

Ponte Estaiada de Concreto Fibroso de Ultra Alto Desempenho

Ronaldo Battista^{1,2},
Michele Pfeil³
Elton Kuntz¹

Resumo

Este artigo explora as vantagens e aponta as limitações da aplicação do concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras (CUADRF) no projeto de pontes estaiadas de grande esbeltez e leveza. Apresentam-se, de maneira sumária, as etapas do reprojeto em CUADRF de uma ponte estaiada de concreto convencional existente, inclusive a verificação de resistência no ELU e do comportamento no ELS das estruturas da torre e do tabuleiro sob ação dos carregamentos combinados, com base nas propriedades desse material obtidas de ensaios experimentais e segundo recomendações internacionais para o projeto de estruturas em CUADRF. Demonstra-se a vantagem desse concreto fibroso em relação ao concreto convencional com as grandes reduções do volume de concreto, do peso de aço dos estais e das armaduras passivas e redução das cargas nas fundações.

Palavras-chave: concreto fibroso de ultra alto desempenho, ponte estaiada, critérios de projeto.

Introdução

O CUADRF se distingue de outros tipos de concreto pela alta resistência à compressão (150-250MPa) e alta resistência à tração pós-fissuração, para volumes de fibras de aço igual ou maior do que 2%; conferindo ductilidade na tração e possibilitando redução substancial e, em certos casos, a eliminação das armaduras passivas. Dosagens usuais proporcionam baixíssima porosidade, boa durabilidade, baixa fluência e pouca retração.

Neste artigo apresentam-se resultados da aplicação de CUADRF (KUNTZ, 2016) no reprojeto de uma ponte construída com concreto convencional: a Ponte Estaiada do Saber (Figura 1), que liga a Ilha do Fundão – onde se encontra a Cidade Universitária da UFRJ – e a via expressa conhecida como Linha Vermelha.



Figura 1– Ponte Estaiada do Saber. Rio de Janeiro, RJ.

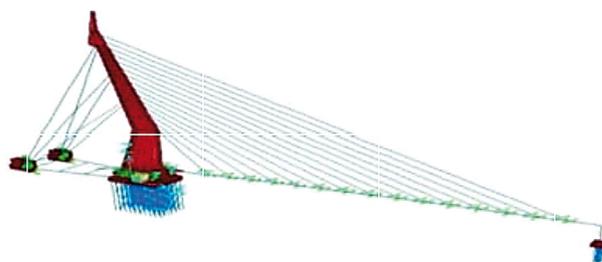


Figura 2 – Modelo 3D da estrutura da Ponte do saber e suas fundações.

Construtora: Queiroz Galvão S. A; Projeto: VGarambone Eng.; Consultoria: BEDiaz Eng. Avaliação da Estabilidade Aerodinâmica: Controllato Projeto M. C. Estruturas Ltda

A descrição da construção é relatada por Gomes (2013), os efeitos de 2ª ordem no comportamento estrutural são descritos por Toledo (2014) e os modelos matemáticos para análises aerodinâmica e fadiga são descritos por Battista *et ali.* (2011).

1.1 Descrição Sumária do Sistema Estrutural da Ponte do Saber

A estrutura da ponte (Figura 2) tem vão principal de 180 m, estaiado numa única torre com 94 m de altura. O tabuleiro é suspenso em 15 estais num único plano com ancoragens espaçadas de 10 m. Os dois conjuntos de três retroestais da torre são ancorados

¹ COPPE/UFRJ – Prof. Titular;

² CONTROLLATO Ltda. – Diretor / controllaatto1@gmail.com

³ POLI-COPPE/UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro-Prof. Titular/ mmpfeil@coc.ufrj.br

em dois grandes blocos sobre estacas. O concreto do tabuleiro e da torre tem $f_{ck}=50\text{MPa}$.

O tabuleiro em viga monocelular (Figura 3.a) foi construído em balanço progressivo com aduelas com 5 m de comprimento. A nervura de seção sólida no dorso do tabuleiro serve tanto para conferir rigidez axial e resistência quanto para acomodar as ancoragens dos estais. A torre tem seção transversal celular variável, enrijecida por nervuras perimetrais, na forma geométrica da Figura 3.b.

2 Estrutura da Ponte reprojetaada com CUADRF com $f_{ck} = 150\text{ MPa}$

A geometria e dimensões externas das seções transversais do tabuleiro e da torre foram mantidas para comparação direta dos deslocamentos, esforços, tensões e frequências de vibração das estruturas original e reprojetaada com CUADRF, com redução das espessuras das paredes das seções da torre e do tabuleiro (Figura 4). A Tabela 1 resume as propriedades das seções de CUADRF e de concreto convencional. A redução de 35,9% do peso próprio do tabuleiro permite o emprego de aduelas com 10 m (o dobro do comprimento da aduela de concreto convencional) e reduz as forças de tração nos estais e, com isto, o número de cordoalhas (Tabela 2), reduzindo em 33,8% o peso de aço.

