



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

Faelma Barros da Silva

**COMPARAÇÃO DO CUSTO DE UMA LONGARINA EM CONCRETO ARMADO E EM
CONCRETO PROTENDIDO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA**

**Palmas - TO
2017**



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

Faelma Barros da Silva

COMPARAÇÃO DO CUSTO DE UMA LONGARINA EM CONCRETO ARMADO E EM CONCRETO PROTENDIDO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho.

**Palmas – TO
2017**

FAELMA BARROS DA SILVA

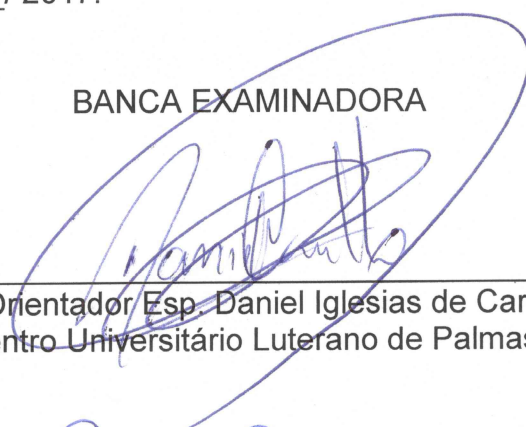
**COMPARAÇÃO DO CUSTO DE UMA LONGARINA EM CONCRETO ARMADO E EM
CONCRETO PROTENDIDO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

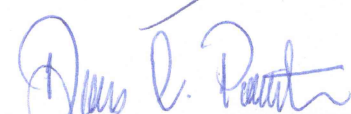
Orientador: Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho.

Aprovada em 23/05 / 2017.

BANCA EXAMINADORA



Prof. Orientador Esp. Daniel Iglesias de Carvalho
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Examinador Esp. Denis Cardoso Parente
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Examinador Esp. Rafael Alves Amorim
Centro Universitário Luterano de Palmas

**Palmas - TO
2017**

Dedico esse trabalho às pessoas mais importantes da minha vida, minhas filhas Rayssa e Kamyla, e à minha querida mãe Luiza Barros da Silva.

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.”

Charles Chaplin

RESUMO

SILVA, Faelma Barros. Comparação do custo de uma longarina em concreto armado e em concreto protendido de uma ponte rodoviária. 2017. 68 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2017.

As pontes são estruturas que fazem parte da paisagem urbana, e são indispensáveis para a locomoção numa cidade. Tem o objetivo de transpor um obstáculo, seja ele um rio, córrego, mar, rodovia etc. Dependendo do obstáculo, dimensão e, também, utilização, é denominado de pontes, galerias, passarelas e viadutos. O processo de construção de uma ponte se dá pelo tipo de material a ser empregado. Ao longo da história foram registradas construções de pontes com diferentes materiais, desde pedras ao concreto. No Brasil, é comum a construções de pontes nas rodovias em concreto armado, porém há outras técnicas construtivas que podem ser levadas em consideração na hora de se projetar essas obras de arte. Dentre elas podemos citar o concreto protendido. O presente trabalho tem como finalidade: fazer uma comparação quanto ao custo de se executar uma longarina pelos métodos construtivos: concreto protendido e concreto armado convencional, apresentando o detalhamento deste elemento estrutural por estes dois métodos. Com isso, sendo possível analisar qual método é mais viável economicamente para o modelo estrutural apresentado.

Palavras-chave: Pontes. Concreto Armado. Concreto Protendido. Método Construtivo.

ABSTRACT

SILVA, Faelma Barros. Comparison of the economic viability of beams in prestressed concrete and reinforced concrete of a road bridge. 2017. 68 p. Course Completion Work - Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas / TO, 2017.

As bridges are structures that are part of the urban landscape, and are indispensable for a locomotion in the city. It has the purpose of transporting an obstacle, a river, a river, a sea, a highway, etc. Depending on the obstacle, dimension, too, are used of bridges, galleries, walkways and viaducts. The process of building a bridge is given by the type of material being employed. Throughout history have been recorded constructions of bridges with different materials, from stones to concrete. In Brazil, it is common to construct bridges on highways in reinforced concrete, however, there are other technical constructions that can be taken into account when designing these works of art. Among them it can cite the prestressed concrete. The objective of this work is to compare the execution cost of a width by the constructive methods: prestressed concrete and conventional reinforced concrete, presenting the detail of this structural element by these two methods. With this, it is possible to analyze which method is more economically feasible for the presented structural model.

