



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

Pré-Projeto da Superestrutura da Ponte do Cristal sobre o Rio Camaquã

Daniele Elisa Benvegnú¹, Paula Manica Lazzari², Roberto Domingo Rios³, Américo Campos Filho⁴

¹Universidade Federal do Rio Grande do Sul / Departamento de Engenharia Civil / danibenvegnu@hotmail.com

²Universidade Federal do Rio Grande do Sul / Departamento de Engenharia Civil / paula.manica@ufrgs.br

³Universidade Federal do Rio Grande do Sul / Departamento de Engenharia Civil / roberto.rios@terra.com.br

⁴Universidade Federal do Rio Grande do Sul / Departamento de Engenharia Civil / americo@ufrgs.br

Resumo

O presente trabalho descreve de forma simplificada alguns parâmetros e análises necessárias ao desenvolvimento de um projeto estrutural da superestrutura de uma ponte. Sua descrição é feita através da análise estrutural, baseada em premissas e pressupostos, do projeto da superestrutura da duplicação da ponte do Cristal sobre o Rio Camaquã, na BR 116 Km 428, localizada no estado do Rio Grande do Sul. Observando a obra existente, foi desenvolvido um projeto que atendesse as normas vigentes e ficasse harmonioso, através do uso de materiais que possibilitassem agilidade e menor tempo de execução e impacto no tráfego. Assim, o projeto compreende o desenvolvimento de uma ponte com longarinas pré-moldadas protendidas com sistema de pós-tensão, e, ainda, lajes e transversinas em concreto armado. Com o sistema estrutural definido, foram calculados os carregamentos atuantes devido às cargas permanentes e móveis. A partir destas informações, foi possível efetuar o dimensionamento das longarinas, lajes e transversinas de forma a atender aos estados limite último e de serviço e, posteriormente, foi desenvolvido o detalhamento para futura execução.

Palavras-chave

Superestrutura, pontes, análise estrutural.

Introdução

O presente trabalho sintetiza o desenvolvimento do pré-projeto da superestrutura da ponte do Cristal sobre o Rio Camaquã, demonstrando as etapas necessárias para realização do projeto e as considerações adotadas. O detalhamento completo é encontrado em Benvegnú (2019).

A escolha pelo tema deve-se a grande importância e complexidade de um projeto de obra de arte, e, também, pela real necessidade de desenvolvimento e execução da ponte de duplicação sobre o Rio Camaquã na BR 116. Esta parte da rodovia localiza-se no estado do Rio Grande do Sul e, como toda sua extensão, também apresenta grande importância nesta região, pois através dela é possibilitado o escoamento da produção agrícola e industrial do estado, devido à ligação entre a região metropolitana e o porto de Rio Grande. A duplicação da BR 116 iniciou-se em 2012 e se estende até o presente momento. Além do projeto de duplicação da ponte denominada Ponte do Cristal, é necessário atentar-se aos projetos de alargamento da ponte antiga, conforme normatização atual do DNIT, à verificação estrutural e ao maior carregamento devido ao próprio alargamento, conforme normatização técnica, e, também, à recuperação estrutural. Todos estes projetos necessários à antiga ponte são apenas comentados, porém não foram desenvolvidos, por não fazerem parte do escopo proposto.

A ponte existente é constituída por 26 vãos teóricos de 25,20 m, um vão de 23,10 m e dois balanços nas extremidades de 3,15 m cada, resultando em 686 m de extensão, sendo sustentada por 28 pilares. A largura da ponte é de 9 m, possuindo guarda corpo e meio fio. Para a construção da nova ponte adotaram-se os mesmos vãos, de forma que os pilares das duas obras ficassem alinhados, objetivando-se uma harmonização entre estas duas, além de atender às definições paisagísticas do local. Assim, empregou-se um tipo estrutural coerente com a ponte existente, executada nos anos 50, porém, com tecnologias mais atuais. Desse modo, optou-se pelo uso de longarinas pré-moldadas protendidas com pós-tração, devido às grandes vantagens do concreto protendido em relação a grandes vãos, diminuição de fissuração, menores gastos com manutenções, estruturas mais leves, resistentes e esteticamente atraentes. Além disso, foram levadas em conta as vantagens no uso do



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

pré-moldado como a maior agilidade na execução da obra, número considerável de vãos iguais, melhor controle da qualidade do material e não utilização de formas e cimbramentos. Para o tabuleiro, utilizou-se um sistema de pré-lajes pré-moldadas que comportam as armaduras positivas servindo como formas, e lajes moldadas no local, com juntas de 2 cm a cada vão preenchidas com borracha EPDM (Etileno Propileno Dieno). Este sistema foi escolhido pelo mesmo motivo exposto nas longarinas devido ao uso do material pré-moldado, não sendo optado por lajes inteiras pré-moldadas em virtude da dificuldade de transporte e armadura excessiva para tal, além de maior número de juntas, o que não é bom estruturalmente, pois aumenta a entrada de água e elementos que desgastam a estrutura, conseqüentemente, fazendo-se necessárias mais manutenções. Em relação às transversinas, optou-se por transversinas de apoio em concreto armado moldada *in loco*. Esta escolha por transversinas apenas nos apoios foi definida após revisão bibliográfica, onde, por exemplo, em Barr *et. al* (2001) é apresentado que transversinas de vão quase não apresentam efeito nos fatores de distribuição da carga móvel (viva), diferentemente das transversinas de apoio onde ocorre a redução desses fatores. A laje por si só já consegue garantir a distribuição dos esforços de forma mais uniforme entre as longarinas, portanto, não foi necessária a utilização de transversinas intermediárias. Além disso, a utilização de transversinas de apoio não demanda muito gasto em formas, enquanto que para as transversinas intermediárias seria necessário um maior número de formas e escoramento, contradizendo as vantagens do uso de elementos pré-moldados.

Cabe ainda salientar que o sistema estrutural das longarinas da antiga ponte é constituído por vigas longitudinais de inércia variável e utilização de dentes Gerber. Esse sistema não foi adotado para nova obra, pois muitos são os problemas encontrados na atualidade frente a esse sistema, como fissuras a 45° nos dentes Gerber, causadas pelo mau dimensionamento das armaduras horizontais e de suspensão que favorecem a entrada de água e conseqüente deterioração da estrutura (VITÓRIO, 2002). Além disso, também são gerados problemas pela falta de manutenção, problemas na concretagem e vibração devido à alta taxa de armadura na região do dente (VITÓRIO, 2002). A não necessidade pelo uso de dentes Gerber pode ser prevista através da utilização do concreto protendido, solucionando de mesma forma a finalidade dos dentes. As figuras 1a e 1b mostram as vistas longitudinal e inferior da ponte existente.



