 2.10.3.3 Deslocamentos relativos entre muros – tímpano opostos

Com vista à monitorização dos efeitos da pressão lateral do enchimento sobre os muros-tímpano, foram também instalados sensores de deslocamento transversal entre zonas opostas daqueles muros: um sensor sobre um dos encontros e outros três sensores sobre pilares. Na figura 42 está também indicada a posição esquemática de um destes sensores sobre os pilares P4 e P5.

Tal como os transdutores de deslocamento adoptados, também estes sensores, aqui designados

de transdutores longos, foram feitos com base em sensores de Bragg em fibra óptica pela FiberSensing [30]. Basicamente, o deslocamento é obtido através da medição da deformação num fio de invar amarrado a cada um dos muros-tímpano com uma dada tensão inicial.



Figura 42 - Sensores longos transversais. Zona de amarração no muro-tímpano.

#### 2.10.3.4 Deslocamentos em blocos dos arcos

As extensões lineares em alguns blocos dos arcos são obtidas através de extensómetros colados em faces dos blocos no intradorso e no extradorso de dois arcos.

Conhecendo previamente o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson da pedra usada, e dado que neste tipo de construções as tensões são muito baixas e em regime linear elástico do material, é possível obter as tensões instaladas a partir das extensões registadas. A medição de deformações no extradorso e no intradorso dos arcos destina-se assim a avaliar a distribuição de extensões e tensões na espessura do mesmo.

Foram então colocados pares de extensómetros nas direcções longitudinal e transversal da ponte, em blocos de pedra de dois meios-arcos (A3 e A4) adjacentes ao pilar P4 (ver figura 43a), em dois alinhamentos longitudinais (um central segundo o eixo da ponte – figura 43b - e outro junto à face jusante – figura 43c) e segundo três secções transversais dos arcos (uma central passando pelo coroamento, outra num meridiano a cerca de 45° e outra ainda junto à nascença dos arcos A3 e A4)

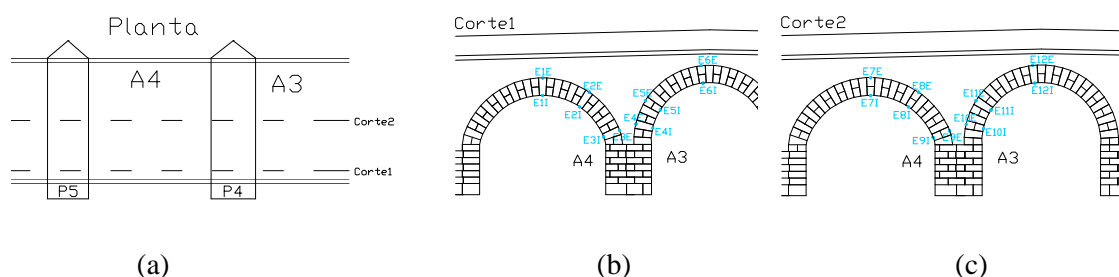


Figura 43 - Posicionamento de extensómetros. Planta parcial, alinhamentos central e lateral

Na figura 44 apresenta-se uma vista geral de quatro zonas do extradorso já instrumentadas com extensómetros e em fase de recobrimento com blocos de pedra.



Figura 44 - Colocação de extensómetros. Vista geral em fase de recobrimento com pedra do tímpano.

Além dos extensómetros de base eléctrica, surgiu também no decorrer da instrumentação a possibilidade de instalar alguns extensómetros de base óptica, aproveitando a rede de fibras ópticas já instalada para os outros sensores. Estes sensores foram também produzidos e instalados pela FiberSensing, e baseiam-se essencialmente num sensor de Bragg em fibra óptica embutido numa matriz de material compósito. Na figura 45 apresenta-se dois desses extensómetros em fase de instalação.



Figura 45 - Extensómetros de base óptica. Instalação.

### **2.10.3.5** *Pressões no material de enchimento e tensões nos arcos*

A monitorização das pressões verticais no material de enchimento é conseguida com células de pressão total por vezes usadas em obras geotécnicas.

Foi escolhida a zona de enchimento sobre o pilar P4, onde foram colocadas duas células de pressão, uma directamente sobre a face superior do pilar junto à nascença dos arcos e outra



mais próximo da superfície. Na figura 46 ilustra-se o posicionamento das referidas células, designadas por C1 e C2. Na mesma figura é possível observar ainda a posição de outras cinco células (C3 a C7) do mesmo tipo embora com geometria diferente e que foram instaladas em rasgos abertos em pedras dos arcos a fim de avaliar as tensões neles introduzidas.