Keywords: Bridges. Armed Concrete. Prestressed concrete. Constructive Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Estrutura da ponte	16
Figura 2	Ponte em viga de alma cheia	20
Figura 3	Ponte em viga caixão	21
Figura 4	Ponte treliçada.....	22
Figura 5	Ponte em pórticos.....	22
Figura 6	Ponte em arco	23
Figura 7	Ponte pênsil.....	24
Figura 8	Ponte estaiada.....	24
Figura 9	Características nas categorias: CP 190-210	32
Figura 10	Seção transversal no meio do vão.....	34
Figura 11	Seção transversal no apoio	34
Figura 12	Seção longitudinal da ponte com longarinas em concreto armado.....	35
Figura 13	Esquema das cargas permanentes distribuídas e concentradas	36
Figura 14	Seção transversal carregada com veículo tipo e multidão.....	37
Figura 15	Vista superior da laje carregada	38
Figura 16	Trem-tipo da longarina.....	38
Figura 17	Seção transversal do meio do vão de 18m.....	42
Figura 18	Seção transversal do meio do vão de 20m.....	43
Figura 19	Seção transversal nos apoios 2 e 3.....	43
Figura 20	Seção transversal nos apoios 1 e 4.....	44
Figura 21	Posicionamento dos estribos da longarina (cm)	44
Figura 22	Detalhamento da seção transversal dos estribos (cm)	45
Figura 23	Seção transversal no meio do vão (cm)	45
Figura 24	Seção transversal nos apoios (cm).....	46
Figura 25	Seção transversal na ancoragem (cm)	46
Figura 26	Divisão da longarina por figuras geométricas conhecidas.....	47

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	11
1.1	Objetivos	13
1.1.1	Objetivo geral.....	13
1.1.2	Objetivos específicos	13
1.2	Justificativa.....	14
1.3	Problema.....	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1	Conceito e definição de pontes	16
2.2	Desenvolvimento histórico da construção de pontes	17
2.3	Classificação das pontes.....	19
2.4	Sistema estrutural usualmente empregado em pontes	19
2.4.1	Sistema de Pontes em Laje	19
2.4.2	Sistema de Ponte em Viga de Alma cheia	20
2.4.3	Sistema de Ponte em Viga Caixaõ	20
2.4.4	Sistema de ponte Treliçada	21
2.4.5	Pontes em Pórticos.....	22
2.4.6	Pontes em Arco	23
2.4.7	Pontes suspensas por Cabos	23
2.5	Carregamentos	25
2.5.1	Ação permanente.....	25
2.5.2	Ações variáveis.....	25
2.5.3	Ações excepcionais	26
2.6	Conceitos e acepções quanto a pontes rodoviárias.....	26
2.7	Elementos componentes das pontes	26
2.7.1	Elementos da Superestrutura	27
2.7.1.1	Lajes do Tabuleiro	27
2.7.1.2	Vigamento do tabuleiro	27
2.7.1.3	Passeios para pedestres, guarda-corpos e barreiras de proteção.....	27
2.7.1.4	Cortinas e alas	28
2.7.1.5	Placa de transição.....	28
2.7.1.6	Juntas de dilatação.....	28

2.7.2	Elementos da Mesoestrutura	29
2.7.3	Elementos da infraestrutura	29
2.8	Conceito de protensão	29
2.9	Solicitações Principais.....	30
2.10	Definição de Concreto Armado	31
2.11	Definição de Concreto Protendido	31
3	METODOLOGIA	33
3.1	Características geométricas e dos materiais da superestrutura da ponte em estudo	34
3.2	Forças Externas – Cargas Permanentes	36
3.3	Cargas Móveis	37
3.3.1	Determinação do coeficiente de impacto vertical.....	39
3.3.2	Envoltória das solicitações de serviço	39
3.4	Detalhamento da longarina em Concreto Armado	40
3.5	Detalhamento da longarina em Concreto Protendido	40
3.6	Comparação quanto ao custo	41
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	42
4.1	Detalhamento da longarina em Concreto Armado	42
4.2	Dimensionamento da longarina em Concreto Protendido	45
4.2.1.1	Redimensionamento da longarina em Concreto Protendido	47
4.3	Comparação quanto ao custo	54
4.3.1	Memorial de cálculo da longarina em Concreto Armado	54
4.3.1.1	Concreto da longarina.....	54
4.3.1.2	Aço da longarina.....	55
4.3.2	Memorial de cálculo da longarina em concreto protendido.....	57
4.3.2.1	Concreto da longarina.....	57
4.3.3	Planilhas orçamentárias.....	58
4.3.3.1	Orçamento da longarina em Concreto Armado.....	58
4.3.3.2	Orçamento da longarina em Concreto Protendido.....	58
5	CONCLUSÃO	59
6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	61
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62
	ANEXOS	64

1 INTRODUÇÃO

Segundo o autor Leonhardt (1983), o Brasil é o país que detém o maior volume de água em bacias interiores no mundo, ou seja, dentro do seu território são encontrados os mais diversos tipos de fluxos de escoamento superficial de águas, sejam eles na forma de rios, córregos, lagoas, lagunas, canais, entre outros. Tanta disponibilidade de água acarreta a necessidade de transportar esses corpos hídricos como forma de acesso às margens e áreas localizadas no pós-leito.

