

MODELAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

Cristina Costa

Eng^a Civil (Mestre), Assistente do segundo triénio, DEC-ESTT-IPT, Tomar

c.costa@ipt.pt

SUMÁRIO: Neste artigo são detalhados os aspectos relativos à modelação e análise numérica do comportamento estrutural de duas pontes em arco de alvenaria de pedra, uma antiga, a ponte da Lagoncinha, e outra construída recentemente, a ponte de Vila Fria, no sentido de avaliar se certos danos observados no local se deviam aos efeitos das acções do tráfego rodoviário e de assentamentos de apoio, no primeiro caso, e sustentar e acompanhar os trabalhos envolvidos desde a fase de projecto até à entrada em serviço, no segundo.

INTRODUÇÃO

Este trabalho enquadra-se no âmbito de um estudo pluridisciplinar com o objectivo de contribuir para o conhecimento da resposta estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra que tem vindo a ser desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Este estudo abarca os temas deste artigo, relativos à modelação e análise estrutural e experimentação local sobre a construção e em laboratório sobre amostras de materiais, e para além destes, a instrumentação e medição de parâmetros estruturais e dos materiais, a aquisição remota de dados e monitorização do comportamento à distância, que podem ser encontrados noutra publicação [1].

Assim, o estudo da ponte da Lagoncinha enquadra-se neste contexto e constitui o *caso 1* apresentado neste artigo. O principal objectivo deste estudo consistiu em avaliar se a acção do tráfego rodoviário e de assentamentos de apoio eram responsáveis pelos danos estruturais observados no local. O segundo caso que é apresentado neste artigo refere-se a uma ponte recentemente construída no sentido de avaliar o comportamento em serviço da ponte. Em ambos os casos começa-se por apresentar uma descrição geral da obra e apresentam-se os detalhes e procedimentos para caracterizar geométrica e mecanicamente os materiais e a estrutura. Na fase seguinte é detalhado o modelo numérico que serviu de base para a análise estrutural e por fim são apresentados e analisados os resultados da análise numérica.

CASO 1: A PONTE DA LAGONCINHA

A ponte Lagoncinha trata-se de uma ponte antiga de tipologia medieval e classificada pela Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) como Monumento Nacional desde 1943, é toda realizada em alvenaria de granito e abrange cerca de 130 m de comprimento e 3.5 m de largura. Apresenta um tabuleiro de perfil longitudinal com duas rampas sobre seis arcos, cinco pilares e dois encontros, conforme se pode observar no alçado da Figura 1 onde se inclui a identificação dos arcos usada neste trabalho.



Figura 1: Alçado de montante da Ponte da Lagoncinha. DGEMN [2].

1.1.1.1. Inspeção visual da Ponte da Lagoncinha e recolha de dados históricos

O resultado da inspeção visual sistemática dos elementos estruturais da ponte da Lagoncinha e a pesquisa sobre a evolução da estrutura ao longo do tempo permitiu proceder a uma avaliação preliminar sobre o estado actual deste monumento histórico e destacar a existência de uma série de anomalias generalizadas, essencialmente relacionadas com: deficiente manutenção, evidenciada pela presença de poluição biológica e humidade no interior da estrutura por deficiente drenagem da água das chuvas; perda de argamassa nas juntas e degradação do material granítico.

Adicionalmente foram registadas duas situações de anomalias localizadas, uma delas relativa à fendilhação visível no intradorso dos arcos (ver Figura 2) provavelmente originada por excessivas tensões de compressão que induzem um efeito de extensão transversal das juntas e arrastam a fendilhação dos blocos e das juntas verticais e a outra evidenciada pelo abatimento (por descompressão) do primeiro arco do lado norte (ver Figura 3) possivelmente devido a erosão da fundação provocada por alterações do escoamento do rio nessa zona. Na sequência desta inspeção preliminar foi elaborado um relatório de inspeção no qual se recomendaram medidas de reparação e prevenção para os danos registados [3].



Figura 2: Padrão de fendilhação registado no intradorso de um arco da ponte



Figura 3: Deformação registada num arco da ponte.

Estas duas anomalias, em particular, determinaram a realização dos estudos mais detalhados que constituíram um dos objectivos deste trabalho que foi incluído no âmbito de uma tese de mestrado em estruturas, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, dedicada ao estudo do comportamento da ponte da Lagoncinha sob a acção do tráfego rodoviário [4].

No que se refere às várias referências a reparações na ponte da Lagoncinha, as mais importantes foram realizadas entre 1952 e 1953 pela DGEMN que procedeu a importantes trabalhos de restauro e consolidação envolvendo o apeamento e a reposição de toda a parte sul da ponte, que se apresentava ainda em melhores condições, e a consolidação de praticamente toda a ponte.

1.1.1.2. Caracterização geométrica da Ponte

A caracterização geométrica da estrutura baseou-se na técnica da fotogrametria, que consiste em reconstruir, computacionalmente, modelos bi- ou tridimensionais a partir de fotografias dos elementos em estudo, tendo-se utilizado para o efeito o programa de fotogrametria designado PhotoModeler [5] (ver Figura 4).

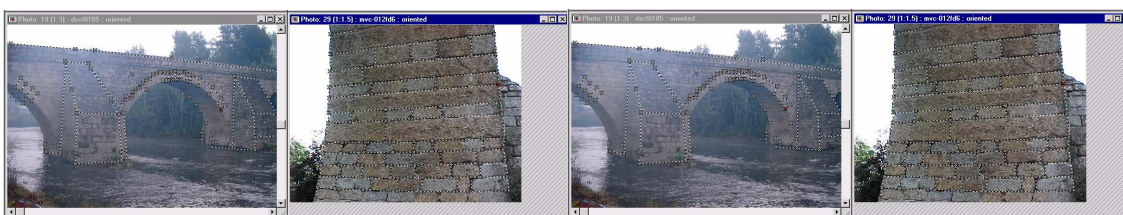


Figura 4: Etapa de utilização do programa de fotogrametria PhotoModeler [5].

O recurso a esta técnica mostrou-se eficaz no caso em estudo na medida em que permitiu substituir a adopção de processos topográficos convencionais para o levantamento do aparelho das pedras visível no intradorso dos arcos. Além disso, possibilitou uma discretização realista dos blocos de pedra dos arcos no modelo numérico, através da utilização de elementos finitos volumétricos convenientemente individualizados por forma a considerar os elementos de junta existentes. Todavia, foram ainda necessárias algumas medições complementares de diversos pontos da ponte, usando técnicas convencionais, para complementar e validar o levantamento geométrico obtido pela fotogrametria. O modelo geométrico final da ponte foi então desenhado em AutoCAD [6], recorrendo a ferramentas mais versáteis e potentes para desenho tridimensional.

