



XIV Congresso Brasileiro
de Pontes e Estruturas

Estudo Comparativo entre Pontes com Superestrutura de Concreto Protendido e Mistas de Aço e Concreto

Naiara Fachinelli¹, Rebeca Jéssica Schmitz²

¹Univates / STM Engenharia / naiarafachinelli@gmail.com

²Univates / Área de Ciências Exatas e Engenharias / rebeca.j.schmitz@gmail.com

Resumo

Obras de Arte Especiais (OAE) são construções que, por suportarem grandes solicitações, demandam um alto custo executivo. O material que mais se faz presente nestas obras é o concreto protendido, porém, outras soluções estão sendo empregadas, como a utilização de estruturas mistas de aço e concreto. Dentro deste contexto, o objetivo deste estudo é verificar qual dos materiais propostos apresenta a estrutura mais econômica, considerando um vão de 30 m e os custos com fundações em dois solos com diferentes características. Para o dimensionamento dos elementos estruturais foram utilizados os softwares LIP, VPRO e CAD/TQS, sempre cumpridas as determinações das NBR 6118/2014, para estruturas de concreto, o Manual de Construções em Aço - Pontes e Viadutos em Vigas Mistas e NBR 6122/2019, para as fundações. O orçamento levou em consideração apenas os materiais, sendo utilizado dados do SINAPI, SICRO e pesquisa de mercado para materiais que não constavam nas tabelas mencionadas. A superestrutura mista de aço e concreto gerou solicitações 60% menores que a superestrutura de concreto protendido, resultando em custos com fundações mais baixos em ambos os solos estudados. Porém, apesar das longarinas de aço serem mais leves, a diferença de custos dos materiais foi muito significativa, sendo a concepção mista mais cara. Portanto, para o vão estudado, a solução protendida se faz mais econômica para os dois solos considerando o consumo de materiais para estrutura e fundação.

Palavras-chave

Pontes em Aço; Pontes em Concreto Protendido; Estrutura Mista Aço-Concreto.

Introdução

Pontes são Obras de Arte Especiais (OAE), utilizadas desde a antiguidade para transpor obstáculos naturais. Os materiais mais empregados até o século XVIII eram madeira e pedra, porém, a partir do século XIX, as pontes metálicas começaram a surgir devido à evolução das ferrovias e suas altas cargas. Posteriormente, para substituir as pontes de pedra, chegaram as pontes de concreto armado e concreto protendido (LEONHARDT, 1979).

Atualmente, em pontes de grandes e médios vãos, o material mais difundido é o concreto protendido, devido à possibilidade de execução de vigas pré-moldadas protendidas e maior resistência gerada pelos cabos de aço. Sabe-se que o concreto possui baixa resistência à tração, assim a armadura de protensão atua comprimindo as áreas tracionadas da viga, evitando a abertura de fissuras e possibilitando menores espessuras dos elementos estruturais, se comparado ao concreto armado. Este método executivo requer equipamentos e profissionais capacitados, implicando assim em um alto custo de construção. Logo, como uma possível solução mais econômica, surgem as estruturas mistas de aço e concreto. Estas aliam a alta resistência à tração das vigas metálicas com a elevada resistência à compressão de tabuleiros de concreto, resultando em estruturas mais leves e esbeltas, transmitindo menores cargas às fundações da ponte. Baseado nisso, a verificação da solução construtiva mais viável economicamente, deve contemplar o dimensionamento tanto da superestrutura quanto da infraestrutura, levando-se em consideração o tipo de solo presente no local da obra.

Dentro deste contexto, o objetivo do trabalho é analisar a solução estrutural mais econômica em termos de materiais, considerando o dimensionamento de duas pontes com mesmo vão e seção transversal, porém uma com longarinas em concreto protendido pré-tracionadas e outra com longarinas mistas de aço e concreto. Incluindo a determinação das fundações necessárias para cada uma em dois solos com diferentes características de resistência.

Procedimentos metodológicos

Os procedimentos metodológicos seguidos para o desenvolvimento do estudo estão apresentados no diagrama da Figura 1.

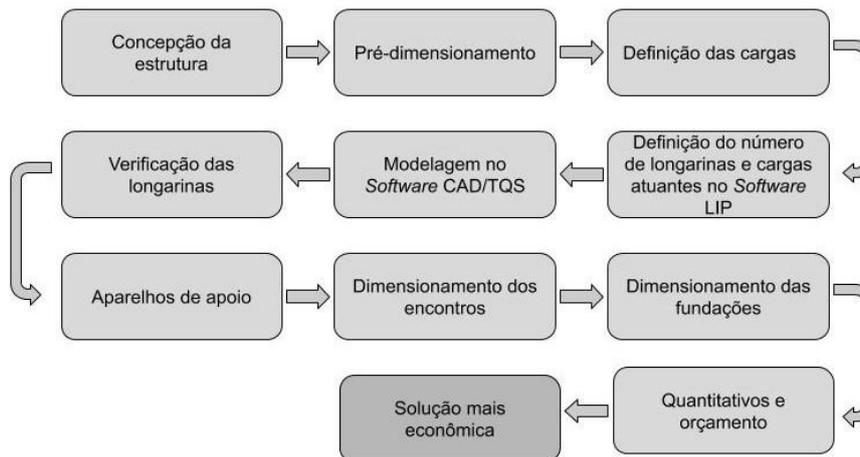


Figura 1 – Diagrama de procedimentos metodológicos

Para o presente estudo foi definido um único modelo de ponte, que posteriormente teve sua estrutura dimensionada em vigas mistas aço-concreto e concreto protendido. O modelo constitui uma ponte biapoiada com vão de 30 m, sem a presença de pilares intermediários, apoiada apenas nos encontros de extremidade. Quanto à seção transversal, definiu-se uma faixa por sentido sem canteiro central e passeios nas duas extremidades, assim, conforme o Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais do DNER (1996) para OAE de classe de projeto II, a largura total resultou em 15,90 m. A Figura 2 apresenta a seção transversal definida para o modelo estudado.