Figura 1-a) Vista longitudinal da ponte existente



Figura 1-b) Vista inferior da ponte existente

Os dados apresentados no dimensionamento dos elementos estruturais correspondem ao vão de 25,20 m, denominado de vão tipo, o qual é o constituinte fundamental da ponte.

Definições e carregamentos

Após determinar o sistema estrutural e materiais a serem empregados, é necessário definir tamanho de pista e demais elementos conforme normatização do DNIT, pré-estabelecer as dimensões dos elementos e definir quais carregamentos atuam na estrutura para dar início aos cálculos. De acordo com o Manual de Projeto de Obras de Arte Especial do DNER (1996), substituído pelo DNIT nos dias atuais, determinaram-se as dimensões da pista e acostamentos internos e externos. Sabendo-se que a obra de arte especial é de pista dupla



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

com controle parcial de acesso, sendo que a ponte nova comportará o tráfego no sentido Pelotas – Porto Alegre, e que a rodovia é enquadrada como via classe IA, é determinada a faixa de rolamento de 3,60 m, acostamento interno de 60 cm e externo de 3,00 m, resultando, assim, em uma largura de 10,80 m. Este valor é representativo para regiões de relevo denominadas, planas, onduladas ou montanhosas, ou seja, caso do projeto. Ainda, a essa largura do tabuleiro, deve ser adicionada à largura das barreiras de concreto. O DNIT padronizou a barreira de concreto do tipo New Jersey, a qual abrange uma largura de 0,40 m e possui dimensões expressas no Manual de Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário – Projeto de barreira de concreto – Procedimento. Optou-se pelo uso de barreiras pré-moldadas, devido à maior qualidade e agilidade na execução. Porém, para melhorar a aderência e para possibilitar o posicionamento da armadura vertical de tração da barreira ancorada na laje, parte da rampa e da guia da barreira são concretadas no local. Conforme manual de obras complementares do DNIT, adotou-se mais 10 cm para instalação da drenagem, totalizando 11,70 m de largura total do tabuleiro.

Não foi previsto guarda corpo devido a não existência de passeios laterais, conforme previsto pelo DNIT. Ao tabuleiro, foi definido uma declividade de 2 cm/m (2%) em toda faixa livre, incluindo acostamentos, sendo esta aplicada na camada de pavimentação. O revestimento em concreto asfáltico possui espessura mínima de 8 cm em todas as faixas possíveis de tráfego, totalizando 18,90 cm na parte central devido a inclinação. Para a drenagem adotou-se drenos de PVC de diâmetro 100 mm a cada 4 metros com 20 cm de profundidade além da face inferior da laje.

Quanto à definição da seção, foram posicionadas quatro longarinas, de forma que cada uma suportasse aproximadamente o mesmo carregamento ocasionado pelos elementos permanentes do tabuleiro. Elas apresentam formato I, com as dimensões mostradas na figura 2-a. Em relação as pré-lajes, estas possuem espessura de 6,5 cm, e a espessura final da laje totaliza 20 cm. As transversinas possuem mesma altura que as longarinas e 20 cm de base, sendo desligadas entre si, de forma que na proximidade da junta de dilatação tenha duas transversinas separadas, além disso, essas se estendem entre as longarinas. A seção transversal da ponte é apresentada na figura 2-b.

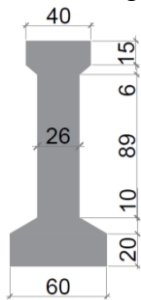


Figura 2-a) Seção da longarina

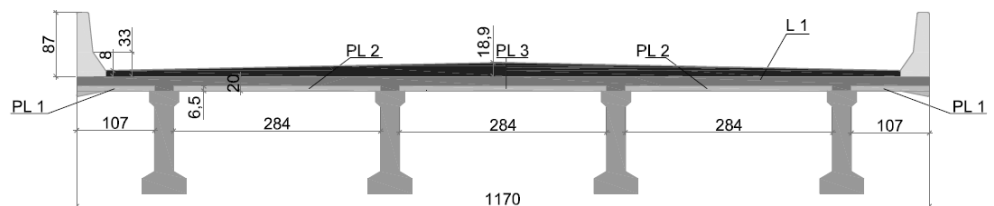


Figura 2-b) Seção transversal da ponte

Determinaram-se juntas de 10 cm entre longarinas e 2 cm entre vãos de lajes. Assim, para cada vão obtiveram-se os comprimentos para dimensionamento dos elementos estruturais mencionados e posicionamento dos apoios sobre as travessas.

Com estas definições concluídas, partiu-se para análise dos carregamentos existentes. Nas ações permanentes encontram-se o peso próprio dos elementos estruturais e acessórios, além de pavimentação e possível camada de recapeamento condizente a 2 kN/m², conforme NBR 7187:2003. No caso do projeto em questão, não há empuxos de terra ou água atuando nos elementos da superestrutura, além disso, os esforços gerados por retração e fluência foram considerados apenas no cálculo de protensão das longarinas, devido à liberdade de deformações longitudinais e transversais nos aparelhos de apoio. Também não foram levados em conta os efeitos de recalques em fundações, pois afeta de forma direta e mais expressiva aos pilares.

Para as ações variáveis, foi considerado o carregamento das cargas móveis e cargas de construção. O carregamento proveniente do vento é contabilizado para dimensionamento dos pilares, não sendo significativo para a superestrutura. O mesmo se aplica ao carregamento proveniente das cargas de aceleração e frenagem e



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

variação de temperatura. O carregamento móvel foi observado através das cargas verticais dadas pela NBR 7188:2013, pelo trem tipo TB-450, além da consideração de seu efeito dinâmico. Este último pode ser ponderado pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), coeficiente de impacto adicional (CIA) e coeficiente de número de faixas (CNF) dados pela NBR 7188:2013 ou então pelo coeficiente dinâmico (ϕ) dado pela NBR 7187:2003. O coeficiente que leva em conta o efeito dinâmico é admitido como o maior dos valores obtidos nos encontrados nas normas recém mencionadas. Para as cargas de construção admitiu-se 2 kN/m^2 , conforme experiência de projetistas, de forma a majorar o efeito causado pelos equipamentos necessários para lançar os elementos estruturais, para concretagem, para execução da pavimentação e assentamento das barreiras de concreto.