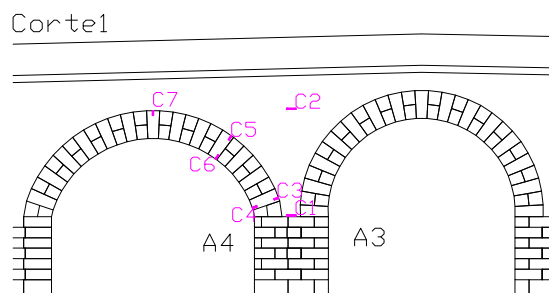


Figura 46 - Posicionamento de células de pressão.

Na figura 47 pode ver-se duas células aplicadas, uma na base do pilar e outra no intradorso do arco, numa das juntas da pedra.



Figura 47 - Células de pressão total: C1 (circular) e C3 (meia-lua)

### 2.10.3.5 Temperatura

O registo da temperatura em diversos locais da ponte destina-se essencialmente a permitir efectuar as correcções necessárias nas leituras dos restantes sensores para atender aos efeitos de variação térmica.

Exceptuando os termistores que vêm incorporados de fábrica com as células de pressão, os sensores de temperatura adoptados são baseados em fibra óptica, também fornecidos e

instalados pela FiberSensing.

A opção por este tipo de sensores de temperatura de base óptica surgiu de forma natural pelo facto de ser possível integrá-los sem dificuldade na rede de fibras ópticas instalada para os transdutores de deslocamento. Estes sensores de temperatura foram colocados em conjunto com alguns transdutores e também, como já referido, junto com tubos de fluído dos sensores de nível. Na figura 48 pode-se observar um destes sensores com um daqueles tubos em fase de colocação.

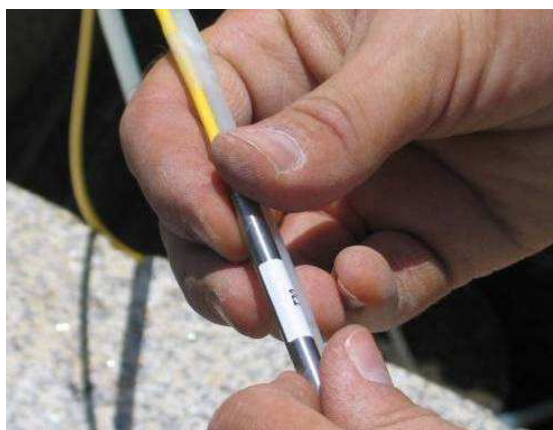


Figura 48 - Sensor de temperatura de base óptica.

#### **2.10.3.6** *Tarefas acessórias*

Tal como porventura já terá ficado patente através dos parágrafos e imagens anteriores, a instalação dos sensores descritos exigiu a execução de um conjunto apreciável de tarefas e de infra-estruturas específicas que vale a pena salientar e que importa prever desde o início do planeamento da instrumentação.

Para além de intervenções locais para cada sensor, tais como execução de furos, rasgos, cavidades, colocação de tubagens de protecção aos cabos, etc, foi necessário realizar:

- uma calha técnica para reunir e conduzir os cabos de todos os sensores a um armário técnico;
- caixas de visita ao longo da calha técnica em locais devidamente escolhidos;
- um local fechado para albergar o armário técnico.

A calha técnica foi realizada no local em chapa de zinco, por forma a se conseguir as exíguas dimensões exigidas. Estende-se ao longo da face jusante da ponte, junto à guarda lateral e revestida totalmente por pedra de granito. Na figura 49 pode-se observar o aspecto da calha já com alguns tubos ligados para condução de cabos eléctricos e ópticos, e uma das aberturas para as caixas de visita ilustradas na figura 50.



Figura 49 - Aspecto da calha técnica



Figura 50 - Caixa de visita e de acesso à calha técnica

O armário técnico fica situado numa das extremidades da ponte, ao lado do encontro e imediatamente abaixo da cota do pavimento conforme se pode observar na figura 51.



Figura 51 - Armário técnico

Nessa figura é visível o Prof. António Arêde o grande responsável de toda esta instalação e a quem se deve grande parte deste trabalho. No armário fica o quadro das fichas de sinais de todos os cabos eléctricos e ópticos para ligação ao sistema de aquisição, assim como o quadro eléctrico de alimentação de todos os equipamentos. O sistema de aquisição fica também alojado no mesmo armário fechado para monitorização em contínuo durante períodos longos.