As pontes são estruturas que fazem parte da paisagem urbana, de acordo com Marchetti (2008), e são indispensáveis para a locomoção numa cidade. Tem o objetivo de transportar um obstáculo, seja ele um rio, córrego, mar, rodovia, dentre outros. Dependendo do obstáculo, dimensão e, também, utilização é denominado de pontes, galerias, passarelas e viadutos.

Dentro desse contexto, Leonhardt (1983) afirma que, a necessidade de implantação de pontes modernas se tornou imperioso, como meio de facilitação da circulação de pessoas, bens e produtos no âmbito dessas novas áreas polos. Deu-se então um salto na construção de pontes de concreto em todo o país, fazendo com que o setor da construção civil brasileira e mundial demonstrasse interesse em se aperfeiçoar e buscar mercado respectivamente.

Nas últimas décadas houve um grande salto tecnológico na construção de pontes, essa busca teve como intuito equalizar todos os elementos envolvidos no ciclo produtivo, visando aumentar a produtividade nos canteiros e dessa forma maximizar a viabilidade técnica e financeira de obras de toda natureza.

Na construção de pontes utilizando o concreto protendido, segundo o autor Alves (2014), tem-se a eliminação das fissuras no corpo dos elementos estruturais submetidos, a redução das tensões de tração provocadas pela flexão e pelos esforços cortantes; redução nas quantidades necessárias de concreto e de aço, devido ao emprego eficiente de materiais de maior resistência. Permite vencer vãos maiores que o concreto armado convencional. Para o mesmo vão, permite reduzir a altura necessária da viga; facilita o emprego generalizado de pré-moldagem, uma vez que a protensão elimina a fissuração durante o transporte das peças.

Segundo o autor Pfeil (1984), durante a operação da protensão, o concreto e o aço são submetidos a tensões em geral superiores às que poderão ocorrer na viga sujeita as cargas de serviço, a operação da protensão constitui neste caso, uma espécie de prova de carga da viga; uma das vantagens mais importantes do concreto protendido é o da alínea d acima. Para ilustrá-la, pode se citar o fato de que as pontes com vigas retas de concreto armado têm seu vão livre limitado a 30m ou 40m, enquanto as pontes com vigas retas protendidas já atingiram vãos de 250m.

O presente trabalho tem como finalidade: fazer uma comparação quanto ao custo de uma longarina executada nos métodos construtivos: concreto protendido e concreto armado convencional, apresentando o detalhamento deste elemento estrutural por estes dois métodos. Com isso, será possível fazer uma análise de qual método é mais viável economicamente para o modelo estrutural que será apresentado.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Comparar o custo de uma longarina de uma ponte rodoviária executada nos métodos construtivos: concreto armado e concreto protendido, realizando os orçamentos dos principais materiais utilizados na composição desta estrutura, através dos detalhamentos apresentados ao longo do trabalho.

1.1.2 Objetivos específicos

- Apresentar o modelo da ponte de estudo;
- Apresentar o detalhamento da longarina em concreto armado;
- Apresentar o detalhamento da longarina em concreto protendido;
- Redimensionar a longarina em concreto protendido reduzindo a seção transversal;
- Realizar o levantamento dos materiais utilizados nos dois métodos construtivos, apresentando os orçamentos e comparando quanto à viabilidade econômica para o modelo estrutural analisado.

1.2 Justificativa

De acordo com Marchetti (2008), as pontes são estruturas que fazem parte da paisagem urbana, e são indispensáveis para a locomoção numa cidade. Tem o objetivo de transpor um obstáculo, seja ele um rio, córrego, mar, rodovia etc. Dependendo do obstáculo, dimensão e, também, utilização, é denominado de pontes, galerias, passarelas e viadutos. O processo de construção de uma ponte se dá pelo tipo de material a ser empregado. Ao longo da história foram registradas construções de pontes com diferentes materiais, desde pedras ao concreto. No Brasil, é comum a construções de pontes nas rodovias em concreto armado, porém há outras técnicas construtivas que podem ser levadas em consideração na hora de se projetar essas obras de arte. Dentre elas podemos citar o concreto protendido.

Este trabalho apresentará o detalhamento desta técnica construtiva, como também apresentará o detalhamento da longarina em concreto armado, sendo aplicada à longarina de uma ponte rodoviária, e comparando-a com o método de concreto armado convencional. Comparando, assim, quanto ao custo de se utilizar estes métodos a um determinado modelo de ponte a ser estudado.