Para finalizar os carregamentos existentes, considerou-se o choque do veículo nas barreiras New Jersey como ação excepcional. Portanto, utilizou-se a normatização dada pela NBR 7188:2013, considerando 100 kN como força horizontal atuando perpendicularmente ao tráfego e carga concomitante de 100 kN no sentido vertical, ambas atuando em um comprimento de 50 cm no topo do elemento, possuindo distribuição espacial a 45° .

Determinação de esforços

Com os carregamentos mencionados foram calculados os esforços atuantes. Iniciou-se a determinação de esforços pelas longarinas. Primeiro, encontraram-se os carregamentos atuantes em cada longarina devido às cargas permanentes, considerando-se seu peso próprio e o carregamento do tabuleiro através da área de influência deste sobre a longarina. Salientando-se que para a pavimentação simplificou-se o processo ao utilizar uma espessura média de $13,45 \text{ cm}$ de concreto asfáltico em toda extensão possível de tráfego. Ainda, atentou-se para as longarinas de extremidade, as quais receberam, também, o carregamento permanente das barreiras New Jersey e pingadeiras. O carregamento das vigas transversinas de apoio foi calculado como carga pontual atuante nas longarinas, ponderado conforme comprimento de influência da transversina sobre as longarinas. O carregamento devido à construção foi determinado também através da área de influência sobre as vigas longitudinais.

A maior complexidade encontra-se para determinação dos carregamentos e esforços provindos da carga móvel, os quais, junto com os demais citados tornam possível o estabelecimento dos esforços provindos de um sistema estrutural isostático de vigas bi-apoiadas. Para encontrar os carregamentos variáveis devido às cargas móveis foi utilizado o método de Courbon. A opção pelo método se deve ao fato de ser ainda bastante empregado para análise da distribuição das cargas verticais em pontes, o qual é de fácil aplicação e resulta em valores próximos a análises em *softwares*, apenas mais a favor da segurança devido à algumas desconsiderações deste. O método de Courbon consiste em calcular a porcentagem de carga móvel que vai para cada longarina, transversalmente. Para isso utiliza-se o princípio de linhas de influências, em que uma carga de 1 kN é deslocada sobre a seção transversal da ponte, mostrando qual viga longitudinal recebe maior porcentagem de carga. Com a definição da viga mais solicitada, nesse caso as vigas externas, determina-se a linha de influência para esta e então posicionam-se as cargas móveis na forma mais desfavorável, mostrada pelas linhas de influência, aplicando-as apenas nas partes positivas desta. Com as LI definidas, aplicam-se dois diferentes carregamentos possíveis, um proveniente do veículo mais multidão e outro apenas da multidão, conforme previsto na NBR 7188:2013. Ainda, são aplicados os coeficientes CIV, CIA e CNF para levar em conta o coeficiente dinâmico, respeitando a proximidade com as juntas. Assim, aplicando-se o conceito de linhas de influência para cargas pontuais e distribuídas obtém-se o máximo carregamento longitudinal possível para as longarinas. Então, novamente utilizasse o conceito de LI, agora longitudinais, para determinação dos esforços máximos. Como o sistema da obra em questão é isostático, as LI são facilmente determinadas, pois são retas, mostrando que o máximo momento fletor se dá a meio vão e o esforço cortante máximo ocorre próximo aos apoios. Assim, aplicam-se os carregamentos longitudinais nas LI longitudinais e obtém-se os esforços máximos para corte e momento fletor de $643,85 \text{ kN}$ e $3.307,5 \text{ kNm}$, respectivamente.

A análise realizada pelo *software* Robot, para fins de verificação da utilização do método de Courbon, foi feita utilizando o modelo de grelha, em que as barras longitudinais representavam as longarinas, as quais receberam

os parâmetros de sua própria seção individual, e as transversais simulavam a laje, portanto com espessura de 20 cm e largura de 50 cm devido a ser o espaçamento utilizado no modelo. As barras transversais sobre os apoios receberam os parâmetros da seção das vigas transversais. Obteve-se, então, momento de 3.003,35 kNm para o meio do vão e cortante de 619,61 kN próximo aos apoios. Estes valores validam a utilização do método de Courbon.

As transversinas de apoio são ligadas à laje, portanto sobre elas atuam o carregamento correspondente do trem tipo, além de seu peso próprio e a reação da laje que ali se apoia. Como se estendem até as faces externas das longarinas de extremidade, resultam num comprimento total de 9,30 m, sendo então consideradas apenas as reações das lajes centrais. O peso próprio é calculado através da seção transversal da viga, resultando em um carregamento linear. Para a determinação da reação das lajes centrais sobre a transversina é utilizado o método das charneiras, através do traçado de retas inclinadas a partir do vértice da laje com o ângulo de inclinação que respeita a vinculação, sendo 60° a partir do vínculo engastado, quando há um engaste e um apoio. Assim, com os carregamentos permanentes definidos empregou-se o *software* Ftool, considerando a transversina como uma viga contínua, apoiada nas longarinas. Isso ocorre, pois, as vigas longitudinais não possuem deformação vertical, devido ao impedimento dos aparelhos de apoio. Para a determinação dos esforços devido à carga móvel, utilizou-se novamente linhas de influência, sendo estas determinadas no Ftool. Assim, posicionou-se as cargas de forma a majorar os esforços indicado pelas LI e utilizou-se o coeficiente de efeito dinâmico correspondente aos CIA, CNF e CIV. Através da envoltória de momentos, percebeu-se que o momento máximo ocorria próximo ao meio dos vãos mais externos, enquanto o cortante ocorria próximo aos apoios internos. Dessa forma, obteve-se para o momento máximo nos vãos externos 8,9 kNm devido ao carregamento permanente e 82,9 kNm devido ao variável, já para o corte nos apoios internos obteve-se 21,5 kN do permanente e 183,7 kN do variável.

Os carregamentos permanentes atuantes nas lajes devido ao peso próprio das pré-lajes e lajes, pavimentação, barreira e pingadeiras, são calculados do mesmo modo que para longarinas, a diferença encontra-se na divisão das faixas que compõem as lajes, conforme figura 3, em que as lajes L1 e L5 estão em balanço e, portanto, recebem o carregamento permanente das barreiras.