#### **2.10.3.7** *Sistema de aquisição*

A aquisição e registo de sinais dos sensores instalados é feita com recurso a dois sistemas diferentes conforme os tipos de sensores, tanto durante a sua instalação como na fase de serviço.

Para os sensores de base óptica (extensómetros, sensores de temperatura e transdutores de deslocamento) a aquisição é feita usando uma unidade de medição produzida pela FiberSensing com capacidade para condicionamento e aquisição de 16 ramos independentes de fibra óptica, contendo cada um até 12 sensores multiplexados em série. A instalação de todos os sensores ópticos foi devidamente acompanhada com recurso a uma destas unidades, que pode ser observada na figura 52.



Figura 52 - Sistema de interrogação para sensores de fibras ópticas.

Para os sensores eléctricos, tais como extensómetros, sensores de nível, células de pressão e termistores, as leituras e registos foram e são feitas com sistemas de aquisição da National Instruments. Na fase de instalação foi usado o sistema de aquisição do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP, que tem conduzido e executado todos os trabalhos de instrumentação da ponte.

Para a fase definitiva de monitorização em serviço, a aquisição será feita com sistema de aquisição FieldPoint da National Instruments (figura 53).

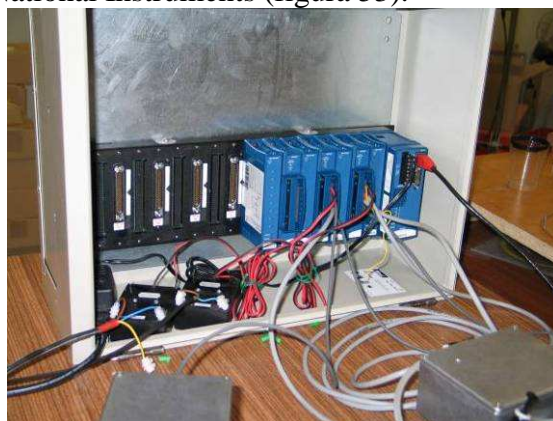


Figura 53 - Sistema de aquisição NI-FieldPoint para sensores de base eléctrica em fase definitiva.

## REFERÊNCIAS

- [1] ICOMOS – Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico, Lisboa, Junho, 2002.
- [2] Guedes, J.; Costa, A.; Arêde, A.; Paupério, E. – Reabilitação e Reforço de Estruturas Património Nacional. Experiência da FEUP. Seminário Euro-Mediterrânico, Forum UNESCO, Universidade Lusfada, Lisboa, Junho, 2002.
- [3] Costa, A.; Paupério, E.; Cid, P. - Relatório de Inspeção. Muralhas de Barcelos.

- Departamento de Engenharia Civil. Secção de Estruturas. FEUP, Porto, Maio 2002.
- [4] Arêde, A.; Costa, A. – Inspeção e Diagnóstico Estrutural de Construções Históricas. Algumas contribuições da FEUP. Seminário sobre A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, FEUP-DGEMN, FEUP, Porto, 2002.
- [5] Almeida, C. - Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a Acção dos Sismos, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2000.
- [6] Costa, A.; Guedes Coelho, A.; Mota Freitas, J.; Azeredo, M.; Cruz, J.; Santos, N.; Lopes, D. - Análise da Ponte Luiz I com vista à utilização pelo Metro Ligeiro do Porto. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº 43, LNEC, Lisboa, Fevereiro de 1998.
- [7] Sampaio, J.; Azeredo, M.; Costa, A.; Pinto, D.; Guedes, P. - Avaliação da Segurança da Estrutura do Edifício Palladium - Porto. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto de Construção, FEUP, Porto, 1992.
- [8] Rossi, P.P. – Inspection and Monitoring for the Restoration of Historical Buildings. Curso de Recuperação e Valorização de Edifícios e Conjuntos Históricos, FUNDEC, IST, Lisboa, Maio, 1998.
- [9] Costa, A.; Arêde, A.; Moreira, D.; Neves, N. - Preliminary seismic analysis and strengthening proposals of two churches in Azores. 1<sup>st</sup> US – Portugal International Workshop. Grand challenges in earthquake engineering. 250 years after the 1755 Lisbon Earthquake. Edited by Joaquim Barros (UM) and Pedro Silva (UMR), pp. 14.1 – 14.17, 11-13th July, Lamego, 2005.
- [10] Costa, A.; Arêde, A. - Strengthening of Structures Damaged by the Azores Earthquake of 1998. Construction and Building Materials, 2005.
- [11] Delgado, R.; Costa, A.; Rocha, P.; Delgado, P.; Oliveira, J. - Relatório de Inspeção à Igreja de Santo António. Viana do Castelo. FEUP, DECivil-Estruturas, Maio, 2002.
- [12] Costa, A.; Quelhas, B. – Caracterização Geométrica e Mecânica da Igreja de Vimioso. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto de Construção, FEUP, Porto, 2005.
- [13] Guedes Coelho, A.; Mota Freitas, J.; Azeredo, M.; Costa, A.; Cruz, J.; Santos, N.; Lopes, D. - Estudo da Viabilidade de Utilização da Ponte Luiz I pelo Metro Ligeiro do Porto. I Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista, 20 a 21 de Novembro, pp. 175-188, Porto, 1997.
- [14] Gambarotta, L. – Sperimentazione e Modellazione di Ponti ad Arco in Muratura . Pubblicazione Serie I, n. 11 – Atti Giornata di Studio sulla Sperimentazione dei ponti, CIAS, Politecnico di Milano, pp. 250 – 277, Trento, 1999.
- [15] Costa, A. - Determination of Mechanical Properties of Traditional Masonry Walls in Dwellings of Faial, Azores. Earthquake Engineering & Structural Dynamic. ISBN 0098-8847, pp. 1361 – 1382, Volume 31 Number 7, July, 2002.
- [16] Costa, A.; Silva, B.; Costa, A.; Guedes, J.; Arêde, A. - Experimental assessment of the structural behavior of a masonry wall under horizontal cyclic loads". 1<sup>st</sup> US – Portugal International Workshop. Grand challenges in earthquake engineering. 250 years after the 1755 Lisbon Earthquake. Edited by Joaquim Barros (UM) and Pedro Silva (UMR), pp.

