

ASCP'2011 – 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes  
Coimbra, 29 de Junho a 1 de Julho de 2011

## Avaliação da segurança sísmica de pontes e reforço com FRP's

Filipe Coelho, Miguel Morais, Humberto Varum  
*Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil, Aveiro*

**RESUMO:** A avaliação da segurança e a conservação das pontes têm vindo a suscitar interesse crescente nos últimos anos. O reforço destas estruturas para a acção sísmica é importante, uma vez que são infra-estruturas fundamentais para a intervenção das equipas de socorro em acções pós-sismo, mas também pelas consequências económicas e sociais associadas a eventuais danos severos ou colapso destas obras. O reforço sísmico passa pela aplicação de sistemas que permitam atenuar e controlar os efeitos produzidos pelas acções dos sismos. Actualmente, com o aparecimento de nova regulamentação, como os Eurocódigos e outras *guidelines*, e de novos materiais como os polímeros reforçados com fibras (FRP – *Fiber Reinforced Polymer*), o reforço de pontes existentes é mais viável, tecnicamente e economicamente. As vantagens da utilização de sistemas de FRP's na reabilitação e reforço de pontes resultam das suas propriedades mecânicas, dado que possuem elevada resistência mecânica, reduzido peso dos materiais e elevada resistência à corrosão, aliada à facilidade de aplicação e à disponibilidade de uma grande diversidade de sistemas de FRP's no mercado.

Neste trabalho procedeu-se à análise de um viaduto corrente existente, simulando-se, com recurso a um modelo numérico, o seu comportamento estrutural, identificando e localizando as zonas críticas. Com base nos resultados da avaliação, estudou-se e propôs-se uma solução de reforço sísmico com base nas indicações do Boletim FIB 14, e de acordo com a filosofia adoptada pelos Eurocódigos. Desse modo, procedeu-se à recolha de informação relativa à obra de arte em estudo e à simulação numérica da estrutura. Inicialmente procedeu-se à calibração do modelo numérico com recurso a medições das suas frequências fundamentais. De seguida, desenvolveu-se a verificação da segurança estrutural ao nível dos elementos. E, por fim desenvolveu-se uma proposta de reforço sísmico com recurso a sistemas de FRP's de modo a garantir a capacidade exigida aos elementos onde a segurança não foi verificada para a acção sísmica.

### 1 INTRODUÇÃO

A segurança e a conservação de estruturas, em especial de pontes, têm adquirido uma importância crescente nos últimos anos. Em virtude da ocorrência de acidentes graves que foram acontecendo um pouco por todo o mundo (Figura 1), tem-se vindo a desenvolver novas abordagens e estratégias na concepção, execução e manutenção das obras de arte, para minimizar tais consequências no futuro.



Figura 1. Danos ocorridos em pontes de betão armado, no sismo do Chile de 2010 (adaptada de REUTERS, 2010).

Estes acidentes são muitas vezes fruto da sobreposição de um conjunto de factores, como a subestimação da acção sísmica, a degradação dos componentes da ponte por falta de manutenção, etc. Resultando em situações que colocam algumas obras de arte em risco de colapso, caso não se realizem as necessárias intervenções de reabilitação e reforço. Em Dezembro de 2009, a empresa Estradas de Portugal confirmou à comunicação social a “existência de cerca de 170 obras de arte com problemas estruturais, vinte das quais exigiram mesmo uma intervenção imediata”. Confirma-se, assim, esta preocupação geral com a segurança das pontes, que têm levado as autoridades a realizar campanhas generalizadas de inspecções no sentido de avaliar o actual nível de segurança das pontes.

O reforço sísmico consiste, assim, na aplicação de sistemas que permitam atenuar e controlar os efeitos produzidos pelas acções sísmicas. Actualmente, com o aparecimento de nova regulamentação, como os Eurocódigos e outras *guidelines*, e de novos materiais como os polímeros reforçados com fibras (FRP – Fiber Reinforced Polymer), o reforço de pontes é mais fácil e viável, tecnicamente e economicamente.

As vantagens da utilização de sistemas de FRP's na reabilitação e reforço de pontes resultam das suas propriedades mecânicas, dado que possuem elevada resistência mecânica e resistência à corrosão, aliadas à facilidade de aplicação e a uma diversidade de sistemas de FRP's disponíveis no mercado.

## 2 APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Todo o processo de reforço sísmico de estruturas representa uma oportunidade e um desafio à utilização de novos materiais, técnicas e soluções de reforço. Na presente secção apresentam-se os elementos que caracterizam um viaduto existente, representativo de um número significativo de obras de arte relativamente recentes, que será analisado tendo em vista a avaliação da segurança sísmica e a análise de uma solução de reforço estrutural.

O viaduto em estudo segue uma tipologia estrutural corrente na rede viária nacional. Deste modo todo o processo de avaliação da segurança e do dimensionamento do reforço estrutural não se limita ao viaduto estudado mas sim a um conjunto de obras pertencentes à tipologia onde este se enquadra. Desta forma para a análise em causa não se considerou a localização actual do viaduto, optando-se alternativamente por considerar que este se situa uma zona mais severa em termos de acção sísmica, acentuando o interesse do presente estudo.