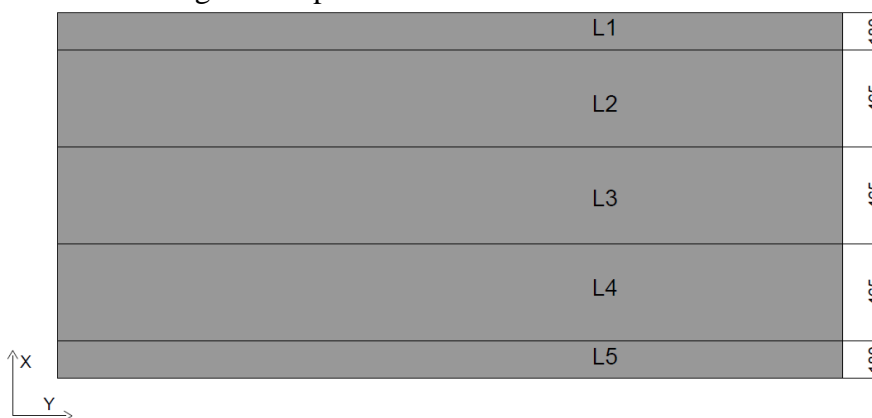


Figura 3-a) Denominação das lajes do vão tipo

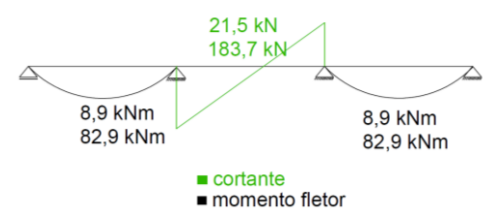


Figura 3-b) – Esforços nas transversinas

Os esforços devidos a estes carregamentos podem ser calculados à mão ou com *softwares* de simples solução. Porém, pode ser usado também a aplicação das fórmulas de Rusch, pelas quais já se determinam os esforços devido ao carregamento variável. As tabelas de Rusch são muito empregadas no dimensionamento de lajes de pontes, por isso foram escolhidas no presente projeto. A possibilidade de seu uso se deve ao fato do trem tipo da norma alemã DIN-1072 e da norma brasileira possuir mesma geometria de cargas, apenas sendo necessário converter o tamanho da roda para entrada nos ábacos. Para as lajes L1 e L5 utilizou-se a tabela 98 de Rusch (1965) e os esforços devido a carga permanente foram extraídos de cálculos manuais. Obteve-se os momentos atuantes no meio do vão em torno de X positivo (M_{xm+}) de 2,95 kNm/m, em torno de Y (M_{ym}) de 6,01 kNm/m, no engaste (M_{xe}) de -38,96 kNm/m e na borda livre (M_{yr}) de 18,27 kNm/m. O momento no engaste devido ao esforço permanente corresponde a 10,39 kNm/m. Para as lajes centrais (L2 à L4) consideram-se dois extremos



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

para cálculo das solicitações, um apoiado-apoiado e outro engastado-engastado, correspondendo respectivamente às tabelas de Rusch 1 e 27. Como sabe-se que as lajes centrais não funcionam como engaste perfeito e nem como simplesmente apoiadas, considerou-se uma situação intermediária com um grau de engastamento exposto por Leonhardt (1979). Assim, determinou-se um grau de engastamento médio para o terço médio do vão de 64%, correspondente a 36% do momento M_{xm} para laje apoiada-apoiada que resulta em 14,86 kNm/m para carga móvel e 4,43 kNm/m para permanente, já para o engaste considerou-se 0,64 do momento obtido para a situação engastada-engastada, obtendo-se M_{xe} de -27,12 kNm/m para carga móvel e -5,40 kNm/m para permanente. Para os terços de extremidade do vão considerou-se $\alpha=0,74$ para os momentos no vão e $\alpha=1$ para os momentos no apoio, a favor da segurança, resultando, portanto, para o apoio o valor real de M_{xe} obtido na situação engastada-engastada correspondente a 51,37 kNm/m para cargas móveis e 8,34 kNm/m para permanentes, e para os momentos no meio do vão 14,86 kNm/m e 4,43 kNm/m, respectivamente. À todos os momentos correspondentes ao terço central do vão aplicou-se o coeficiente dinâmico ϕ da NBR 7187:2003, e para os terços de extremidade os coeficientes da NBR 7188:2013.

O esforço cortante das lajes foi determinado para as extremidades destas, devido a possuir maior coeficiente dinâmico de majoração das cargas dado pela NBR 7188:2013 e, portanto, maior esforço. Além disso, sabe-se que o cortante é maior próximo dos apoios, assim, analisou-se este próximo às longarinas, tanto para as lajes em balanço como para as lajes centrais. O esforço cortante devido às cargas permanentes foi de 15,90 kN/m no eixo do apoio para as lajes centrais e de 15,87 kN/m, também no eixo do apoio para as lajes em balanço. A determinação do esforço ocasionado pelo carregamento móvel foi realizada considerando a pressão da roda no plano médio da laje e, posteriormente, uma distribuição a 45° no próprio plano da laje a partir da projeção mencionada, conforme recomendado por Leonhardt (1979). Além disso, adotou-se o esforço cortante a partir da distância d da face do apoio, conforme NBR 6118:2014, pois os esforços provenientes de cargas com distância menor que d da face do apoio podem ser desprezadas, já que são resistidas pelas bielas de compressão e absorvidos direto pelo apoio. Assim, obteve-se para a laje central 67,45 kN/m e para a laje em balanço 37,8 kN/m. Além dos esforços devido à carga permanente e à carga móvel, foi determinado, ainda, o esforço gerado pela colisão do veículo com a barreira de contenção, resultando, assim, no momento no engaste devido à carga vertical de 53,57 kNm/m e momento na borda livre, resultante do carregamento horizontal, de 38,84 kNm/m.