1.1.1.3. Caracterização mecânica dos materiais e da estrutura

A estratégia utilizada para caracterizar as propriedades dos materiais baseou-se na consulta de dados de outros estudos similares [7] e [8], na extracção de carotes para realização de ensaios laboratoriais e para observação directa da amostra e do interior do furo e finalmente, numa campanha de ensaios dinâmicos *in situ*.

1.1.2. Ensaios laboratoriais

Os ensaios laboratoriais de caracterização dos materiais da ponte da Lagoncinha foram realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Procurou-se assim estudar a resistência à compressão dos blocos de pedra dos arcos, realizando ensaios de compressão uniaxial (Figura 5-a), a tensão de rotura à tracção mediante a realização do ensaio brasileiro (Figura 5-b) e o módulo de elasticidade (Figura 5-c) e o coeficiente de Poisson recorrendo a ensaios de compressão em amostras constituídas unicamente por pedra. Complementarmente foi ainda realizado, no Laboratório de Geotecnia da FEUP, um ensaio edométrico para caracterizar os parâmetros de deformabilidade dos materiais de enchimento da ponte. No Quadro 1 são apresentados os valores das propriedades mecânicas (elásticas) dos materiais usadas no modelo numérico definidas de acordo com os procedimentos referidos e cujos valores variam entre os limites apresentados.

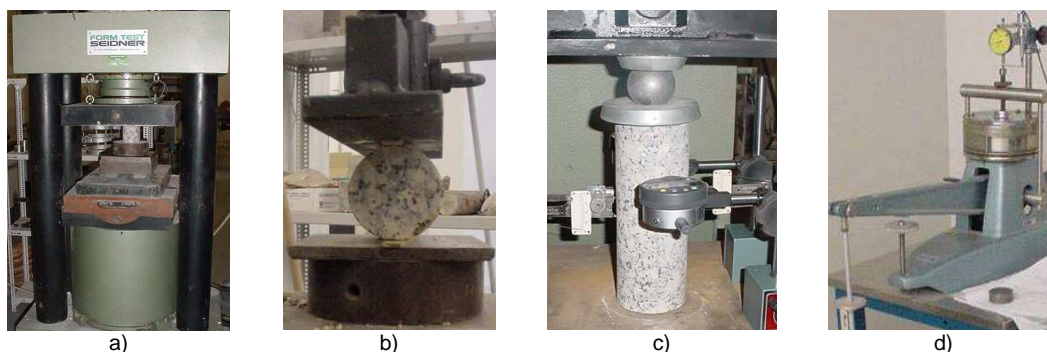


Figura 5: Ensaios laboratoriais de caracterização dos blocos de pedra: a) Ensaio de compressão. b) Ensaio brasileiro. c) Ensaio para determinação do módulo de elasticidade. d) Ensaio edométrico do enchimento.

Quadro 1: Propriedades mecânicas dos materiais do modelo numérico.

| Propriedades mecânicas dos blocos | | | Propriedades mecânicas das juntas | | |
|-----------------------------------|------------------------------|--------------------------------------|--|---------------------------------|-------------------------------------|
| Zona a que pertencem os blocos | Módulo de Elasticidade (GPa) | Peso específico (kN/m ³) | Tipos de juntas e zona a que pertencem | Rigidez Normal - k_n (MPa/mm) | Rigidez Tangencial - k_s (MPa/mm) |
| Arcos | De 25 a 35 | 26 | entre os blocos dos arcos | De 4.46 a 6.24 | 0.48 a 0.69 |
| Quebra-rios | De 0.6 a 4.9 | De 19 a 21 | entre os arcos e o enchimento | De 4.0 a 65.0 | De 1.67 a 27.1 |
| Enchimentos | De 0.4 a 6.5 | De 18 a 21 | entre os quebra-rios e corpo | 0.0038 | 0.0038 |

1.1.3. Ensaios dinâmicos

Os ensaios de vibração ambiental que foram realizados e os resultados daí obtidos constituíram uma etapa fundamental para a caracterização mecânica da estrutura, na medida em que, utilizando procedimentos de ensaio relativamente simples (ver Figura 6) e que não causam interferências no comportamento nem no funcionamento da ponte, se obtêm resultados que fornecem muita informação sobre a estrutura, em particular sobre as suas características de rigidez.

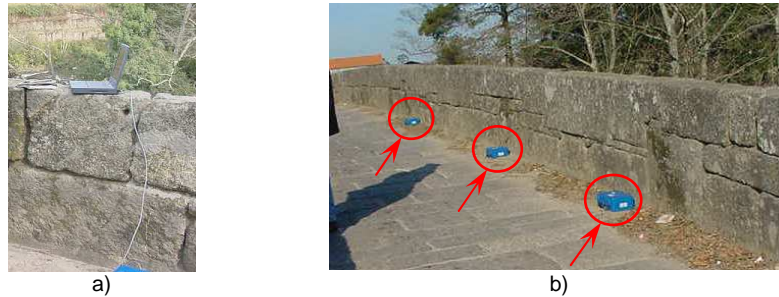
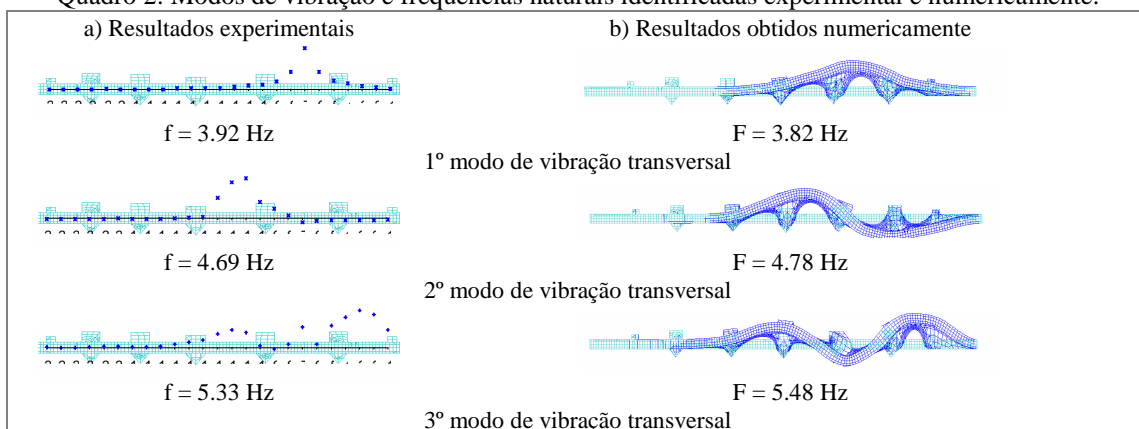


Figura 6: Ensaio dinâmico. a) Sistema de aquisição. b) Macro-sismógrafos colocados sobre o tabuleiro.