A metodologia adoptada na avaliação da segurança e reforço estrutural do viaduto em estudo, contemplou, primeiramente, a caracterização e verificação geométrica do viaduto, posteriormente a simulação numérica da estrutura e calibração do modelo numérico com base em frequências medidas *in-situ*, de seguida a análise e verificação da segurança estrutural ao nível dos elementos, e por fim a proposta de reforço sísmico com recurso a sistemas de FRP's.

O viaduto em estudo é em betão armado, tem um comprimento total de 108m, é constituído por 5 tramos, cada um com vão de 21.60m. O Tabuleiro é em laje vigada em betão armado, constituído por dez longarinas pré-esforçadas, pré-fabricadas em T. O tabuleiro possui ainda seis carlingas em betão armado, quatro delas situadas no alimento dos pilares. O viaduto possui assim quatro alinhamentos de pilares, sendo que cada alinhamento é constituído por 4 pilares, 2 designados por centrais e 2 laterais solidarizados entre si por uma viga de encabeçamento. Cada alinhamento de pilares encontra-se fundado em oito estacas de betão armado encabeçadas por um maciço. Os encontros são em betão armado constituídos por um muro de testa, encabeçados com uma viga em forma de L. Cada muro de testa encontra-se fundado em dez estacas de betão armado, encabeçadas por um maciço. Os apoios são constituídos por blocos de *neoprene*. Cada alinhamento de pilares contém vinte apoios, sendo de metade nos encontros. A ligação do tabuleiro aos encontros e aos alinhamentos de pilares é conseguida também por um conjunto de ferrolhos em varão de aço nervurado. Na Figura 2 representa-se a planta geral do viaduto em estudo com a localização dos vários elementos.

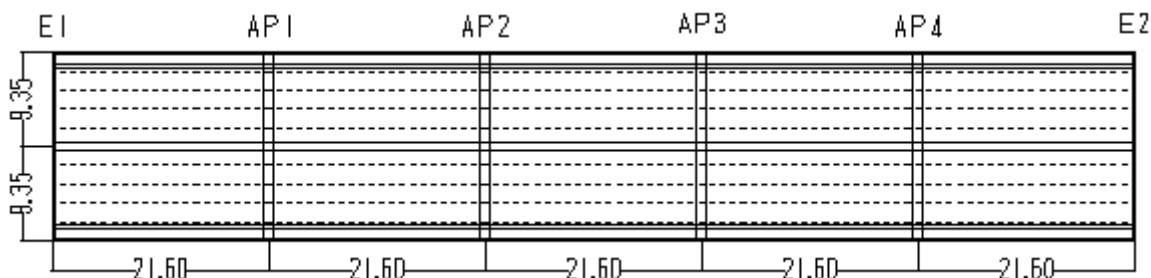


Figura 2. Planta geral do viaduto em estudo.

### 3 MODELAÇÃO DA OBRA DE ARTE

O modelo numérico desenvolvido para descrever o comportamento do viaduto em estudo foi realizado com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Para tal, foram primeiramente definidos todos os parâmetros necessários de acordo com a metodologia apresentada nos Eurocódigos, nomeadamente nas partes EN 1992-1-1 (2004), NP EN 1998-1 (2010) e EN 1998-2 (2005).

#### 3.1 Propriedades dos materiais

As propriedades mecânicas utilizadas dos vários elementos constituintes do viaduto, nomeadamente pilares, vigas de encabeçamento, longarinas e carlingas, tabuleiro e encontros consideradas no modelo numérico seguem as indicações dos elementos disponíveis do projecto. Não foi possível realizar ensaios *in-situ* de modo a comprovar estas propriedades.

#### 3.2 Definição da acção sísmica

Na quantificação da acção sísmica, em conformidade com a NP EN 1998-1 (2010), considerou-se um solo com características intermédias de resistência, um terreno do tipo C, uma zona de sismicidade severa, com elevados valores de aceleração máxima de referência. Para tal, admitiu-se que o viaduto em estudo se situa na zona 1 para a acção sísmica tipo 1, e na zona 3 para a acção sísmica tipo 2. O Quadro 1 apresenta os valores correspondentes de aceleração máxima de referência,  $a_{gR}$ .

Quadro 1. Valor da aceleração máxima de referência,  $a_{gR}$  de acordo com o zonamento sísmico.

Tipo	Aceleração máxima de referência $a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]
Sismo Tipo 1 - Horizontal	2.50
Sismo Tipo 2 - Horizontal	1.70

Considerou-se que o viaduto em estudo assume uma classe de importância II, com um factor de importância de  $\gamma_I = 1.08$ . De modo a aumentar a abrangência do problema, considerou-se um coeficiente de comportamento,  $q = 1.50$ . Relativamente ao coeficiente de amortecimento viscoso, para obras de arte em betão armado, adoptou-se o valor de  $\xi = 5\%$ . Os restantes parâmetros que definem o espectro da acção sísmica horizontal de cálculo são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2. Parâmetros que definem a acção sísmica.

