

VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional Universidade de Évora 14 a 16 de Abril de 2003

MODELAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PONTE DA LAGONCINHA SOB A ACÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO

Cristina Costa¹, António Arêde², Aníbal Costa³

RESUMO

A ponte da Lagoncinha apresenta, no seu estado actual, determinados danos supostamente relacionados com excessivas cargas devidas a tráfego rodoviário e a assentamentos da fundação. Neste sentido, pretende-se neste artigo apresentar a modelação da estrutura da ponte, com particular detalhe nos arcos, com o objectivo de identificar os efeitos do tráfego existente e de eventuais assentamentos de apoio e averiguar em que medida os danos observados se podem atribuir àquelas solicitações. A análise reveste-se de um cariz essencialmente numérico, porém com recurso a ensaios experimentais de caracterização dos materiais e da estrutura.

1 INTRODUÇÃO

A ponte Lagoncinha, de tipologia medieval e classificada pela DGEMN como Monumento Nacional em 1943, é toda em alvenaria de granito e, conforme se pode observar no alçado incluído na Fig. 1, apresenta um tabuleiro de perfil longitudinal em cavalete com duas rampas sobre seis arcos desiguais, abrangendo cerca de 130 m de comprimento e 3.5 m de largura.



Fig. 1 - Alçado de montante da Ponte da Lagoncinha. DGEMN (1957).

¹ Assistente, Instituto Politécnico de Tomar, DEC, Tomar.

² Prof. Auxiliar, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DEC, Porto.

³ Prof. Associado com Agregação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DEC, Porto.

VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional

No seu estado actual foram detectados alguns danos localizados evidenciados por fendilhação longitudinal do intradorso, supostamente relacionada com excessivas cargas devidas ao tráfego rodoviário, Costa (2001), e com a descompressão de um arco motivada por eventuais assentamentos de apoio resultantes de lavagem da fundação, Costa (2001). Com o intuito de clarificar estes aspectos, foi desenvolvido um extenso estudo no âmbito de uma tese de mestrado em engenharia civil elaborada na FEUP, Costa (2002), com o título "Análise do comportamento da ponte da Lagoncinha sob a acção do tráfego rodoviário", em cujo contexto se insere o presente trabalho.

2 MODELAÇÃO NUMÉRICA

A estratégia adoptada para simplificar o complexo processo de geração da malha de elementos finitos começou por considerar válida a condição de simetria em relação ao plano que passa pelo meio do quebra-rio central. Assim, a primeira etapa consistiu em discretizar a malha da zona norte, sendo depois obtida, por simetria, toda a malha da ponte. A ponte em estudo foi discretizada com elementos finitos volumétricos contínuos nas zonas dos enchimentos, da lajeta de distribuição e do pavimento. Por sua vez, os arcos foram discretizados com elementos finitos volumétricos devidamente individualizados entre si de forma a permitir considerar elementos de junta entre blocos na zona dos arcos e entre os contrafortes e a restante estrutura.

Na Fig. 2 pode visualizar-se a malha de elementos finitos considerada para a análise da estrutura.



Fig. 2 - Vista de jusante da malha de elementos finitos utilizada na análise numérica.

As condições fronteira adoptadas no modelo consistiram em bloquear as translações na base dos arcos, dos enchimentos e dos quebra-rios, isto é, na superfície de contacto entre aqueles elementos e a sua fundação. Na base e extremidades dos encontros foram impostas condições fronteira do mesmo tipo.

2.1 Modelos de comportamento

Os elementos volumétricos que simulam os blocos de pedra foram considerados com comportamento linear elástico e caracterizados pelo módulo de elasticidade (*E*), coeficiente de Poisson (ν) e peso especifico (ρ). Tais grandezas foram estimadas experimentalmente por meio de ensaios laboratoriais realizados em amostras obtidas no local e ajustadas com base nos resultados dos ensaios dinâmicos efectuados na estrutura.

Os elementos de junta que representam a interface ente dois blocos têm propriedades de resistência limitadas e podem deformar-se na direcção normal e na direcção tangencial de acordo com relações não lineares que podem ou não ser independentes entre si. Assim, para descrever o comportamento destes elementos foi usado um modelo controlado em termos de tensão normal (t_n) e tangencial de contacto (t_s) e dos correspondentes deslocamentos relativos das duas faces da junta, isto é, abertura ou fecho (δ) e escorregamento (γ) entre as superfícies de contacto. A relação entre tensões e deslocamentos relativos é definida com recurso a um modelo não linear de atrito de Coulomb sem dilatância implementado em CASTEM 2000, CEA 1990, cuja descrição detalhada pode ser consultada em Pegon (1996). Este modelo é definido por quatro constantes t_{nt} , k_n , k_s e ϕ , onde t_{nt} é a resistência à tracção da junta, $k_n e k_s$ são os valores da sua rigidez normal e tangencial e ϕ é o ângulo de atrito na junta, e por duas leis de comportamento do material, $(t_n, \delta) e (t_s, \gamma)$, respectivamente para as direcções normal e tangencial da junta.