A metodologia adoptada consistiu em efectuar sucessivas medições da resposta dinâmica da estrutura, sob a acção do ruído ambiente e da passagem de tráfego rodoviário sobre a ponte, utilizando uma rede de acelerómetros colocada em vários pontos do tabuleiro. O recurso a programas de análise e processamento de sinal adequados [9] e [10], permitiram identificar o comportamento dinâmico da estrutura em termos das frequências próprias e modos de vibração que se apresentam no Quadro 2-a) e, posteriormente, aferir as propriedades dos materiais a incluir no modelo numérico.

Quadro 2: Modos de vibração e frequências naturais identificadas experimental e numericamente.



1.1.3.1. Modelação numérica

Na fase seguinte deste estudo procedeu-se à análise numérica da ponte através da modelação tridimensional da sua estrutura recorrendo ao programa geral de cálculo estrutural estático e dinâmico CAST3M [11], baseado no método dos elementos finitos. A estratégia de modelação envolveu a discretização dos blocos de pedra dos arcos em elementos finitos volumétricos, devidamente individualizados entre si de modo a ser possível considerar o comportamento das juntas existentes na zona dos arcos e entre os contrafortes e a restante estrutura; foram também adoptados em elementos finitos volumétricos contínuos nas zonas dos enchimentos, da lajeta de distribuição e do pavimento.

Utilizando todos os resultados obtidos por meio de ensaios *in situ* e em laboratório e com base nas informações obtidas na inspecção visual, foi então efectuada a calibração do modelo numérico estrutural através da análise e comparação de frequências naturais medidas e calculadas. Um longo e vasto processo de

tentativas foi então encadeado com o intuito de calibrar os valores a adoptar para os parâmetros físicos e mecânicos dos materiais, tendo por base os resultados dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental mediante a comparação dos valores das frequências naturais obtidas por via experimental e numérica (ver Quadro 2-a) e b) respectivamente).

1.1.4. Modelos de comportamento dos materiais

Os elementos volumétricos foram considerados com comportamento linear elástico controlado em termos de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) e do seu peso específico (ρ). Tais grandezas foram estimadas experimentalmente por meio de ensaios laboratoriais realizados em amostras dos materiais usados na construção referidos anteriormente.

O comportamento dos elementos de junta é controlado através das tensões normal e tangencial de contacto e dos correspondentes deslocamentos relativos das duas faces da junta (abertura/fecho e escorregamento da interface entre blocos), com recurso a um modelo não-linear de atrito de Coulomb sem dilatância [8] disponível no programa CAST3M [11]. Os parâmetros de resistência e deformabilidade que caracterizam o comportamento destes elementos foram definidos a partir dos resultados dos ensaios das juntas, realizados em amostras dos materiais usados na construção e em outros estudos precedentes [8] e [12].

1.1.5. Análise da resposta da estrutura à acção do tráfego rodoviário e de assentamentos de apoio

Nas análises realizadas foi considerada a actuação das acções do tráfego sobre o tabuleiro da ponte e de assentamentos no encontro do lado norte. Na formulação das acções do tráfego no caso da ponte da Lagoncinha baseou-se na aplicação de cargas rolantes sem alteração da massa global e admitiu-se ser constante a velocidade dos veículos. Admitiu-se a acção do veículo tipo preconizado no RSA [13] para pontes de classe II e, adicionalmente foi considerada a acção de uma sobrecarga uniformemente distribuída sobre o tabuleiro da ponte, de acordo com o prescrito no RSA para aquela classe de pontes.

Face a estas solicitações, foram calculadas as deformações e tensões normais e tangenciais nas juntas, avaliadas as tensões principais nos blocos de pedra e estimadas as deformações globais da ponte. Por fim, foram discutidos e comparados os parâmetros da resposta da estrutura para as várias fases da análise, começando pelos resultados do peso próprio e seguindo-se a resposta linear e (depois) não-linear para as acções do tráfego e de assentamentos.

Nas Figuras 7 e 8 apresentam-se os resultados da resposta linear à acção do peso próprio, correspondendo respectivamente à deformada e às tensões principais devidas ao peso próprio. Na Figura 9 apresentam-se as tensões nas juntas entre os blocos dos arcos para a mesma solicitação.

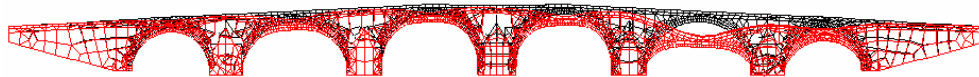


Figura 7: Deformada devida ao peso próprio ($d_{z_{máx}} = 4.24\text{mm}$).

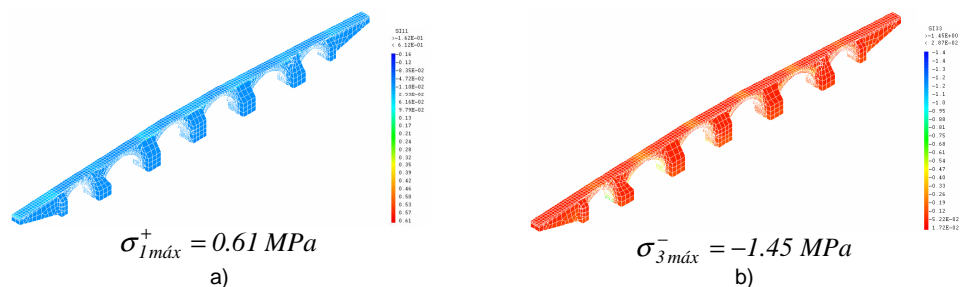


Figura 8: Tensões principais devidas ao peso próprio. a) Máximas (traçções). b) Mínimas (compressões).

CASO 2: PONTE DE VILA FRIA

Este trabalho enquadra-se numa iniciativa da Câmara Municipal de Felgueiras (CMF) de construir uma ponte de alvenaria de pedra para substituir uma antiga passagem em condições de segurança deficientes. A FEUP apoiou esta iniciativa numa perspectiva científica por se enquadrar numa linha de investigação sobre estruturas antigas iniciada há alguns anos.

Em face dos requisitos arquitectónicos específicos, foi proposto o projecto que se ilustra na Figura 11 [15] onde se pode observar a ponte materializada por cinco arcos, com vãos de 4.8 a 6 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.

