

AValiação Experimental e Monitorização de Estruturas Antigas de Alvenaria de Pedra. Experiência do NCREP/ LESE em dois casos de estudo

A.D. ARÊDE
Prof. Auxiliar
FEUP

A.G. COSTA
Prof. Associado c/
Agregação
FEUP

SUMÁRIO

Apresenta-se a actividade experimental que o LESE, Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP, em estreita colaboração com o Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP), tem vindo a desenvolver desde 2002 no âmbito do comportamento de estruturas antigas de alvenaria de pedra. Procurando dar a conhecer a realidade do laboratório, em particular no que se refere ao estudo de estruturas de alvenaria de pedra, aborda-se com mais detalhe dois casos de estudo em que o LESE tem estado envolvido. O primeiro caso refere-se a uma campanha de ensaios realizados sobre o modelo físico de um arco-viga de alvenaria de blocos de granito com junta seca, réplica à escala 1:2 de um outro existente na Igreja dos Terceiros em Braga. O segundo caso aborda a intensa actividade que tem vindo a ser realizada desde 2002 com vista à monitorização do comportamento estrutural da nova ponte de Vila Fria sobre o rio Vizela, concelho de Felgueiras, construída de raiz em alvenaria de pedra de granito e vencendo um vão total de 60m através de cinco arcos com vãos entre 4.8 e 6.0m.

1. INTRODUÇÃO

Desde a sua criação o NCREP tem vindo a dedicar especial atenção ao estudo de estruturas antigas de alvenaria de pedra, com vista à sua reabilitação e eventual reforço. As peculiaridades deste tipo de estruturas requerem ferramentas específicas de análise que facilmente saiem do leque de meios habitualmente à disposição dos projectistas e analistas estruturais. Por essa razão, e também devido à escassez de dados relativos às características materiais e estruturais das construções antigas (ou de tipo antigo), assume especial importância a actividade experimental que possibilite um melhor conhecimento sobre o comportamento dessas estruturas já que constitui um meio preferencial para validar modelos numéricos de análise e calibrar com realismo os valores de parâmetros a adoptar em tais modelos.

É neste contexto que o LESE, Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP, em estreita colaboração com o NCREP, tem vindo a desenvolver desde 2002 uma crescente actividade de análise experimental de estruturas antigas de alvenaria de pedra,

quer através de ensaios de modelos e materiais em laboratório, quer de monitorização do seu comportamento *in-situ*. Neste âmbito assume especial importância dois casos de estudo em que o LESE tem estado envolvido e que são apresentados neste artigo, não numa perspectiva de abordagem e discussão de resultados específicos, pelo facto de estarem ainda em desenvolvimento, mas com intuito de dar a conhecer o tipo actividade experimental em que o laboratório tem vindo a ganhar competências por forma a colmatar uma lacuna que existia na FEUP.

2. O LABORATÓRIO DE ENGENHARIA SÍSMICA E ESTRUTURAL

2.1. Enquadramento

O LESE foi instituído oficialmente em finais de 2002 como resultado da divisão do antigo Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FEUP em vários laboratórios de actividades mais específicas.

Apesar da designação “Engenharia Sísmica”, o LESE abarca também a análise experimental e numérica do comportamento de estruturas menos correntes no actual contexto do saber estrutural e da arte de construir, como é o caso das construções antigas de alvenaria de pedra.

Esta conjugação dos temas da engenharia sísmica e das estruturas antigas, resulta naturalmente dos interesses científicos do conjunto de docentes e investigadores adstritos ao LESE, parte dos quais tem desenvolvido forte actividade no primeiro tema, outra parte no segundo e, outra parte ainda, na conjugação dos dois (como é o caso dos autores deste artigo). Deste modo, o LESE assume-se actualmente como a extensão da vertente experimental de pelo menos três grupos de trabalho científico/tecnológico e de prestação de serviços (esta última em articulação com o Instituto da Construção da FEUP), dos quais o NCREP constitui um exemplo com significativa actividade.

Tendo partido praticamente do “zero” no que respeita a instrumentos para ensaios experimentais, o LESE tem vindo a adquirir desde 2002, uma série de equipamentos básicos de actuação e de monitorização indispensáveis à realização de ensaios estruturais previstos no âmbito da suas actividades. Dessa série realça-se, como componentes mais importantes do investimento, os seguintes itens:

- ✓ um apreciável conjunto de dez actuadores hidráulicos para aplicação de forças (três actuadores servo-controlados e sete actuadores básicos de duplo efeito) com capacidades desde 10 a 50 toneladas, em tracção ou compressão;
- ✓ duas centrais de pressão para accionamento dos actuadores;
- ✓ um conjunto de quarenta transdutores de deslocamentos;
- ✓ um sistema de controle dos actuadores do tipo PXI, da marca National Instruments;
- ✓ dois sistemas aquisição de dados também da marca National Instruments, um do tipo PXI para aplicações em laboratório e outro do tipo FieldPoint mais devotado a aplicações de monitorização em campo.

Sob responsabilidade de direcção dos autores deste artigo, o LESE integra na sua equipa vários docentes e investigadores, dois técnicos permanentes e diversos bolsiros de investigação no âmbito de trabalhos de mestrado e doutoramento, mobilizando já (ao cabo de apenas três anos de existência) uma intensa actividade experimental.

2.2. Actividades do LESE

Abarcando as vertentes laboratorial e de monitorização em obra, o LESE tem realizado diversas actividades que se podem elencar do seguinte modo:

- ✓ Ensaios de modelos em laboratório com vista à validação de técnicas de reforço, nos quais se incluem as seguintes campanhas:
 - i)* Modelo à escala 1:2 de um arco/viga da Igreja dos Terceiros em Braga;
 - ii)* Paineis de parede de alvenaria de construção tradicional sob acções horizontais cíclicas;
 - iii)* Pilares de betão armado maciços (à escala real) e de secção oca (modelos a escala reduzida de pilares de pontes) sob acções horizontais alternadas;
 - iv)* Arrancamento e corte de ancoragens mecânicas e químicas em alvenaria de pedra.

- ✓ Ensaios de caracterização material e estrutural, dos quais se podem destacar:
 - i)* Mosteiro da Serra do Pilar, Gaia;
 - ii)* Ponte de Vila Fria, em arcos de alvenaria de pedra;
 - iii)* Igrejas das Bandeiras e da Madalena na ilha do Pico e de um quarteirão na ilha do Faial, Açores;
 - iv)* Ponte de Arame em Celorico, Amarante;

- ✓ Ensaios de carga para avaliação da segurança em estruturas existentes ou em obras de reforço estrutural, de que se pode realçar:
 - i)* Coro alto da Igreja do Pópulo em Braga;
 - ii)* Edifício danificado e reforçado na sequência de um incêndio na zona de Campanhã, Porto;
 - iii)* Edifício da década de 1920 para reabilitação estrutural, na Av. dos Aliados, Porto.

- ✓ Monitorização do comportamento de estruturas existentes ou novas, com particular incidência em construções de tipo antigo ou tradicional, das quais merecem especial enfoque os seguintes casos:
 - i)* Nova Ponte de Vila Fria, em arcos de alvenaria de pedra, o caso com maior quantidade e diversidade de instrumentação em que o LESE se envolveu;

- ii) Controle de deformações estruturais em diversas igrejas como por exemplo as dos Terceiros e do Pópulo em Braga, as dos Grilos e de S. Francisco no Porto e a matriz de Vila do Conde.

