



IX CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS
18 a 20 de maio, 2016 - Everest Rio Hotel

Distribuição Transversal para Pontes em Vigas Múltiplas Protendidas

Vanderlei de Souza Almeida¹, Ricardo Valeriano Alves², Flávia Moll de Souza Judice³

¹Universidade Federal do Rio de Janeiro / Departamento de Estruturas

vanderlei@poli.ufrj.br

²Universidade Federal do Rio de Janeiro / Departamento de Estruturas / Prof. Associado

valeriano@poli.ufrj.br

³ Universidade Federal do Rio de Janeiro / Departamento de Estruturas / Prof. Associado

flaviamoll@poli.ufrj.br

Resumo

A avaliação da distribuição transversal da carga móvel constitui uma etapa fundamental no projeto de uma estrutura de pontes em vigas múltiplas. Com a distribuição transversal é definido o trem-tipo longitudinal e são determinadas as solicitações por cargas móveis em cada linha de longarina. Existem diversos métodos para avaliação da distribuição transversal de cargas, que vão desde modelos simples, como os de Courbon e de Homberg, até modelos complexos, utilizando-se o método dos elementos finitos. Os modelos computacionais, quando comparados com os métodos simplificados, são aproximações mais realistas, porém são trabalhosos e demandam muito tempo para elaboração. O presente trabalho tem como objetivo avaliar a distribuição transversal de carga em pontes de vigas múltiplas, comparando-se respostas por métodos computacionais em elementos finitos com resultados obtidos com o método de Courbon. Para isso, são analisados inicialmente os diferentes aspectos das linhas de distribuição transversal e as solicitações de flexão no meio do vão. Para avaliação da influência da distribuição transversal na prática, faz-se ainda a comparação da quantidade de cordoalhas de protensão necessárias, seguindo-se um pré-dimensionamento simplificado.

Palavras-chave

Distribuição Transversal; Método de Courbon; Linha de Influência; Viga Protendida.

Introdução

Em um projeto de pontes em vigas múltiplas protendidas, uma das primeiras etapas do projeto consiste em se determinar a distribuição transversal da carga móvel. Existem diversas técnicas utilizadas para se chegar a esta distribuição e a escolha do método influencia tanto na rapidez de execução do projeto quanto na qualidade do resultado final.

O método mais simples de análise é o apresentado por Courbon (JUDICE et al., 2010), que consiste num modelo matemático de fácil e rápida resolução e que será utilizado como a base de referência do trabalho.

Os métodos computacionais, por sua vez, são modelos mais complexos, levando tempo para sua elaboração, porém se aproximam mais da realidade e fornecem resultados mais econômicos.



Para a estrutura do estudo a ser apresentado (ALMEIDA, 2015), serão determinados a curva de distribuição transversal para as vigas extremas e internas, os esforços solicitantes e o pré-dimensionamento da quantidade de armadura de protensão necessária pelo método de Courbon e por três métodos computacionais, sendo eles: o de grelha; o de pórtico 3D-casca e o de casca. Em seguida é apresentada a comparação entre os resultados obtidos pelos diferentes métodos.

Descrição da Estrutura

A ponte em estudo possui cinco vãos biapoiados de 28,20 m, 10,50 m de largura e um comprimento total de 146 m, tendo seu vão típico representado na figura 1. O tabuleiro possui duas faixas de rolamento de 3,60 m, um acostamento de 2,50 m e guarda-rodas de 0,40 m cada.

Na figura 2 é apresentado o esquema da seção transversal, composta de quatro longarinas protendidas com 1,60m de altura espaçadas entre si de 2,50m e inércia constante, ligadas a uma laje de 0,20 m de espessura e unidas por transversinas de apoio com seção retangular de 0,30 m x 1,40 m, de forma a garantir a rigidez do tabuleiro.

A mesoestrutura é constituída por pilares e travessas e a infraestrutura é composta por blocos de fundação e estacas.