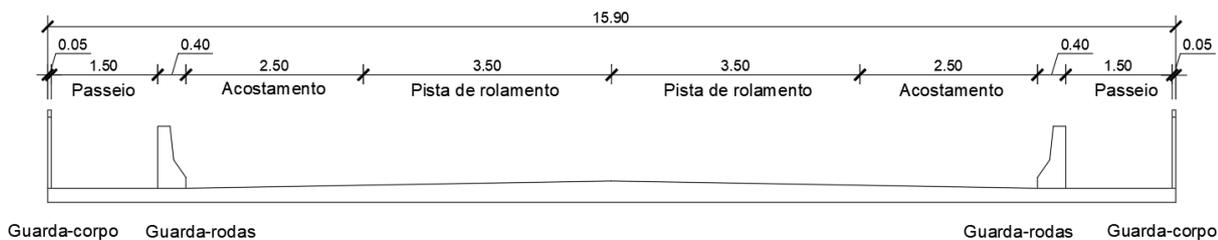


Figura 2 – Seção transversal da ponte (dimensões em metros)

As longarinas pré-dimensionadas para as duas pontes podem ser observadas na Figura 3. No concreto protendido, as longarinas foram pré-dimensionadas por meio do índice de esbelteza. Conforme Martinelli (1971, apud DEBS; TAKEYA, 2007), este índice deve ser definido dividindo o tamanho do vão da ponte, 30 m, por um valor entre 15 e 20. O resultado desta divisão representa a altura pré-definida das longarinas, neste caso adotada como 1,75 m. Quanto às transversinas foram definidas apenas duas, nas extremidades do vão, com altura de 1,50 m e espessura de 20 cm. Nesta etapa também foi pré-definido que o concreto utilizado na estrutura seria com resistência à compressão (F_{ck}) de 45 MPa.

Para o pré-dimensionamento das longarinas de aço, segundo Pinho e Bellei (2007), o valor da altura da viga dividido pelo vão deve resultar em uma relação maior ou igual a 1/30, portanto o valor escolhido para a altura da viga foi 1,10 m. Quanto às dimensões das mesas, a superior deve considerar a acomodação dos conectores e apoio para a laje, enquanto a inferior é definida a fim de se adequar

às tensões existentes. O aço utilizado foi definido como ASTM A572 com tensão de escoamento 345 MPa. As transversinas foram posicionadas a cada 7,50 m, atendendo o espaçamento máximo de 7,60 m definido pela AASHTO (2012), resultando em 5 transversinas com altura de 1 m e espessura de 1 cm.

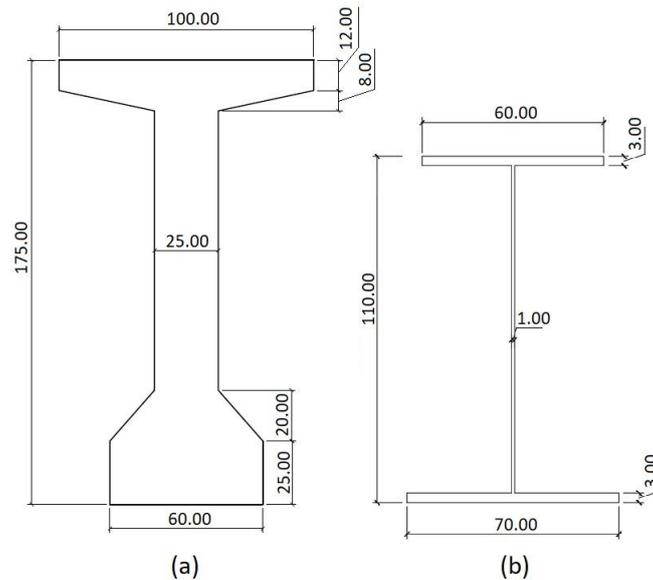


Figura 3 – Longarinas pré-dimensionadas (dimensões em centímetros) a) Concreto protendido b) Mista de aço e concreto

A laje possui espessura constante para toda a seção transversal da ponte, e também para os dois tipos de materiais utilizados. Esta é pré-fabricada em concreto armado e sua espessura foi pré-definida em 20 cm, conforme medidas usuais em projetos. Os encontros serão executados em concreto armado, e o modelo adotado foi o de encontros aliviados. Neste caso, será dimensionada apenas a peça dos encontros onde os aparelhos de apoio são apoiados, a parte que recebe o empuxo de terra seria igual para as duas superestruturas, não gerando diferenças nos quantitativos e orçamentos.