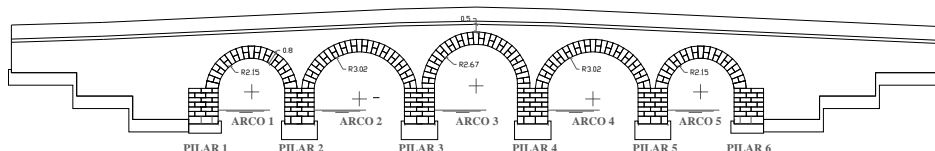


Figura 11: Alçado de montante da Ponte

1.1.5.1. Critérios de base para o projecto

A elaboração do projecto para a nova ponte procurou respeitar vários critérios e condicionantes do local. Entre eles, tal como para qualquer outro tipo de ponte, atendeu-se à topografia do local e às condicionantes do meio ambiente em que a ponte está inserida que, neste caso, se trata de uma zona rural e às tipologias correntes de pontes de pedra.

Adicionalmente, as linhas orientadoras definidas pela Câmara indicavam que a Ponte deveria ser em alvenaria de pedra de granito, respeitando os pegões existentes (dentro do possível) e vencendo esses vãos com arcos de volta inteira, sendo que a largura do tabuleiro deveria ser aumentada para permitir a passagem de tráfego rodoviário [15].

1.1.6. Relações geométricas

As dimensões dos vários componentes da ponte foram definidas com base em relações empíricas de natureza geométrica obtidas a partir de um conjunto de observações em pontes em arco de alvenaria de pedra pelos autores S. Lagomarsino et al [16] e L. Gambarotta [17] a propósito, respectivamente, do estudo das pontes de alvenaria da linha ferroviária Genova-Ovada e do estudo, mais geral, sobre as pontes de alvenaria dos sistemas rodoviário e ferroviário de Itália.

Assim, de acordo com S. Lagomarsino et al [16], são frequentes, nas pontes observadas nesse estudo, as relações geométricas apresentadas no Quadro 3-a entre a espessura do arco (e) e o vão (l) e para as dimensões do pilar as relações entre a largura em planta no sentido longitudinal (b), a altura do pilar (h) e o vão do arco (l) sendo os valores considerados em metros.

Finalmente, como mínimo para a espessura do enchimento na zona do coroamento do arco foi encontrado o valor de 40 cm e para a espessura do revestimento valores na ordem de 3 a 4 cm de material cimentício ou hidráulico e de 1.5 cm de asfalto betuminoso.

Por sua vez L. Gambarotta [17] refere como mais frequentes em pontes de alvenaria de pedra as seguintes relações empíricas apresentadas no Quadro 3-b entre as dimensões do arco sendo e a espessura, c a flecha e L o vão do arco em metros e para os pilares entre a largura em planta do pilar (S_s), a altura do pilar (h), a espessura do enchimento na zona do coroamento do arco (hI), o vão L e a flecha e .

No Quadro 4 apresentam-se os valores adoptados para a espessura dos arcos, largura em planta do pilar da ponte, espessura do enchimento na zona do coroamento do arco, espessura da lajeta de compressão e espessura do pavimento que respeitam os resultados da aplicação das relações anteriormente referidas e

cujos resultados podem ser encontrados noutra publicação [20]. Sendo simétrica a geometria da ponte as dimensões atribuídas às zonas dos arcos 4 e 5 e dos pilares 4, 5 e 6 são idênticas às apresentadas para os elementos que constam na Quadro 4 considerando o eixo de simetria que passa pelo centro do arco 3.

Quadro 3: Relações geométricas para determinação da espessura dos arcos e largura dos pilares.

| a) . Lagomarsino et al [16] | | b) L. Gambarotta [17] | |
|--------------------------------------|----------------------------|--|--|
| Espessura do arco | Largura do pilar | Espessura do arco | Largura do pilar |
| $e=l/12$ a $l/17$ $e=0.33+0.033l$ | $b=0.2h+0.6$ $b=0.125l$ | $e/c =0.325+0.0347 L$ $e=0.32+L/15$ $e=0.1+0.2 L^{1/2}$ $e=0.2 L^{1/2}$ $e=(1+0.1 L)/3$ $e=0.43+0.05 L$ | $Ss=(0.6+0.04 h) L^{1/2}$ $Ss=(0.6+0.162 L) \{[(h_1+0.25 L) 0.865L] / [h (0.25 L+e)]\}^{1/2}$ $Ss=0.305+5/24 L+h/6+h_1/12$ |

Quadro 4 - Dimensões atribuídas: (a) espessura dos arcos, (b) largura em planta dos pilares e (c) outros.

| a) Espessura dos arcos | | | | b) Largura em planta dos pilares | | |
|------------------------|------|--------|-------------------|----------------------------------|-----------------|-------------------|
| | Vão | Flecha | Valores adoptados | | Altura do Pilar | Valores adoptados |
| Arco 1 | 4.30 | 2.15 | 0.80 | Pilar 1 | 2.00 | 1.90 |
| Arco 2 | 5.80 | 2.90 | 0.80 | Pilar 2 | 2.00 | 1.90 |
| Arco 3 | 5.30 | 2.65 | 0.80 | Pilar 3 | 2.00 | 1.95 |

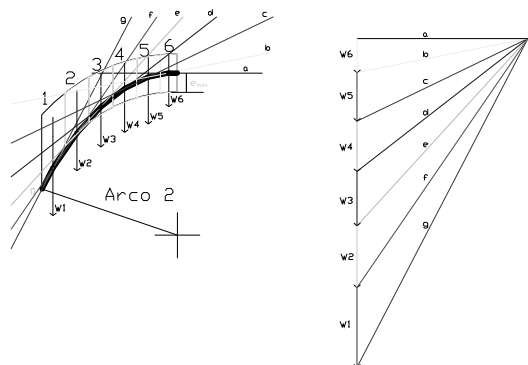
Nota: Dimensões dos arcos 4 e 5 idênticas às dos arcos 2 e 1.

Nota: Dimensões dos pilares 4, 5 e 6 idênticas às dos pilares 3, 2 e 1.

| c) Outros | |
|---|-----------|
| | Espessura |
| Enchimento no coroamento dos arcos (valor mínimo) | 0.51 |
| Lajeta de sub-base | 0.13 |
| Pavimento (lajedo de pedra) | 0.13 |
| Tímpanos (valor mínimo) | 0.80 |

1.1.7. Aplicação do teorema do limite inferior da análise plástica à Ponte de Vila Fria

Para verificação da segurança dos arcos da ponte de Vila Fria foi aplicado do teorema do limite inferior da análise plástica, inicialmente usado em estruturas de alvenaria por Heyman [18]. O método pressupõe que o arco em termos estruturais pode ser idealizado através de um arco de três rótulas e que o impulso na aduela de fecho tem componente vertical nula, o que torna possível determinar o impulso horizontal na pedra de fecho do arco por equilíbrio de momentos, calculadas em relação ao ponto O representado na Figura 12.



$$H \cdot flecha = W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3 + W_4 X_4 + W_5 X_5 + W_6 X_6$$

Figura 12: Construção do polígono de forças e respectiva linha de pressões [19].