A redução das espessuras das paredes da seção transversal da torre de 45 cm para 35 cm na maior parte do perímetro e a redução de área da nervura no canto agudo da seção (Figura 3.b), resultou numa redução

de 20,0% no volume de concreto da torre. Todas essas reduções de peso próprio do tabuleiro e da torre e, também, do peso do conjunto de estais, resultaram na redução das cargas nas fundações (Tabela 3).

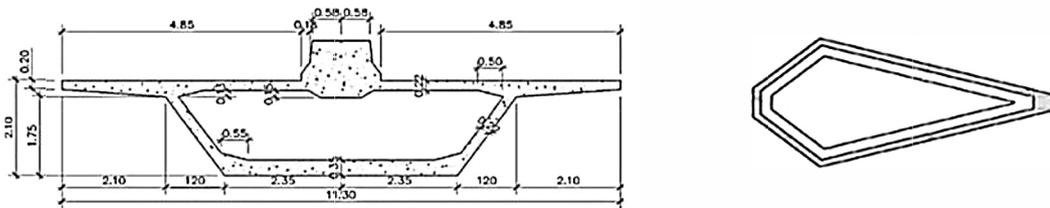
2.1 Casos de Carregamentos e Tipo de Análise

A Tabela 4 mostra as combinações de carregamentos e os coeficientes de majoração e de ponderação prescritos na NBR 8681 (2003), considerados nas análises da estrutura: Peso próprio (PP); Barreira (BARR); Pavimento (PAV); Protensão nos estais (PE); Protensão no tabuleiro (PT); Temperatura (TEMP); Vento (W); Carga móvel (CM) trem-tipo TB-450 da NBR7188-2013.

As seções transversais do tabuleiro de CUADRF, selecionadas para análise de tensões e verificação de esforços e as seções de ancoragem dos estais estão indicadas na Figura 5.

No trecho de 130 m do tabuleiro entre as seções do estais E07 e E18 (trecho com maiores valores de momento fletor no ELS) foi aplicada protensão para diminuir as tensões de tração para valores inferiores a 8MPa (tensão de início de fissuração do CUADRF). A Figura 6 ilustra o traçado dos seis cabos de protensão (com 15 cordoalhas de sete fios CP210, $\varnothing=15,2\text{ mm}$), dispostos no fundo do interior do tabuleiro.

Após a aplicação da protensão no tabuleiro (COMB2-ELS), ocorre na seção S15A a maior tensão de compressão (-28,3 MPa), a qual é muito inferior à tensão limite de compressão ($0,6 \cdot f_{ck}=90\text{ MPa}$) do CUADRF. Na seção S15A a tensão de tração alcança o valor +10,4 MPa, valor superior ao limite de resistência



Figuras 3 – (a) Seção transversal monocelular do tabuleiro; (b) Forma geométrica da seção transversal celular da torre.

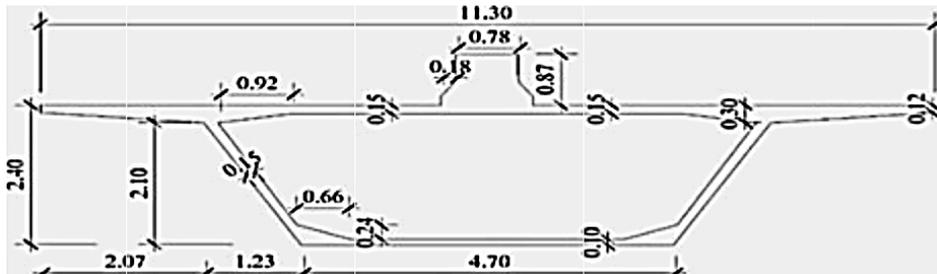


Figura 4 – Seção transversal do tabuleiro de CUADRF.

Tabela 1 – Propriedades da seção existente e da nova seção transversal com CUADRF.

Propriedades	Nova	Existente	Descrição das Propriedades
A (m ²)	4,20	6,56	Área da seção transversal
I _y (m ⁴)	3,64	5,01	Momento de inércia à flexão vertical
I _z (m ⁴)	31,74	42,37	Momento de inércia à flexão transversal
Y _{sup} (m)	1,38	1,52	Distância do CG à borda superior
Y _{inf} (m)	-1,89	-1,45	Distância do CG à borda inferior
J (m ⁴)	6,72	9,11	Momento de inércia à torção
f _{ck} (MPa)	150,0	50,0	Tensão característica resistente à compressão
f _{ctk,el} (MPa)	8,0	-	Tensão característica de limite elástico à tração
γ _c (kN/m ³)	25,0	25,0	Peso específico do concreto
E (GPa)	50,0	33,34	Módulo de elasticidade do concreto
G (GPa)	20,83	13,89	Módulo de elasticidade transversal
ν	0,2	0,2	Coefficiente de Poisson
l (m)	10,0	5,0	Comprimento das aduelas de concreto

Tabela 2 – Comparação das quantidades de cordoalhas.