No presente estudo foi considerada nula a resistência à tracção para as juntas e os restantes parâmetros foram obtidos a partir dos ensaios de compressão e deslizamento realizados em estudos precedentes, Almeida (2000).

2.2 Calibração do modelo com base nos ensaios dinâmicos *in situ*

A definição das propriedades do modelo numérico, nomeadamente as características mecânicas dos materiais, foi efectuada com base nos resultados dos ensaios laboratoriais e das observações registadas na fase de inspecção, posteriormente ajustados de forma a se obter concordância entre as frequências e modos de vibração medidas *in situ* e as determinadas numericamente através da análise modal linear da estrutura. Na Fig. 3 apresentam-se os três primeiros modos de vibração da ponte identificados experimentalmente incluindo-se, na legenda, as respectivas frequências naturais.



Fig. 3 - Configurações modais identificadas experimentalmente. a) 1º modo de vibração (3.92 Hz). b) 2º modo de vibração (4.69 Hz). c) 3º modo de vibração (5.33 Hz).

Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades mecânicas atribuídas aos materiais no modelo numérico usado para o calculo dos três primeiros modos de vibração e das correspondentes frequências naturais.

Os resultados da análise modal são apresentados na Tabela 2 em termos de frequências e tipo de modo de vibração correspondente, ilustrando-se na Fig. 4 as correspondentes configurações dos modos determinados por via numérica.

VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional

	Módulo de	Peso		Módulo de	Peso
	Elasticidade	específico		Elasticidade	específico
	(GPa)	(kN/m^3)		(GPa)	(kN/m^3)
Arcos da zona sul	35	26	Enchimento da zona do arco 4	2.8	19
Arco 4	30	26	Enchimento da zona do arco 5	0.4	18
Arco 5	25	26	Enchimento da zona do arco 6	0.6	19
Arco 6	25	26	Encontro da zona sul	6.5	21
Quebra-rios da zona sul	4.9	21	Encontro da zona norte	1.4	19
Quebra-rios da zona norte	0.6	19	Lajeta de distribuição	10	25
Enchimento da zona sul	6.5	21	Pavimento	2.1	25

Tabela 1: Propriedades mecânicas dos materiais do modelo numérico.

Fabela	2:	Freq	Juênc	ias	próprias	calculadas	e	identificadas	da	ponte da	Lagone	inh	ıa
					1 1					1	<u> </u>		

Frequências calculadas	Frequências identificadas	Tipo de modo de vibração
(Hz)	(Hz)	
3.814	3.918	1° modo transversal
4.782	4.687	2º modo transversal
5.481	5.334	3º modo transversal

Conforme se pode verificar através da comparação da representação em planta dos modos de vibração calculados (ver Fig. 4) e dos modos de vibração determinados experimentalmente (ver Fig. 3), existe uma concordância razoavelmente boa entre a forma dos modos de vibração e que é confirmada pela proximidade dos respectivos valores das frequências, numéricas e experimentais, listadas na Tabela 2.



Fig. 4 - Modos de vibração calculados com base no modelo numérico. (Vistas em planta e perspectiva). a) 1º modo transversal (f=3.82 Hz). b) 2º modo transversal (f=4.78 Hz). c) 3º modo transversal (f=5.48 Hz).

2.3 Análise da resposta da estrutura à acção do tráfego rodoviário

A formulação da acção do tráfego no caso da ponte da Lagoncinha baseou-se na aplicação de cargas rolantes sem alteração da massa global da estrutura, tendo-se admitido ser constante a velocidade dos veículos. As cargas concentradas são aplicadas em dois eixos e convertidas em forças nodais admitindo para o efeito funções de repartição lineares. Estas forças nodais são então adicionadas ao vector solicitação actuante na estrutura em cada instante, prosseguindo-se com a resolução do sistema de equações e com o cálculo de resultados para o instante considerado.

O modelo de cargas rolantes foi implementado no programa de análise estrutural CASTEM 2000, CEA (1990), usado no presente estudo numérico, recorrendo à versatilidade do programa, nomeadamente no que se refere à definição de procedimentos do tipo sub-rotina escritos na linguagem GIBIANE, CEA (1990), que serve de interface com o utilizador.