Os exemplos de intervenções referidas (que não constituem a lista exaustiva!) só por si permitem avaliar a forte actividade que tem marcado a jovem existência do LESE. No âmbito deste artigo, porém, restringe-se uma abordagem mais detalhada a dois casos emblemáticos das actividades do LESE, nomeadamente: *i)* o Arco da Igreja dos Terceiros, conhecido no laboratório como o “arco” e que, pelas suas peculiaridades de forma e funcionamento, e ainda por ter marcado o início das actividades do LESE, constitui uma referência obrigatória como ensaio em laboratório destinado a fundamentar uma intervenção em obra; *ii)* a Ponte de Vila Fria, que pela abrangência de instrumentação instalada e pelo envolvimento que tem requerido do LESE, se torna também um caso especial a realçar.

3. O ARCO DOS TERCEIROS

3.1. Enquadramento e objectivos

No âmbito do protocolo com a Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) foi solicitado à FEUP, e em particular ao NCREP, o estudo das patologias estruturais da Igreja dos Terceiros em Braga, que se encontra ilustrada na Figura 1, tanto em vista geral exterior como em vista interior do arco do coro alto. A inspecção e diagnóstico então realizadas foram já objecto de publicações anteriores [1].



(a)



(b)

Figura 1: Igreja dos Terceiros: (a) vista exterior e (b) vista interior do arco do coro alto.

Aquando das inspecções realizadas ao local, constatou-se que um dos arcos de suporte do coro alto, um arco/viga de alvenaria de pedra, apresentava danos estruturais significativos, razão pela qual se encontrava provisoriamente escorado de forma bastante inestética com um pórtico metálico que se pode observar na Figura 1-b. As anomalias observadas, i.e. a acentuada deformação vertical e a expressiva abertura de juntas, e a necessidade de remover o dito escoramento determinou a realização de um estudo aprofundado daquele arco.

O carácter particular do referido arco que, conforme se observa, 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 campanha experimental sobre um modelo à escala 1:2 do arco real, com o intuito de se estudar o comportamento deste tipo de estrutura e de estabelecer formas possíveis/exequíveis de proceder ao seu reforço. O modelo então realizado ilustra-se na Figura 2, na fase inicial sem qualquer dispositivo de carregamento e já com todo o sistema de aplicação de cargas.



Figura 2: Modelo experimental à escala 1:2 do arco do coro da igreja dos Terceiros. (a) arco isolado e (b) arco com dispositivo de carregamento vertical.

Em simultâneo com a modelação experimental procedeu-se à simulação numérica do comportamento estrutural do arco, com recurso a técnicas de modelação analíticas baseadas no método dos elementos finitos, onde as interfaces entre blocos são adequadamente tidas em conta. Deste modo, foi gerado um modelo numérico tridimensional da estrutura no programa de cálculo CASTEM2000 [2], a partir do levantamento das características geométricas de cada pedra constituinte do arco.

A comparação de resultados entre as duas vias de análise permite a calibração numérica do modelo de análise adoptado, uma vez que o estudo numérico do comportamento estrutural do arco real existente na igreja dos Terceiros, aqui designado por arco protótipo, tem por base parâmetros de comportamento devidamente calibrados pela resposta experimental obtida em laboratório para o arco modelo à escala 1:2.

Dado que a estabilidade deste tipo de estruturas depende essencialmente do confinamento longitudinal a que estão sujeitas, um dos objectivos centrais deste estudo consistiu então em avaliar o comportamento deformacional do arco sob diferentes níveis de aperto longitudinal. Para o caso real na situação original, esse grau de aperto está fundamentalmente ligado à rigidez das paredes que suportam os impulsos horizontais gerados pelo arco e à eventualidade de ocorrerem assentamentos de apoio nessas paredes que induzam descompressão no arco.

No arco modelo as paredes laterais são substituídas por perfis metálicos que se podem observar na Figura 2-a), sobre os quais se procurou reproduzir diversas situações de confinamento longitudinal através de vários níveis de força horizontal de aperto dos perfis contra arco, a fim de calibrar o modelo numérico nessas diferentes condições. A transposição dos resultados dessa calibração para o estudo do arco protótipo permite

então analisar diferentes cenários de confinamento longitudinal e avaliar o nível de aperto a introduzir para garantir um estado limite adequado.

Importa salientar que este estudo experimental, tendo sido o caso piloto, espécie de “cobaia”, das actividades do jovem laboratório, tem sofrido grandes atrasos que o têm prolongado demasiado no tempo. Naturalmente que a este facto não é alheia uma certa aprendizagem laboratorial evitada de falhas do equipamento experimental, de processos de tentativa-e-erro e alterações na instalação (*set-up*) de ensaio que, porém, se encontra já estabilizada.

3.2. Construção do modelo e *set-up* experimental

Conforme já referido o arco modelo foi realizado à escala 1:2 do arco protótipo, tendo sido escolhida esta escala por um compromisso de critérios de espaço no laboratório e de adequabilidade das dimensões da estrutura modelo face aos principais aspectos de comportamento em jogo.

De facto, apesar das generosas dimensões do laboratório, a realização de um modelo à escala real (com cerca de 9m de comprimento) não se tornava viável pela exagerada ocupação de espaço, mobilização de meios e elevados custos. Por outro lado, uma escala mais reduzida poderia potenciar fenómenos indesejáveis para o caso em estudo, como por exemplo a eventual delaminação prematura de blocos de pedra sob compressões exageradas. A opção pela escala 1:2 foi então considerada razoável por conduzir a blocos de dimensão realista (cerca de 0.15m de altura, 0.45m de largura e comprimento variável) de modo a não influenciar o essencial do comportamento. Realça-se que não foram tidas em conta relações de escala estabelecidas à luz da teoria de semelhança uma vez que não se procura extrapolar directamente resultados específicos do ensaio para a estrutura real, mas tão somente calibrar o modelo numérico.

O modelo experimental à escala 1:2, já apresentado na Figura 2, tem sensivelmente 2.14 m de altura e um vão de 4.17 m. Foi construído sobre um cimbreiro de madeira especificamente executado para o efeito, com blocos serrados por meios mecânicos e com acabamento a “pico médio”, também realizado por meios mecânicos, na empresa de exploração e corte de granitos “Granitos Urbanos” de Valença.

Os dois perfis metálicos HEB300 de suporte lateral têm 3.0 m de altura, estão apertados na base e apoiados em perfis inclinados. Porém, estas escoras inclinadas têm as ligações aparafusadas soltas, de forma a não terem qualquer influência no comportamento estrutural do arco; a sua utilização justifica-se apenas por razões de segurança. Os perfis HEB300 estão unidos por tirantes horizontais (4φ20), dois na parte inferior e outros dois na parte superior (imediatamente acima do arco - Figura 3-a), onde é aplicada uma força de pré-esforço inicial com valores a diferentes níveis. Nos quatro tirantes foram colocadas células de carga (uma por tirante - Figura 3-b) de forma a poder ser monitorizada a força a que estão sujeitos.