Este procedimento foi repetido para o referido arco para mais dois casos de carga: num deles foi considerado o peso próprio do arco, o peso do tímpano, uma sobrecarga uniformemente distribuída ao longo do tabuleiro e uma acção "tipo faca" aplicada na zona de fecho do arco; no outro caso foi usado um carre-

gamento caracterizado pela actuação das cargas permanentes em simultâneo com uma sobrecarga uniformemente distribuída e um veículo tipo definidos no RSA [13] para pontes de classe II.

Finalmente, considerando arcos com aduelas de espessura constante, o valor mínimo a atribuir à espessura foi definido de modo a que a linha de pressões fique contida no seu interior conduziu a um valor mínimo para a espessura do arco de 0.67 m correspondente ao carregamento constituído pelas cargas permanentes, sobrecarga uniformemente distribuída e veículo tipo. Assim, a espessura realmente atribuída ao arco 2 foi de 0.80 m, a que corresponde o factor geométrico de segurança de 1.2, sendo este expresso pela relação entre a espessura real do arco e a espessura mínima necessária ao equilíbrio estático do mesmo.

1.1.8. Geometria final da ponte

Uma vez estabelecidas todas as dimensões e a forma da ponte, o modelo geométrico final foi desenhado em AutoCAD [6] de modo a definir um modelo 3D incluindo todos os elementos da ponte que pudesse ser usado nas fases posteriores da análise numérica e da execução da obra. Foram também definidos alçados (montante e jusante), cortes transversais em várias secções da ponte, desenhos de execução de pilares e arcos, tímpanos e contrafortes e respectivos mapas com a dimensão e forma dos blocos de pedra de modo a constituir, juntamente com o modelo 3D, as peças desenhadas do projecto de execução [15].



Figura 13: Vista Geral da Ponte.

1.1.8.1. Modelação numérica

1.1.9. Descrição do modelo numérico

A análise numérica da ponte foi efectuada por meio de modelação tridimensional da estrutura com base no método dos elementos finitos recorrendo ao programa de cálculo CAST3M [11] usando procedimentos idênticos aos já descritos nos parágrafos anteriores para a ponte da Lagoncinha. Para tal utilizou-se um modelo baseado na simulação do comportamento dos diferentes materiais, descritizando com elementos finitos volumétricos com comportamento linear os blocos de pedra da alvenaria da zona dos arcos, dos pilares, dos tímpanos, do enchimento, da lajeta e pavimento e dos maciços de fundação e as interfaces entre os distintos componentes da estrutura utilizando elementos de junta exibindo comportamento não-linear.

Tratando-se de uma estrutura nova a caracterização geométrica baseou nas peças desenhadas que constituem o projecto, que se referiram na secção 2.3, e na caracterização dos materiais baseou-se em ensaios laboratoriais efectuados em amostras dos materiais usados na construção e em resultados de estudos precedentes.

Nas Figuras 14 –a e -b apresentam-se respectivamente as malhas de blocos e juntas separadas de acordo com as diferentes zonas constituintes da ponte.

Posteriormente, a calibração do modelo numérico, à semelhança do que foi feito noutros estudos de estruturas de alvenaria de grandes dimensões [4], [8] e [12], será efectuada, e futuramente divulgada, através da comparação entre os resultados da análise numérica e idênticos resultados obtidos por via experimental registados no sistema de aquisição durante a realização de ensaios de vibração ambiental, ensaios de carga e outros casos de serviço da estrutura.

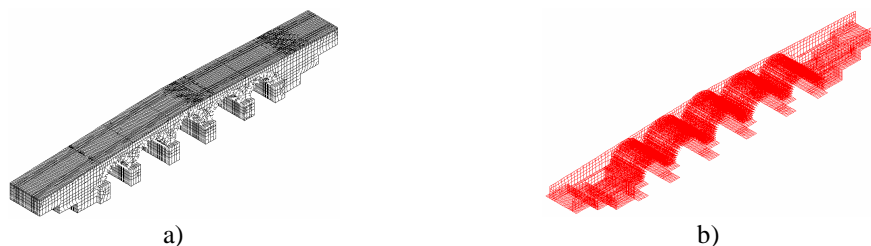


Figura 14: Malha de blocos da ponte Malha de juntas da ponte

1.1.9.1. Caracterização da pedra

Foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização dos materiais da ponte de Vila Fria no Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), através dos quais se procurou estudar: a resistência à compressão dos blocos de pedra, realizando ensaios de compressão uniaxial; a tensão de rotura à tracção mediante a realização do ensaio brasileiro e o módulo de elasticidade recorrendo a ensaios de compressão em amostras constituídas unicamente por pedra. Adicionalmente foram realizados ensaios para determinação da porosidade, absorção de água e acção gelo/desgelo.

1.1.9.2. Caracterização dos enchimentos

A fim de caracterizar os parâmetros mecânicos do material de enchimento da ponte foi realizada uma série de ensaios triaxiais no Laboratório de Geotecnia da FEUP e de ensaio *proctor* modificado. Previamente porém, foram efectuados em obra vários ensaios com célula radioactiva e com garrafa de areia para determinar o peso volúmico, o teor em água e por sua vez determinar do grau de compactação do material.

i) Ensaio com célula radioactiva, garrafa de areia e proctor

O objectivo do ensaio com célula radioactiva (ver Figura 15-a) e da garrafa de areia (ver Figura 15-b) consiste em determinar *in situ* o peso volúmico e o teor em água do material aplicado em obra, sendo frequentemente usado para controlo de compactação de aterros.

No Quadro 5 apresentam-se os resultados, em termos dos valores médios do teor em água, peso volúmico e peso volúmico seco do enchimento, obtidos nos ensaios com célula radioactiva efectuados no local.

Quadro 5: Resultados obtidos com célula radioactiva (valores médios).

| Teor em água, w (%) | Peso volúmico, γ (kN/m ³) | Peso volúmico seco, γ_d (kN/m ³) |
|---------------------|--|---|
| 6.4 | 19.4 | 18.3 |

Os valores apresentados na Quadro 5 devem ser considerados com reservas pois foram obtidos de ensaios realizados próximo das fronteiras do enchimento que se encontra confinado pelos tímpanos e extradorsos dos arcos constituindo assim um meio marcadamente heterogéneo.

Com a garrafa de areia foram realizadas duas séries de ensaios. A primeira, foi efectuada na camada inferior do enchimento constituída por tout-venant, durante a fase de enchimento e a segunda na camada superior do enchimento constituída por tout-venant e cimento, depois de concluída a colocação do enchimento. Os resultados relativos à determinação do peso volúmico através do ensaio da garrafa de areia apresentam-se na Quadro 6.