Dimensionamento das longarinas

As longarinas protendidas serão pré-moldadas em canteiro próximo a localização da obra, devido a maior facilidade para seu transporte. O içamento destas, será através de guindastes que possuam capacidade de carregamento que comporte o peso de 29,80 tf, correspondente a cada longarina, o mesmo vale para a treliça de lançamento. Para que não se adicione mais armadura para a locomoção das vigas longitudinais, o içamento será realizado a 15 cm das faces externas laterais das vigas, local onde, posteriormente, se localizará os aparelhos de apoio. As dimensões destas vigas longitudinais são de 25,10 m, sendo a distância entre apoios de 24,80 m, pois correspondem ao vão tipo da ponte. Para os cálculos, foram feitas análises em 17 diferentes seções da viga.

Sendo as longarinas do vão tipo em concreto protendido com pós-tensão, optou-se pelo uso do aço CP190 de relaxação baixa (RB), com módulo de elasticidade de 202 GPa. Os demais componentes necessários foram fornecidos pela mesma empresa, como por exemplo as ancoragens ativas, bainhas, cunhas, macacos, armadura de fretagem e demais constituintes. Além do aço, outros materiais foram especificados como, por exemplo, a classe do concreto, para a qual utilizou-se C45 e cimento CP IV.

Foram estabelecidas também as etapas necessárias para análise da viga, de forma que essa sempre estivesse segura, ou seja, que não ultrapassasse limites de tração e compressão pré-determinados. Assim, optou-se pela análise da viga em quatro tempos distintos. O primeiro chamado t_0 refere-se à data de protensão correspondente a 21 dias após a concretagem, a partir desta a longarina já pode ser posicionada em seu local definitivo, assim, atuando seu peso próprio e protensão. O segundo tempo, t_1 , abrange a atuação das cargas devido as pré-lajes, lajes e transversinas correspondente a 120 dias, sendo o tempo máximo para finalização



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

do último vão. Quanto ao tempo t_2 , constituiu a análise quando toda a estrutura já se encontra executada, ou seja, são adicionadas as barreiras, pavimentação e demais elementos, remetendo a execução do último vão aos 210 dias. O tempo t_3 é referente à liberação do tráfego que se dá aos 215 dias. Por final, para uma análise a longo prazo, definiu-se o t_∞ correspondente a 10 anos, para o qual o efeito da fluência e retração causam maiores perdas de protensão e flechas, atuando novamente o carregamento devido às cargas variáveis.

Inicialmente, atendeu-se às exigências a serem seguidas pela NBR 6118:2014. Através desta foi definida a classe de agressividade II para a ponte, moderada agressividade, constituída em zona urbana, e consequentemente o cobrimento de 35 mm em relação a armadura ativa. Porém, este valor de cobrimento foi minorado devido à utilização de elementos pré-moldados e pela classe de resistência ser maior que a mínima exigida pela NBR 6118:2014. Posteriormente, foi determinado o nível de protensão como parcial (nível 1). Porém, a norma mostra através da tabela 13.4 as exigências mínimas a serem atendidas, não significando impedimento ao uso de maiores níveis de protensão. Portanto, foi adotada protensão limitada, pois, a preocupação quanto à manutenção ocasionada por abertura de fissuras é bem reduzida, diminuindo a chance de corrosão e demais problemas relativos a isso.

Para início dos cálculos, foi necessário estimar a área de protensão necessária. Isso pode ser feito por dois métodos, através do estado limite último ou das tensões admissíveis. Nesse projeto, optou-se por estimar pelo método das tensões admissíveis e depois verificar pelo ELU.

O método das tensões admissíveis consiste em analisar para todos os tempos descritos quais as tensões existentes nas bordas extremas da viga. Sendo que o limite de compressão estabelecido é de 70% da resistência à compressão atuante no dado tempo para t_0 e 50% da resistência correspondente aos 28 dias para tempos superiores. Já os limites de tração são dados por 1,2 da resistência à tração existente no momento para t_0 e para os demais, admite-se 1,2 da resistência à tração aos 28 dias.

Para utilizar o método das tensões admissíveis é necessário arbitrar as perdas imediatas e diferidas, pois essas são obtidas apenas ao final dos cálculos, sendo, posteriormente, necessário recalcular a protensão para estes valores mais precisos. Assim, admitiu-se perdas iniciais de 9% em t_0 correspondente apenas as perdas imediatas, de 15% em t_1 , 20% em t_2 , 22% em t_3 e 24% no t_∞ , sendo estes valores o somatório das perdas imediatas e diferidas.

Cabe frisar que há mudança das propriedades da seção nos diferentes tempos. Ao ser concretada a longarina, são deixados estribos além do nível da face superior desta, para que a armadura transversal entre na laje e permita que laje e longarina trabalhem juntas, como uma seção única. Então, para os tempo t_0 e t_1 a longarina terá propriedades correspondentes apenas a própria seção I, porém, para os demais e tempos, que são superiores a 28 dias após a concretagem da laje, será acrescentada a mesa colaborante da laje na seção I. A determinação da largura da mesa colaborante (b_{ef}) foi realizada através do item 14.6.2.2 da NBR 6118:2014, sendo obtido o valor de 2,75 m. Entretanto, a laje e a longarina possuem diferentes classes de resistência e diferentes tempos de concretagem, portanto, surgem tensões cisalhantes entre elas, pois o módulo de elasticidade dos concretos é diferente, consequentemente, também as deformações. Assim, de forma simplificada, será utilizado um fator α que relaciona os módulos de elasticidade dos concretos C35 (laje) e C45 (longarina), o qual ao ser multiplicado pela largura da mesa colaborante diminui esta para 2,42 m, devido a laje possuir menor classe de resistência.

Atentando-se ao exposto, após verificadas as tensões existentes em cada borda da viga nos diferentes tempos, determinou-se a força de protensão a ser aplicada no macaco hidráulico (P_0). Assim, obteve-se limites máximos e mínimos de forças a serem aplicadas de forma que só com a armadura de protensão a longarina esteja em segurança. Como a protensão escolhida é limitada, pode ser utilizado um valor inferior a carga P_0 dada no t_∞ de 6.308,79 kN. Desta forma, foi escolhida a força de protensão de 5.800 kN, pensando-se que a armadura passiva mínima também colaborará na resistência da viga, portanto, a força escolhida foi levemente inferior para que a segurança da viga fosse satisfeita através do uso da protensão e armadura mínima.