Estai	Projeto Original Nº cordoalhas em cada estai	Reprojeto Nº cordoalhas em cada estai	Nº de cordoalhas retiradas
E01a, E01b, E02a, E02b, E03a, E03b	127	80	47
E04, E05	31	25	6
E06, E07, E08	37	25	12
E09	55	28	27
E10, E11, E12, E13, E14, E15	55	32	23
E16	55	43	12
E17	55	46	9
E18	55	50	5

Tabela 3 – Cargas verticais nas fundações das estruturas original e alterada.

		Fundação Retaguarda	Fundação Torre	Fundação P0
Fz	Projeto Original	-39113,6	167611,6	5661,6
(kN)	Concepção Atual	-23332,1	135103,8	5031,2
	Redução (%)	40,3	19,3	11,1

Tabela 4 – Combinações de carregamentos.

Combinação	PP	BARR	PE	PAV	PT	CM	TEMP	W	Situação
COMB1	1,0	1,0	1,0	–	–	–	–	–	ELS – EEtapas Construtivas
COMB2	1,0	1,0	1,0	–	1,0	–	–	–	
COMB3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	–	–	–	ELLS – Finalizada
COMB4	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,5	0,3	ELLS – em Serviço
COMB5	1,3	1,3	1,0	1,35	0,9	1,5	0,72	–	ELU–mmultidão em 2 faixas
COMB6	1,3	1,3	1,0	1,35	0,9	1,5	0,72	0,84	ELU–mmultidão em 1 faixa

elástica à tração $f_{ctk,el} = 8 \text{ MPa}$ do CUADRF. A solução foi instalar inicialmente cerca de 70% da protensão nos cabos e, após executar o pavimento (COMB3), efetuar os restantes 30% da protensão.

3 Estrutura em CUADRF versus Estrutura Original – Análise no ELS

Os deslocamentos no ELS nas estruturas em CUADRF e em concreto convencional são apresentados na Tabela 5.

O maior valor de deslocamento do tabuleiro ocorre na seção do estai E12, para a combinação COMB4 com veículo posicionado junto ao estai E14.

As tensões no ELS nas seções transversais do tabuleiro em CUADRF resultaram em: (i) máxima

tensão de tração $\sigma_{inf} = +6,3 \text{ MPa}$ na seção S12B, inferior a $f_{ctk,el} = 8 \text{ MPa}$; (ii) tensões de compressão muito inferiores a $0,6 \cdot f_{ck} = 90 \text{ MPa}$.

As forças de tração nos estais (Figura 7) para as combinações de cargas no ELS, COMB3 e COMB4, tem valor máximo da razão $N/F_{ptk} = 46\%$.

4 Verificação da Estrutura em CUADRF no ELU

Para as combinações de carregamentos COMB5 e COMB6 no ELU, o trem tipo TB-450 foi aplicado estaticamente no tabuleiro, posicionando o veículo nas seções dos estais E05, E08, E11, E14 e E17. O valor máximo das forças de tração nos estais (Figura 8) alcança 62% da carga nominal de ruptura no estai E06.

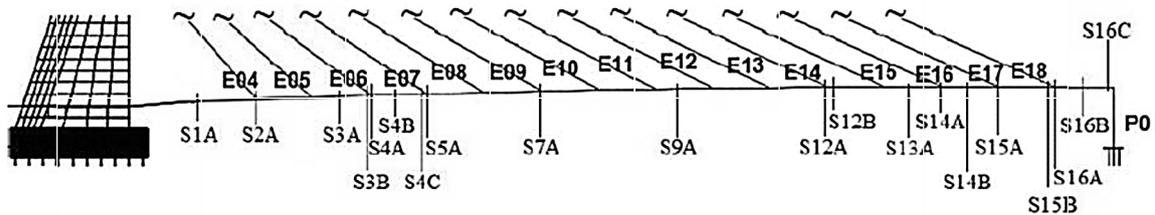


Figura 5 – Seções transversais do tabuleiro de CUADRF selecionadas para análise.