No sentido de avaliar o grau de compactação, foi realizado um ensaio *proctor* modificado no qual o peso volúmico seco corresponde a 21.5kN/m³ e o teor em água 5.2%. No Quadro 6 reúnem-se os resultados

relativos ao peso volúmico, teor em água e grau de compactação do material de enchimento determinados com base nos ensaios com garrafa de areia e Proctor modificado.



Figura 15: Ensaios in situ. a) Ensaio com célula radioactiva. b) Ensaio com garrafa de areia.

Quadro 6: Peso volúmico, teor em água e grau de compactação do material de enchimento.

| Tipo de material | Tout-venant | | Tout-venant e cimento | | | | | |
|---|-------------|------|-----------------------|------|------|------|------|------|
| Número do Ensaio | 1 | 2 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Peso volúmico seco <i>in situ</i> ¹ (kN/m ³) | 17.4 | 19.7 | 16.4 | 19.6 | 19.4 | 20.6 | 19.8 | 19.4 |
| Teor em água <i>in situ</i> ¹ (%) | 5.2 | 5.3 | 10.6 | 7.6 | 7.4 | 6.5 | 6.8 | 7.9 |
| Grau de Compactação (%) | 80.5 | 91.6 | 76.2 | 91.0 | 90.3 | 95.7 | 92.2 | 90.1 |

¹Determinado com o ensaio da garrafa de areia.

Assim, obteve-se na amostra 1 um valor de 80.5 % para o grau de compactação na camada inferior e para a amostra 2 obteve-se 91.6 %. Na camada superior os valores do grau de compactação variam entre 76.2 e 95.7%. No entanto se se considerarem atípicos os valores obtidos na secção 1 verifica-se que o grau de compactação varia entre 90.1% e 95.7% o que corresponde, para aterros de estradas, ao valor óptimo para a camada inferior de fundação.

ii) Ensaios triaxiais

Para caracterizar a resistência ao corte do material de enchimento aplicado na obra foram efectuados, no Laboratório de Geotecnia da FEUP, ensaios triaxiais sobre amostras consolidadas isotropicamente em condições drenadas (CID).

Para o efeito, foram ensaiados provetes constituídos unicamente por tout-venant e por tout-venant com cimento, totalizando três séries de ensaios que se podem agrupar da seguinte forma em função do tipo de material: série 1 - tout-venant; série 2 - tout-venant com 10% de cimento; série 3 - tout-venant com 7% de cimento. Os dados para a identificação dos provetes resumem-se no Quadro 7 onde se inclui também a tensão de consolidação e o tempo de consolidação considerados em cada ensaio.

A resistência do material de enchimento depende da tensão de consolidação. Assim, nos vários ensaios triaxiais realizados foram considerados diferentes valores daquela tensão de modo a traduzir as condições verificadas na obra. Na Figura 16 ilustra-se uma etapa da realização do ensaio triaxial em que se observa a amostra na câmara triaxial.

Quadro 7: Identificação das amostras ensaiadas na câmara triaxial.

| Tipo de material | Tout-venant | | | Tout-venant e cimento | | | | | |
|------------------------------|-------------|-----|-----|-----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| Série | 1 | | | 2 | | | 3 | | |
| Proвете | A | B | C | A | B | C | A | B | C |
| Diâmetro do provete (mm) | 150 | 150 | 150 | 150 | 150 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| Percentagem de cimento (%) | - | - | - | 10 | 10 | 10 | 7 | 7 | 7 |
| Tensão de consolidação (kPa) | 30 | 80 | 150 | 50 | 50 | 50 | 10 | 50 | 80 |
| Tempo de consolidação (dias) | - | - | - | 4 | 8 | 28 | 28 | 28 | 28 |



Figura 16: Ensaio triaxial.

Nos gráficos da Figura 17 apresentam-se curvas de comportamento obtidas nos ensaios triaxiais efectuados nos três tipos de materiais ensaiados.

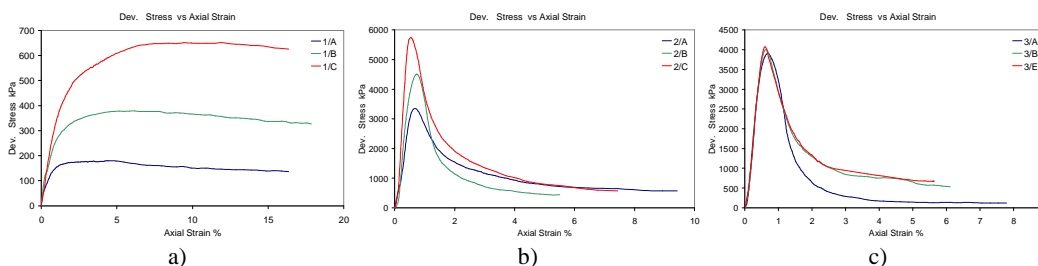


Figura 17: Curvas de comportamento obtidas nos ensaios triaxiais: em Tout-venant (a) Tout-venant com 7% de cimento (b) e Tout-venant com 10% de cimento (c).

Como se pode observar nas curvas de comportamento da Figura 17-a o material apresenta comportamento característico de um solo exibindo comportamento elasto-plástico. Quando é adicionado cimento (Figura 17-b e -c) o material exibe um comportamento inicial governado por um ramo de endurecimento até se atingir um valor máximo da resistência de pico, típico dos materiais cimentícios, seguindo-se um ramo de amaciamento até um patamar residual que tende a ser representativo do comportamento do solo.

Nesta fase da modelação numérica o material de enchimento foi considerado com comportamento linear elástico em que os parâmetros mecânicos dos materiais (módulo de elasticidade e peso específico) foram definidos com base nas curvas de comportamento da Figura 17.

1.1.10. Caracterização das juntas

A caracterização do comportamento das juntas utilizadas no modelo numérico baseou-se na definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir dos ensaios de corte realizados em provetes de material aplicado na construção.

Realizados no Laboratório de Materiais de Construção da FEUP, os ensaios de corte em juntas existentes entre blocos da alvenaria de pedra pretende caracterizar a resistência ao corte quando a rotura ocorre por escorregamento (corte) ao longo das superfícies planas que constituem aquelas discontinuidades. Para tal aplica-se uma força tangencial gradualmente crescente que provoca corte segundo a superfície plana da junta submetida a uma força normal constante de modo a obter a evolução da resistência ao corte τ em função da deformação por corte γ da junta ensaiada.

Foram realizados três séries de ensaios considerando, amostras constituídas por dois blocos de pedra paralelepípedicos em contacto entre si através das faces de maior área com e sem interposição de argamassa constituindo respectivamente amostras de juntas secas e amostras de juntas argamassadas. Adicionalmente foram realizados ensaios para caracterizar a interface entre o *tout-venant* e a pedra.