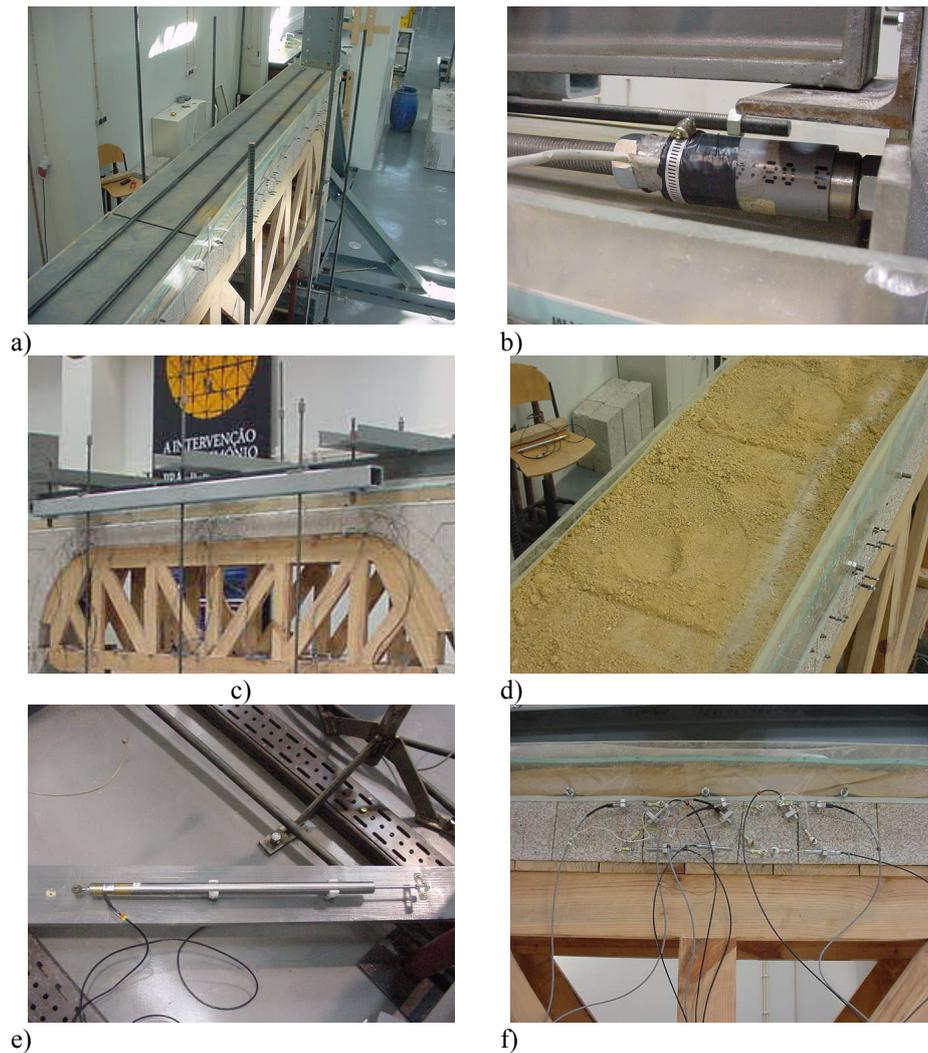


Figura 3: Aspectos vários do *set-up* experimental. (a) Tirantes horizontais superiores; (b) célula de carga; (c) estrutura de aplicação e distribuição de carga; (d) saibro para distribuição da carga; (e) e (f) LVDT's de maior e menor curso, respectivamente

A carga vertical é aplicada ao arco através de três pares de tirantes verticais, também dotados de células de força, um par de cada lado do arco, ligados numa extremidade a actuadores hidráulicos que fazem reacção na laje de piso e, na outra extremidade, a uma estrutura metálica (Figura 3-c). Esta, juntamente com uma camada de saibro colocado em cima do arco (Figura 3-d), permite transmitir ao arco a carga de modo aproximadamente uniforme. Esta repartição de carga uniforme é realizada transferindo a força de cada par de tirantes a três travessas independentes (UNP300, visíveis na Figura 3-c) que, por sua vez, descarregam noutros três perfis longitudinais independentes (HEB160), cada um com aproximadamente 1/3 do vão total do arco. Sob cada um destes perfis existe ainda uma chapa de aço com o mesmo comprimento do perfil para

garantir a repartição transversal da carga (Figura 3-a). A carga total fica assim aplicada através de três repartições uniformes com resultantes a meio e aos sextos do vão.

Os movimentos do arco são monitorizados em termos de deslocamentos medidos através de transdutores clássicos do tipo LVDT (Linear Voltage Displacement Transducer), de grande curso (Figura 3-e) para medir os deslocamentos globais em pontos estratégicos do arco, e outros de pequeno curso (Figura 3-f) para registo dos deslocamentos relativos nas juntas.

A representação esquemática do set-up de ensaio encontra-se ilustrada na Figura 4, que sintetiza e identifica a instrumentação utilizada. Nessa figura pode-se verificar que três LVDT's de maior curso, os n.ºs 34, 32 e 33, se destinam a medir deslocamentos verticais a meio e aos sextos do vão, respectivamente, (em concordância com as resultantes das forças dos três pares de tirantes) e os restantes (n.ºs 28/31 e 29/30) estão colocados de modo a medir abertura/fecho longitudinal ao nível da base do arco e acima da grelha de aplicação da carga.

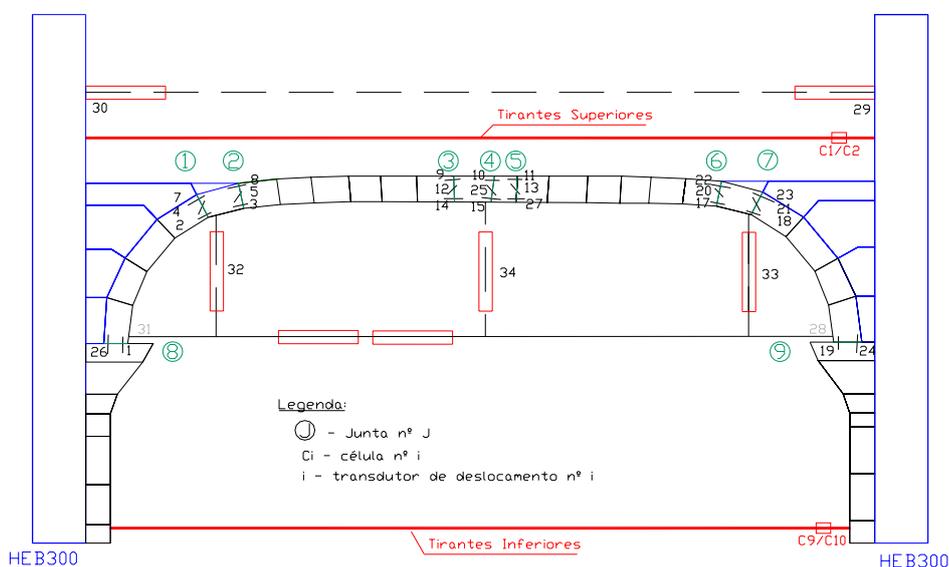


Figura 4: Esquema do *set-up* de ensaio com numeração de juntas, LVDT's e células de carga.

Nas juntas identificadas de 1 a 7 na Figura 4, foram colocados três LVDT's, dois normais, ou aproximadamente normais, ao plano da junta e um deles oblíquo. Mediante projecção dos deslocamentos nas direcções normal e tangencial à junta, os movimentos normais permitem quantificar a abertura/fecho da junta e tirar conclusões quanto à localização do eixo neutro, enquanto que os oblíquos fornecem o escorregamento entre blocos. Nas juntas 8 e 9 foram apenas colocados dois LVDT's normais ao plano de contacto dos blocos.