	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	S [-]	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
Sismo Tipo 1 - Horizontal	2.69	1.26	0.10	0.60	2.00
Sismo Tipo 2 - Horizontal	1.83	1.43	0.10	0.25	2.00

Assim, para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de cálculo,  $S_a(T)$ , é representado na Figura 3, onde  $\beta$  assume o valor de 0.2.

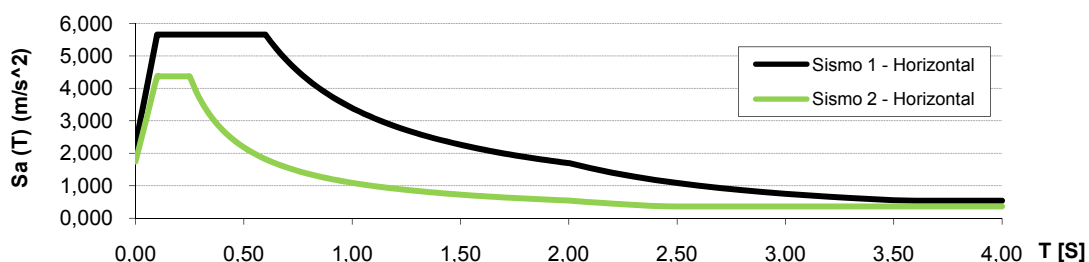


Figura 3. Espectros de cálculo da acção sísmica horizontal para o sismo Tipo 1 e Tipo 2.

A acção sísmica combinada com outras acções para o viaduto em estudo é dada pelo seu valor de cálculo,  $E_d$ . Resultam, assim, quatro combinações de acções tendo a acção sísmica como acção de base, apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3. Combinações sísmicas

Sismo Tipo 1	Combinação Sísmica 1	$G_k + \gamma_I \cdot (A_{Ex} + 0.30 \cdot A_{Ey})$
	Combinação Sísmica 2	$G_k + \gamma_I \cdot (0.30 \cdot A_{Ex} + A_{Ey})$
Sismo Tipo 2	Combinação Sísmica 3	$G_k + \gamma_I \cdot (A_{Ex} + 0.30 \cdot A_{Ey})$
	Combinação Sísmica 4	$G_k + \gamma_I \cdot (0.30 \cdot A_{Ex} + A_{Ey})$

#### 4 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A calibração do modelo numérico compreendeu acções em duas fases, a medição das frequências *in-situ* com recurso a um sísmógrafo e a calibração do modelo numérico propriamente dita, com base nas frequências medidas.

#### 4.1 Medição das frequências *in-situ*

A calibração no modelo numérico foi realizada com base nas frequências fundamentais do viaduto medidas com recurso a um sismógrafo, posicionado ao longo do tabuleiro. Para a determinação das frequências associadas a modos horizontais registou-se o sinal do sismógrafo nas posições S1 e S3, e para a determinação da frequência associada a modos verticais registou-se o sinal do sismógrafo na posição S2, como mostra a Figura 4.

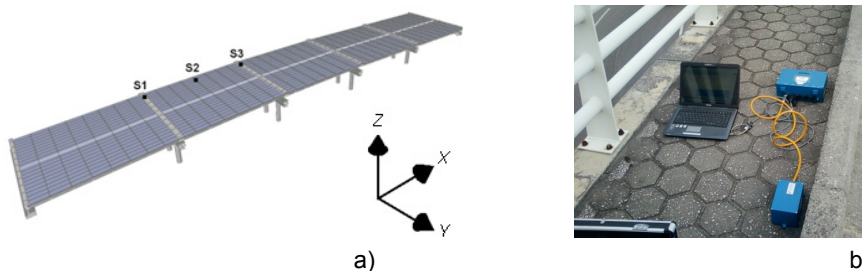


Figura 4. Determinação das frequências próprias do viaduto *in-situ*: a) localização dos pontos de medida do sinal; b) sismógrafo a recolher o sinal.

Quadro 4. Valores das frequências, *in-situ* de acordo com a estrutura existente e obtidas com o modelo numérico de acordo com a estrutura projectada.

	Longitudinal - Eixo X [Hz]	Transversal - Eixo Y [Hz]	Vertical - Eixo Z [Hz]
<i>Frequências medidas in-situ</i>	5,37	3,42	5,22
<i>Frequências de acordo com a estrutura projectada</i>	5,91	2,99	5,52

#### 4.2 Calibração do modelo numérico

Para calibração do modelo numérico precedeu-se de uma inspecção visual detalhada do viaduto em estudo, permitindo por um lado perceber se a estrutura existente estava em conformidade com o que constava no projecto em termos de dimensões, e por outro lado permitiu avaliar as reais condições de ligação entre elementos, identificando alterações que influenciem o comportamento estrutural, devendo nesse caso ser consideradas no modelo numérico. Deste modo, registaram-se três situações particulares que afectam a ligação do tabuleiro aos encontros e pilares, como mostra a Figura 5.