Cada provete foi previamente submetido a um ensaio de carga normal tendo sido considerados valores da tensão normal variando entre 0.2 e 2 MPa. A partir dos pares de valores de σ e τ para os quais se dá a rotura, foi possível definir no plano σ τ a curva de cedência à qual depois se ajustou a recta de atrito de Coulomb.

Na Figura 18 ilustra-se a máquina de ensaio de deslizamento das juntas e um esquema da aplicação de forças e medição de deslocamentos na caixa de corte e o aspecto de uma amostra de juntas argamassadas antes do ensaio.

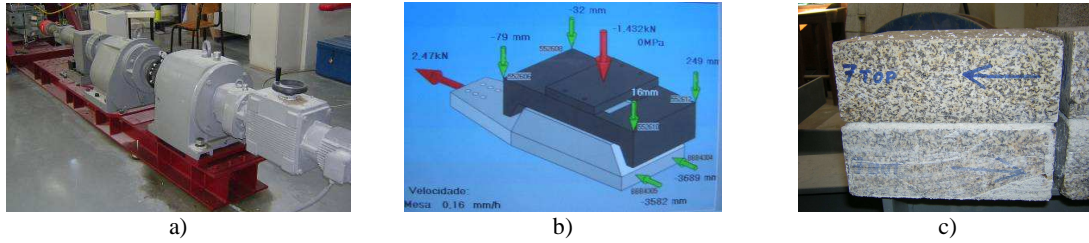


Figura 18: Máquina de ensaio de deslizamento das juntas. Vista Geral (a) e esquematização da aplicação de forças na caixa de corte (b) e amostra de juntas argamassadas antes do ensaio (c).

1.1.11. Parâmetros dos materiais

Na Quadro 8 são apresentadas as propriedades mecânicas atribuídas aos materiais do modelo numérico traduzidas em termos de módulo de elasticidade (E) e peso específico (ρ) para os blocos e em termos de rigidez normal (k_n) e tangencial (k_s) para as juntas. Os valores apresentados traduzem os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais apresentados nos parágrafos anteriores e em outros trabalhos precedentes [7].

Quadro 8: Parâmetros elásticos dos materiais.

| Blocos | | | Juntas | | |
|-----------------------------|--------------|--------------------------------|--------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Zonas | E (GPa) | ρ (kN/m ³) | Zonas | k_n (MPa/mm) | k_s (MPa/mm) |
| Lajeta e maciço de fundação | 10 | 25 | Arcos | 6.241 | 0.678 |
| Pavimento | 2.1 | 25 | Entre enchimentos e arcos e pilares | 0.032 | 0.004 |
| Enchimento | 1.5 | 21 | Entre tímpanos e arcos e quebra-rios | 6.241 | 0.681 |
| Tímpanos e Quebra-rios | 6.5 | 26 | Entre tímpanos e enchimento | 0.032 | 0.004 |
| Arcos e Pilares | 35 | 26 | Maciço de fundação e pilares | 62.410 | 6.781 |

1.2. Análise de resultados

Nesta secção são apresentados e comentados resultados para análise do comportamento da ponte em serviço considerando as acções do seu peso e do tráfego rodoviário e por último estabelecem-se considerações relativas aos resultados obtidos.

1.2.1. Efeito do peso próprio

Na Figura 19 apresenta-se a deformada da ponte devido ao seu peso. O valor máximo do deslocamento vertical regista-se no arco 2 e corresponde a 0.89 mm. As tensões principais máximas e mínimas nos blocos apresentam-se nas Figuras 13-a e 13-b.

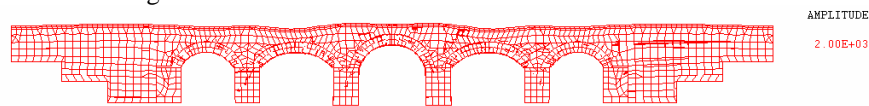


Figura 19: Deformada da ponte devido ao peso próprio.

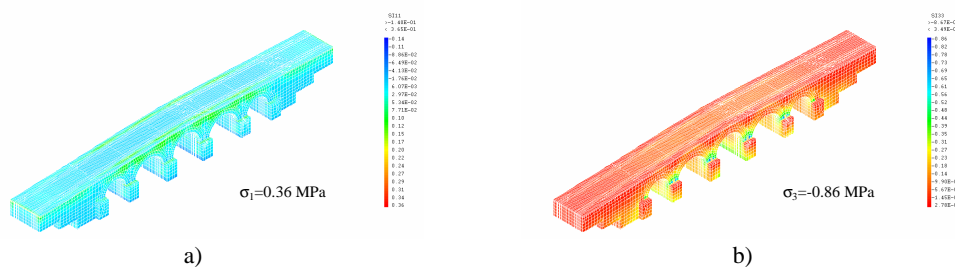


Figura 20: Tensões principais máximas (a) e mínimas (b) nos blocos.

1.2.1.1. Efeito do tráfego rodoviário

Nesta secção apresentam-se os resultados que correspondem à actuação do peso da ponte e sobrecarga constituída por uma carga distribuída no pavimento e um conjunto de cargas pontuais que simulam a passagem simultânea de dois veículos nas duas faixas de rodagem do tabuleiro.

Assim, foram consideradas cargas concentradas equivalentes ao veículo tipo constituídas por 2 forças pontuais de 300kN distanciadas entre si de 2 m (transversalmente) e aplicadas nas onze posições indicadas na Figura 21. Simultaneamente foi também considerada a actuação de uma carga uniformemente distribuída em todo o tabuleiro correspondente a pontes de classe II de acordo com o RSA [13].

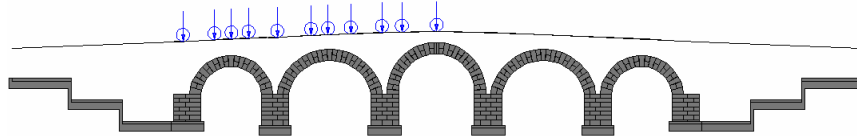


Figura 21: Esquemática das cargas concentradas consideradas na análise da ponte.

O deslocamento vertical máximo corresponde a 2.8 mm e regista-se na zona do pavimento para as cargas concentradas aplicadas a meio vão do arco central. Na zona dos arcos o máximo deslocamento corresponde a 1.3 mm e ocorre no mesmo alinhamento já referido (i.e. no arco central).

No Quadro 9 apresentam-se os valores máximos das tensões de compressão e tracção nos blocos, das tensões normais e tangenciais nas juntas e das deformações nas juntas devidos apenas à actuação do peso próprio e também do peso próprio juntamente com a sobrecarga; são ainda apresentados os respectivos acréscimos percentuais registados nos arcos da ponte.