Com isso, este trabalho se torna relevante por apresentar um comparativo de orçamentos para que se possa definir um tipo construtivo para a elaboração de um projeto dessa natureza. Também, se justifica pela importância da temática para os futuros profissionais da engenharia civil, haja vista que, a execução de pontes sempre demonstrou ser um desafio para todos os envolvidos, desde a elaboração do projeto até a entrega do produto pronto para utilização. Para a comunidade acadêmica o presente trabalho servirá como fonte de dados para novos estudos bem como para o aprofundamento nessa linha de pesquisa especificamente.

1.3 Problema

Qual método construtivo: concreto protendido ou concreto armado convencional, é mais viável quanto ao custo para execução de longarinas de uma determinada ponte rodoviária em estudo?

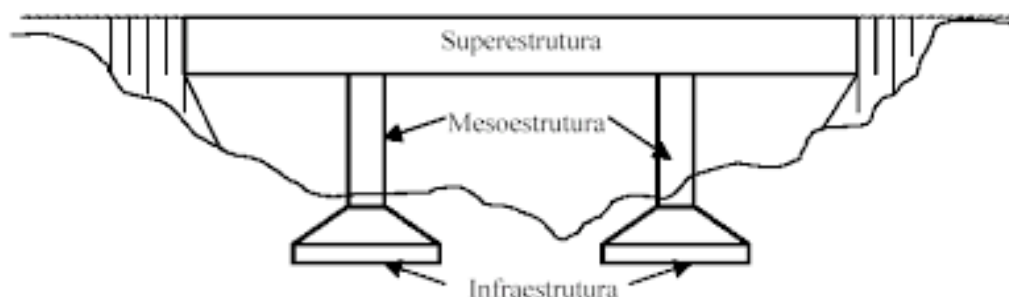
2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Conceito e definição de pontes

Debs; Takeya (2007) descrevem como ponte, qualquer obra que tenha como finalidade transpor obstáculos que venham a impedir a continuidade de uma via. Os obstáculos citados podem ser naturais: rios, vales, braços de mar, etc., e obstáculos criados pelo homem, como lagos artificiais, vias em geral entre outros, sendo que em alguns casos a obra é definida como viaduto. Do ponto de vista técnico, pontes e viadutos são obras similares e classificadas como Obra de Arte Especial.

Tendo como base de definição as características estruturais, uma ponte pode ser dividida em três secções independentes, que são a infraestrutura, a mesoestrutura e a superestrutura. A definição de cada parte é dada a seguir (VITÓRIO, 2002).

Figura 1 Estrutura da ponte



Fonte: disponível em: <<http://engenharia.anhembri.br>>. Acesso em: 04 abr. 2016

- **Infraestrutura:** é o elemento estrutural responsável por receber os esforços da mesoestrutura e posteriormente transferidos para o terreno onde a obra encontra-se em implantação. Os blocos, as sapatas, as estacas, os tubulões etc., são os elementos constituintes da infraestrutura, assim como as peças de ligação dos diversos elementos entre si, e destes com a mesoestrutura. (VITÓRIO, 2002)
- **Mesoestrutura:** Composta pela estrutura medial (pilares), que é o componente com atribuição de receber esforços da superestrutura e os

provenientes das ações sobre pilares, repassando-os para a infraestrutura. (VITÓRIO, 2002)

- **Superestrutura:** Em sua constituição estão inclusas, de forma geral, as lajes, as vigas (principal e secundária). Trata-se do elemento de suporte direto do extrato. (VITÓRIO, 2002)

Debs; Takeya (2007), explicam que os encontros são definidos como elementos de composição da infraestrutura para uma corrente de profissionais e pesquisadores do ramo, e para uma outra vertente, esse elemento compõe a mesoestrutura. Os encontros apresentam características variáveis do ponto de vista estrutural em geral, porém têm como atribuição estrutural principal a absorção das forças de empuxo dos aterros de acesso.

2.2 Desenvolvimento histórico da construção de pontes

Segundo Leonhardt (1979), os primeiros modelos de pontes foram implantados com estrutura bastante simples, empregando madeira, pedra e outros materiais bastante simples no processo construtivo.

A história da construção de pontes remonta para as estruturas implantadas em Roma, sendo as mais antigas construídas em pedra por meio do emprego da técnica dos arcos. Dentre as pontes de pedra mais antigas pode-se citar três delas que ainda hoje são utilizadas pela população de Roma, que são: Ponte Fabrício construída em 62 a.C, a Ponte São Ângelo construída em 134 d.C. e a Ponte Céstio construída em 365 d.C. (LEONHARDT, 1979).

Existem registros históricos de estruturas semelhantes a pontes em madeira que teriam sido utilizadas pelos romanos visando a transposição de rios e lagos. No período do Renascimento, Palladio utilizou vãos de 30 m com treliças triangulares por ele mesmo elaboradas. Outros exemplares dessa natureza estrutural são as pontes Grubenmann, erguida na cidade suíça de Schaffhausen transpondo uma faixa urbana do Rio Reno com dois vãos de 52 e 59 m, e a ponte construída na cidade alemã de Wittemberg sobre o rio Elba, com 14 vãos de 56 m em treliça (LEONHARDT, 1979).