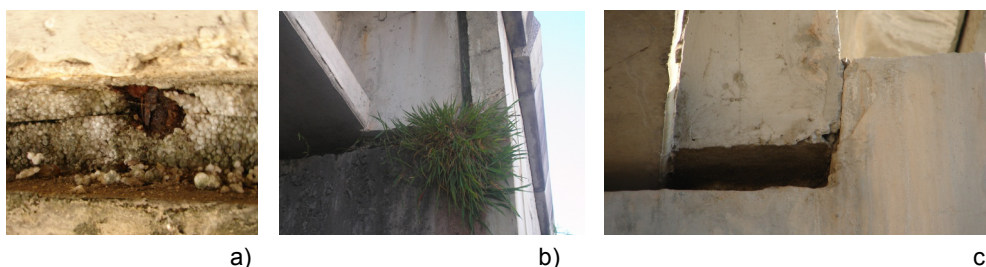


Figura 5. Registo da inspecção visual: a) corrosão dos ferrolhos no encontro E1; b) ataque de agentes biológicos; c) contacto entre as carlingas e *shear-keys*.

Os ferrolhos nos encontros encontravam-se em acentuado estado de corrosão, reduzindo assim substancialmente a rigidez por eles mobilizada na ligação encontro-tabuleiro. A acumulação de lixo, o ataque por agentes biológicos, a falta de cuidado na protecção das juntas nas repavimentações do tabuleiro, e a ausência de intervenções

de manutenção e conservação do viaduto, produziu o contacto directo entre a carlinga dos encontros e o próprio encontro, que induz um aumento da rigidez desta ligação. O contacto entre as carlingas e *shear-keys* não está de acordo com o estabelecido em projecto, provocando um aumento significativo da rigidez transversal da ligação do tabuleiro aos pilares, sendo que apenas no AP1 se observou o espaçamento previsto em projecto.

A determinação do valor exacto da perda ou ganho de rigidez nos diferentes pontos de contacto detectados, para as duas direcções horizontais, de forma a calibrar o modelo numérico não é de fácil quantificação. As variáveis envolvidas são: as áreas de contacto efectivo das *shear-keys*, o número exacto de ferrolhos que se encontravam corroídos, bem como o seu diâmetro efectivo, e a quantificação do efeito de toda a acumulação de lixo e detritos presentes na junta do viaduto. Deste modo, para as três principais diferenças/defeitos detectadas que afectam o comportamento estrutural do viaduto considerou-se uma combinação possível, simulada no modelo numérico através de molas, ajustando a rigidez dessas molas nas diferentes direcções horizontais (longitudinal e transversal), de forma a calibrar o modelo. Esta calibração consegue-se igualando as frequências próprias medidas com as frequências dadas pelo modelo numérico, como mostram os Quadros 4 e 5. Os primeiros modos de vibração transversal e longitudinal são representados na Figura 6.

Quadro 5. Valores das frequências próprias obtidas com o modelo numérico após a consideração das actuais condições fronteira.

Longitudinal - Eixo X [Hz]	Transversal - Eixo Y [Hz]	Vertical - Eixo Z [Hz]
5,37	3,41	5,34

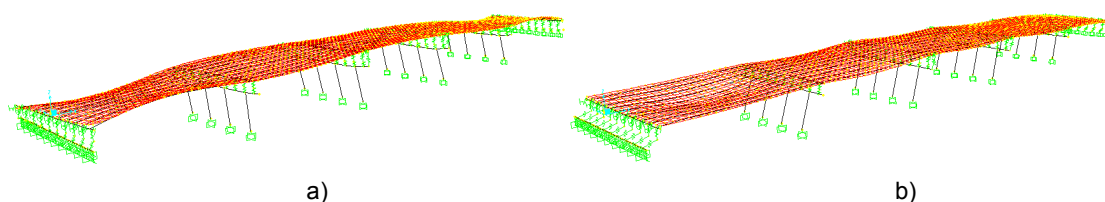


Figura 6. Configuração dos modos: a) 1º modo transversal, eixo Y; b) 1º modo longitudinal, eixo X.

## 5 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Foi feita a verificação da segurança estrutural do viaduto em estudo ao nível do elemento, comparando assim os esforços resistentes com os esforços actuantes. A segurança sísmica foi avaliada ao nível dos pilares, viga de encabeçamento e longarinas.

### 5.1 Verificação de segurança dos pilares

Verificação de segurança dos pilares foi realizada em relação à flexão composta desviada e ao corte. Da modelação numérica do viaduto resultaram os esforços actuantes nos pilares devido à combinação de acções, com a acção variável de base a acção sísmica, aos quais foram adicionados os efeitos devido às imperfeições geométricas e às excentricidades de segunda ordem.

Sabendo assim os esforços actuantes na secção, e conhecida a armadura dos pilares, com auxílio do programa Response 2000 (2000) obtiveram-se os momentos flectores resistentes da secção para o esforço axial de cálculo actuante. O pilar verifica

a segurança se, se verificar a fórmula de interacção de momentos definida na EN 1992-1-1 (2004), como mostra o Quadro 6.

Quadro 6. Verificação da segurança à flexão composta e desviada dos pilares.

Verificação da Segurança à Flexão Composta e Desviada								
Alinhamento de Pilar	AP1		AP2		AP3		AP4	
Tipo de Pilar	Lateral	Central	Lateral	Central	Lateral	Central	Lateral	Central
Combinação sísmica 1	0.34	0.18	0.39	0.27	0.51	0.39	0.63	0.77
Combinação sísmica 2	0.95	0.84	1.50	1.56	1.95	2.12	3.61	4.42

Legenda:   - Não Verifica   - Verifica

Para o cálculo dos esforços resistentes de corte foi considerada a secção transversal de acordo com o projecto.