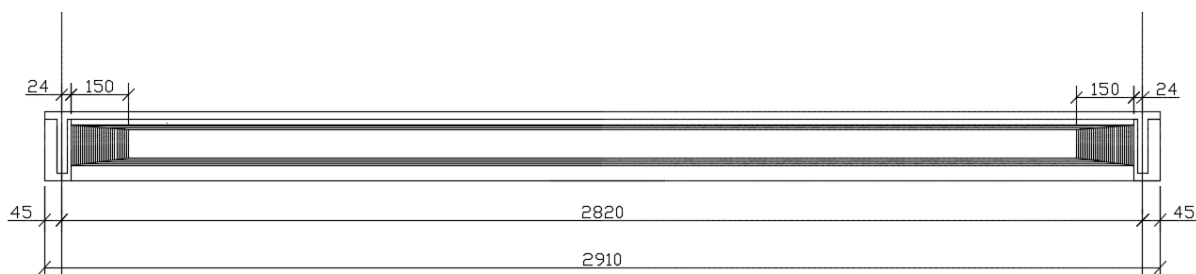


Figura 1 - Seção longitudinal da longarina (cm) – Desenho esquemático sem escala

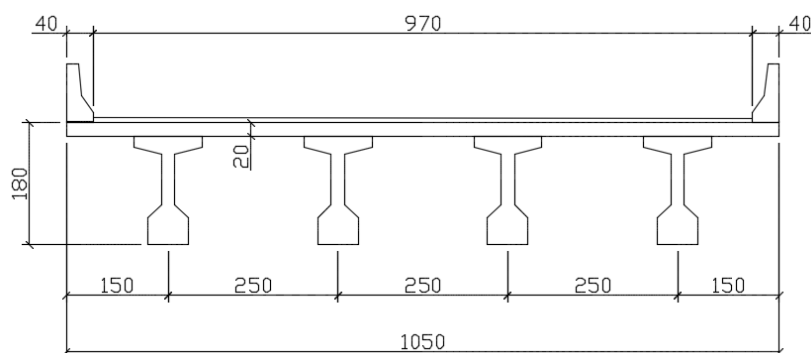


Figura 2 - Seção transversal da superestrutura (cm) – sem escala



Propriedade dos Materiais e Seções de Estudo

Para as análises que se seguem no trabalho, é utilizado para as longarinas concreto com resistência à compressão característica (f_{ck}) de 35 MPa, coeficiente de Poisson de 0,20 e módulo de elasticidade de 29,4 GPa e para as transversinas concreto com f_{ck} igual a 30 MPa.

Para o aço de protensão são adotadas cordoalhas do tipo CP 190 RB Φ 15,2 mm de 7 fios, da Arcelor Mittal, com módulo de elasticidade de 202 GPa.

No estudo, as longarinas são divididas em décimos de vão, sendo na figura 3 representadas as seções transversais de referência.

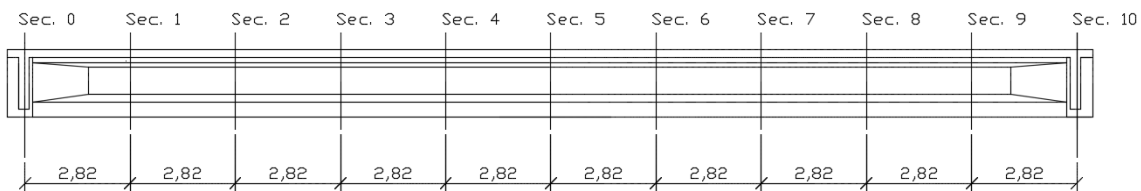


Figura 3 - Seções de cálculo

O Método de Courbon

O modo como a superestrutura se comporta ao ser solicitada por um carregamento excêntrico depende da rigidez transversal do tabuleiro. O método apresentado por Courbon tem como premissa a existência de transversina intermediária suficientemente rígida para que se garanta a forma da seção quando solicitada à torção, fazendo com que, quando submetido à ação de uma carga excêntrica, o tabuleiro gire sem se deformar (corpo rígido).

A equação 1 apresenta a reação numa determinada viga i para uma carga unitária na posição x_j e é utilizada na obtenção da curva de distribuição transversal de carga móvel. Segundo Courbon:

$$R_{i,j} = \frac{1}{n} \pm \frac{x_i \cdot x_j}{\sum x^2} \quad (1)$$

No estudo aqui apresentado, embora não se empregue transversina intermediária nos vãos, será utilizado o método de Courbon para simples comparação com os resultados obtidos das análises computacionais desenvolvidas.

Modelos Computacionais

Para elaboração dos modelos computacionais em elementos finitos, foi utilizado o programa SAP2000 versão 14 (WILSON, 2009) e a distribuição transversal do carregamento foi realizada aplicando-se uma carga distribuída unitária ao longo das longarinas e dos balanços, conforme apresentado em JUDICE et al. (2008, 2010).