A forma como o modelo e respectivo *set-up* foram concebidos determinam uma sequência de ensaio a respeitar por condicionalismos operacionais, que consiste nas seguintes etapas ilustradas na Figura 5:

- i) Aperto dos tirantes longitudinais inferiores e superiores (Figura 5-a);
- ii) Retirada do cimbre (Figura 5-b), activando o peso próprio do arco, estimado em 13,61kN (apenas da parte acima das mísulas das colunas de apoio), e o peso próprio do saibro e das chapas metálicas sobrejacentes que perfaz um total de 5kN.
- iii) Colocação da estrutura metálica (Figura 5-c) para aplicação das forças verticais (introduzindo uma carga adicional de 7,85kN);
- iv) Fixação dos tirantes verticais à estrutura de repartição e aplicação da força vertical crescente (Figura 5-d);



Figura 5: Sequência do ensaio. (a) Aperto dos tirantes, (b) descida do cimbre, (c) colocação da estrutura de repartição de cargas e (d) aplicação de carga vertical crescente.

Salienta-se que a aplicação de iguais forças em todos os seis tirantes verticais é conseguida por aplicação de igual pressão nos seis actuadores correspondentes. O controle do ensaio é feito então em termos da pressão do óleo que a central hidráulica debita para os actuadores, através de uma válvula proporcional de pressão que equipa a referida central. A proximidade de valores das forças nos vários actuadores é confirmada ao longo do ensaio pelos registos das células de carga instaladas nos correspondentes tirantes.

3.3. Campanha experimental

A campanha de ensaios sobre o arco e com ele relacionados envolveu até ao presente quatro fases distintas. Assim, a fim de dar suporte às modelações numéricas, foram realizados ensaios de caracterização material, quer relativos à pedra constituinte dos blocos (resistência à compressão, à tracção e módulo de deformabilidade), quer relativos às juntas entre blocos (rigidez normal e tangencial).

Relativamente aos ensaios de carga vertical crescente sobre o arco para vários níveis de aperto longitudinal, foram realizadas duas séries de ensaios com uma ligeira variante da configuração dos blocos centrais de fecho do arco. De facto, observando em detalhe a zona central do arco na Figura 4, constata-se que o bloco entre as juntas 4 e 5 tem uma configuração atípica contrária ao que seria de esperar na zona de fecho do arco. Dado que assim existe no arco protótipo, respeitou-se essa configuração na 1ª série de ensaios. No entanto, com o intuito de averiguar qual a influência que esse facto poderia ter no comportamento do arco, realizou-se também uma 2ª série de ensaios em que os dois blocos adjacentes à junta 4 foram substituídos por um só.

Para cada uma das referidas séries de ensaios de carga vertical foram considerados os seguintes níveis de força de aperto longitudinal nos dois tirantes superiores (repartida de forma aproximadamente igual pelos dois): 5kN; 10kN; 15kN; 20kN; 30kN.

Da grande quantidade de resultados obtidos, evidencia-se apenas nas figuras seguintes alguns dos mais representativos correspondentes à 1ª série de ensaios. Assim, na Figura 6 ilustram-se as evoluções de força resultante total vertical com o deslocamento a meio-vão, para os cinco ensaios correspondentes a outros tantos níveis de aperto longitudinal.

O gráfico aparece deliberadamente sem os valores na escala de deslocamentos pelo facto de os resultados destes ensaios estarem a ser usados para um “*BenchMark test*” entre diversas instituições com vista à avaliação de desempenho de modelos numéricos para a simulação deste tipo de estruturas; por essa razão os resultados não podem ser ainda divulgados na sua totalidade, tendo-se então optado por publicar apenas parte da informação que não comprometa a prossecução do referido teste. Por outro lado as curvas não começam a partir de força zero porque a parte da carga correspondente ao peso próprio e aos dispositivos auxiliares colocados, não é possível ser controlada em termos de evolução de força.

Do referido gráfico podem-se constatar claros acréscimos de resistência para níveis crescentes de força de aperto, conforme seria de esperar. Esses acréscimos são evidenciados para um mesmo nível de deslocamento indicado pela linha vertical a tracejado que corresponde a uma deformação já muito acentuada do arco, muito para além do que será aceitável como limite de utilização. A título meramente informativo refere-se que aquela flecha a meio-vão é já muito superior a $l/400$ (onde l é o vão do arco), que corresponde à flecha limite correntemente aceite para estruturas de betão armado e que, na opinião dos autores deverá ser ainda mais reduzida no caso deste tipo de estruturas. Associados aos acréscimos de carga total estão também indicados valores úteis de carga distribuída ao longo do arco, entendendo-se por útil a carga acima do peso próprio do mesmo.

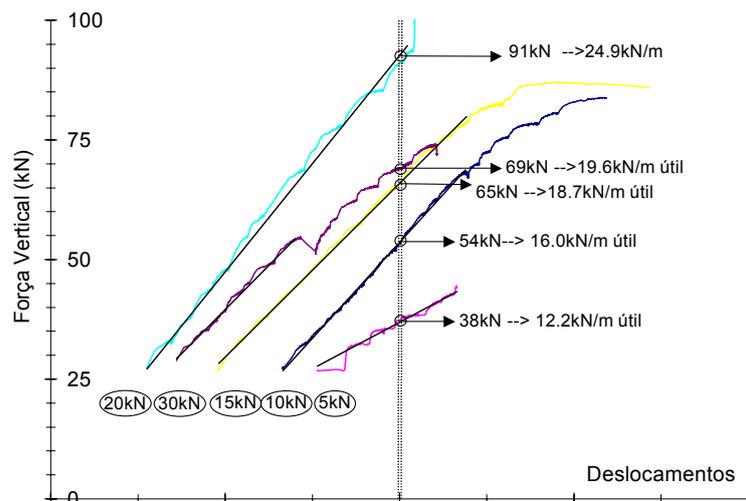


Figura 6: Resultados de força total – deslocamento vertical a meio vão da 1ª série de ensaios.

Esta tendência de acréscimo de resistência, no entanto, não é totalmente confirmada para o ensaio de aperto a 30 kN, o que se fica a dever à posição em essa força está a ser aplicada. De facto, sendo a força nos tirantes aplicada acima do arco, transmitindo-se a este através dos perfis metálicos verticais de apoio, a localização da resultante da força de aperto depende da deformação do perfil de encontro ao arco, que por sua vez depende da força aplicada. Se essa força é suficientemente grande para que a resultante se aproxime da face superior do arco pode conduzir a um efeito contrário ao pretendido, pelo que, dos resultados obtidos, a força máxima de aperto a adoptar não deverá ultrapassar 20 kN à qual está associada uma duplicação da resistência para a flecha de referência considerada.

Na Figura 7 representa-se a variação da máxima abertura de junta e a sua localização (sempre nas juntas centrais 3 e 4), para os vários casos de força de aperto e para três níveis de carregamento vertical. Observa-se então que a junta 4 é a mais aberta apenas para a menor força de aperto, passando depois a ser a junta 3 para os restantes casos; nestes, os movimentos da junta 3 passam a ser insignificantes, indicando que os dois blocos adjacentes praticamente se movimentam como um só o que sugere que, para níveis de aperto superiores a 10kN, já não deverá ser relevante a influência daquele bloco atípico.

Por fim, na Figura 8 pode-se avaliar a variação de força nos tirantes longitudinais superiores que conferem o aperto ao arco, para dois casos de nível de aperto inicial (5 kN e 20 kN), verificando-se que, para a flecha de referência a meio-vão, a força solicitada aos tirantes aumenta muito, chegando mesmo a quadruplicar para o caso de menor confinamento inicial.