Debs; Takeya (2007), explicam que no final do século XVIII teve início um período transitório entre o uso de pontes de madeira e as pontes em estrutura metálica, mudança esta que teve duração aproximada de 40 anos, com início e fim dentro de uma mesma geração.

Nos primórdios dessa nova técnica foram implantadas algumas pontes em ferro fundido, sendo que a primeira ponte a ser construída com esse novo material foi a ponte do Rio Oder, na Prússia e teve sua construção totalmente implementada pelo exército alemão. Também consta como precursora a construção da ponte sobre o Rio Severn na Inglaterra no ano de 1779, sendo essa totalmente construída em ferro fundido com vão de 31 metros de comprimento e 15 de largura e com 59 metros de extensão total (DEBS; TAKEYA, 2007).

Entre as pontes feitas em treliças de aço, as primeiras se encontram nos Estados Unidos datadas de 1840, seguido da Inglaterra em 1845, Alemanha também em 1845, Rússia em 1857. No Brasil as primeiras pontes foram construídas entre os anos de 1850 e 1880 (PINHO; BELLEI, 2007).

Os registros oficiais apontam que as primeiras pontes construídas em concreto armado surgiram no início do século XX. Estas pontes eram constituídas de tabuleiros em concreto armado e a sustentação estrutural era feita em arcos tri articulados de concreto simples. O emprego do concreto armado na mesoestrutura passou a ser utilizado a partir de 1912, em que pontes de viga e de pórtico, com vãos de até 30 m, passaram a ser usualmente empregados.

Segundo Pinho; Bellei (2007), foi a partir de 1938 que o concreto protendido teve sua difusão em larga escala como novo material de construção de pontes, porém, somente com o fim da Segunda Guerra Mundial que este modelo construtivo passou ser empregado com maior assiduidade.

2.3 Classificação das pontes

Atualmente existem várias classificações para as pontes, sendo as mais usuais baseadas na finalidade de utilização, material de construção, tipo estrutural, tempo de utilização e mobilidade do estrato (BRASIL, 2003).

Quanto à finalidade as pontes podem ser divididas em rodoviárias, ferroviárias, passarelas, rodoferroviárias, etc. Podem, também, destinar-se ao suporte de dutos e, até mesmo, de vias navegáveis (BRASIL, 1987).

Quanto ao material empregado na construção, as pontes são divididas em pontes de madeira, pontes de pedras, pontes de concreto (simples, armado ou protendido) e pontes metálicas (BRASIL, 1987).

Quanto ao padrão estrutural as pontes são construídas utilizando subdivisões de suporte e sustentação, que são atribuídas as lajes, vigas, caixão, treliças, pórticos, arcos ou suspensas. Quanto ao tempo de uso as pontes encontram-se subdividas em permanentes e provisórias (BRASIL, 1987).

E em última definição, as pontes são classificadas quanto à mobilidade do substrato, estando subdividas em pontes flutuantes, pontes corrediças, pontes levadiças, pontes basculantes e pontes giratórias (BRASIL, 1987).

2.4 Sistema estrutural usualmente empregado em pontes

2.4.1 Sistema de Pontes em Laje

Segundo Lima (2011), as pontes em laje são constituídas de seção transversal desprovida de qualquer tipo de viga, sendo então empregado um sistema estrutural com apoio simples ou contínuo. Esse modelo de sistema estrutural pode apresentar algumas características que o torna viavelmente mais propício, como baixa altura de construção, melhor resistência à torção e rapidez no processo de execução, possuindo também boa relação estética. Pode ser moldada in loco ou ser construída com elementos pré-moldados, tendo como característica a

simplicidade nos detalhes das fôrmas e armaduras tornando concretagem menos complexas.

As soluções de pontes em laje podem ser de concreto armado ou protendido com a relação entre a espessura da laje e o vão variando de 1/15 a 1/20 para concreto armado e até 1/30 para concreto protendido. Quando os vãos são muito grandes, o peso próprio é muito alto e costuma-se adotar a solução da seção transversal em laje alveolada, onde os vazios podem ser conseguidos com fôrmas perdidas, através de tubos ou perfilados retangulares de compensado ou de plástico (LIMA, 2011),

2.4.2 Sistema de Ponte em Viga de Alma cheia

As pontes em vigas de alma cheia possuem um sistema de vigas que suportam o tabuleiro. As vigas principais são denominadas longarinas e as vigas destinadas a aumentar a rigidez da estrutura são transversinas. (LIMA, 2011)

Figura 2 Ponte em viga de alma cheia



Fonte: disponível em: <www.atrativaengenharia.com.br>. Acesso em: 04 abr. 2016.