Com as longarinas pré-dimensionadas, iniciou-se a definição da quantidade de longarinas, seu espaçamento, e as cargas atuantes nas superestruturas. Para isso, foi utilizado o LIP que é um software especializado na definição dos esforços atuantes em tabuleiros de pontes de vigas múltiplas, considerando as cargas permanentes e móveis de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013). No LIP, foi possível verificar as solicitações atuantes nas vigas, definindo a quantidade necessária de longarinas para que os esforços se mantivessem o mais uniforme possível e, assim, otimizar o dimensionamento. Para as duas superestruturas, conforme apresentado na Figura 4, definiu-se sete longarinas, com espaçamento entre eixos de 2,32 m. Devido à simetria do tabuleiro, pode-se analisar as piores situações de carga para quatro longarinas.

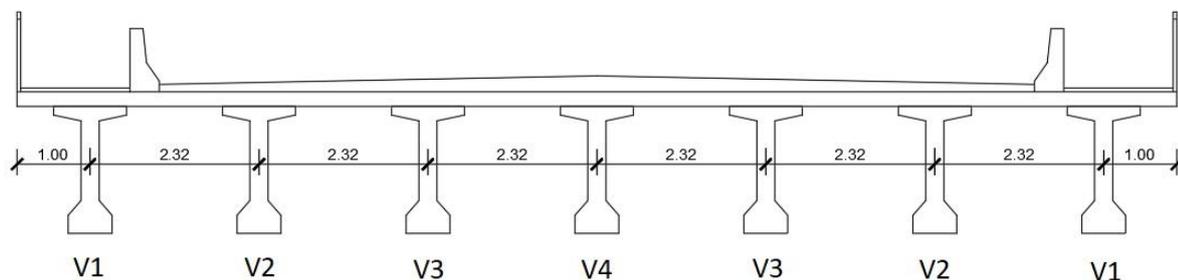


Figura 4 – Posicionamento das longarinas na seção transversal (dimensões em metros)

Como cargas permanentes foram considerados os pesos próprios do revestimento utilizado nos passeios, guarda-rodas, guarda-corpo e pista de rolamento. A NBR 7187 (ABNT, 2003a) indica que para os elementos em concreto armado considera-se o peso específico de 25 kN/m³, enquanto para a pavimentação asfáltica o peso específico é de 24 kN/m³. Foi considerada uma espessura de 11 cm de revestimento asfáltico na pista de rolamento e 5 cm nos passeios. Já para as estruturas mistas, a NBR

8800 (ABNT, 2008) indica que o peso da seção de aço deve ser calculado a partir do peso específico de $78,50 \text{ kN/m}^3$.

As cargas variáveis são as cargas móveis do veículo, carga de multidão, carga de passeio e carga de frenagem e aceleração. Nos passeios, a NBR 7188 (ABNT, 2013) indica a adoção de uma carga distribuída de 3 kN/m^2 , analisada junto com a carga móvel rodoviária. Como carga móvel na faixa de rolamento, adotou-se o TB-450, um veículo de três eixos de duas rodas cada, onde cada roda representa uma carga de 75 kN . Estas cargas atuantes na faixa de rolamento foram majoradas pelo Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), calculado conforme NBR 7188 (ABNT, 2013), com valor resultante de $1,265$. Além deste, devido à junta entre encontros e tabuleiro, as cargas localizadas nos 5 m iniciais e finais do vão receberam o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA) que para construções em concreto ou mistas tem valor igual a $1,25$.

Os valores de cargas identificados para as quatro primeiras vigas foram definidos conforme as linhas de influência encontradas no LIP, e cálculo do trem tipo homogeneizado. Como exemplo, a Figura 5 apresenta a linha de influência da viga 1.

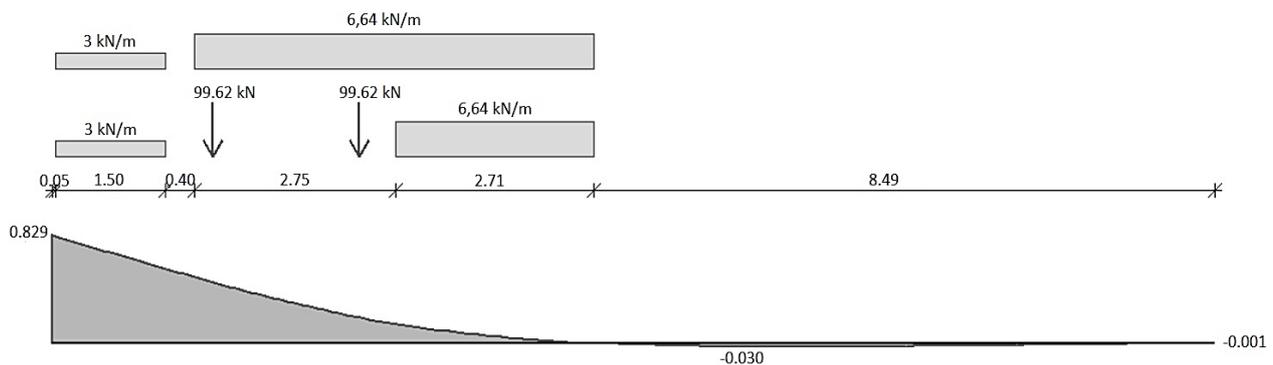


Figura 5 – Linha de influência da viga 1 em concreto protendido (dimensões em metros)

Entre as cargas móveis, também foi considerada uma carga horizontal no nível do pavimento de frenagem ou aceleração, calculada como um percentual de carga dos veículos sobre o tabuleiro. Esta carga resultou no valor mínimo de 135 kN definido conforme a NBR 7188 (ABNT, 2013).