Quadro 7. Verificação da segurança ao corte dos pilares.

Verificação da Segurança ao Corte								
Alinhamento de Pilar	AP1		AP2		AP3		AP4	
Tipo de Pilar	Lateral	Central	Lateral	Central	Lateral	Central	Lateral	Central
Combinação sísmica 1	0.20	0.14	0.23	0.20	0.26	0.23	0.38	0.36
Combinação sísmica 2	0.46	0.46	0.61		0.71	0.76	1.09	1.19

Legenda:   - Não Verifica   - Verifica

### 5.2 Verificação de segurança das vigas de encabeçamento dos pilares

A verificação de segurança das vigas de encabeçamento foi realizada em relação à flexão e ao corte. Não foi realizada a verificação da segurança à torção uma vez que os valores dos momentos de torção na viga eram muito baixos. Resultado da modelação numérica do viaduto obtiveram-se esforços actuantes na viga de encabeçamento devido à combinação de acções, com a acção variável de base a acção sísmica.

Conhecida a armadura longitudinal da viga, com auxílio do Response 2000 (2000) obtiveram-se os momentos flectores resistentes. O Quadro 8 mostra a razão entre o momento actuante e o momento resistente das vigas.

Quadro 8. Verificação da segurança à flexão das vigas de encabeçamento.

Verificação da Segurança à Flexão					
Localização da Viga no Alinhamento		AP1	AP2	AP3	AP4
Combinação sísmica 1	Positivo	0.22	0.21	0.24	0.27
	Negativo	0.50	0.52	0.54	0.63
Combinação sísmica 2	Positivo	0.28	0.58	0.71	1.07
	Negativo	0.61	0.81	0.89	1.13

Legenda:   - Não Verifica   - Verifica

Para o cálculo dos esforços resistentes de corte foi considerada a secção longitudinal de acordo com o projecto. Contudo, para uma determinação mais correcta do valor de cálculo dos esforços resistentes de corte na viga foram consideradas cinco zonas A1, A2, A3, B1 e B2, com armaduras transversais distintas. O Quadro 9 mostra a razão entre o esforço transversal actuante e resistente das vigas para essas 5 zonas.

Quadro 9. Verificação da segurança ao corte das vigas de encabeçamento.

Verificação da Segurança ao Corte						
Zona da Viga		Zona A1	Zona B1	Zona A2	Zona B2	Zona A3
Combinação sísmica 1	AP1	0.56	0.70	0.46	0.44	0.06
	AP2	0.50	0.66	0.46	0.38	0.09
	AP3	0.49	0.66	0.47	0.42	0.10
	AP4	0.54	0.77	0.57	0.47	0.13
Combinação sísmica 2	AP1	0.46	0.69	0.55	0.48	0.18
	AP2	0.47	0.82	0.69	0.50	0.26
	AP3	0.46	0.85	0.75	0.56	0.30
	AP4	0.53	1.06	0.97	0.70	0.42

Legenda:   - Não Verifica

  - Verifica

### 5.3 Verificação de segurança das longarinas

De modo análogo à verificação da segurança das vigas de encabeçamento dos pilares, também a verificação da segurança das longarinas é realizada em relação à flexão e ao corte. Também nesta situação não foi realizada a verificação de segurança à torção. As longarinas condicionantes, ou seja mais esforçadas, situam-se no primeiro vão, nos bordos do tabuleiro. Deste modo a verificação de segurança destes elementos foi realizada para estas longarinas.

Sabendo os esforços de flexão actuantes na secção, e conhecida a armadura longitudinal ordinária e a armadura de pré-esforço da longarina, com auxílio do programa Response 2000 (2000) obtiveram-se os momentos flectores resistentes. O Quadro 10 mostra a razão entre o momento actuante e o momento resistente das vigas.

Quadro 10. Verificação da segurança à flexão na longarina.

Verificação da Segurança à Flexão		
Combinação sísmica 1	Positivo	0.26
	Negativo	0.66
Combinação sísmica 2	Positivo	0.19
	Negativo	0.54

Legenda:   - Não Verifica

  - Verifica

Para o cálculo dos esforços resistentes de corte foi considerada a secção longitudinal de acordo com o projecto. Contudo, para uma determinação mais correcta do valor de cálculo dos esforços resistentes de corte na viga foram consideradas 4 zonas A, B, C e D. O Quadro 11 mostra a razão entre o esforço transversal actuante e resistente das vigas.



Quadro 11. Verificação da segurança ao corte na longarina.

<i>Verificação da Segurança ao Corte</i>				
<i>Zona da Viga</i>	<i>Zona A</i>	<i>Zona B</i>	<i>Zona C</i>	<i>Zona D</i>
Combinação sísmica 1	0.62	0.67	0.75	0.14
Combinação sísmica 2	0.52	0.49	0.20	0.16

Legenda:  - Não Verifica  - Verifica

## 6 ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO DE REFORÇO SÍSMICO COM SISTEMAS DE FRP'S

A proposta de reforço sísmico com recurso a sistemas de FRP's irá garantir a resistência do elemento onde a segurança do mesmo não foi verificado devido a acção sísmica. Deste modo será proposto o reforço por confinamento, reforço à flexão e ao corte para os pilares e à flexão e ao corte para as vigas de encabeçamento.