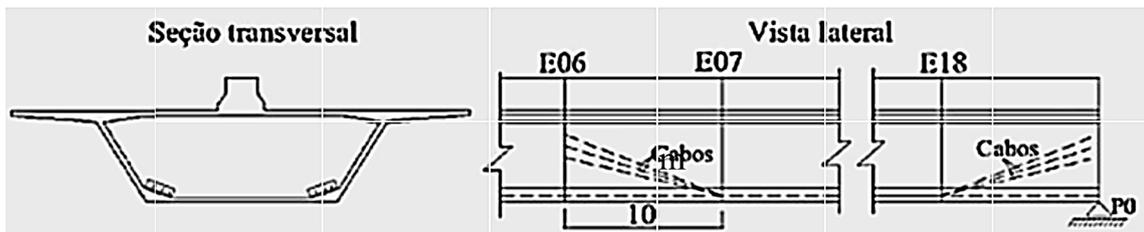


Figura 6 – Esquema simplificado do traçado dos cabos protendidos do tabuleiro.

Tabela 5 – Comparação entre os deslocamentos no ELS para as estruturas finalizadas.

Seções (Figura 7)		(COMB3)		(COMB4)	
		Est. Original	Est. CUADRF	Est. Original	Est. CUADRF
Topo Torre	δ_H (cm)	1,8	8,4	5,9	6,9
E04		0,2	-1,4	-8,2	-11,0
E06		0,4	2,0	-19,0	-21,9
E10		0,2	6,2	-28,5	-29,2
E12	δ_V (cm)	0,0	7,5	-30,2	-29,5
E14		-0,4	8,7	-30,4	-28,4
E15		-0,5	10,1	-27,8	-26,0
E18		-0,4	4,5	-8,9	-6,2

Nota: convenção de sinais; δ_V (+) para cima; δ_V (-) para baixo.

4.1 Resistência à Flexão Composta Reta das Seções Transversais do Tabuleiro

Para simplificação dos cálculos de verificação da resistência no ELU das seções transversais do tabuleiro por meio da aplicação direta dos programas elaborados no LabEst COPPE/UFRJ, utiliza-se uma seção transversal “I” equivalente, mostrada na Figura 9. Considera-se no trecho entre as seções dos estais E07 e E18 a armadura ativa de cabos de protensão não aderentes dispostos no fundo da viga monocelular (Figura 6).

Para a verificação a flexão composta reta das seções com momentos positivos tem-se duas situações: seções sem armadura (S1A à S4C) e com armadura ativa (S5A à S16A). Para verificações das seções com momentos negativos utiliza-se a seção da Figura 9 invertida sem armadura. As deformações limite seguem as prescrições da AFGC e VSL.

No trecho com maiores momentos positivos (+M) a verificação no ELU foi realizada para a única seção sem armadura ativa S3B, e para o trecho com maiores momentos negativos (-M) realizada para várias seções. As Figuras 10 mostram os resultados obtidos para COMB5 e 6. Nota-se que todas as seções têm esforços resistentes (determinados com as recomendações da VSL e da AFGC) maiores que os esforços solicitantes no ELU.

A verificação à flexão composta reta para as seções com armadura ativa e maiores momentos fletores positivos foi efetuada comparando os esforços resistentes (calculados segundo AFGC e VSL) com as solicitações no ELU (Figura 11). Nota-se que nas seções S12A e S12B as solicitações são um pouco superiores ao esforço resistente determinado com as recomendações da VSL, mas inferiores, em todas as seções, à solicitação resistente determinado com as recomendações da AFGC

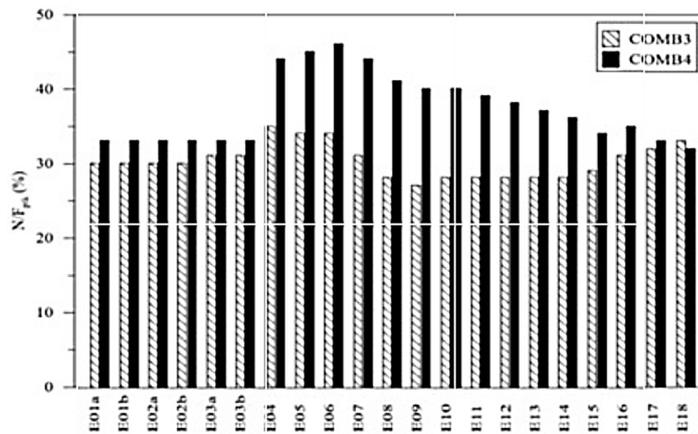


Figura 7 – Forças de tração (no ELS) nos estais da estrutura em CUADRF

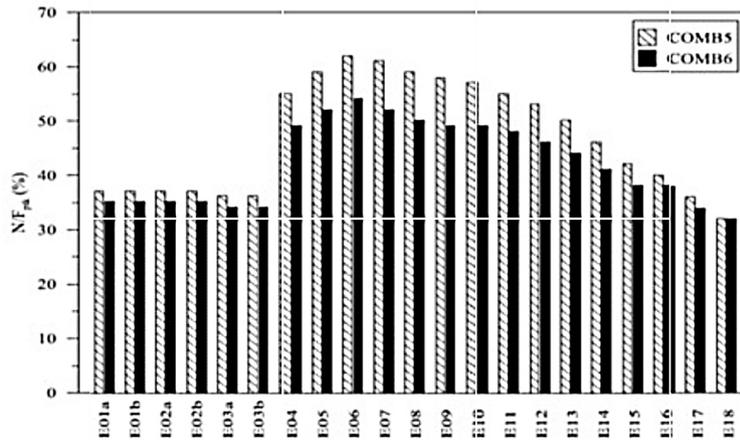


Figura 8 – Forças de tração nos estais no ELU para COMB5 e COMB6.