As ações de vento e de temperatura foram desconsideradas, pois considerando as dimensões do tabuleiro, estas ações têm pequena representatividade em relação às demais cargas, não trazendo impacto significativos no dimensionamento.

Na etapa seguinte foi feita a modelagem da estrutura da ponte no software CAD/TQS. Apesar do software ter sido desenvolvido, principalmente, para o cálculo de estruturas de edifícios, com a edição de critérios é possível a modelagem de outras estruturas. Desta forma, foram criados dois “edifícios” para simular as superestruturas estudadas.

Na criação dos edifícios foram considerados três pavimentos: fundação, encontros e tabuleiro. Em ambas as pontes, o material escolhido para o tipo de estrutura foi o concreto pré-moldado, com modelo estrutural IV (grelha e pórtico espacial). Para vigas, lajes e fundações foi escolhido um F_{ck} de 45 MPa , classe de agressividade ambiental II - moderada, com cobrimentos indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Após definidos os parâmetros iniciais, deu-se início ao lançamento das superestruturas no pavimento tabuleiro.

As seções das vigas pré-moldadas protendidas precisaram ser criadas no TQS PREO, ferramenta para dimensionamento de peças pré-fabricadas dentro do CAD/TQS. As vigas foram desenhadas como seções catalogadas, a partir das dimensões já apresentadas na Figura 3, realizando o posicionamento de armaduras passivas e ativas, que posteriormente puderam ser alteradas conforme a demanda do dimensionamento. Com isso, no modelador estrutural foi possível realizar o posicionamento das sete longarinas. Para a laje foi considerado o modelo pré-moldado com 20 cm de espessura e ligações entre vigas e lajes moldadas in loco. Não foi realizada uma análise detalhada das armaduras nas conexões, pois o objetivo do trabalho não é detalhar, mas sim, dimensionar um modelo efetivo que possa ser quantificado.

Seguindo, em cada extremidade do vão foram posicionadas as transversinas, e como apoios para as vigas foram criados catorze pilares, um em cada extremidade. Estes, serviam apenas para o processamento da superestrutura, depois foram substituídos pelos aparelhos de apoio. Para a estrutura mista as alterações foram somente nas longarinas e transversinas. Estas puderam ser criadas diretamente na aba vigas do modelador estrutural, alterando o material para Aço ASTM A572, e inserindo as dimensões para as longarinas mistas, conforme pré-dimensionamento.

A próxima etapa foi a distribuição das cargas no tabuleiro. Foram criados três casos de carga para cada veículo. Estas cargas foram acomodadas nas posições mais críticas para o esforço cortante e momento fletor, nas extremidades e no centro do vão, respectivamente. Ainda, foram gerados um caso de carga de multidão e um caso de carga de passeio para cada longarina estudada. As cargas foram distribuídas na seção transversal considerando as coordenadas das posições críticas indicadas pelo LIP. Além das cargas móveis, as cargas permanentes também foram adicionadas ao modelo, exceto peso próprio que é contabilizado automaticamente. Por fim, fez-se necessária a criação de uma combinação abrangendo todas as cargas, permanentes, peso próprio e cargas móveis. Esta foi criada tanto para Estado Limite Último (ELU), quanto para Estado Limite de Serviço (ELS), adotando os coeficientes de combinação indicados na NBR 8681 (ABNT, 2003b).

Na etapa de dimensionamento, primeiramente, foi realizada a verificação das longarinas protendidas, comparando os esforços encontrados no LIP, com os esforços de ELU do CAD/TQS. Conforme a Tabela 1, percebe-se que a diferença foi de menos de 10% para o momento fletor e de 20% para o esforço cortante. Esta maior diferença nos esforços cortantes são porque possivelmente o LIP não tenha adicionado o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA) na região dos 5 m iniciais e finais do vão, e além disso os dois softwares analisam a estrutura de formas diferentes, então o resultado não poderia ser o mesmo para os dois modelos. Analisado isso, seguiu-se para a verificação das armaduras, novamente considerando dois softwares.

Tabela 1 – Momentos fletores e esforços cortantes CAD/TQS x LIP

Longarina	Vsd (tf)			Msd (tf.m)		
	TQS	LIP	Diferença	TQS	LIP	Diferença
V1	109,35	125,12	12,60%	849,00	915,58	7,30%
V2	150,27	132,40	13,50%	923,02	965,92	4,40%
V3	146,49	132,58	10,50%	927,79	965,82	3,90%
V4	158,19	134,12	17,90%	979,00	976,69	0,20%

No VPRO, um software especializado no dimensionamento de vigas protendidas, foi possível lançar os esforços das vigas obtidos anteriormente com o software LIP e verificar o dimensionamento das longarinas quanto às armaduras necessárias, escolhendo o método executivo de pré-tração com nível de protensão completa. O resultado foi longarinas com 29 cabos protendidos de pré-tração com bitola de 12,70 mm, mais as armaduras passivas, as perdas de protensão foram calculadas automaticamente pelo software. Por fim, comparou-se com a seção catalogada da viga pré-moldada protendida detalhada pelo CAD/TQS, que resultou em 32 cabos de protensão com a mesma bitola (Figura 6). Observa-se que os resultados foram similares e as longarinas dimensionadas no CAD/TQS estariam aptas a suportar os esforços atuantes na superestrutura da ponte em concreto protendido. Na Figura 6 podem ser visualizadas as armaduras passivas e ativas das longarinas protendidas.