### 6.1 Reforço de pilares

O reforço sísmico de pilares assenta em duas vertentes, por um lado através do reforço ao corte e por outro o reforço por confinamento, garantindo assim aos pilares um aumento da ductilidade e da sua capacidade resistente, se o reforço por confinamento não se revelar suficiente será necessário o reforço à flexão garantindo um aumento da resistência à flexão.

De acordo com as propostas de cálculo apresentadas pela FIB Bulletin 14 (2001) a extensão última,  $\varepsilon_{cu}$ , e a tensão última,  $f_{cu}$ , para um betão confinado à compressão são apresentadas no Quadro 13. No reforço por confinamento foi necessário recorrer a mantas de CFRP com propriedades mecânicas diferentes, esta situação deveu-se ao facto, de o reforço ao corte nos pilares só ser conseguido com uma manta de CFRP com alto módulo de elasticidade. De forma a garantir qualidade do reforço por confinamento, utilizou-se no alinhamento de pilares AP2 e AP3 a manta 1 de CFRP e no alinhamento de pilares AP4 a manta 2 de CFRP, com as propriedades descritas no Quadro 12.

Quadro 12. Propriedades da manta de CFRP usado no reforço por confinamento e ao corte.

<i>Manta</i>	<i>Largura <math>b_f</math> [mm]</i>	<i>Espessura <math>t_f</math> [mm]</i>	<i>Resistência à tracção [MPa]</i>	<i>Alongamento na Rotura [%]</i>	<i>Módulo de Elasticidade [GPa]</i>
CFRP 1	300	0.117	3800	15.5	240
CFRP 2	300	0.190	2650	4.0	640

Quadro 13. Extensão última e tensão última de cálculo para o betão confinado à compressão.

<i>Reforço Por confinamento</i>		
Manta 1	Extensão última $\varepsilon_{cu}$ [%]	15.8
	Tensão última $f_{cu}$ [MPa]	22.3
Manta 2	Extensão última $\varepsilon_{cu}$ [%]	4.1
	Tensão última $f_{cu}$ [MPa]	20.3

Como o confinamento da secção resulta num aumento da resistência do betão recorreu-se ao Response 2000 (2000), de forma a determinar novamente os momentos resistentes com o betão confinado. Com os novos momentos resistentes

devido ao confinamento é necessário verificar a segurança dos pilares, como mostra o Quadro 14.

Quadro 14. Verificação da segurança à flexão dos pilares confinados.

Verificação da Segurança ao confinamento						
Alinhamento de Pilar	AP2		AP3		AP4	
Tipo de Pilar	Lateral	Central	Lateral	Central	Lateral	Central
Combinação sísmica 2	1.26	1.39	1.63	1.87	2.88	3.71

Legenda:  - Não Verifica  - Verifica

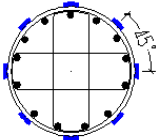
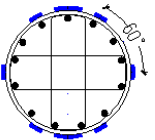
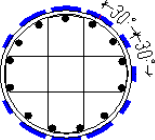
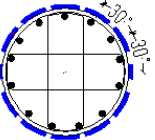
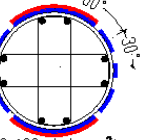
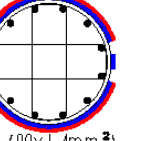
Verificada assim a necessidade do reforço do pilar em cada direcção, na solução de reforço, optou-se pelo laminado de CFRP colado exteriormente no pilar. As propriedades do laminado usado no reforço encontram-se no Quadro 15.

Quadro 15. Propriedades do laminado de CFRP usado no reforço à flexão.

Laminado	Largura $b_f$ [mm]	Espessura $t_f$ [mm]	Resistência à tracção [MPa]	Alongamento na Rotura [%]	Módulo de Elasticidade [GPa]
CFRP	90	1.4	2800	17	168

Novamente, recorrendo ao programa Response 2000 (2000), fez-se a modelação do reforço à flexão composta do pilar, considerando a resistência do betão confinado. O processo desenrolou-se por tentativas sucessivas de modo a verificar a fórmula de interacção de momentos definida no EN 1992-1-1 (2004). No Quadro 16 está identificada de uma forma esquemática a localização do laminado de reforço nos pilares.

Quadro 16. Localização do laminado de reforço nos pilares.