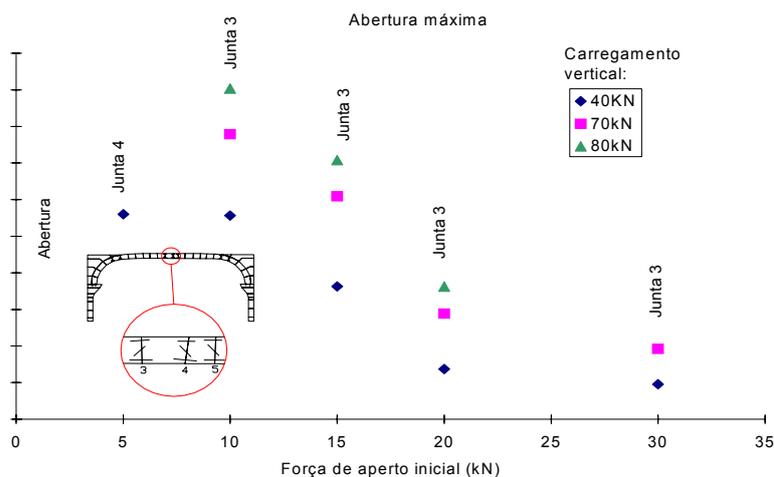


Figura 7: Variação de grandeza e localização da máxima abertura de junta

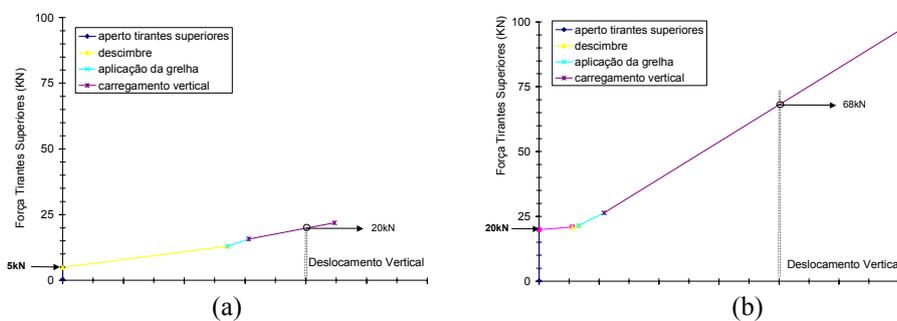


Figura 8: Evoluções da força de aperto para (a) aperto inicial de 5 kN e (b) de 20kN

Os resultados expostos permitem ficar com uma ideia geral do tipo de comportamento do arco e do nível de forças envolvidas. Conforme já referido, foi também realizada uma 2ª série de ensaios com o bloco central substituído e cujos resultados não são aqui apresentados; refere-se no entanto que dos registos obtidos se constata um acréscimo de resistência e rigidez do arco para idênticos níveis de confinamento longitudinal.

Entretanto, o efeito já descrito relativo à influência da posição dos tirantes superiores na variação de resistência, bem como as possibilidades físicas de implementação do reforço no arco real sugeriu uma mudança de posição dos tirantes que está presentemente a ser materializada após a qual será realizada uma nova campanha de ensaios.

4. A PONTE DE VILA FRIA

4.1. Enquadramento e descrição da obra

Este trabalho enquadra-se numa iniciativa da Câmara Municipal de Felgueiras de construir uma ponte de alvenaria de pedra sobre o Rio Vizela, em Vila Fria, em substituição de uma antiga passagem (Figura 9-a) com graves condições de segurança estrutural.

A FEUP e o Instituto da Construção (IC) apoiaram esta iniciativa numa perspectiva científica por se enquadrar numa linha de investigação sobre estruturas antigas iniciada há alguns anos no Departamento de Engenharia Civil.

Em face de requisitos arquitectónicos específicos, foi proposto o projecto que se ilustra na Figura 9-b) [3], onde se pode observar 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.

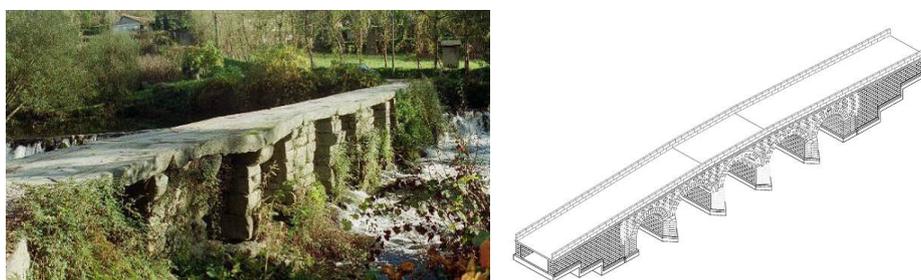


Figura 9: (a) Antiga passagem existente sobre o rio Vizela em Vila Fria e (b) perspectiva montante do projecto da nova ponte

A estrutura foi fundada em grupos de micro-estacas encabeçadas por maciços de betão armado onde assentam os pilares (Figura 10).



Figura 10: Fundações e pilares: (a) micro-estacas, (b) maciço de encabeçamento e (c) base de um pilar

Os pilares, os arcos e os muros-tímpano foram realizados em alvenaria de pedra aparelhada de granito, assente com uma fina camada de argamassa pronta de cal hidrofugada (Figura 11) [4].



Figura 11: a) Pilar e b) arco em construção.

O enchimento sobre o extradorso dos arcos e entre muros-tímpano foi materializado em *tout-venant* (Figura 12-a) 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 (Figura 12-b).



Figura 12: a) Enchimento com *tout-venant* e b) assentamento do lajeado de granito

A construção da ponte começou em 2002 e terminou em Abril de 2005, com o aspecto final ilustrado na Figura 13.



Figura 13: Vista final geral da nova ponte: (a) montante e (b) jusante

4.2. Articulação com outros trabalhos sobre a ponte

O trabalho relativo ao projecto, construção e estudo do comportamento da ponte tem 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.

Com o presente artigo pretende-se essencialmente apresentar a instrumentação adoptada para registar a resposta estrutural da ponte, com breves referências às fases principais da instalação dos sensores e respectiva calibração e ainda ao sistema de aquisição de dados utilizado. Apesar de praticamente finalizada, a instalação de todos os sensores não foi ainda concluída, razão pela qual não são aqui apresentados resultados relativos à resposta da sensorização face às acções solicitantes da ponte que já se encontra em serviço.

Num outro artigo [5] abordam-se diversos aspectos relativos à modelação e análise estrutural da ponte bem como à determinação laboratorial e *in-situ* de parâmetros caracterizadores do comportamento mecânico dos materiais constituintes, tais como propriedades mecânicas e físicas do material de enchimento e características mecânicas das juntas entre blocos.

4.3. Objectivos da monitorização

A monitorização desta obra surge na sequência de um anterior trabalho de modelação e análise estrutural de um caso similar [6], no decorrer do qual foram encontradas 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 uma obra deste tipo desde a sua construção e de monitorizar o seu comportamento estrutural constituiu assim uma excelente oportunidade para estabelecer e calibrar técnicas de modelação analítica adequadas para

a simulação numérica de outras construções semelhantes existentes. De facto, 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 informação relativa aos seguintes parâmetros:

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

Através de registos colhidos com a 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.

4.4. Instrumentação instalada

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

4.4.1. Deslocamentos globais

A dimensão da obra e a inexistência de pontos ou estruturas físicas de referência permanentes, limitou fortemente 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 (Figura 14).



Figura 14: Descimbre de um arco. (a) Pórtico de referência para LVDT's e comparadores e (b) seu posicionamento no coroamento do arco.

No entanto, em permanência não é possível dispôr 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 entrada do sensor (Figura 15). 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.