No que se refere a estes resultados, constata-se que os valores máximos das tracções e das compressões nos blocos dos arcos são compatíveis com as resistências à tracção da pedra determinadas nos ensaios laboratoriais; por outro lado, as máximas compressões nas juntas entre blocos apresentam valores correntes neste tipo de estruturas de alvenaria de pedra, i.e. muito abaixo da respectiva resistência à compressão.

Em face dos resultados obtidos, através das percentagens de aumento das máximas tensões nos blocos e nas juntas devido às acções do tráfego rodoviário relativamente aos resultados obtidos considerando a acção do peso próprio, verifica-se que a influência do tráfego rodoviário no comportamento da ponte não parece ser muito significativa para aquelas grandezas, no entanto o mesmo não se pode dizer para as deformações registadas nas juntas. Os agravamentos máximos para a abertura nas juntas (1850%) ocorrem nas juntas das primeiras fiadas longitudinais situadas sob os tímpanos e surge em consonância com os máximos agravamentos do escorregamento (300%) que se registam também naquela zona sob os tímpanos mas desta vez nas juntas transversais localizadas no fecho do arco. Apesar desses agravamentos significativos, a grandeza dessas deformações é ainda assim bastante reduzida o que atesta a elevada rigidez conferida a esta estrutura.

Quadro 9: Tensões nos blocos (a) e nas juntas (b) e deformações nas Juntas (d).

| a) Tensões nos Blocos | | | | | | | b) Tensões nas Juntas | | | | | | |
|-----------------------|------------|-------------|-----------|-----------|-------------|-----------|-----------------------|-------------|-----------|-------------|-------------|-----------|--|
| Zona | Compressão | | | Tracção | | | Normais | | | Tangenciais | | | |
| | PP MPa | PP+T MPa | Var. % | PP MPa | PP+T MPa | Var. % | PP MPa | PP+T MPa | Var. % | PP MPa | PP+T MPa | Var. % | |
| Arcos | -0.78 | -1.32 | +69 | 0,18 | 0,33 | +83 | -0.56 | -0.94 | +68 | 0.07 | 0.12 | +71 | |

| c) Deformações nas Juntas | | | | | | | | | |
|---------------------------|------------|--------------|-------------|------------|--------------|-------------|----------------|--------------|-------------|
| Zona | Abertura | | | Fecho | | | Escorregamento | | |
| | PP (mm) | PP+T (mm) | Var. (%) | PP (mm) | PP+T (mm) | Var. (%) | PP (mm) | PP+T (mm) | Var. (%) |
| Arco | 0.02 | 0.39 | +1850 | -0.09 | -0.15 | +66 | 0.09 | 0.36 | +300 |

PP - Peso próprio; PP+T - Peso próprio + Tráfego

CONCLUSÕES

Ao longo dos capítulos anteriores foram apresentados os aspectos essenciais relativos à modelação e análise numérica de duas pontes em arco de alvenaria de pedra, tendo-se procurado dar uma panorâmica geral da actividade desenvolvida no sentido de sustentar a avaliação estrutural, no caso da ponte da Lagoncinha e acompanhar os trabalhos desde a fase de projecto até à entrada em serviço, no caso da ponte de Vila Fria.

A metodologia seguida mostrou-se eficaz para os objectivos propostos e permitiu, no primeiro caso, avaliar os efeitos das acções e concluir que a acção do tráfego rodoviário não é responsável pela fendilhação observada no intradorso dos arcos e, por sua vez, que a descompressão detectada corresponde a presença de assentamentos de apoio. No caso da ponte de Vila Fria o estudo seguido permitiu atestar a robustez da solução proposta no projecto de execução.

REFERÊNCIAS

- [1] Arêde, A.; Costa, A. – *Avaliação Experimental e Monitorização de Estruturas Antigas de alvenaria de Pedra. Experiência do NCREP/LESE em dois casos de Estudo. Actas do 2º Seminário sobre A Intervenção no Património*. Práticas de Conservação e Reabilitação. FEUP-DGEMN, FEUP, Porto, 2005
- [2] DGEMN – Boletim da Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais – Ponte da Lagoncinha. Boletim n.º 87 – MOP, 1957
- [3] Costa, C.; Costa, A.; Arêde, A. – *Relatório de Inspeção da Ponte da Lagoncinha* – FEUP, 2001
- [4] Costa, Cristina – *Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário* – Tese de Mestrado em Engenharia Civil – FEUP, 2002
- [5] Eos Systems Inc. – *PhotoModeler 4.0* – Vancouver, Canada, 2000
- [6] Autodesk, Inc. – *AutoCAD2000* – U.S., 1999
- [7] Almeida, C. – *Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar à Acção dos Sismos* – Tese de Mestrado em Engenharia Civil – FEUP, 2000
- [8] Pegon, P.; Pinto, A. V. – *Seismic Study of Monumental Structures. Structural Analysis, Modelling and Definition of Experimental Model* – Report EUR 16387 EN, ISIS, SMU, JRC, Ispra (VA), Italy, 1996
- [9] Data Physics Corporation – *SIGNALCALC ACE* – San Jose, U.S.A., 2001
- [10] Structural Vibration Solutions Aps – *Artemis Extractor Light 3.1* – Aalborg East, Denmark, 2002
- [11] Pasquet, P. – *Manuel d'utilisation de Cast3m. Commissariat à l'Énergie Atomique*, www-cast3m.cea.fr, 2003
- [12] Almeida, C. – *Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar à Acção dos Sismos*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, 2000
- [13] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios Pontes – *Decreto-Lei nº235-C/83* – Imprensa Nacional. Casa da moeda, E.P., 1994
- [14] Costa, C.; Costa, A.; Arêde, A. – *Caracterização Dinâmica e Análise Sísmica da Ponte da Lagoncinha, Sísmica 2004*. UM, 2004
- [15] Costa, A.; Arêde, A.; Costa, C. – *Ponte de Vila Fria. Projecto. IC-FEUP*, 2001
- [16] Lagomarsino, S.; Resemini, S.; Rossi, B. – *Analisi teorico-sperimentale per la sicurezza dei ponti della linea ferroviaria Genova-Ovada*. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Genova. Atti del corso CIAS: Progetto, costruzione e controllo dei ponti: il ruolo della sperimentazione, Milano.1999
- [17] Gambarotta, L. – *Sperimentazione e Modellazione di Ponti ad Arco in Muratura*. Pubblicazione Serie I, n.º 11. Atti Giornata di Studio sulla Sperimentazione dei ponti, CIAS, Politecnico di Milano, pp. 250-277, Trento, 1999
- [18] Heyman, J. – *The safety of masonry arches*. International Journal of Mechanical Sciences 11, 1969
- [19] Costa, Pedro – *Análise da Construção e do Comportamento duma Ponte de Pedra*. Tese de Mestrado, FEUP (em elaboração).
- [20] Costa, C.; Arêde, A.; 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