4.2 Resistência do tabuleiro de CUADRF ao Esforço Cortante e Momento Torsor

As verificações no ELU da resistência ao cisalhamento por força cortante e torção da seção com propriedades dadas na Tabela 6, são feitas para COMB5 e COMB6.

Determinação da Resistência segundo as Recomendações da VSL

Para seções de CUADRF utiliza-se a Eq. 1 para

determinar a força cortante resistente, a Eq. 2 para o momento de torsão resistente e para efeito de interação, a Eq. 3.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq (5,0 + 0,13\sqrt{f_{ck}}) \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$T_{uc} = 2b_w A_m (5,0 + 0,13\sqrt{f_{ck}}) \sqrt{1 + 10 \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}}\right)};$$

$$\frac{T_d}{\phi T_{uc}} + \frac{V_d}{\phi V_{uc}} \leq 0,75 \quad (\text{Eqs. 2 e 3})$$

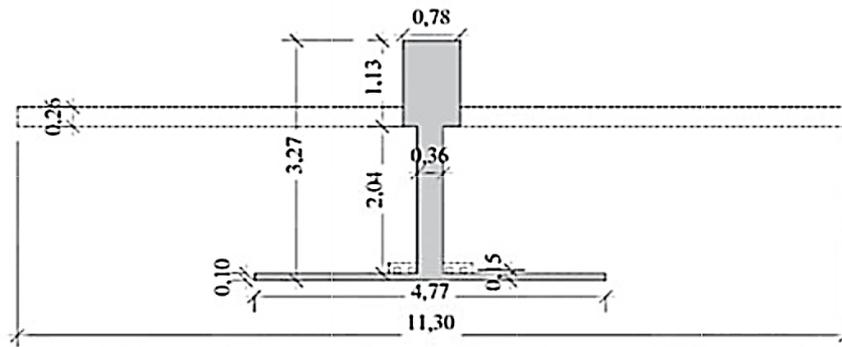
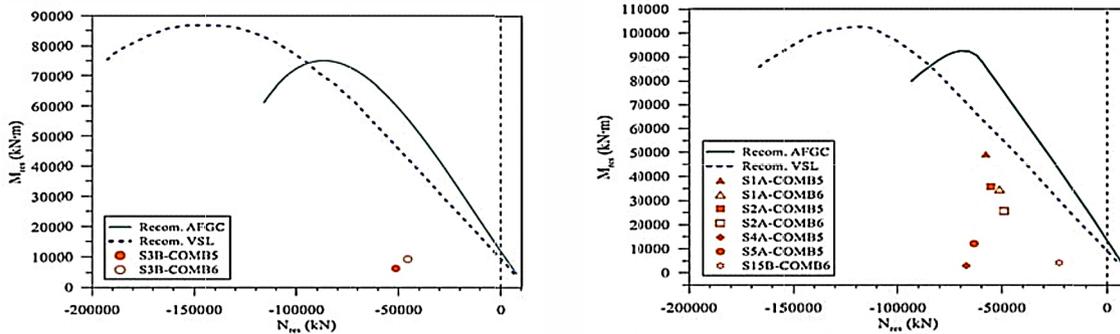


Figura 9 – Seção transversal “I” equivalente a seção monocelular da Figura 5.



Figuras 10 – Verificação da resistência à flexão composta reta das seções sem armadura ativa: (a) com momento positivo (+M); (b) com momento negativo (-M).

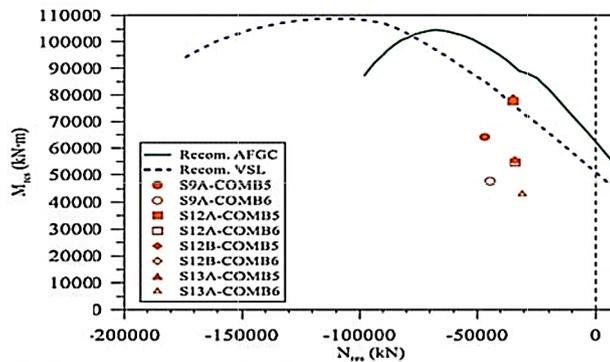


Figura 11 – Verificação da resistência à flexão composta reta da seção (Fig. 9) com armadura ativa e momento positivo (+M).