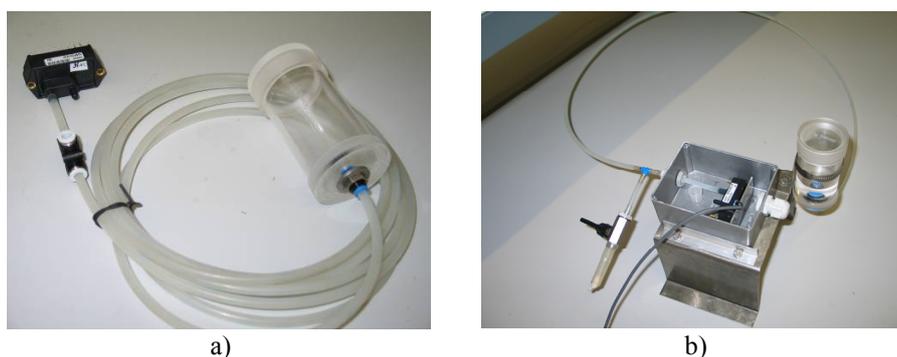


Figura 15: Medição de desníveis. (a) Sensor de pressão, tubo e reservatório. (b) Montagem

Foram adoptados sensores da gama 160PC da marca Honeywell, adequados para um intervalo de pressões entre 0 m.c.a. e 0.254 m.c.a.. Com o sistema de leitura a utilizar, equipado com placas de aquisição dotadas de conversores analógico-digital de 12 bits, este intervalo proporciona uma resolução inferior a 0.1mm, que é suficiente para os deslocamentos previstos.

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 colocados no interior da ponte e sobre os pilares (Figura 16-a e Figura 16-b), mais propriamente sobre colunas rígidas circulares de betão apoiadas na face superior dos pilares junto à nascença dos arcos e no lado interior jusante dos muros-tímpano.

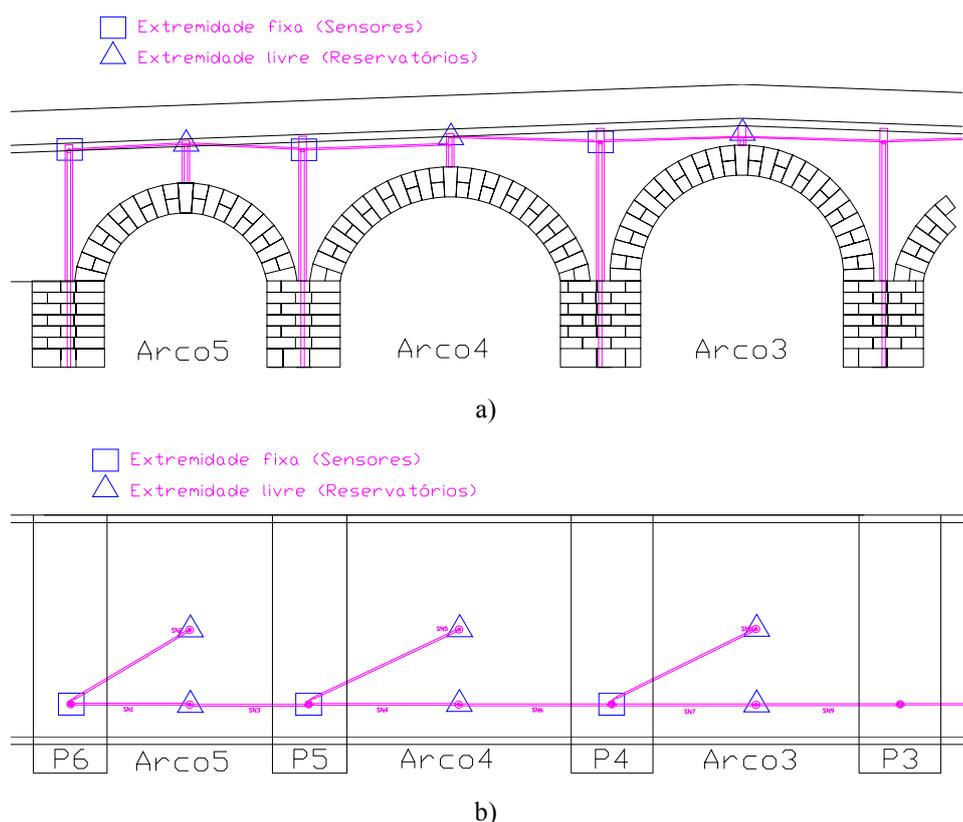


Figura 16: Posição dos sensores de pressão. (a) corte longitudinal e (b) planta parciais.

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 (Figura 17) a fim de evitar movimentos laterais daquelas que possam ser directamente induzidos pela transmissão das cargas ao enchimento.



Figura 17: Colunas de apoio aos sensores de pressão. (a) Vista geral na fase de construção e (b) vista superior pela caixa de acesso.

As extremidades livres dos tubos de fluido associados a cada sensor encontram-se no meio-vão dos arcos (Figura 16-b), 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. O fluido utilizado é óleo de silicone, para evitar problemas de congelação e de evaporação (muito prováveis no caso de utilização de água) que comprometeriam a validade dos registos ao longo do tempo.

A correcção para atender aos efeitos da variação de temperatura é feita directamente na ponte já em serviço, com recurso a um sensor de referência. Este sensor é idêntico aos restantes e com comprimento de tubo da mesma ordem de grandeza, mas o respectivo reservatório de fluido fica colocado junto ao sensor e solidário com ele. Assim, não havendo variações relativas de nível entre o sensor e a superfície livre do fluido resultantes de deslocamentos diferenciais, as variações que ocorram serão apenas devidas à temperatura. Procedendo ao registo desta em simultâneo com o registo do sinal do sensor de nível de referência, obtém-se a curva de correcção pretendida. Mais detalhes relativos ao funcionamento e aos cuidados de instalação destes sensores podem ser encontrados numa outra publicação [7].

Além da 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 [8] entre estados de deformacionais distintos, técnicas estas já aplicadas com sucesso em laboratório.

4.4.2. Deslocamentos relativos das juntas

A fim de captar movimentos relativos 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 18-a ilustra-se a configuração de transdutores em Z

numa junta e na Figura 18-b apresenta-se o posicionamento geral das cavidades para os transdutores num dos arcos.



Figura 18: Instrumentação de juntas. (a) Configuração em Z dos transdutores de deslocamento e (b) localização 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 18-a. No entanto, para a fase definitiva de monitorização, e em alternativa aos LVDT's, foi adoptado outro tipo de transdutor linear de posição e deslocamento (LPDT) baseado em redes de Bragg em fibra óptica, que se apresenta na Figura 19-a, 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 [9], 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.

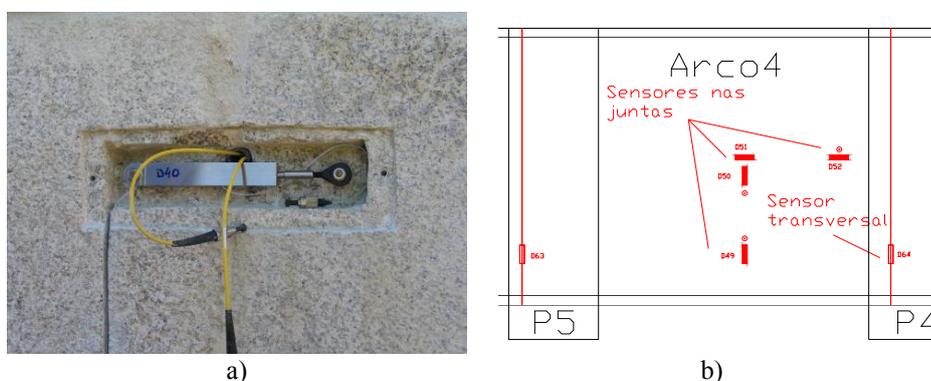


Figura 19: Instrumentação de juntas. (a) LPDT de fibra óptica e (b) posicionamento de LPDT's de fibra óptica em juntas do intradorso de um dos arcos.