Para as vigas mistas, a verificação foi feita manualmente, com o auxílio de uma planilha Excel, baseada no Exemplo 1 do Manual de Construções em Aço - Pontes e Viadutos em Vigas Mistas (PINHO; BELLEI, 2007)¹.

¹ No momento da elaboração do trabalho a NBR 16694 ainda não tinha sido publicada.

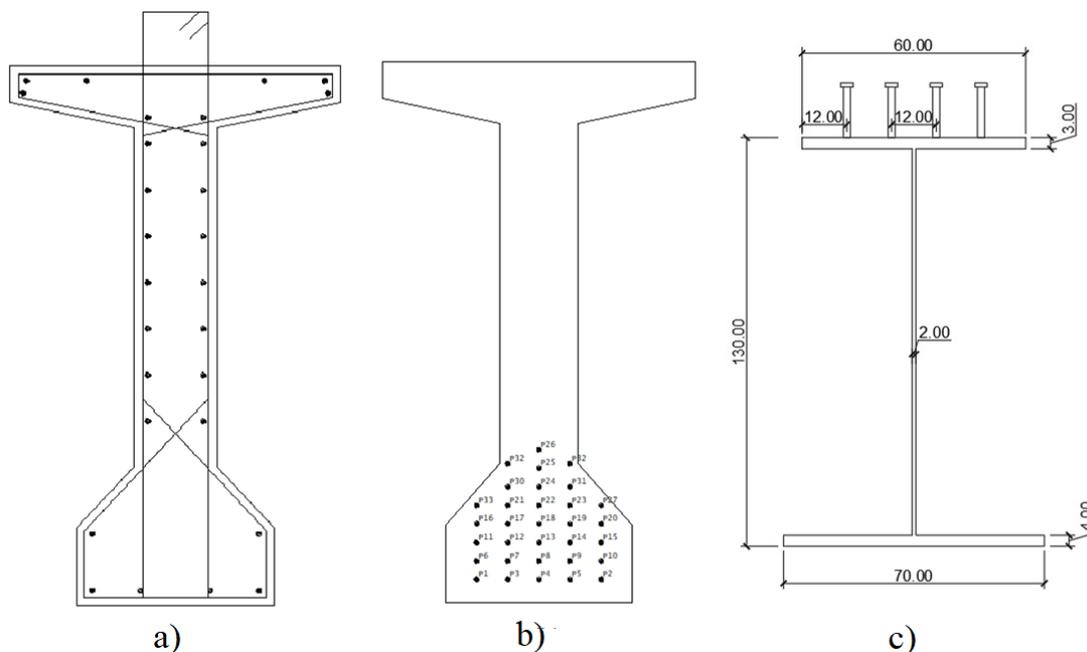


Figura 6 – Longarinas a) protendidas - armadura passiva b) protendida - armadura ativa c) mista

Na planilha foram lançados dados iniciais como o vão da ponte, largura, número de vigas, distância entre elas, espessura da laje, resistência do aço e resistência do concreto. Além destes dados, também foram inseridos os esforços cortante e momento fletor, gerados no CAD/TQS para a viga mais solicitada, e as dimensões e espessuras pré-definidas da viga I. A partir disso, foi possível verificar as longarinas comparando as tensões máximas e admissíveis, deslocamentos para cargas móveis e contra-flecha necessária. A Tabela 4 apresenta um resumo das verificações.

Tabela 2 – Verificação das vigas de aço e laje

Tensão	Admissível (kN/cm ²)	Máxima (kN/cm ²)
Tração e compressão na flexão	19,25	5,93
Cisalhamento na alma	11,55	1,40
Compressão no concreto	1,80	0,27

Além da verificação da seção em aço, também foi necessário realizar o cálculo dos conectores de cisalhamento para cada viga, assim, atendendo às verificações de resistência à fadiga e ELU normal, foi escolhido o modelo stud bolt com dimensões de 13,65 cm de altura, e diâmetro de 1,90 cm. Definiu-se quatro conectores por seção com espaçamento de 30 cm, resultando em 400 conectores de cisalhamento para cada longarina. Em seguida, passou-se para verificação da necessidade de enrijecedores. No apoio analisou-se as tensões cisalhantes considerando as dimensões do aparelho de apoio de neoprene escolhido. Em relação aos enrijecedores transversais e longitudinais ao longo do vão, optou-se pelo engrossamento da alma a fim de dispensar esses enrijecedores. Por fim, verificou-se a fadiga nos detalhes críticos: solda de composição dos perfis, emenda soldada e solda no pé dos conectores e enrijecedores de apoio.

A viga pré-definida não passou na verificação da flecha, sendo que o valor do deslocamento considerando a carga do veículo, multidão e passeio da viga mais solicitada resultou em 3,87 cm ultrapassando o limite de 3,68 cm. Desta forma, fez-se necessária uma alteração nas dimensões da longarina, conforme seção apresentada na Figura 6. Com o engrossamento da alma e das mesas, o valor de deslocamento resultou em 2,75 cm.