Observando os limites de $0,74f_{ptk}$ e $0,82f_{pyk}$ determinou-se uma área de aço ativo de 41,36 cm². Com a área estimada, foi definido o número de cabos e o tipo de cordoalha usada, optando-se por utilizar 4 cabos, cada um com 11 cordoalhas de 12,7 mm, todos com ancoragem ativa na esquerda e passiva na direita. Assim,



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

determinaram-se todos os elementos necessários e acessórios à protensão, devidamente especificados em Benvegnú (2019). Observando as especificações dos materiais a serem usados e os espaçamentos mínimos entre bainhas da NBR 6118:2014, foi determinado o traçado dos cabos e seu posicionamento. Os cabos possuem formato de parábola, para melhor absorção dos momentos fletores gerados. Além disso, os dois cabos inferiores possuem sua parte central reta, formando posteriormente parábolas. Salienta-se ainda, que para atender a instalação das placas de ancoragem foi necessário realizar um alargamento na alma da viga correspondente a 14 cm distribuídos nas duas laterais, iniciando na extremidade da longarina e mantendo-se por 30 cm, depois diminuindo de forma gradual por 70 cm até chegar na espessura final da alma.

Após, foi determinado o cabo resultante e calculadas as perdas. Nas perdas imediatas foram contabilizadas as por atrito, na qual utilizou-se coeficiente de atrito (μ) de 0,20 e coeficiente de perda por metro (K) de $0,01\mu$, além das perdas por recuo da ancoragem, considerando recuo da ancoragem ativa dada pelo catálogo do fabricante de 6 mm, e também as perdas por encurtamento elástico do concreto. Totalizando, assim, 9,19% de perdas imediatas para as seções de maior interesse, onde o momento fletor é máximo, valor próximo aos 9% utilizados no cálculo da estimativa da armadura pretendida. Posteriormente, determinou-se as perdas progressivas provenientes dos efeitos reológicos do concreto, retração e fluência, e da relaxação do aço. Estas perdas foram calculadas de forma conjunta, portanto, determinou-se a deformação de fluência de 2,43 e também o coeficiente de retração de $-3,49 \times 10^{-4}$, encontrados aplicando formulações para o t_0 e t_∞ , conforme já definidos, considerando a umidade relativa do ar de 70% e abatimento de tronco de cone de 9 cm. Assim, admitindo ψ_{1000h} de acordo com NBR 6118:2014 estimou-se os demais coeficientes de relaxação e obteve-se perdas progressivas médias de 16,8%, para as seções centrais da longarina. Desse modo, ao somar as perdas diferidas e imediatas encontrou-se valor de aproximadamente 23%, dentro do estimado de 24%.

Com as perdas definidas, iniciou-se as verificações no estado limite de serviço (ELS) e estado limite último (ELU). Para protensão limitada, a NBR 6118:2014 exige que três condições do ELS sejam verificadas. A primeira referente ao ELS de formação de fissuras, em que a tensão limite a tração em qualquer seção da viga deve ser inferior a $\alpha \times f_{ctk,inf}$, em que α é 1,2 para seções duplo T, utilizando a combinação frequente. A segunda verificação é quanto ao ELS de descompressão, não podendo existir tensões de tração em nenhuma seção da viga na análise da combinação quase permanente. E por fim, a última verificação, a qual diz respeito as duas combinações mencionadas, em que deve ser respeitado o limite de compressão de $0,5f_{ck}$ para todas as seções. Assim, o limite de tração correspondeu a 3.188 kN/m^2 e o de compressão 22.500 kN/m^2 , sendo verificadas todas as seções e estando estas em conformidade. Além disso, foi verificado também o ELS de deslocamentos excessivos. Neste, verificou-se o deslocamento devido às cargas acidentais com valor integral e o devido aos carregamentos totais nos tempos mencionados anteriormente e em tempos extra, correspondentes a concretagem das primeiras lajes (25 dias) e tempo máximo para concretagem da última laje (120 dias). Assim, obteve-se para o dia da primeira concretagem da laje contraflecha de -2,46 cm e para a última -3,31 cm, para t_1 observou-se contraflecha de -3,13 cm, para t_2 de -2,70 cm e para t_∞ , considerando o carregamento total, obteve-se -0,23 cm para os últimos vãos executados e 0,33 cm para os primeiros executados dentro das datas propostas. Todas as deformações citadas atendem os 9,92 cm da norma. A segunda análise no t_∞ corresponde apenas ao carregamento do veículo tipo de forma integral, assim, obteve-se 1,42 cm, sendo o limite da norma 7,09 cm.

Posteriormente, foi realizada a verificação no ELU à flexão em três situações distintas, a primeira é no ato de protensão, a segunda na etapa da construção e a terceira na fase final da ponte. Antes de iniciar, foi necessário determinar a deformação de neutralização que corresponde a 5,47‰, pois será utilizada nos cálculos.

Na verificação ao ELU no ato de protensão, adotou-se a simplificação do item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2014 que ocorre no estágio I e atende o limite de tensão máxima de tração do concreto não ultrapassar 1,2 vezes a resistência à tração f_{ctm} aos 21 dias e o limite de 70% da resistência à compressão aos 21 dias, utilizando os coeficientes de ponderação e de ações desfavoráveis. As tensões nas bordas foram verificadas dentro dos limites, não existindo tensões de tração na borda superior da longarina, portanto, sem necessidade de armadura para tal.



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

A fase de construção também foi verificada devido a ser uma situação crítica, em que a longarina deve resistir ao peso da pré-laje, laje e dos equipamentos necessários para construção, funcionando apenas com sua seção transversal I, sem auxílio da mesa colaborante. Ao fazer o equilíbrio de forças obteve-se que a viga se encontrava no domínio 4. Considerando que a viga possui ductilidade aceitável, fixou-se x_{ductil} e determinou-se o momento resistente, o qual foi maior que o solicitante sem necessidade de armadura comprimida. Porém, utilizou-se 4 Ø 12,5 mm como armadura negativa, para que a viga permaneça no limite entre o domínio 3 e 4 e não rompa de forma brusca.

A última verificação foi quanto à fase final, em que se tem a viga funcionando de forma conjunta com a laje, portanto, utilizando as propriedades da seção composta para o cálculo. Após aplicação de equilíbrio de forças e momentos, incluindo a armadura passiva de 4 Ø 20 mm como contribuinte devido à utilização de protensão limitada, observou-se que a viga se encontra no domínio 2 e verificou-se a segurança ao momento resistente em todas as seções.