Localização do Laminado de Reforço nos Pilares					
AP2		AP3		AP4	
Lateral	Central	Lateral	Central	Lateral	Central
					
8 (90x1.4mm <sup>2</sup> )	10 (90x1.4mm <sup>2</sup> )	18 (90x1.4mm <sup>2</sup> )	22 (90x1.4mm <sup>2</sup> )	36 (90x1.4mm <sup>2</sup> )	60 (90x1.4mm <sup>2</sup> )

Realizou-se o reforço sísmico ao corte nos pilares centrais e laterais do alinhamento de pilares AP4 para a combinação sísmica 2. Utilizou-se a manta de CFRP 2, similar à usada no confinamento com as principais propriedades indicadas no Quadro 12. O reforço ao corte é aplicado no seguimento do reforço por confinamento com a aplicação da manta de CFRP em toda a face exterior do pilar, com a direcção principal das fibras perpendiculares ao eixo do elemento, ou seja,  $\alpha = 90^\circ$ . Admitiu-se que a orientação das fendas provocadas pelo esforço transversal faz um ângulo  $\theta = 45^\circ$ , com o eixo do elemento. A filosofia de dimensionamento do reforço ao corte apresentada pela FIB Bulletin 14 (2001), prevê a contribuição do betão, a contribuição do aço e a contribuição do elemento de reforço, de acordo com a pré-norma ENV

1992-1-1 (1991), actualmente a EN 1992-1-1 (2004) não faz a mesma abordagem ao dimensionamento de uma secção ao esforço transversal, contudo, como o reforço foi determinado de acordo com a FIB Bulletin 14 (2001) foi necessário recorrer à norma referida. Os respectivos ganhos de resistência devido ao reforço ao corte, são apresentados no Quadro 17.

Quadro 17. Resistência da secção ao esforço transversal depois do reforço.

<i>Solução de Reforço</i>		
<i>Alinhamento de Pilar</i>	<i>AP4</i>	
<i>Tipo de Pilar</i>	<i>Lateral</i>	<i>Central</i>
Camadas de Reforço [-]	1	1
Contribuição do FRP $V_{fd}$ [kN]	522.2	522.2
Capacidade resistente do conjunto $V_{Rd}$ [kN]	1399.9	1138.3

### 6.2 Reforço das vigas de encabeçamento dos pilares

A necessidade de reforço sísmico da viga de encabeçamento existe no alinhamento de pilares AP4 para a combinação sísmica 2, uma vez que nesta situação os valores de dimensionamento foram ultrapassados. No reforço sísmico de vigas o reforço à flexão deve ser conjugado com o reforço ao corte, aumentando assim a resistência da viga.

À imagem do que aconteceu no reforço dos pilares, também nas vigas o seu reforço é realizado aos estados limites últimos e posteriormente verificado aos estados limites de serviço. Primeiramente realizou-se o reforço da viga à flexão considerando uma redistribuição dos momentos nos tramos interiores da viga, uma vez que se torna fisicamente impossível o reforço à flexão dos momentos negativos, admitiu-se que o momento actuante negativo seria o momento resistente negativo, resultando isso num acréscimo do momento actuante positivo.

Verificada assim a necessidade do reforço à flexão da viga de encabeçamento, na solução de reforço optou-se por um laminado de CFRP colado exteriormente, com propriedades principais apresentadas no Quadro 18.

Quadro 18. Propriedades do laminado de CFRP usado no reforço à flexão da viga.

<i>Laminado</i>	<i>Largura <math>b_f</math> [mm]</i>	<i>Espessura <math>t_f</math> [mm]</i>	<i>Resistência à tracção [MPa]</i>	<i>Alongamento na Rotura [%]</i>	<i>Módulo de Elasticidade [GPa]</i>
CFRP	120	1.4	2500	6.5	210

De acordo com a FIB Bulletin 14 (2001), as condições iniciais do elemento a reforçar são apresentadas de acordo com o Quadro 19

Quadro 19. Condições iniciais da viga de encabeçamento a reforçar.

<i>Posição do Eixo Neutro <math>x_0</math> [m]</i>	<i>Inércia da secção Homogeneizada Fendilhada <math>I_{02}</math> [m<sup>4</sup>]</i>	<i>Extensão de Compressão no Betão <math>\epsilon_{c0}</math> [‰]</i>	<i>Extensão de Tracção no Betão <math>\epsilon_0</math> [‰]</i>
0.168	0.01461	0.0885	0.5429

Admitindo que a situação condicionante será a cedência do aço seguida do esmagamento do betão mantendo-se o FRP em regime elástico, implica que a extensão no betão, na fibra mais afastada à compressão, seja considerada igual à extensão de rotura de betão,  $\varepsilon_{cu}$ , sendo o valor indicado pela FIB Bulletin 14 (2001),  $\varepsilon_{cu} = 3.5$ . Resultando na situação de reforço apresentada no Quadro 20.

Quadro 20. Solução de reforço sísmico da viga à flexão.

Momento Positivo Resistente Sem Reforço $M_{Rd}$ [kN.m]	Camadas de Laminado	Posição do Eixo Neutro $x_0$ [m]	Extensão no FRP $\varepsilon_f$ [%]	Momento Positivo Resistente Com Reforço $M_{Rd}$ [kN.m]	Acréscimo de resistência [%]
1897.30	1	0.081	4.75	2997.40	58.0

Sendo a solução de reforço suficiente apenas com o uso de um laminado de CFRP aos estados limites últimos. A verificação dos estados limites de serviço é realizada ao nível da limitação de tensões, limitação de deformação e controle da fendilhação, de acordo com o Quadro 21. Os limites para as tensões indicados pela FIB Bulletin 14 (2001), estão de acordo com a EN 1992-1-1 (2004). A deformação foi determinada com os valores retirados do modelo numérico, sendo o seu valor limite de acordo com a EN 1992-1-1 (2004), e foi realizada na zona da viga em consola e num dos tramos intermédios a longo prazo. No controlo da fendilhação a FIB Bulletin 14 (2001) remete para a EN 1992-1-1 (2004) os valores limite das aberturas de fendas.