No presente trabalho foi considerada a acção do veículo tipo preconizado no RSA (1994) para pontes de classe II, correspondente a um conjunto de seis cargas rolantes de 100 kN cada, aplicadas duas a duas em três eixos espaçados de 1.5 metros, e com distância de 2.0 metros entre rodados. 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.

O procedimento utilizado foi implementado no referido programa e a análise estrutural foi dividido em três fases e constituindo a sequência de passos que a seguir se descreve:

i) Cálculo global linear elástico

A estrutura total da ponte foi analisada em regime linear elástico sob a acção do seu peso próprio e das cargas distribuídas no tabuleiro recorrendo a um cálculo estático. Sob acção das cargas rolantes procedeu-se a um cálculo passo-a-passo com integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo, utilizando o método de Newmark.

ii) Cálculo das forças nodais equivalentes

Do cálculo global foram obtidas as tensões em todos os elementos, e em particular na subestrutura que se pretende analisar na fase seguinte. A partir dos campos de tensões foi possível obter as forças nodais através da integração daqueles campos. Tais forças nodais, por serem equivalentes, se forem aplicadas apenas à subestrutura geram as mesmas tensões obtidas do cálculo global, dado representarem os efeitos da restante parte da estrutura e das acções exteriores sobre aquela subestrutura, Almeida (2000). Deste modo, foi gerado o campo vectorial variável no tempo contendo, para cada passo da análise, as forças nodais sobre cada subestrutura a analisar e que serão usadas como acção em cálculos subsequentes.

Neste estudo foram consideradas apenas as subestruturas da zona dos dois arcos norte designados neste trabalho de arco 5 e arco 6, cuja malha de elementos finitos se apresenta nas Fig. 5-a) e -b), respectivamente.



Fig. 5 - Malha de elementos finitos das subestruturas consideradas no cálculo não linear. a) Subestrutura da zona do arco 5. b) Subestrutura da zona do arco 6.

A razão de se ter restringido a avaliação de comportamento não linear à zonas daqueles dois arcos, está relacionada com a grande dimensão do modelo de elementos finitos e, em particular, do elevado número de elementos de junta envolvidos. De facto, a malha total de elementos finitos da ponte (blocos e juntas) e constituída por um total de 105414 elementos apoiados em 70776 nós e totalizando 212328 graus de liberdade, pelo que, os campos de tensões, deformações e variáveis internas de controle do processo não linear, resultam de tal modo grandes em cada passo de análise que acarretam problemas no programa no decurso dos cálculos. Além disso, foram tidas em conta as observações resultantes da inspecção visual, segundo as quais foi encontrada maior concentração de danos nos arcos 5 e 6, razão pela qual este foi incluído na análise mais detalhada.

iii) Cálculo não linear dos arcos

As forças nodais definidas na etapa anterior foram aplicadas às subestruturas consideradas (ver Fig. 5) e de seguida foram realizados cálculos estáticos não lineares para cada passo de tempo da análise recorrendo ao procedimento *pasapas* implementado em CASTEM 2000, CEA (1990). Aos elementos volumétricos constituintes dos blocos e do enchimento foi atribuído comportamento linear elástico, enquanto que as interfaces entre blocos e entre os arcos e o enchimento foram modeladas por elementos de junta de espessura nula com comportamento não linear. No entanto é dado maior destaque aos resultados da análise não linear obtidos nos arcos (blocos e juntas) uma vez que a não linearidade considerada se concentra nas juntas destes elementos estruturais.

2.4 Resposta ás acções do tráfego rodoviário

Nas Fig. 6 e 7 apresentam-se os resultados da resposta linear à acção do peso próprio, correspondendo respectivamente à deformada e às tensões principais. Na Fig. 8 apresentam-se as tensões nas juntas entre os blocos dos arcos para a mesma solicitação.



Fig. 6 - Deformada devida ao peso próprio. Factor de amplificação da deformada = 900.

Dos resultados da análise linear, para a acção do peso próprio, constatou-se que os valores máximos da tensão de compressão e da tensão de tracção obtidos nos blocos dos arcos, são compatíveis, respectivamente, com as resistências à compressão e à tracção da pedra determinadas nos ensaios laboratoriais.



Fig. 7 - Tensões principais devidas ao peso próprio. a) Tracções. b) Compressões.



Fig. 8 - Tensões nas juntas entre os blocos dos arcos devidas ao peso próprio. a) Tensões normais. b) Tensões tangenciais.