A Figura 12 resume os resultados da verificação da resistência ao cisalhamento e a torção no ELU das seções do tabuleiro (Figura 6), para COMB5 e 6. Na COMB6 a relação sol/res é superior ao valor limite 0,75 nas seções S1A e S2A e nas seções S14B a S16C, mostrando ser necessário reforço nesses trechos. Na COMB5 apenas o trecho final do tabuleiro (seções S15B a S16C), apresenta relação sol/res acima do valor limite.

Determinação da Resistência ao Cortante segundo as Recomendações da AFGC

A resistência à ruptura dos tirantes de CUADRF é calculada com as Eqs. 4-6.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf}\gamma_E} k f_{ck}^{\frac{1}{2}} b_w z \quad (\text{Eq. 4})$$

$$V_{Rd,f} = \frac{A_f \sigma_{Rd,f}}{\tan \theta} = \frac{0,93 \cdot 3,08}{\tan 37,2^\circ} = 3776,4kN ;$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad (\text{Eq. 5 e 6})$$

onde,

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} ; \quad \theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{cr}}{\sigma_{cp}} \right) ;$$

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \gamma_{cf}} \frac{1}{w_{lim}} \int_0^{w_{lim}} \sigma_f(w) dw \quad ; \quad A_f = b_w z .$$

A resistência à compressão das bielas de CUADRF é calculada com a Eq. 7:

$$V_{Rd,max} = 2 \cdot 1,14 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{\frac{2}{3}} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (\text{Eq. 7})$$

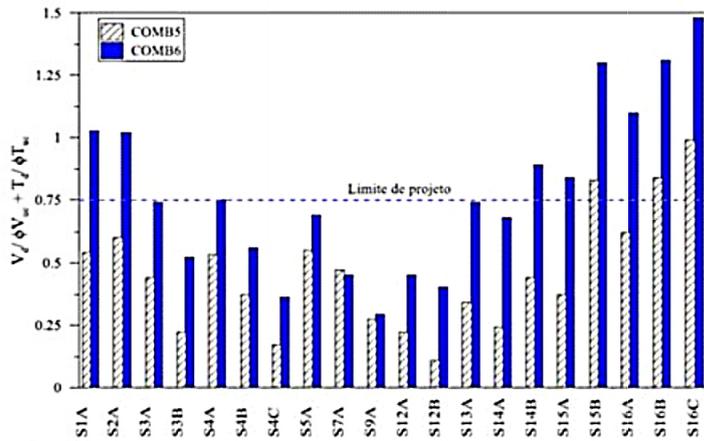


Figura 12 – Verificação ao cisalhamento à torção no ELU pela Recomendação VSL.

Tabela 6 – Propriedades geométricas da seção transversal do tabuleiro de CUADRF.

A (m ²)	Q _{topoalma} (m ³)	Q _{cg} (m ³)	Q _{basealma} (m ³)	I _x (m ⁴)	b _w (m)	A _o (m ²)	y _{mmáx} (m)	y _{min} (m)
4,20	1,58	1,59	0,89	3,64	0,36(2·0,18)	13,47	1,38	-1,89

Tabela 7 – Resistência no ELU das bielas e tirantes de CUADRF segundo AFGC.

Seção	V _d (kN)		Tirantes			Bielas		
	V _{Rd}		V _d / V _{Rd}		V _{Rd} , máx	V _d / V _{Rd} , máx		
	COMB5	COMB6	(kN)	COMB5	COMB6	(kN)	COOMB5	COMB6
S2A	2894,9	2293,0	6397,5	0,45	0,36	15637,9	0,19	0,15
S4A	2977,3	2349,4	7081,9	0,42	0,33	14854,3	0,20	0,16
S5A	3043,1	2421,2	7010,0	0,43	0,35	14937,2	0,20	0,16
S15B	3742,6	2890,4	5961,8	0,63	0,48	16108,2	0,23	0,18
S16A	2525,4	1609,3	5762,7	0,44	0,28	16305,9	0,15	0,10
S16B	3601,4	2509,2	5762,6	0,62	0,44	16305,9	0,22	0,15
S16C	4357,5	3138,2	5762,8	0,76	0,54	16305,7	0,27	0,19

A Tabela 7 apresenta para as seções mais solicitadas, resultados das verificações da resistência das bielas e tirantes de CUADRF segundo recomendações da AFGC. Observa-se que as forças cortantes solicitantes V_d , para COMB5 e 6, são inferiores a resistência à tração dos tirantes V_{rd} e a resistência à compressão das bielas $V_{rd,max}$.

A verificação da resistência da seção transversal de CUADRF às forças combinadas de torção e força cortante é efetuada com a Eq. 8.

$$V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \geq V_{Ed,i} + \frac{T_{Ed}}{2 A_k} z_i \quad (\text{Eq. 8})$$

A Figura 13 apresenta os resultados da verificação no ELU da resistência das seções à torção + cortante segundo as recomendações da AFGC. Para ambas combinações no ELU todas as seções têm resistência ao cisalhamento superior às solicitações.