Para a transferência de esforços das longarinas aos encontros, foram utilizados aparelhos de neoprene fretado. Neste dimensionamento, foi utilizado o software Scape, disponível gratuitamente no site da empresa TQS informática. Após inserir os esforços na região de apoios das longarinas, o software verifica as deformações máximas e tensões máximas e mínimas que o apoio deve suportar, com isso foi possível escolher o modelo indicado para cada ponte. No caso das longarinas protendidas, definiu-

se um aparelho com dimensões de 35 cm x 45 cm x 5,70 cm, já para as longarinas mistas, as dimensões escolhidas foram de 25 cm x 20 cm x 7,40 cm.

O CAD/TQS não possui o material neoprene fretado cadastrado, portanto optou-se pelo lançamento dos aparelhos de apoio como pilares fictícios, ajustando sua altura para que a rigidez fosse equivalente mesmo indicando outro material.

Os encontros são elementos rombudos tridimensionais que recebem esforços verticais, transferidos pelas longarinas e esforços horizontais, transmitidos devido ao empuxo de terra. Estes elementos foram pré-dimensionados baseando-se em dimensões usuais de projetos, resultando em estruturas com 1 m de altura, 1 m de largura e comprimento igual à seção transversal da ponte de 15,90 m. Os mesmos foram adicionados aos modelos no CAD/TQS, no pavimento intermediário entre a superestrutura e as fundações das pontes, como vigas transversais de concreto armado.

Com o intuito de avaliar a melhor solução para diferentes solos, as superestruturas de concreto protendido e mista de aço e concreto tiveram suas fundações calculadas para dois terrenos diferentes, um classificado como solo de boa capacidade de carga e outro considerado como solo de baixa capacidade, conforme ensaios SPT disponíveis para cada terreno.

Conforme sondagens, para o solo de boa qualidade definiu-se um terreno caracterizado predominantemente por silte arenoso sem presença de água. Já o solo de baixa capacidade de carga, é caracterizado por argila siltosa e também sem a presença de água nas escavações. Desta forma, foram dimensionadas fundações compostas por estacas pré-moldadas de concreto armado, com 40 cm de diâmetro. A profundidade no solo de boa qualidade foi de 8 m, com N_{spt} médio do fuste de 13 e N_{spt} da ponta de 44, enquanto no solo de baixa qualidade foi de 13 m, N_{spt} médio do fuste de 10 e N_{spt} da ponta de 54. Os cálculos foram realizados manualmente pelo método de Aoki-Velloso, com o auxílio de planilhas Excel, atendendo as especificações indicadas pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

Conforme Velloso e Lopes (2010), a carga admissível de cada estaca é calculada pela soma da resistência lateral e resistência de ponta, dividida por 2 que é o fator de segurança global indicado no método. Ainda, foi necessário considerar o efeito de grupos de estacas. Conforme Hachich et al. (1998), para solos arenosos a capacidade de carga do grupo de estacas é igual a soma das capacidades individuais das estacas, enquanto para solos argilosos a eficiência das estacas pode variar dependendo da distância entre elas. Neste caso, as estacas foram posicionadas com distância entre eixos de pelo menos 4 diâmetros, assim o resultado final de capacidade de carga, para cada estaca do solo argiloso foi 78% do valor encontrado pelo cálculo de Aoki-Velloso. A Tabela 3 apresenta os valores finais para cada estaca.

Tabela 3 – Capacidade de carga das estacas pré-moldadas

	Solo com boa capacidade de carga	Solo com baixa capacidade de carga
Capacidade de carga de uma estaca	672.51 kN	451.06 kN
Efeito de grupo de estacas	1.00	0.78
Capacidade de carga de uma estaca no grupo	672.51 kN	351.83 kN

Com o valor de capacidade de carga de cada estaca e as reações geradas pelas pontes, fez-se o cálculo de quantas estacas seriam necessárias para suportar cada ponte. Na Tabela 4, são apresentados os dados de reações e número de estacas em cada apoio, para cada ponte em cada tipo de solo.

Tabela 4 – Reações e número de estacas

	Ponte Mista	Ponte em Concreto Protendido
Soma das reações verticais	38669 kN	93921 kN
Nº de estacas no solo com boa capacidade de carga	9	18
Nº estacas no solo com baixa capacidade de carga	13	27

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), os blocos de coroamento são os elementos responsáveis por transferir a carga das pontes para as fundações profundas, neste caso as estacas. Para isso, foram criados três blocos de coroamento sob cada encontro da ponte, no pavimento fundação do CAD/TQS. Suas dimensões variaram conforme o número de estacas e respeitam os espaçamentos mínimos considerados no efeito de grupo. O dimensionamento desses elementos foi feito de forma automatizada através do software.

O dimensionamento e verificação da superestrutura e infraestrutura para cada material e tipo de solo, resultaram em quatro pontes diferentes. Para cada ponte foi realizado um quantitativo de materiais englobando apenas os elementos estruturais, desconsiderando revestimento, guarda-corpo e guarda-rodas, que seriam iguais para as duas estruturas. Assim, foram avaliados seus custos pela tabela do SICRO de outubro de 2022/Rio Grande do Sul, última atualização disponível, a exceção foi o concreto usinado de Fck 45 MPa, que foi considerado de acordo com o SINAPI de janeiro de 2023, pois não constava no SICRO. Nos orçamentos foram contabilizados apenas os custos com materiais, excluindo mão de obra e BDI.