2.4.3 Sistema de Ponte em Viga Caixaão

As vigas caixaão como o próprio nome indica, são vigas formadas por duas ou mais almas e por uma mesa inferior única, além da mesa superior. Ao contrário das

pontes em vigas de alma cheia, neste tipo de estrutura não é necessário utilizar transversinas intermediárias, já que este tipo de estrutura confere grande rigidez à torção ao sistema. (LIMA, 2011)

Figura 3 Ponte em viga caixão



Fonte: disponível em: <grupo2metalica.no.comunidades.net>. Acesso em: 04 abr. 2016.

2.4.4 Sistema de ponte Treliçada

Segundo PINHO (2007), a treliça pode ser descrita como um conjunto de triângulos formados por peças retas e articuladas entre si. Quando adequadamente projetada, com proporções normais, uma treliça tem as seguintes características:

- a) Os eixos de todos os elementos são retos e concorrentes nos nós ou juntas;
- b) A treliça propriamente dita é carregada somente nos nós.

O sistema de treliças tem duas grandes vantagens: a primeira é a dos elementos só serem solicitados por cargas axiais, a segunda permitir alturas maiores com menor peso e redução de flecha.

A desvantagem econômica das pontes em treliça é o custo maior de fabricação, pintura e manutenção, e às vezes o fator estético, pelo cruzamento visual dos elementos. (PINHO, 2007)

Figura 4 Ponte treliçada



Fonte: disponível em: <grupo2metalica.no.comunidades.net>. Acesso em: 04 abr. 2016.

2.4.5 Pontes em Pórticos

De acordo com Pinho (2007), neste tipo de ponte a mesoestrutura é solidarizada monoliticamente a superestrutura, não sendo necessário, portanto, aparelhos de apoio nos pilares e reduzindo o comprimento de flambagem dos mesmos.

Normalmente possuem pilares inclinados, necessitando fundações inclinadas, também. Estes pilares, usualmente, estão sujeitos a uma grande carga de compressão. Isto faz com que esta solução seja recomendada para terrenos de bom suporte de cargas. (PINHO, 2007)

Figura 5 Ponte em pórticos



Fonte: disponível em: <vianatrilhos.com>. Acesso em: 04 abr. 2016.

2.4.6 Pontes em Arco

Este é o tipo mais antigo de ponte, as pontes em arco mais antigas que se tem notícia foram construídas pelos romanos por volta de 100 a.C. (PINHO, 2007)

Estas estruturas, devido à sua configuração geométrica, permitem o uso de concreto simples em pontes de grandes vãos. Isto acontece quando o eixo do arco é projetado segundo as linhas de pressão devidas à carga permanente, tirando proveito, desta maneira, da boa resistência à compressão do concreto. (PINHO, 2007)

Figura 6 Ponte em arco



Fonte: disponível em: <gigantesdomundo.blogspot.com>. Acesso em: 04 abr. 2016.

2.4.7 Pontes suspensas por Cabos

Neste tipo de ponte os tabuleiros são contínuos e são sustentados por cabos atirantados, podendo ser pênséis ou estaiadas. (PINHO, 2007)

Pinho (2007) diz ainda que nas pontes pênséis os cabos são ligados a dois outros cabos maiores que, por sua vez, ligam-se às torres de sustentação. A transferência das principais cargas às torres e às ancoragens em forma de pendurais é feita simplesmente por esforços de tração. Os cabos maiores comprimem as torres de sustentação, que transferem os esforços de compressão para as fundações. Neste tipo de ponte, quando sujeita a grandes cargas de vento, o tabuleiro apresenta grandes deslocamentos, por esta razão, exige-se que o mesmo seja projetado com grande rigidez à torção para minimizar este efeito.

Figura 7 Ponte pênsil



Fonte: disponível em: <www.ecivilnet.com>. Acesso em: 04 abr. 2016.

As pontes estaiadas diferem das pênsis na forma com que os cabos são ancorados. Nesse caso, os cabos são ancorados diretamente às torres de sustentação. Seu sistema estrutural consiste em um vigamento, com grande rigidez à torção, que se apoia nos encontros e nas torres de ancoragem, e por um sistema de estais partindo dos acessos do vigamento, que passam por uma das torres de ancoragem e dirigem-se ao vão central, para então ancorá-los e sustentar o vigamento. (PINHO, 2007)

Figura 8 Ponte estaiada



Fonte: disponível em: <www.pimenta.blog.br>. Acesso em: 04 abr. 2016.

Segundo Debs (2007), as torres deste tipo de ponte podem ser projetadas com grande esbeltez porque os estais transmitem apenas pequenas forças

provenientes do vento e contribuem em muito para a segurança contra a flambagem. Estas apareceram pela primeira vez na Alemanha em 1938, sendo uma das mais conhecidas a ponte Severin em Colônia, Alemanha construída em 1960, com um vão de 350.