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 19-b ilustra esquematicamente a posição de alguns desses sensores colocados no intradorso de um dos arcos.

4.4.3. Deslocamentos relativos entre muros-tímpano opostos

A fim de controlar os 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 19-b está também indicada a posição esquemática de dois 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 [9]. Basicamente, o deslocamento é obtido através da medição da extensão linear de fio de invar amarrado a cada um dos muros-tímpano, ao qual é dada uma pré-tensão inicial que o mantém sempre sob tracção por forma a que o sensor fique sempre activo. A extensão linear assim registada, multiplicada pelo comprimento do fio, dá o afastamento relativo dos muros-tímpano.

Na Figura 20 ilustra-se o aspecto geral dos sensores longos onde se pode observar também os tubos de protecção do fio de invar e que consistem num tubo de aço-inox estanque para protecção mecânica e ainda num outro tubo exterior de ferro fundido com diâmetro bastante superior ao primeiro para o proteger de assentamentos do enchimento. Na Figura 21 ilustra-se uma das zonas de fixação de um destes sensores junto ao muro-tímpano, onde se pode observar o elemento de fixação à pedra, o órgão de tensionamento e o fio de invar.



Figura 20: Sensores longos transversais. Aspecto geral e tubos de protecção.



Figura 21: Sensores longos transversais. Zona de amarração no muro-tímpano.

4.4.4. Deformações 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, em dois alinhamentos longitudinais (um lateral junto à face jusante – Figura 22-a e outro central segundo o eixo da ponte – Figura 22-b) 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).

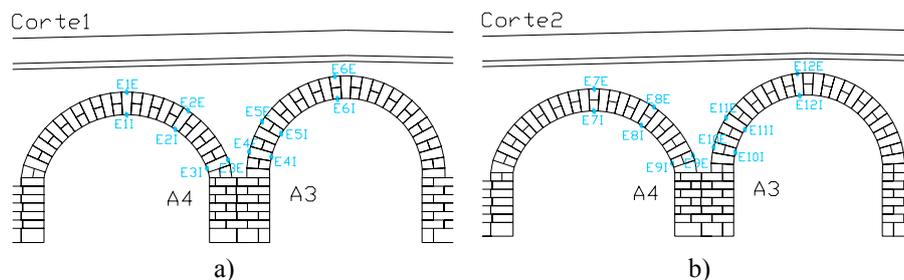


Figura 22: Posicionamento de extensómetros. (a) Alinhamento lateral jusante e (b) central.

A aplicação dos extensómetros é semelhante à aplicação noutros materiais, tais como o betão, sendo no entanto necessária uma regularização prévia com resina para minimizar os efeitos da heterogeneidade do material de base que neste caso é o granito. No intradorso foram abertas cavidades superficiais como a evidenciada na Figura 23-a a

fim de albergar os extensómetros e as respectivas protecções mecânicas, eléctricas e à humidade, sobre as quais foi colocada uma camada final de argamassa à face da pedra. No extradorso, os extensómetros e as protecções foram colocadas na face da pedra, recebendo depois uma camada de argamassa antes da colocação das outras pedras ou do *tout-venant*. Na Figura 23-b apresenta-se uma vista geral de quatro zonas do extradorso já instrumentadas com extensómetros e em fase de recobrimento com blocos de pedra, onde se consegue também visualizar as protecções à face da pedra.



Figura 23: Colocação de extensómetros. (a) Regularização de base para extensómetro colado em cavidade previamente aberta e (b) protecção final.

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 24 apresenta-se dois desses extensómetros em fase de instalação.

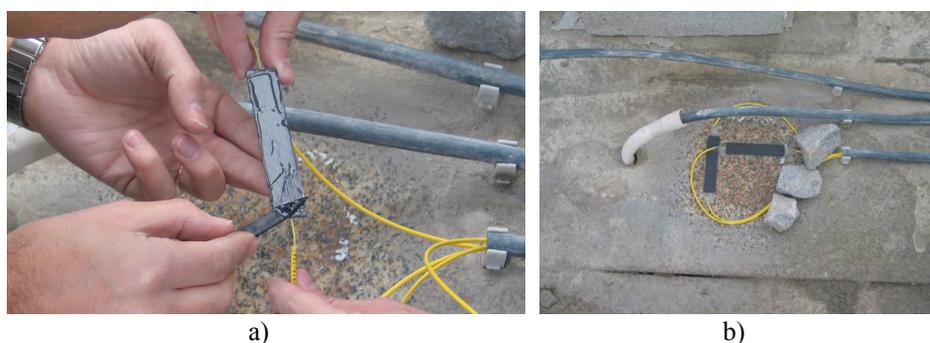


Figura 24: Extensómetros de base óptica. (a) Preparação e (b) já instalados.

4.4.5. Pressões no material de enchimento e tensões nos arcos

A monitorização das pressões verticais no material de enchimento é realizada 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 25-a) ilustra-se o posicionamento das referidas células, designadas por C1 e C2, de forma circular e preparadas para uma gama de pressões entre 0 e 600kPa; é ainda possível observar a posição de outras cinco células (C3 a C7) do mesmo tipo embora com geometria diferente (meia-lua) e para pressões entre 0 e 1000kPa, instaladas em rasgos abertos em pedras dos arcos a fim de avaliar as tensões neles introduzidas. Na Figura 25-b) ilustra-se a célula C2, na fase de colocação, já com uma camada de areia preparada para fazer a instalação.

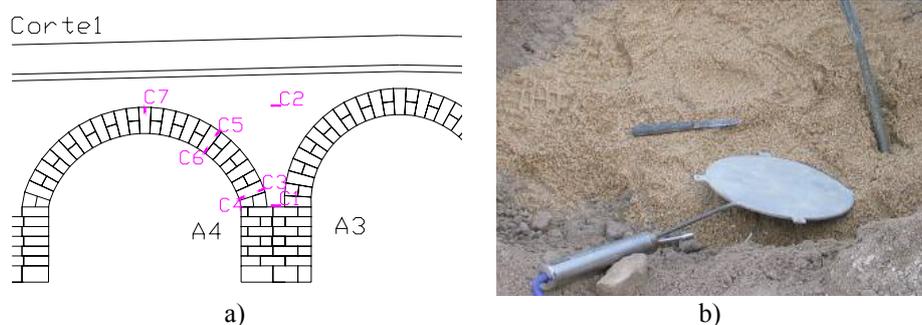


Figura 25: Células de pressão. (a) Posicionamento e (b) célula C2, modelo 3500 (circular)

Na Figura 26-a) apresentam-se ainda as células C1 e C3 já colocadas enquanto que a Figura 26-b) ilustra a fase de inserção da célula C7 (em forma de meia-lua) no rasgo previamente executado no bloco de pedra do coroamento do arco; este rasgo foi depois preenchido por argamassa de retracção compensada para colmatar os vazios existentes entre a célula e a pedra.



Figura 26: Células de pressão. (a) C1 e C3 já instaladas e (b) C7 em fase de instalação

As células são da marca Geokon, modelos 3500 e 3510, sendo que a principal diferença entre os dois modelos diz respeito ao material de contacto que a célula está preparada para ter: o modelo 3500 é destinado a ser envolvido por material de baixa rigidez como

o enchimento enquanto que o modelo 3510 tem uma das faces preparada para contactar com material mais rígido como a pedra.