Resultados e discussão

Conforme as reações geradas pelas duas estruturas (Tabela 4), verificou-se que o peso próprio dos elementos da ponte com superestrutura mista de aço e concreto equivale a aproximadamente 40% do peso próprio resultante para a ponte com superestrutura de concreto protendido, influenciando diretamente no dimensionamento de todos os elementos que apoiam as vigas. A Tabela 5 apresenta os valores derivados dos orçamentos para cada superestrutura em cada tipo de solo, sendo que a diferença foi calculada tomando o concreto protendido como referência.

Tabela 5 – Orçamentos

Solos	Boa capacidade de carga			Baixa capacidade de carga		
	Ponte Mista (R\$)	Ponte em Concreto Protendido (R\$)	Diferença (%)	Ponte Mista (R\$)	Ponte em Concreto Protendido (R\$)	Diferença (%)
Lajes	263.141,16	26.3141,16	0,00	26.3141,16	26.3141,16	0,00
Aparelhos de apoio	3.726,51	10.407,72	-64,19	4.289,63	10.407,72	-58,78
Longarinas	2.354.745,48	354.983,69	563,34	2.354.745,48	35.4983,69	563,34
Transversinas	125.064,63	15.072,27	729,77	125.064,63	15.072,27	729,77
Encontros	37.603,93	47.662,91	-21,10	37.603,93	47.662,91	-21,10
Blocos	48.947,90	125.550,61	-61,01	74.363,74	487.519,15	-84,75
Estacas	42.504,37	85.008,74	-50,00	98.831,30	205.265,02	-51,85
TOTAL	2.875.733,99	901.827,11	218,88	2.958.039,88	1.384.051,91	113,72

Os valores gastos com as lajes pré-moldadas são os mesmos para todas as soluções, pois elas possuem as mesmas dimensões e método construtivo. As diferenças começam nas longarinas e transversinas, onde a diferença de valor entre os materiais aço e concreto protendido é maior que 560%².

Para os aparelhos de apoio e encontros, ambos apresentaram valores menores nas estruturas mistas, devido às menores solicitações geradas. Seguindo para as fundações, pode-se destacar que além do número de estacas ser praticamente a metade para ambos os solos na estrutura mista, o volume dos blocos de coroamento também é inferior, sendo seus custos para o solo de boa qualidade equivalentes a aproximadamente 40% do valor gasto com os blocos na estrutura de concreto protendido. Já para o solo de baixa qualidade esta diferença é ainda maior, os blocos na estrutura mista equivalem a menos de 20% do total gasto com os blocos da ponte protendida.

² O trabalho foi desenvolvido em 2020, neste ano, a diferença de custo entre materiais das vigas em aço e protendidas ficou 244% para longarinas e 312% para transversinas.

Comparando-se os resultados totais dos custos de cada ponte, em ambos os casos a estrutura protendida se fez mais econômica, e isso se deve principalmente pelo alto custo das longarinas e transversinas de aço. Para o solo de boa qualidade a diferença entre as duas superestruturas ficou em aproximadamente 218,88%, logo para o solo de baixa qualidade a diferença diminuiu para 113,72%, devido à necessidade de fundações mais robustas na estrutura em concreto protendido. Uma possível solução para diminuir os custos das longarinas mistas, seria utilização de enrijecedores transversais, diminuindo assim a espessura da alma e consequentemente seu peso e custo.

Comparando as duas superestruturas calculadas, observa-se nos gráficos da Figura 8, que para a ponte mista há uma discrepância entre os custos das longarinas e do restante dos elementos estruturais, no entanto isso não ocorre para a ponte protendida, onde a divisão de valores foi mais uniforme.

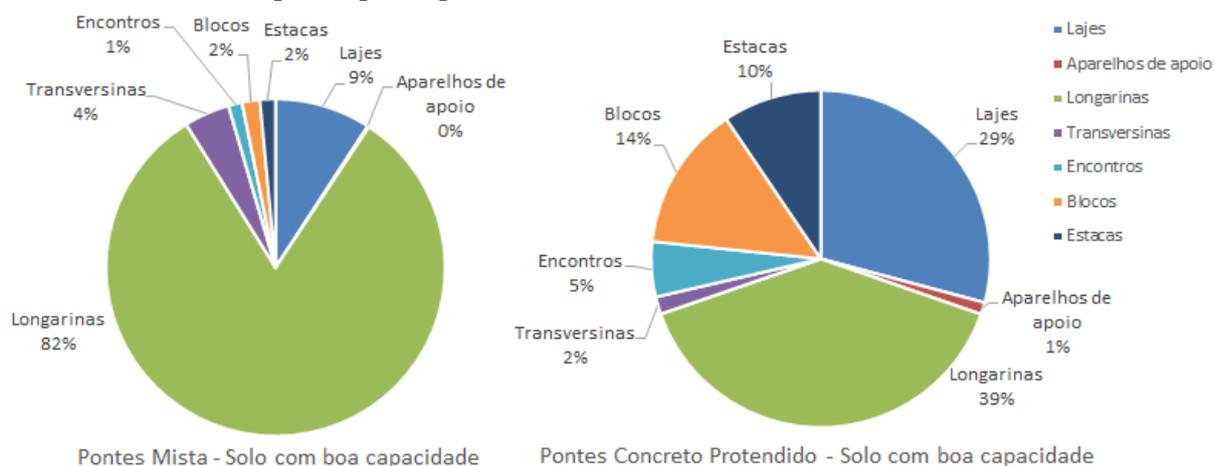


Figura 7 – Custos dos elementos estruturais das pontes no solo com boa capacidade de carga