4.3 Verificação da Laje do Tabuleiro

O cálculo das tensões no ELS e momentos solicitantes no ELU na laje do tabuleiro foi efetuado com modelos 3D (SAP 2000) de um trecho de 30 m de tabuleiro (Figura 14.a).

Foram analisadas as tensões de flexão nas seguintes regiões da laje do tabuleiro (Figura 14.b): Região 1, entre a nervura central e a alma; Região 2,

na ligação da alma com a laje. Os máximos valores de tensão de tração e compressão são dados na Tabela 8. As maiores tensões de tração correspondem a 85% da resistência à tração para início de fissuração do CUADRF (8,0 MPa). A maior tensão de compressão é muito inferior à resistência de compressão limite do CUADRF ($0,6 \cdot f_{ck} = 90$ MPa) no ELS.

De acordo com as recomendações VSL, as fissuras causadas por flexão são controladas se a tensão de tração não for superior à 6 MPa. De acordo com as recomendações AFGC, no ELS não é necessário limitar a tensão de tração se: abertura de fissura $< a_{lim}$; $M_{d,res} > M_{d,sol}$; a condição de ductilidade (Eq. (9)) for atendida, como no presente caso.

$$\frac{1}{w_{lim}} \int_0^{w_{lim}} \frac{\sigma(w)}{K_{global}} dw \geq \max(0,4f_{ctm,el}; 3MPa) \quad (\text{Eq. 9})$$

Momento Resistente no ELU da Laje do Tabuleiro de CUADRF

Para verificação, segundo a AFGC e a VSL, do momento resistente das seções de CUADRF (Figura 11) utilizou-se o programa desenvolvido no LabEst-COPPE/UFRJ. A Tabela 9 apresenta nos valores da razão M_d/M_{res} entre os momentos solicitantes no ELU M_d nas regiões 1 e 2 da laje (Figura 16.b), e os momentos resistentes M_{res} .

Tabela 8 – Tensões de flexão na laje do tabuleiro do CUADRF.

Combinação	Região 1		Região 2	
	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
C45-ELS ¹	-5,7	6,2	3,7	--3,2
C45-ELS ²	-0,5	1,3	6,8	--6,5

Notas; 1- veículo próximo à nervura central; 2 - veículo próximo à barreira lateral.

Tabela 9 – Verificação da resistência à flexão da laje não armada de CUADRF.

Combinação	Região 1 (h=15cm)				
	M_d (kN.m)	Recom. AFGC		Recom. VSSL	
		M_{res} (kN.m)	M_d / M_{res}	M_{res} (kN.m)	M_d / M_{res}
C45-ELU ¹	32,9	4,8	0,68	34,0	0,96
C45-ELU ²	4,8		0,10		0,14
Combinação	Região 2 (h=30cm)				
	M_d (kN.m)	Recom. AFGC		Recom. VSSL	
		M_{res} (kN.m)	M_d / M_{res}	M_{res} (kN.m)	M_d / M_{res}
C45-ELU ¹	-58,8	-192,0	0,30	-136,4	0,43
C45-ELU ²	-112,5		0,58		0,82

Notas; 1 – veículo próximo a nervura central; 2 – veículo próximo à barreira lateral.

Observa-se que todos os valores da razão M_d/M_{res} são inferiores a 1,0, demonstrando que a laje sem armaduras atende os critérios de segurança prescritos pelas AFGC e VSL.

4.4 Características Dinâmicas.

Nota-se na Tabela 10 apenas um pequeno aumento nos valores das três primeiras frequências de vibração da estrutura de CUADRF em relação a estrutura original.

Comentários Finais

O processo de otimização geométrica da estrutura em CUADRF de uma ponte estaiada, conduz a seções de paredes bastante esbeltas, nas quais não cabem armaduras passivas; e os efeitos prejudiciais de formas

impróprias e de imperfeições geométricas construtivas, podem comprometer a estabilidade da estrutura do tabuleiro e das torres sob fortes solicitações de flexo-compressão e cisalhamento. Estudos aprofundados são ainda necessários para utilizar com vantagem o CUADRF no projeto e construção de pontes estaiadas. Centros de pesquisa no exterior (BABY *et ali.*, 2010; CADONI *et ali.*, 2008; RUSSEL, 2013) e no país vem desenvolvendo pesquisas direcionadas à aplicação do CUADRF em grandes estruturas e pontes estaiadas (KUNTZ, 2016). Algumas dessas são dedicadas ao conhecimento do amortecimento estrutural (histerético), importante propriedade dinâmica da estrutura em CUADRF, depende de um maior número e qualidade de resultados de medições experimentais a serem realizadas em laboratório e em pequenas pontes existentes (OKUMA *et ali.*, 2006), ou melhor, num futuro próximo, em novas pontes estaiadas de CUADRF. Quanto a parcela de amortecimento aerodinâmico de