2.5 Carregamentos

Segundo Debs (2007) tão importante quanto o valor dos carregamentos é o momento e a ordem que os carregamentos atuam, principalmente nas pontes em concreto protendido e nas em vigas pré-fabricadas e pré-moldadas em que ocorrem mudanças nas características da seção transversal.

De acordo com a NBR 8681 os carregamentos atuantes em estruturas de pontes podem ser divididos em três classes, a saber: permanente, variáveis e excepcionais.

2.5.1 Ação permanente

As ações permanentes são aquelas que permanecem constantes ou com pequena variação durante toda a vida útil da estrutura. As ações permanentes são divididas em diretas, tais como o peso próprio dos elementos, incluindo o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, e indiretas, como protensão, recalques de apoio e retração dos materiais. (Debs, 2007)

2.5.2 Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas que apresentam variações significativas de sua magnitude durante a vida útil da estrutura que são, no caso específico de pontes, as forças devido à frenagem e à aceleração, à aceleração centrífuga, à ação do vento, à variação de temperatura e às cargas móveis. Estas ações podem ser normais, quando possuem grande probabilidade de ocorrência para que sejam consideradas no projeto, ou especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou intensidade especiais. (Debs, 2007)

2.5.3 Ações excepcionais

Ações excepcionais são aquelas que têm pouca probabilidade de ocorrer e com pouco tempo de duração, podendo ser: choque de veículos ou navios nos pilares, esforços provenientes de abalos sísmicos e choque de veículos no guarda-rodas. (Debs, 2007)

Atualmente no Brasil, assim como no mundo, observa-se uma grande diversificação nos materiais empregados na construção de pontes, uma vez que alguns desafios tecnológicos que no passado eram obstáculos consideráveis para se fazer uma ponte, hoje em dia, com técnicas e materiais modernos, alguns desses obstáculos já não oferecem tanta dificuldade. Assim sendo, a opção do material a ser empregado na construção de uma ponte, em muitos casos hoje em dia, fica por conta da criatividade do projetista. (Debs, 2007)

No Brasil a ABNT define normas para cargas móveis em projetos de pontes. As normas mais recentes que abordam esse assunto datam de 1982 e vêm sofrendo atualizações periódicas. (Debs, 2007)

2.6 Conceitos e aceções quanto a pontes rodoviárias

A literatura existente sobre o tema apresenta diversas definições para uma ponte. De modo geral, todas estão corretas, diferenciando-se entre si apenas pela forma como estão redigidas. (THOMAZ, 2015)

Genericamente, ponte é toda a obra necessária para manter a continuidade de uma via quando existe algum tipo de obstáculo. Especificamente, denomina-se ponte a obra de transposição, quando o obstáculo é constituído por água, cabendo-lhe estabelecer a ligação entre duas margens. Quando o obstáculo transposto não é constituído por água, denomina-se a obra de viaduto. (THOMAZ, 2015)

2.7 Elementos componentes das pontes

Segundo Thomaz (2015), as pontes em geral são compostas dos seguintes elementos: superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura.

2.7.1 Elementos da Superestrutura

A superestrutura das pontes rodoviárias é geralmente constituída dos seguintes elementos: lajes do tabuleiro; vigamento do tabuleiro; passeios de pedestres, guarda-corpos e barreiras; cortinas e alas; placa de transição; juntas de dilatação; sistema de drenagem; pista de rolamento dos veículos. (THOMAZ, 2015)

2.7.1.1 Lajes do Tabuleiro

As lajes são os elementos que suportam diretamente as pistas de rolamento e os passeios de pedestres. São geralmente executadas em concreto armado e, eventualmente, em concreto protendido. Atualmente, tem sido muito utilizado o sistema conhecido por pré-laje, que se constitui de lajetas pré-moldadas que se apoiam sobre as vigas principais (geralmente vigas protendidas pré-moldadas) e funcionam como forma, sem necessidade de escoramento para as lajes concretadas in loco. As armações das pré-lajes estão incluídas no dimensionamento total da laje do tabuleiro. (THOMAZ, 2015)

2.7.1.2 Vigamento do tabuleiro

O vigamento do tabuleiro é constituído pelas vigas longitudinais (vigas principais ou longarinas) e pelas vigas transversais (transversinas). As vigas principais suportam as cargas atuantes sobre a superestrutura, transferindo-as para os pilares ou encontros. As transversinas podem ser ligadas ou separadas da laje e têm a função de contraventamento, além de colaborar na distribuição das cargas do tabuleiro para o vigamento principal, como é o caso das pontes em grelha. (THOMAZ, 2015)

2.7.1.3 Passeios para pedestres, guarda-corpos e barreiras de proteção

Os passeios são as partes do tabuleiro destinadas ao tráfego de pedestres. Têm em geral largura de 1,00m para pontes em áreas rurais e de 1,50m para pontes nas rodovias em áreas urbanas. Nas obras situadas dentro das cidades a largura dos passeios pode variar de acordo com cada caso específico. (THOMAZ, 2015)