Nos gráficos da Figura 8, percebe-se que a diferença entre as longarinas mistas e o restante dos elementos estruturais continua alta. Porém na ponte em concreto protendido, observa-se que as longarinas já não são o elemento com maior valor, mas sim os blocos de fundação. Como o solo possui baixa capacidade de carga, foi necessário um maior número de estacas e consequentemente blocos com seções maiores para suportar as solicitações geradas pela superestrutura.

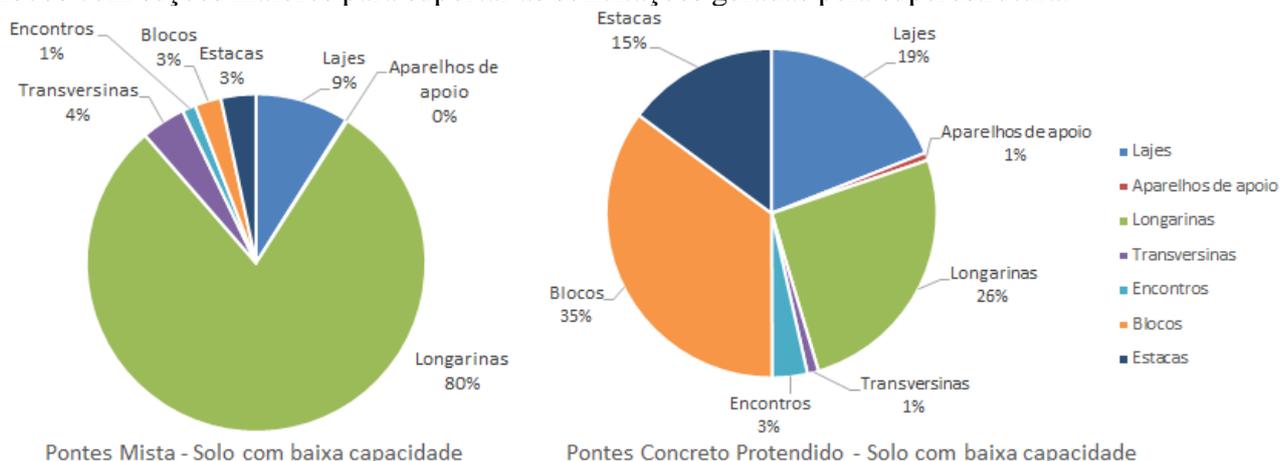


Figura 8 – Custos dos elementos estruturais das pontes no solo de baixa capacidade de carga

Conclusões

Este estudo teve como objetivo principal comparar os materiais empregados nas superestruturas de pontes com 30 m de vão avaliando a solução mais econômica: concreto protendido ou misto aço-concreto. Para isso as estruturas foram dimensionadas contando com o auxílio de softwares e planilhas, além disso as fundações foram calculadas para dois solos com capacidades de cargas diferentes.

Para o caso do vão estudado, a superestrutura de concreto protendido resultou na solução mais econômica, apesar de ser mais pesada e necessitar de fundações consideravelmente maiores do que as necessárias para a estrutura mista. Vale destacar que todos os elementos estruturais que apoiam as longarinas foram mais econômicos na ponte mista, assim como o volume das vigas e seu peso são menores, porém o material utilizado para as longarinas e transversinas possui um custo muito maior quando comparado com o concreto protendido. Desta forma, a provável compensação que imaginou-se para a estrutura mista, entre um maior custo com longarinas e um menor custo com fundações não se confirmou.

Agradecimentos

As autoras do trabalho gostariam de agradecer à empresa TQS Informática pela disponibilização de uma licença gratuita durante o período de elaboração do trabalho.

Referências

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORT OFFICIALS. AASHTO LRFD bridge: design specifications. Washington, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2003a.
- _____. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2003b.
- _____. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2008.
- _____. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2013.
- _____. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2014.
- _____. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2019.
- DEBS, Mounir Khalil El; TAKEYA, Toshiaki. Introdução às pontes de concreto. Texto provisório de apoio à disciplina SET-412. Universidade de São Paulo, 2007.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de projeto de obras-de-arte especiais. Rio de Janeiro: Ipr, 1996. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/698_manual_de_projeto_de_obras_de_arte_especiais.pdf>. Acesso em: 15 maio 2019.
- HACHICH, Waldemar et al. Fundações: Teoria e Prática. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998.
- LEONHARDT, Fritz. Construções de concreto: Princípios básicos da construção de pontes de concreto. Tradução de João Luís Escocteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. 6 v.
- PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Hélio. Pontes e viadutos em vigas mistas. Rio de Janeiro: Ibs/cbca, 2007.
- VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.