Modelo de Grelha

O modelo de grelha consiste na representação completa do tabuleiro por elementos de barra em um único plano. Neste modelo, a laje é representada por elementos de barra igualmente espaçados entre si de 1,01 m e com rigidez à flexão equivalente. As longarinas, por sua vez, são representadas por barras de seção T e as transversinas de apoio por barras de seção L. Na figura 7 é apresentado o modelo desenvolvido no estudo para um vão de ponte.

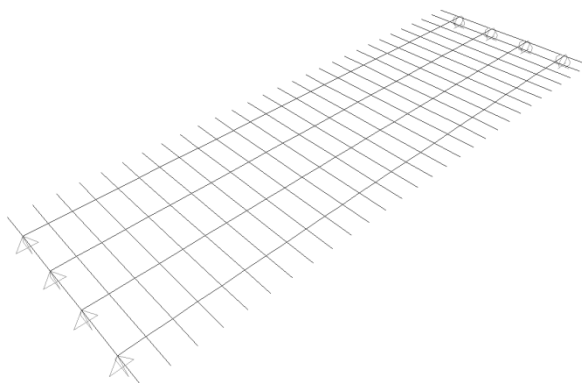


Figura 7 - Modelo de grelha - SAP 2000

Na tabela 1 é apresentada a distribuição transversal de momento fletor obtida através do método da carga distribuída unitária e os índices B1, L1 e L2 correspondem ao balanço, à viga extrema e interna, respectivamente.

Tabela 1 - Distribuição transversal de momento fletor pelo modelo de grelha

Carregamento	Viga	M _T (kNm)	ΣM _T (kNm)	%
B1	1	108,1	99,4	108,7
	2	14,8		14,9
	3	-12,8		-12,9
	4	-10,7		-10,8
L1	1	76,4	99,4	76,9
	2	27,9		28,1
	3	2,1		2,1
	4	-7,0		-7,1
L2	1	28,0	99,4	28,1
	2	42,5		42,7
	3	26,9		27,1
	4	2,1		2,1

Modelo Pórtico 3D-casca

Neste modelo, a laje é representada por elementos de casca com dimensões de 25 cm x 25 cm e as longarinas e transversinas são modeladas com elementos de barras. A ligação entre vigas ou transversinas e a laje é feita por meio de elementos rígidos de barra que unem o plano



médio das lajes ao eixo que passa pelo centro de massa das vigas ou transversinas. Nota-se, portanto, que se trata de um modelo mais avançado que o de grelha por levar em consideração a excentricidade real dos elementos estruturais. Na figura 8 é apresentado o modelo empregado no estudo.

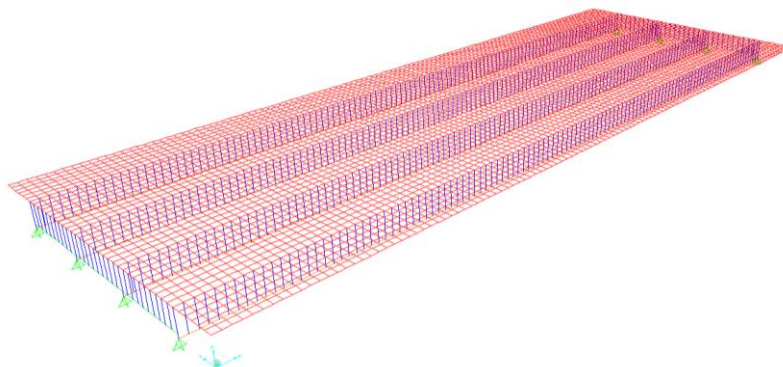


Figura 8 - Modelo Pórtico 3D-casca - SAP 2000

A distribuição transversal de momento fletor obtida através da análise do modelo é apresentada na tabela 2.

Tabela 2 - Distribuição transversal de momento fletor pelo modelo 3D-casca

Carregamento	Viga	P (kN)	M (kNm)	M_T (kNm)	ΣM_T (kNm)	%
B1	1	54,0	43,5	91,6	100,1	91,5
	2	3,5	13,2	16,3		16,3
	3	-3,8	1,3	-2,1		-2,1
	4	-0,9	-4,9	-5,7		-5,7
L1	1	38,1	33,3	67,2	99,1	67,8
	2	12,8	16,3	27,8		28,0
	3	1,3	5,0	6,2		6,2
	4	-0,3	-1,7	-2,0		-2,1
L2	1	12,9	16,4	27,9	98,6	28,3
	2	23,8	19,2	40,4		40,9
	3	12,6	12,4	23,7		24,0
	4	1,9	5,0	6,7		6,8

Modelo de Casca

Foram utilizados elementos de casca de dimensões de 10 cm x 10 cm para modelagem das lajes, longarinas e transversinas e a ligação entre o plano médio da laje e o topo das vigas foi feita com elementos de barra rígidos.