Quadro 21. Verificação do reforço à flexão aos estados limites de serviço.

Limite de Tensões	Combinações Quase Permanentes		Combinações Raras	
	Tensão no Betão $\sigma_c$ [kPa]	Tensão no FRP $\sigma_f$ [kPa]	Tensão no Betão $\sigma_c$ [kPa]	Tensão no Aço $\sigma_s$ [kPa]
	3007.7	-2.7	3575.4	128058.1
Limite de Deformações	Zona em Tramos Intermédios			
	0.0016			
Controlo da fendilhação	Zona em Consola		Largura de Fendas $w_k$ [m]	
	0.0056		0.0	

Legenda:  - Não Verifica

- Verifica

O reforço ao corte da viga de encabeçamento acontece apenas na zona B1 de acordo com Quadro 9. Utilizou-se uma manta de CFRP, com as suas principais propriedades apresentadas no Quadro 22.

Quadro 22. Propriedades da manta de CFRP usado no reforço ao corte.

Manta	Largura $b_f$ [mm]	Espessura $t_f$ [mm]	Resistência à tracção [MPa]	Alongamento na Rotura [%]	Módulo de Elasticidade [GPa]
CFRP	300	0.190	2650	4	640

O reforço ao corte passa pela aplicação da manta de CFRP em 3 faces, a base e as laterais, com a direcção principal das fibras perpendiculares ao eixo do elemento, ou seja,  $\alpha = 90^\circ$ . Admitiu-se que a orientação das fendas provocadas pelo esforço

transverso faz um ângulo  $\theta = 45^\circ$ , com o eixo do elemento. Com o reforço da viga de encabeçamento de acordo com a FIB Bulletin 14 (2001), obtêm-se os ganhos de resistência apresentados no Quadro 23.

Quadro 23. Capacidade da secção após o reforço.

<i>Camadas de Reforço [-]</i>	<i>Contribuição do FRP <math>V_{fd}</math> [kN]</i>	<i>Capacidade resistente do conjunto <math>V_{Rd}</math> [kN]</i>
4	1773.2	2890.25

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a modelação numérica foi verificada a segurança dos três principais tipos de elementos do viaduto, os pilares, as vigas de encabeçamento dos pilares e as longarinas. Observou-se, uma insuficiente capacidade resistente dos pilares à flexão nos alinhamentos de pilares AP2, AP3 e AP4, e ao corte no alinhamento de pilares AP4, para a combinação sísmica 2. Ao nível das vigas de encabeçamento, verificou-se falta de capacidade resistente à flexão no alinhamento de pilares AP4, e para o mesmo alinhamento de pilares ao corte na zona B1, para a combinação sísmica 2. As longarinas verificavam a segurança a todas as combinações de esforços. Em nenhum elemento foram verificados os esforços de torção, uma vez que os valores dos mesmos eram muito baixos.

No reforço sísmico à flexão por colagem exterior de sistemas de FRP's, ficou perceptível neste trabalho, que apesar de não existir um limite regulamentar para avaliar a viabilidade do reforço à flexão, torna-se difícil garantir a qualidade e eficácia, quando o aumento da resistência à flexão do elemento excede o dobro da resistência do elemento original não reforçado. Pode, por isso, admitir-se que a solução com recurso a sistemas de FRP's, torna-se inviável devido à sobreposição de várias camadas de laminados de FRP. A mesma analogia de verificação da viabilidade do reforço ao corte não foi realizada por falta de referências nos trabalhos analisados.

A proposta de reforço sísmico com recurso a sistemas de FRP's garantiu a resistência dos elementos onde a segurança dos mesmos não tinha sido verificada devido à combinação de acções, com a acção variável de base a acção sísmica.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço à Câmara Municipal de Aveiro, por toda a informação e ajuda disponibilizada e ao LESE, Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pelo empréstimo dos sismógrafos que permitiram a calibração dos modelos numéricos.

## 8 REFERÊNCIAS

- COELHO, F. (2010). *Reforço Sísmico de Pontes com FRP's*: Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.
- EN 1992-1-1. (2004). *Eurocódigo 2 : Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*: European Committee for Standardization.
- EN 1998-2. (2005). *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2: Bridges*: European Committee for Standardization.
- ENV 1992-1-1. (1991). *Eurocódigo 2 : Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*: European Committee for Standardization.

- FIB *Bulletin 14*. (2001). *Bulletin 14 - Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*: Technical Report on the Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structure, Task Group 9.3 FRP Reinforcement for concrete structures, International Federation for Structural Concrete (FIB).
- NP EN 1998-1. (2010). *Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*: Instituto Português da Qualidade.
- Response 2000. (2000). *Programa Automático de Análise de Secções, Versão 1.0.5*: Retirado de: <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm> em Maio de 2010.