Incluindo agora os efeitos da acção do tráfego rodoviário (cargas rolantes e sobrecarga uniformemente distribuída) e comparando os resultados assim obtidos (ainda com análise linear) com os devidos ao peso próprio, constata-se (por observação da Tabela 3) que o acréscimo das tensões nos blocos não são significativos (15% e 29% superiores, respectivamente nas compressões e tracções), verificando-se que as tensões máximas de tracção e compressão continuam a ser compatíveis com a resistência da pedra. No que se refere aos elementos de junta entre os blocos dos arcos, os acréscimos registados nas tensões de tracção são mais expressivos, mas, ainda assim não apontam para valores elevados da abertura das juntas, mesmo quando se considera o comportamento não linear das interfaces.

rubelu 5. computição de resultados no areo 5										
Tipo de análise:		Cálc	ulo Linea	r	Cálculo Não Linear					
Acções:		Peso Próprio	Peso Próprio. Cargas Rolantes. Carga Distribuída							
Intensidade:		1.0	1.0		1.0	1.5	2.0	2.5		
Tensão nos Blocos (MPa)	σ_{3}	-1.451	-1.668	(+15%)	-1.202	-1.276	-1.351	-1.426		
	σ_{l}^{+}	0.276	0.356	(+29%)	0.215	0.237	0.261	0.284		
Tensão nas Juntas	t_n	-0.980	-1.156	(+18%)	-1.010	-1.088	-1.165	-1.243		
(MPa)	t_s^+	0.025	0.029	(+16%)	0.040	0.050	0.061	0.070		
Deslocamento (mm)	dz	-4.240	-5.690	(+34%)	-7.525	-8.525	-9.522	-10.519		
Deformação das	$\delta^{\scriptscriptstyle +}$	0.014	0.037	(+164%)	0.170	0.230	0.286	0.342		
Juntas (mm)	δ	-0.157	-0.185	(+18%)	-0.227	-0.244	-0.261	-0.279		

Tabela 3: Comparação de resultados no arco 5

No contexto dos resultados obtidos da análise não linear, relativos às tensões principais nos blocos dos arcos cuja distribuição se apresenta nas Fig. 9-a) e b) para o arco 5, constatou-se que os valores máximos da tensão de compressão, na base dos arcos, são menores que os obtidos da análise linear. Este fenómeno deverá ser motivado por uma redistribuição de tensões dos elementos dos enchimentos directamente para as fundações, e que é consentânea com o facto de se verificarem deformações consideráveis (abertura e escorregamento) nas juntas entre os arcos e os enchimentos, não sendo por isso assegurada a transferência das tensões para os blocos dos arcos, Costa (2002).

No entanto, na zona de fecho do arco verifica-se algum agravamento das tensões de compressão, evidenciando que nesta zona (essencialmente caracterizada por esforços de flexão) se mobiliza de forma acrescida o comportamento não linear das juntas. Em conformidade, verifica-se ainda um aumento dos deslocamentos globais (vertical, transversal e longitudinal) e das deformações das juntas (deformação normal e tangencial). Também nas tensões das juntas, ocorre agravamento da componente tangencial quando se considera comportamento não linear, enquanto que a componente normal de tracção se anula em virtude do modelo adoptado com resistência nula à tracção nas juntas. As tensões normais de compressão são apresentadas na Fig. 9-c).

Quanto aos valores máximos de deformação normal das juntas (ver Fig. 9-d) verificou-se serem bastante reduzidos, ocorrendo nas juntas transversais, sendo que a diferença entre a abertura máxima nas juntas transversais e longitudinais é mais pronunciada no arco 5 (considerado o arco mais flexível em estudo).



Fig. 9 - Resultados do cálculo não linear no arco 5 (intensidade 1.0): a) Tensões principais de tracção e b) de compressão nos blocos. c) Tensões normais de compressão e d) abertura nas juntas entre os blocos.

2.5 Consideração do assentamento do apoio norte do arco 6

Tendo-se detectado outra anomalia referente à deformação acentuada na parte norte do arco 6, a subestrutura associada a este arco foi também calculada considerando a actuação de um assentamento diferencial em conjunto com as restantes acções anteriormente consideradas.

Dos resultados obtidos, e que se encontram resumidos na Tabela 4, verifica-se um agravamento das tensões de tracção e de compressão nos blocos cuja distribuição, incluída nas Fig. 10 e 11, para regime linear e não linear respectivamente, evidencia os efeitos do assentamento de apoio e está de acordo com a deformada observada no arco. Constata-se também que nos blocos da zona norte surgem menores tensões de compressão, em consonância com a descompressão motivada pelo assentamento diferencial.

Tabela 4: Comparação de resultados da	a análise do arco	6 considerando a	existência de um	i assentamento do
	apoio no	orte.		