Por permitir a colocação dos apoios em sua posição real no talão das vigas, este modelo mostra-se uma evolução do modelo Pórtico 3D-casca. Na figura 9, é apresentado o esquema do modelo utilizado.

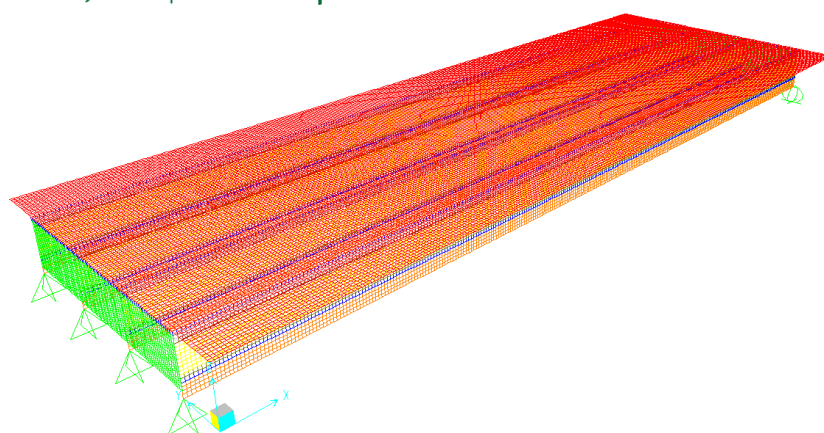


Figura 9 - Modelo de casca - SAP 2000

Na tabela 3 é apresentada a distribuição transversal de momento fletor obtida através do método da carga distribuída unitária.

Tabela 3 - Distribuição transversal de momento fletor pelo modelo de casca

Carregamento	Viga	M_T (kNm)	ΣM_T (kNm)	%
B1	1	-63,5	98,6	64,4
	2	-25,7		26,1
	3	-9,3		9,4
	4	-0,2		0,2
L1	1	-52,7	98,6	53,5
	2	-29,0		29,4
	3	-12,9		13,1
	4	-3,9		4,0
L2	1	-30,1	98,5	30,5
	2	-32,7		33,2
	3	-22,3		22,6
	4	-13,5		13,7

Distribuição Transversal da Carga Móvel e Resultados

Na figura 10 são apresentadas as curvas de distribuição transversal obtidas pelos diferentes métodos para a viga extrema e, na figura 11, para a viga interna.