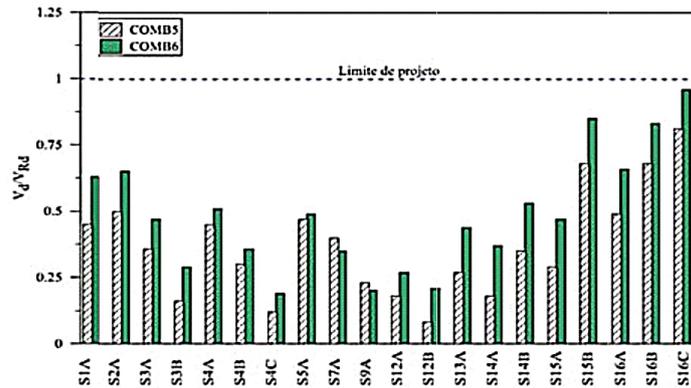


Figura 13 – Verificação da resistência das seções (Figs. 5 e 11) a ação combinada ($V_d + T_d$)

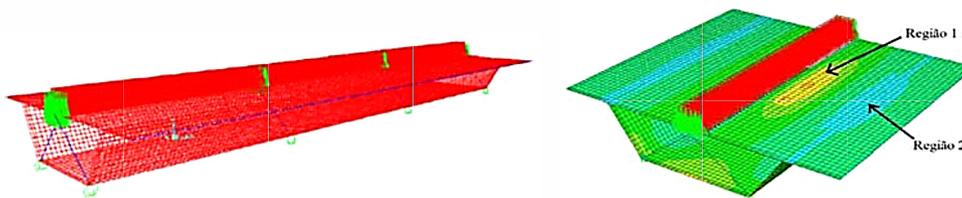


Figura 14 – (a) Modelo 3D do tabuleiro; (b) Tensões de flexão em regiões da laje

Tabela 10 – Frequências e modos de vibração das estruturas original e em CUADRF.

Modo	Projeto Original		Reprojeto em CUADRF		Modos de VVibração
	Período (s)	Freq.(Hz)	Período(s)	Freq.(Hz)	
1	1.90	0.52	1.79	0.55	1º modo: flexão vertical do tabuleiro + flexão longitudinal da torre.
2	1.84	0.54	1.54	0.64	2º modo: flexão lateral do tabuleiro + torção e flexão lateral da torre
3	1.66	0.60	1.46	0.68	3º modo: flexão lateral da torre + torção com flexão lateral do tabuleiro

estruturas de pontes estaiadas pode-se afirmar que, em geral, é bastante pequena e independente dos materiais de construção.

Referencias Bibliográficas

AFGC – Association Française de Génie Civil – Groupe de travail AFGC/SETRA.

Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances, Recommendations, Paris, France, 2013.

BABY, F., BILLO, J., RENAUD, J.C., MASSOTTE, C., MARCHAND, P., TOUTLEMONDE, F., SIMON, A., LUSSOU, P., Shear resistance of ultra high performance fiber-reinforced concrete I-beams. Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures – High Performance, Fiber Reinforced Concrete, Special Loadings and Structural Applications – B. H. Oh, *et al.* (eds), Korea Concrete Institute, 2010. BATTISTA, R. C., CORREA, W. L., VARELA, W.D SANTOS, C. A. N., Análise Dinâmica da Ponte Estaiada do Saber, CL-539A/10, *Controllato-Projeto, Monitoração e Controle de Estruturas Ltd*, Rio de Janeiro. 2011.

CADONI, E., CAVERZAN, A., PRISCO, M., Dynamic Behavior of HPFR Cementitious Composites, Proceedings of the Second International Symposium

on Ultra High Performance Concrete, Ed., Fehling, E., Schmidt, M., and Stürwald. S., Kassel University Press, Kassel, Germany, 2008.

GOMES, R. R. S., Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada. Dissertação de Mestrado, PPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2013.

KUNTZ, E. G., Aplicação de Concreto Fibroso de Ultra Alto Desempenho no Projeto de uma Ponte Estaiada. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.

RUSSEL H. G., GREYBEAL B. A., Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2013.

OKUMA, H., NISHIKAWA, K., IWASAKIET, I., MORITA, T., The First Highway Bridge Applying Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete in Japan. 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Montreal, Canadá, 2006.

TOLEDO, R. L. S., Dimensionamento de vigas de rigidez de concreto de pontes estaiadas. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2014.

VSL (Aust) Pty Ltd, Design Guidelines for Ductal Prestressed Concrete Beams, Ref.Article by N. Gowripalan and I. R. Gilbert, UNSW, Sydney, Australia, 2000.