O princípio de funcionamento destes equipamentos é o mesmo dos macacos planos (flat-jack), pois são constituídos por duas membranas de aço inox ligadas entre si pelo seu perímetro através de soldadura. O interior é preenchido por uma fina camada de óleo cuja pressão varia consoante o aperto nas paredes da célula provocado pelas pressões externas. A pressão do óleo é transformada num sinal eléctrico através de um transdutor de pressão acoplado, que atinge 100mV em fim de escala, para uma tensão de alimentação de 10V. Os efeitos da temperatura estão acautelados pela existência na célula de um sensor que, registando a temperatura em simultânea com a pressão na célula, permite fazer as correcções necessárias.

4.4.6. 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 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 junto com tubos de fluído dos sensores de nível.

4.5. 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 27-a).

Para os sensores eléctricos, tais como extensómetros, sensores de nível, células de pressão e sensores de temperatura, as leituras e registos são feitas com um sistema de aquisição da National Instruments. Na Figura 27-b) ilustra-se o sistema de aquisição tipo Compact FieldPoint adoptado para a monitorização em serviço, desta e de outras obras, cuja configuração consiste num módulo principal cFP-2010 de processador e memória, três módulos de aquisição a 12 bits para sinais analógicos já amplificados,

para um total de 24 canais, e cinco módulos de aquisição também a 16 bits para 40 canais de sensores extensométricos.

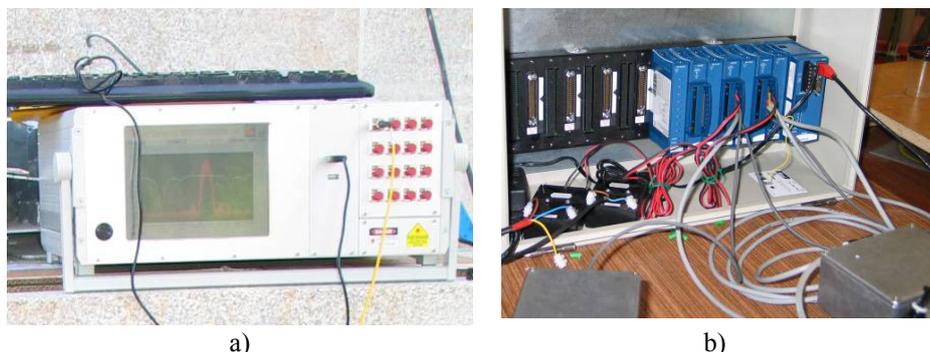


Figura 27: Aquisição de sinais. (a) Unidade de leitura de sensores de fibras ópticas e (b) sistema NI-FieldPoint para sensores de base eléctrica.

4.6. Disponibilização de dados

Em face do exposto nos parágrafos anteriores, facilmente se intui que a monitorização desta obra potencia um enorme manancial de dados que importa tratar e disponibilizar à comunidade científica de forma adequada.

Com este objectivo central, ambos os sistemas de aquisição referidos no ponto anterior estão a ser preparados para permitir a transmissão de dados à distância sem fios via modem telefónico de rede fixa ou de rede móvel. Os sistemas poderão assim ficar por largos períodos de tempo (ou mesmo em permanência se assim se vier a justificar) junto à obra, num armário técnico especialmente criado para o efeito, e os dados poderão ser disponibilizados, tratados e analisados à distância.

Está em fase de preparação uma base de dados para a recolha sistematizada de toda a informação resultante da monitorização da ponte, complementada com uma página de internet que permitirá, a quaisquer utilizadores interessados e devidamente autorizados, ter acesso aos referidos dados bem como a toda a informação sobre a obra.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do presente artigo procurou-se dar uma panorâmica geral das actividades experimentais que o LESE, em articulação com o NCREP, tem vindo a desenvolver desde 2002.

Apesar da sua curta existência, fica bem patente que o LESE está já dotado de uma razoável capacidade de meios técnicos e logísticos para a realização de ensaios experimentais em laboratório assim como actividades de monitorização, tendo vindo a dedicar parte significativa da sua actividade ao estudo do comportamento de construções antigas.

Os dois casos abordados, o arco dos Terceiros e a ponte de Vila Fria descritos no artigo, assim como outras actividades experimentais e numéricas também brevemente referidas no trabalho, constituem bons exemplos que permitem avaliar as potencialidades que o LESE tem para contribuir para o progresso do conhecimento científico e técnico, não só no domínio da reabilitação de estruturas e como noutros domínios relacionados com os seus objectivos.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar os seus agradecimentos a todos quantos colaboraram nos trabalhos aqui mencionados, com particular destaque aos colegas que muito dedicaram aos dois casos abordados com mais detalhe, nomeadamente à Mestre Eng.^a Celeste Almeida, à Mestre Eng.^a Cristina Costa, à Eng.^a Cristina Barbosa e ao Eng.^o Pedro Costa.

De forma muito em especial agradecem o valioso empenho e a grande dedicação da Eng.^a Daniela Glória e do Sr. Valdemar Luís na preparação e realização das diversas actividades experimentais.

Os autores mostram-se profundamente reconhecidos à DGEMN pelo apoio no financiamento da execução do arco, bem como à Câmara Municipal de Felgueiras pela oportunidade de participar na realização de uma obra como a ponte de Vila Fria e de a instrumentar para potenciar avanços do conhecimento científico.

Um agradecimento particular à empresa Augusto Oliveira Ferreira, na pessoa do seu responsável Eng.^o Filipe Ferreira pelo entusiasmo que sempre tem colocado na colaboração com o NCREP, em especial na construção do arco e da ponte de Vila Fria. Reconhecimento extensivo também ao Eng.^o Miguel Fernandes e ao Sr. Emídio Domingues, da mesma empresa, por toda a paciência e apoio que dispensaram na obra da ponte durante a instalação dos sensores e execução de infra-estruturas necessárias.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Paupério, E.; Costa, C.; Costa, A. e Arêde, A. – “Inspeção e diagnóstico estrutural de construções históricas. Algumas contribuições da FEUP”. *Actas do 1º Seminário sobre A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*, FEUP-DGEMN, FEUP, Porto, 2002.
- [2] CEA 1990 – *CASTEM 2000, Guide d'utilisation* – CEA, France
- [3] Costa, A.; Arêde, A. e Costa, C. – *Ponte de Vila Fria – Projecto* – FEUP, 2002.
- [4] Secil, *Argamassa de Alvenaria Hidrofugada*, 2002.
- [5] Costa, C.; Arêde, A. e Costa, A. – “Modelação numérica da Ponte de Vila Fria. Do projecto à entrada em serviço”. *Actas do 2º Seminário sobre A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*, FEUP-DGEMN, FEUP, Porto, 2005.

- [6] Costa, C. – “Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário”. *Tese de Mestrado em Engenharia Civil*, FEUP, 2002.
- [7] Arêde, A.; Costa, A.; Costa, C.; Barbosa, C. e Costa, P. – “Monitorização do Comportamento Estrutural de uma Ponte Nova em Arcos de Alvenaria de Pedra”. *Actas do 6º Congresso Nacional de Mecânica Experimental*, Ponta Delgada, 2005.
- [8] 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, Bragança, 2001.
- [9] Ferreira, L.A.; Araújo, F.M.; Maia, A.A.; Alves, P.A. e Santos, J.L. – “Redes de Bragg em Fibra Óptica - Contribuições para o desenvolvimento de uma tecnologia revolucionária em monitorização estrutural”, *Betão Estrutural 2004*, FEUP, Porto, 2004.