Depois de verificado o ELU à flexão, foi necessário dimensionar a armadura transversal ao ELU ao cisalhamento. Para isso utilizou-se o modelo de cálculo I e a resistência do concreto de 40 MPa, a favor da segurança, pois foi contabilizado no cálculo a altura da laje de forma conjunta com a longarina. Primeiramente, foi verificada as diagonais comprimidas, fazendo redução dos esforços na seção da extremidade, em que obteve-se o esforço solicitante de cálculo menor que a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas. Depois, foi feita a verificação dos montantes tracionados e determinada a armadura transversal, para isso, utilizou-se estribos a 90° e determinou-se 12,86 cm²/m como armadura transversal da seção de extremidade onde é aplicada a força de protensão. Assim, optou-se pelo uso de estribos de Ø 10 mm espaçados a cada 12 cm. Para finalizar, foi verificada a fadiga da armadura transversal, sendo a variação de tensões para todas as seções menor que 85 MPa dados na NBR 6118.

Na demais armaduras, como a de pele utilizou-se 6 Ø 8 mm em cada face, na armadura de montagem Ø 10 mm na mesa superior e Ø 20 na mesa inferior, armadura de fretagem indicada pelo catálogo de fabricante e armadura transversal das mesas igual a armadura transversal determinada no ELU. Além disso, determinou-se a armadura de costura da mesa, seguindo especificações de El Debs (2000), considerando a largura da interface como a largura da alma da viga por onde é transmitida a tensão cisalhante. Assim, obteve-se que a armadura transversal de Ø 10 mm a cada 12 cm necessita ser utilizada em toda extensão da viga.

Dimensionamento da laje

O dimensionamento da laje foi determinado pelo ELU, sendo posteriormente verificado o ELS e o ELU de fadiga das armaduras. Iniciando pelo ELU à flexão, usando as equações de equilíbrio, determinou-se a área de aço necessária. Com esta definida foi verificado o atendimento a armadura mínima, adotando a taxa de armadura ρ de 0,164% em relação à seção de concreto, conforme NBR 6118:2014. Foi necessário determinar também as armaduras de distribuição, utilizadas na montagem das armaduras negativas das lajes e nas armaduras positivas em X nas pré-lajes. As armaduras positivas em Y ficaram comportadas na laje, portanto, foram diretamente apoiadas sobre as pré-lajes, sem necessidade de armadura de distribuição. Devido a existência de diferentes graus de engastamento, as armaduras foram calculadas para vãos de extremidade e vão central, conforme armaduras apresentadas na tabela 1.



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

Tabela 1 - Armaduras de flexão lajes e pré-lajes

Laje extremidade			Laje terço médio					
Laje em balanço			Laje em balanço			Pré-laje do balanço (PL1)		
Engaste			Engaste			Vão - X		
As (cm ² /m)	12,45	Ø 16 c/ 14 cm	As (cm ² /m)	10,51	Ø 16 c/ 16 cm	A _s (cm ² /m)	3,28	Ø 8 c/ 14 cm
As dist. (cm ² /m)	2,49	Ø 6,3 c/ 14 cm	As dist. (cm ² /m)	2,10	Ø 6,3 c/ 14 cm	A _{s dist.} (cm ² /m)	1,64	Ø 6,3 c/ 14 cm
Borda livre - Y			Borda livre - Y			Pré-laje central (PL2)		
As (cm ² /m)	4,82	Ø 10 c/ 16 cm	As (cm ² /m)	3,95	Ø 10 c/ 20 cm	Vão - X		
As dist. (cm ² /m)	1,64	Ø 6,3 c/ 14 cm	As dist. (cm ² /m)	1,64	Ø 6,3 c/ 14 cm	A _s (cm ² /m)	3,61	Ø 10 c/ 20 cm
Laje central			Laje central			A _{s dist.} (cm ² /m)	1,64	Ø 6,3 c/ 14 cm
Engaste			Engaste			Pré-laje central (PL3)		
As (cm ² /m)	12,54	Ø 16 c/ 14 cm	As (cm ² /m)	6,61	Ø 12,5 c/ 16 cm	Vão - X		
As dist. (cm ² /m)	2,51	Ø 6,3 c/ 11 cm	As dist. (cm ² /m)	1,64	Ø 6,3 c/ 16 cm	A _s (cm ² /m)	4,17	Ø 10 c/ 16 cm
Vão - X			Vão - X			A _{s dist.} (cm ² /m)	1,64	Ø 6,3 c/ 14 cm
As (cm ² /m)	3,61	Ø 10 c/ 20 cm	As (cm ² /m)	4,17	Ø 10 c/ 16 cm			
Vão - Y			Vão - Y					
As (cm ² /m)	5,62	Ø 10 c/ 12 cm	As (cm ² /m)	4,66	Ø 10 c/ 16 cm			

Posteriormente, foi levado em conta o momento atuante no engaste das lajes em balanço devido à colisão de veículos com a barreira, obtendo-se, assim, Ø 16 mm cada 14 cm em toda extensão do engaste. Como esta é maior do que a apresentada na tabela 1, será então adotada como armadura negativa das lajes em balanço.

No ELU ao cisalhamento, a NBR 6118 no item 19.4 especifica quando lajes maciças não precisam de armadura cisalhante. Isto ocorre quando a força cortante de cálculo, a uma distância d do apoio, for menor que a força resistente de cálculo. Dessa forma, realizou-se esta verificação para a região do engaste do balanço e também para o vínculo de apoio da laje central, sendo considerada para taxa de aço (ρ_1) toda a armadura negativa, pois respeita a ancoragem $l_{b,nec}$. Essa verificação foi respeitada, bastando apenas verificar a segurança à ruína das diagonais comprimidas, para qual se utilizou o modelo de cálculo I, sendo também essa verificação atendida. Assim, conclui-se que as lajes não precisam de armadura transversal.

Foi feita ainda a verificação ao ELU de fadiga das armaduras na direção X e Y principais, desconsiderando-se as de distribuição. Através desta, observou-se que a verificação à fadiga foi atendida para todas as armaduras na direção X, porém, para as armaduras em Y houve a necessidade de majorar a armadura existente pelos fatores K_{fad} correspondentes. Assim, optou-se por utilizar uma única armadura em Y de Ø 12,5 a cada 12 cm, para maior facilidade de montagem.