- 18.1 – 18.9, 11-13th July, Lamego, 2005.
- [17] Faria, R. - Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão Através de um Modelo de Dano Contínuo, PHD, FEUP, Porto, 1995.
- [18] CEA - CASTEM 2000. Guide d'utilisation, CEA, France, 1990.
- [19] Costa, C. - Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário – Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil”, FEUP, 2002.
- [20] Azevedo, A.; Barros, J. - Manual de Utilização do Programa FEMIX - Versão 2.1, Porto, 1995.
- [21] Costa, A. - Strengthening and Repairing Earthquake Damaged Structures. Chapter 19 of Book – Assessing and Managing Earthquake Risk. pp. 403 -426. Edited by C.S. Oliveira, A. Roca and X. Goula. Springer. ISBN 978-1-4020-35241, 2006.
- [22] Neves, N. - Identificação Dinâmica e Análise do Comportamento Sísmico de um Quarteirão Localizado na Cidade da Horta – Ilha do Faial, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Julho, 2005.
- [23] Arêde, A.; Almeida, C.; Costa, A.; Rodrigues, J.; Campos Costa, A.- Dynamic Identification and Seismic Analysis of the Serra do Pilar Monastery Church. Proceedings of the International Modal Analysis Conference, Los Angeles, 2002.
- [24] Costa, A.; Guedes, J.; Paupério, E. - Intervenção estrutural (coro alto). Igreja do Pópulo. Braga. FEUP, DECivil-Estruturas, Agosto, 2004.
- [25] Guedes, J.; Costa, A. - Estabilização da Fachada da Igreja de Ponte da Barca. Livro editado por: Aníbal Costa, João Miranda Guedes, Paula Silva e Esmeralda Paupério, ISBN 972-99101-0-3, pág. 375-383, Porto, 2002.
- [26] Arêde, A.; Costa, A.; Costa, C.; Barbosa, C.; Costa, P. - Monitorização do comportamento estrutural de uma ponte nova em arcos de alvenaria de pedra. Actas do Congresso Nacional de Mecânica Experimental, Ponta Delgada, 27-29 de Julho 2005.
- [27] Costa, A., Arêde, A. e Costa, C., Ponte de Vila Fria – Projecto – FEUP, 2002.
- [28] Secil., Argamassa de Alvenaria Hidrofugada, 2002.
- [29] Chousal, J., Medição de Deslocamentos no Plano Através da Correlação Espacial de Imagem, 4º Encontro Nacional de Análise Experimental de Tensões e Mecânica Experimental, IPB, 2001
- [30] L. A. Ferreira, F. M. Araújo, A. A. Maia, P. A. Alves, J. L. Santos, Redes de Bragg em Fibra Óptica - contribuições para o desenvolvimento de uma tecnologia revolucionária em monitorização estrutural, Betão Estrutural 2004, 2004