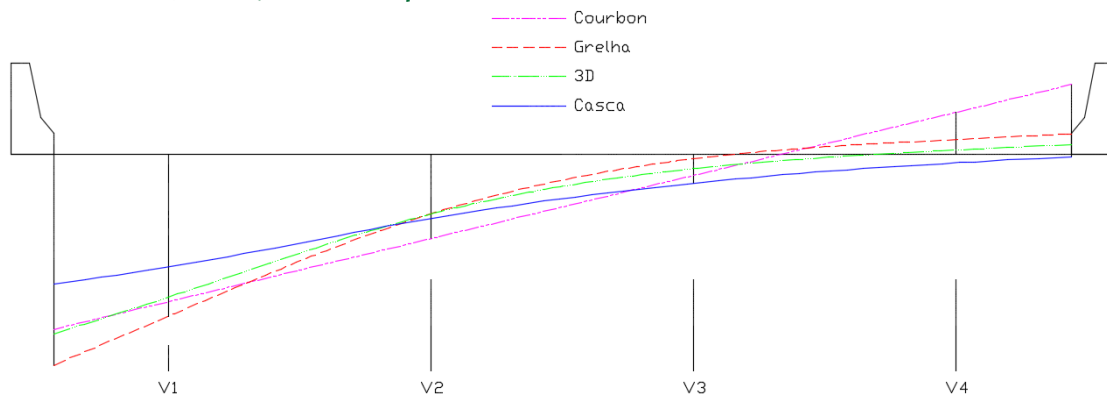


Figura 10 - Distribuição transversal de momentos fletores para viga extrema

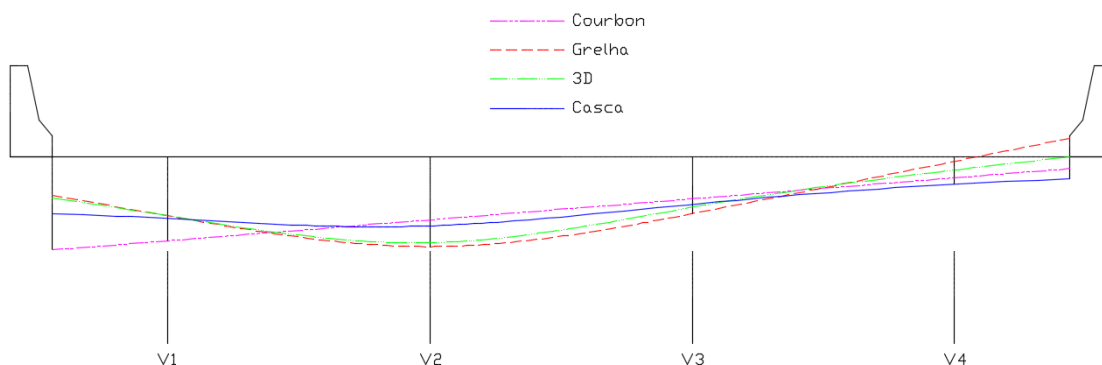


Figura 11 - Distribuição transversal de momentos fletores para viga interna

A partir dos resultados apresentados nas figuras 10 e 11, foram definidos os trens-tipo longitudinais carregando-se a linha de distribuição transversal com o trem-tipo TB-450 da NBR 7188:2013 (ABNT, 2003), para as longarinas extrema e interna de cada modelo. O carregamento foi aplicado utilizando-se o programa FTOOL (2012) e as envoltórias de esforço cortante e de momento fletor foram obtidas. Na tabela 4 é apresentado o resumo contendo o trem-tipo obtido segundo cada modelo computacional e o momento fletor na seção do meio do vão, para as longarinas extrema e interna, assim como a relação entre o momento fletor obtido em cada método e o valor proposto por Courbon.

Tabela 4 - Resumo do trem-tipo longitudinal e dos momentos fletores no meio do vão para os diferentes modelos

Viga	Método	Veículo-Tipo		M no meio do vão (kNm)	M/M _{Courbon} %
		q' (kN/m)	P (kN)		
Extrema (V1)	Courbon	18,3	99,4	3773	100,0
	Grelha	16,4	104,6	3690	97,8
	Modelo 3D	15,8	93,0	3393	89,9
	Casca	15,6	75,3	3031	80,3
Interna (V2)	Courbon	15,4	58,5	2681	100,0
	Grelha	15,7	47,6	2491	92,9
	Modelo 3D	15,4	46,5	2440	91,0
	Casca	15,2	46,3	2420	90,3



Conforme os resultados apresentados, a maior solicitação foi obtida pelo método de Courbon, estando mais a favor da segurança, enquanto que o modelo de casca apresentou os menores esforços, 19,7% a menos que Courbon para as vigas extremas e 9,7% para as internas.

Pré-dimensionamento do Número de Cordoalhas

Para o pré-dimensionamento do número de cordoalhas, foi realizado o cálculo do momento fletor e do esforço cortante no meio do vão para os carregamentos de peso próprio das longarinas, transversinas e laje, como também da sobrecarga permanente (composta pelo peso do pavimento e guarda-rodas). Nas tabelas 5 e 6 são apresentados os momentos fletores no meio do vão para cada caso de carregamento e para cada modelo, respectivamente.

Tabela 5 - Momentos fletores de dimensionamento

Viga	Método	PP da Viga Isolada	PP da Laje e Transv.	SC Permanente	Carga Móvel	M_{sd}
		$M_{g1,k}$ (kNm)	$M_{g2,k}$ (kNm)	$M_{g3,k}$ (kNm)	$M_{q1,k}$ (kNm)	(kNm)
Extrema (V1)	Courbon				3773	11125
	Grelha	1712	1367	969	3690	10999
	Modelo 3D				3393	10554
	Casca				3031	10012
Interna (V2)	Courbon				2681	8573
	Grelha	1712	1243	418	2491	8290
	Modelo 3D				2440	8212
	Casca				2420	8182

Tabela 6 - Esforços cortantes de dimensionamento

Viga	Método	PP da Viga Isolada	PP da Laje e Transv.	SC Permanente	Carga Móvel	V_{sd}
		$V_{g1,k}$ (kN)	$V_{g2,k}$ (kN)	$V_{g3,k}$ (kN)	$V_{q1,k}$ (kN)	(kN)
Extrema (V1)	Courbon				198	297
	Grelha	0	0	0	207	310
	Modelo 3D				180	270
	Casca				156	234
Interna (V2)	Courbon				133	199
	Grelha	0	0	0	119	178
	Modelo 3D				116	175
	Casca				116	173

Na combinação dos carregamentos, foram empregados os coeficientes de ponderação iguais a 1,35 e 1,5 (ABNT, NBR 8681:2003, 2003) para as cargas permanentes e acidentais, respectivamente.