As verificações ao ELS foram feitas para deformações e abertura de fissuras. Na primeira, após utilizar a combinação de serviço quase permanente, obteve-se para análise de flechas na direção X da laje central e da laje em balanço, que as lajes encontravam-se no estágio I. Além disso, foi considerado que a liberação do tráfego foi aos 215 dias após o início da obra e tempo final de análise maior que 70 meses, dados necessários para determinar a flecha diferida. Assim, esta resultou em 0,28 cm para o vão central da laje, atendendo a flecha limite da norma de 1,24 cm, já para o balanço obteve-se flecha de 0,05 cm, sendo a máxima permitida pela NBR 6118 de 0,96 cm.

Para o ELS de formação de fissuras, utilizou-se combinação de serviço frequente constatando que para a laje central na direção X a seção estava no estágio I, porém para a direção X da laje em balanço obteve-se estágio II. A abertura de fissuras para a laje central foi de 0,00009 mm, já previsto devido ao momento de serviço ser inferior ao momento de fissuração, enquanto para a laje em balanço determinou-se abertura de fissuras de 0,05 mm. Ambas inferiores ao limite da NBR 6118 de 0,3 mm.

Dimensionamento das transversinas

O dimensionamento foi feito ao ELU à flexão e ao cisalhamento. Ao analisar a flexão, observou-se que a viga estava no domínio 2, então, utilizando aço CA-50 obteve-se para o momento positivo dos vãos laterais $2,04 \text{ cm}^2$, para o momento positivo no vão central $1,49 \text{ cm}^2$ e para o momento negativo sobre os apoios $1,87 \text{ cm}^2$. Todas estas armaduras foram menores que a armadura mínima delimitada em $0,164\%$ da área de concreto da seção para classe C35, correspondendo a $5,25 \text{ cm}^2$. Assim, utilizou-se armadura mínima em toda extensão da viga optando pelo uso de $5 \text{ } \varnothing 12,5 \text{ mm}$. Salienta-se, ainda, que estas armaduras são devidamente ancoradas nas longarinas, para garantir a continuidade da transversina quando concretada.

No ELU ao cisalhamento foi verificado que a força cortante resistente de cálculo era maior que o esforço solicitante de cálculo, portanto, estando em segurança as diagonais comprimidas. Para a determinação da armadura transversal, utilizou-se modelo de cálculo I e inclinação dos estribos de 90° . Assim, obteve-se áreas de aço menores que a dada pela armadura mínima, correspondente a $2,57 \text{ cm}^2/\text{cm}$, para a qual utilizou-se $\varnothing 6,3$ a cada 20 cm .

Nas verificações ao ELS a formação de fissuras, observou-se que tanto o vão central quanto o apoio encontravam-se no estágio I. Então, determinou-se abertura de fissura de $0,00012 \text{ mm}$ para os vãos laterais de momento positivo e $0,00011 \text{ mm}$ para a armadura negativa sobre os apoios intermediários. Ambas menores que o limite de $0,3 \text{ mm}$ especificado na NBR 6118.

Ainda, para o ELS de deformações, observou-se a flecha existente nos vãos laterais correspondentes ao máximo momento fletor positivo. Adotou-se os mesmos 215 dias para liberação do tráfego até um tempo maior que 70 meses, para possível determinação do coeficiente de fluência e da flecha diferida. Assim, obteve-se para esta $0,0032 \text{ cm}$, enquanto o limite é de $1,24 \text{ cm}$, segundo NBR 6118.

Foi determinada, posteriormente, a armadura de pele de $7 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$ em cada face, observando a não necessidade dessa dentro da laje. Além da verificação da armadura de costura entre transversina e laje, devido as tensões de cisalhamento existentes provenientes da diferença de resistência e módulo de elasticidades dos dois elementos, por serem concretados em idades distintas. Ao ser analisado a armadura transversal de $\varnothing 6,3$ a cada 20 cm determinada no corte, não foi verificada a segurança. Assim, determinou-se que a armadura transversal a ser usada é de $\varnothing 8$ a cada 10 cm nos 30 cm próximos aos apoios e $\varnothing 8$ a cada 18 cm no restante da extensão da viga.

Considerações finais

Através do presente trabalho, buscou-se o desenvolvimento do conhecimento acerca do entendimento e funcionamento de uma estrutura em concreto. Por isso, optou-se pela utilização de métodos de cálculo consolidados e difundidos em projetos de pontes, onde fosse possível realizar cálculos manuais, apenas com auxílio de *softwares* simples e de livre acesso. No decorrer do trabalho mostrou-se necessária a comparação dos resultados obtidos devido ao carregamento móvel pelo método de Courbon com um método computacional mais robusto, devido às limitações impostas, sendo escolhida a análise por modelo de grelha no Robot. De um modo geral, percebeu-se que os cálculos manuais, por terem algumas simplificações, resultam em maiores esforços solicitantes e distribuições de tensões mais a favor da segurança do que se fossem utilizados métodos computacionais mais sofisticados, em que é considerado a interações entre todos os elementos, com todas as suas propriedades definidas e com análises em diferentes graus. Assim, obteve-se seções menos econômicas, necessitando de maior quantidade de materiais para resistir as solicitações. Porém, foi determinado uma estimativa de valores bem plausíveis a se esperar através da análise da mesma estrutura em um software com modelo mais robusto. Além dessa maior sensibilidade desenvolvida frente a resultados esperados, foi possível também desenvolver grande conhecimento do funcionamento de uma estrutura e de peculiaridades referentes às obras de arte especiais.



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7187. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7188. 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. Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9062. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.
- BARR, J. P., EBERHARD, M. O. e STANTON, J. F. Live-Load Distribution Factors in Prestressed Concrete Girder Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, p - 298-306, Sept/Oct 2001.
- BENVEGNÚ, D. E. Projeto da superestrutura constituída por longarinas protendidas da ponte do Cristal sobre o Rio Camaquã. Trabalho de Conclusão de Curso. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário – Projeto de barreiras de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). Manual de projeto de obras-de-arte especiais. Rio de Janeiro, 1996.
- EL DEBS, M. K. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. São Paulo, 2000.
- LEONHARDT, F. Construções de concreto, v. 6: Princípios básicos da construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro, 1979.
- RÜSCH, H. Berechnungstafeln für rechtwinklige Fahrbahnplatten von Straßenbrücken. Berlin, 1965.
- VITÓRIO, J. A. P. Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão. Recife, CREA-PE, 2002.