Ac	ções:	Peso Próprio. Cargas Rolantes + Carga Distribuída + Assentamento								
Tipo de análise:		Cálculo Linear	culo Linear Cálculo Linear Cálculo Não Linear							
Assentamento mm:		10	0	0	10	15	25			
Tensão nos Blocos (MPa)	σ_3	-1.834	-1.523	-1.121	-1.396	-1.706	-1.869			
	$\sigma_{l}{}^{+}$	4.229	0.356	0.156	0.154	0.281	0.332			
Tensão nas Juntas (MPa)	t_n	-1.153	-1.036	-0.881	-1.135	-1.403	-1.543			
	t_s^+	0.118	0.027	0.036	0.043	0.054	0.059			
Deslocamento (mm)	dz	-10.00	-2.885	-3.587	-10.00	-20.00	-25.00			
Deformação das	$\delta^{\scriptscriptstyle +}$	4.507	0.014	0.093	0.112	0.122	0.216			
Juntas (mm)	δ^{-}	-1.067	-0.166	-0.198	-0.255	-0.315	-0.346			



Fig. 10 - Distribuição dos valores máximos das tensões no arco 6 (Cálculo linear com um assentamento de apoio de 10 mm). a) Tensões de tracção. b) Tensões de compressão.



Fig. 11 - Tensões nos blocos do arco 6 obtidas com base na análise não linear para um assentamento de 25 mm: a) Tensões de tracção. b) Tensões de compressão.

No que se refere à abertura das juntas, o efeito de um assentamento de 10 mm traduz-se num agravamento superior a uma ordem de grandeza e, para um assentamento de 25 mm, a abertura das juntas aumenta duas vezes em relação à anterior, evidenciando assim a sensibilidade deste tipo de estruturas a assentamentos diferenciais dos apoios. Ainda assim, a abertura de juntas permanece inferior à detectada no local que corresponde a sensivelmente 20 mm. Na Fig. 12 apresentam-se as distribuições das tensões normais e abertura das juntas entre os blocos do arco 6 obtidas na análise não linear para um assentamento no apoio Norte de 25 mm



Fig. 12 - Tensões normais de compressão (a) e abertura das juntas (b) entre os blocos do arco 6.

Por fim, como se pode observar através da comparação das configurações deformadas do arco das Fig. 13-a) e b), obtidas respectivamente sem e com o assentamento diferencial, com a deformada observada no local na Fig. 13-c), verificou-se melhor concordância entre esta e a deformada em que se considera o assentamento.



Fig. 13 - Comparação entre a deformada observada no local e a calculada. a) Análise não linear sem assentamento diferencial. b) Análise não linear com assentamento diferencial de 10 mm. c) Deformada do arco 6 observada no local.

3 CONCLUSÕES

Foi apresentada a metodologia seguida para proceder à modelação numérica da ponte da Lagoncinha cujos resultados contribuíram para avaliar o comportamento estrutural do monumento.

Para as acções consideradas, e nas condições do modelo adoptado, os resultados da análise, em particular os reduzidos valores da abertura de juntas entre blocos dos arcos, não sugerem a necessidade de reforço estrutural da ponte. Pese embora uma concordância qualitativa dos resultados numéricos com o observado no local, verifica-se que (em particular) as aberturas de juntas encontradas *in situ* são substancialmente maiores do que as obtidas das simulações numéricas. Tal facto sugere que, algumas simplificações inerentes ao modelo de comportamento estrutural adoptado poderão impedir estimativas correctas dos efeitos verificados *in situ*.

No que se refere aos efeitos do tráfego, a estabilidade estrutural parece estar verificada com boa margem de segurança, embora esta conclusão deva ser encarada com reservas em face das já referidas limitações da modelação adoptada.

A introdução de apreciáveis assentamentos de apoio vem no entanto, apresentar maior não linearidade de resultados responsável por agravamentos significativos da abertura das juntas, o que se revela consentâneo com os dados recolhidos na inspecção visual.

4 REFERÊNCIAS

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

CEA, "CASTEM 2000", Guide d'utilization, CEA, France, 1990

Costa, C., Costa, A., Arêde, A., "Relatório de Inspecção da Ponte da Lagoncinha", FEUP, 2001

Costa, C., "Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário – Tese de Mestrado em Engenharia Civil", FEUP, 2002

DGEMN, "Boletim da Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais. Ponte da Lagoncinha", Boletim n.º 87, MOP, 1957

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

Decreto-Lei n.º235-C/83, "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios Pontes", Imprensa Nacional, Casa da moeda, E.P., 1994