A partir destes resultados foi determinada a força total de tração a ser resistida pela armadura, de acordo com a equação 2:

$$F_{sd} = \frac{M_{sd}}{z} + V_{sd} \cdot \frac{\cotg(\theta^\circ)}{2} \quad (2)$$

onde, na equação 2, “z” é tomado como 90% do valor de “d”.



O número de cordoalhas necessárias é obtido dividindo-se a força de tração de projeto (F_{sd}) pela tensão de escoamento f_{pyd} da armadura de protensão multiplicada pela área de uma cordoalha, conforme indica a equação 3.

$$As = \frac{F_{sd}}{As_{1, cord} \cdot f_{pyd}} \quad (3)$$

A tabela 7 apresenta, para a viga extrema e interna e para cada tipo de modelo, a área de armadura necessária, assim como o número de cordoalhas e a comparação entre os valores obtidos a partir dos modelos computacionais e pelo método de Courbon (Δn).

Tabela 7 - Resumo dos resultados do pré-dimensionamento

Viga	Método	Área de Armadura Necessária (cm ²)	Nº Cordoalhas Necessárias	Δn
Extrema (V1)	Courbon	47,28	34	100,0
	Grelha	46,81	34	100,0
	Modelo 3D	44,70	32	94,1
	Casca	42,20	31	91,2
Interna (V2)	Courbon	35,92	26	100,0
	Grelha	34,63	25	96,2
	Modelo 3D	34,28	25	96,2
	Casca	34,15	25	96,2

Conclusões

Observa-se, dos resultados obtidos, que apesar de a estrutura não apresentar transversina de meio de vão, o método de Courbon é representativo por estar sempre a favor da segurança, apresentando os maiores coeficientes de distribuição de momentos e, conseqüentemente, os maiores esforços solicitantes combinados das ações de carregamentos e o maior consumo de armadura, quando comparado com os resultados dos métodos computacionais.

Da tabela 7, nota-se que a diferença percentual entre as armaduras obtidas pelo método de Courbon e pelo modelo de casca foi da ordem de 9% para as vigas extremas e de 4% para as vigas internas, mostrando que, embora os esforços solicitantes obtidos a partir dos diferentes métodos de distribuição transversal levem a diferenças entre respostas de aproximadamente 20% para a viga extrema e 10% para viga interna (tabela 4); no dimensionamento isto se reduz.

A economia proporcionada pelos métodos computacionais não foi significativa o suficiente para se justificar a utilização de métodos tão complexos para o dimensionamento das longarinas de uma ponte de vigas múltiplas protendidas, pois levaria a sofisticções desnecessárias. Os métodos computacionais descritos no presente trabalho passam a ser interessantes no caso de análises de estruturas mais complexas ou na verificação de estruturas já existentes.



IX CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS
18 a 20 de maio, 2016 - Everest Rio Hotel

Referências

- ALMEIDA, V.S., Influência da Distribuição Transversal de Cargas no Projeto de Vigas Protendidas de Pontes, Projeto de Graduação, UFRJ, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 7187:2003 – Projeto de Pontes em Concreto Armado e Protendido. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 7188:2013 – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- FTOOL, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, Brasil, 2012.
- JUDICE, F. M. S., PERLINGEIRO, M. S. P. L., DIAZ, B. E., LIMA, S. S., et. al., 2008, “Avaliação da Distribuição Transversal de Cargas em Tabuleiros de Pontes sem Transversinas Internas”, 50º Congresso Brasileiro do Concreto, 2008.
- JUDICE, F.M.S., PERLINGEIRO, M. S. P. L., DIAZ, B. E., SOUZA LIMA, S., Avaliação da Distribuição de Cargas em Tabuleiros de Pontes sem Transversinas Internas – 2ª parte – III Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.
- WILSON, E. L., Three-dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, Computers and Structures, Inc. California, USA, 2009.