Os guarda-corpos são peças laterais de proteção aos pedestres. São fixados nas extremidades dos passeios com altura geralmente variando de 0,75m (áreas rurais) a 1,10m (áreas urbanas). Nas pontes rodoviárias os guarda-corpos são normalmente de concreto armado, devido a menor necessidade de manutenção. (THOMAZ, 2015)

As barreiras de proteção são obstáculos, geralmente de concreto, com a finalidade de impedir a saída dos veículos da pista de rolamento. São dimensionados para conter o impacto de um veículo desgovernado. (THOMAZ, 2015)

2.7.1.4 Cortinas e alas

As extremidades das pontes são geralmente dotadas de alas laterais com a função de melhorar as condições de contenção lateral dos aterros. As pontes com vigas em balanço também são dotadas de cortinas extremas. (THOMAZ, 2015)

2.7.1.5 Placa de transição

A placa de transição é constituída de uma laje de concreto armado apoiada, de um lado, numa extremidade da ponte, e do outro lado, apoiada no terrapleno. A finalidade da placa de transição é amenizar a diferença de nível entre o aterro das cabeceiras e o estrado da ponte, provocada por recalques do terrapleno ao longo do tempo. (THOMAZ, 2015)

2.7.1.6 Juntas de dilatação

Nos projetos de pontes com grande comprimento são previstas interrupções estruturais no tabuleiro, de modo a permitir os movimentos provocados pela variação de temperatura, retração e fluência do concreto. Nos locais das juntas do vigamento principal são colocadas as juntas de dilatação. (THOMAZ, 2015)

2.7.2 Elementos da Mesoestrutura

A mesoestrutura é composta basicamente pelos pilares de sustentação, que recebem as forças advindas da superestrutura e as repassam para a infraestrutura que posteriormente repassa para o solo. (LEONHARDT, 1983)

2.7.3 Elementos da infraestrutura

Os elementos constituintes da infraestrutura de uma ponte são: Sapatas, estacas, protetores de pilar. (LEONHARDT, 1983)

2.8 Conceito de protensão

Usualmente, o concreto protendido atua em um sistema em que as armaduras estão submetidas a um esforço prévio, chamado protensão, que é responsável pela criação de um estado de tensão capaz de melhorar a resistência e o comportamento da estrutura sob diversas condições de carregamento (THOMAZ, 2015).

Conforme explica Thomaz (2015), as vantagens mais significativas do concreto protendido quando comparado ao concreto armado convencional são:

- Redução das quantidades de concreto e aço;
- Possibilidade de vencer vão bem maiores que o concreto armado, conseguindo-se para o mesmo vão redução significativa nas alturas das vigas;
- Significativa redução na incidência de fissuras;
- Redução das tensões principais de tração provocadas pelo esforço cortante;
- Durante a operação de protensão, os materiais são submetidos a tensões geralmente superiores à que poderão ocorrer durante a vida útil da estrutura, o que funciona como uma prova de carga.

Ainda no entendimento de Thomaz (2015), assim como outros modelos construtivos, o concreto protendido também apresenta algumas desvantagens, que podem ser:

- Necessidade de controle de execução mais efetivo que o cobrado no concreto armado convencional;
- O aço de alta resistência empregado exige atenção especial de proteção contra ação corrosiva;
- Os trabalhos de protensão requerem equipamentos e mão de obra especializados, o que torna uma condição de inviabilização do emprego do concreto protendido em determinadas ocasiões e situações;
- De uma maneira geral as construções em concreto protendido necessitam de maior atenção, controle permanente e manutenção aprofundada quando comparada ao concreto armado convencional.

2.9 Solicitações Principais

Hanai (2005), explica que no caso das estruturas constantes das pontes de maneira geral, devem ser consideradas como os esforços solicitantes principais os originados fundamentalmente por:

- Peso próprio;
- Sobrecarga permanente (revestimento, guarda-rodas e guarda-corpo);
- Carga móvel;
- Variação de temperatura (uniforme e gradiente).

Os esforços provenientes dos carregamentos permanentes (peso próprio e sobrecarga) não sofrem alteração com o tempo, mantendo a intensidade constante durante toda a vida útil da estrutura como um todo. No caso dos carregamentos variáveis (cargas móveis e efeitos térmicos), como é indicado pela própria classificação, ocorrem ou não conforme a expressividade dos fenômenos. No caso

das cargas móveis, estas variam não só de intensidade, mas também nas suas posições de aplicação (HANAI, 2005).

2.10 Definição de Concreto Armado

Conforme explica Bastos (2006), o concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração (cerca de 10 % da sua resistência à compressão). Assim sendo, é imperiosa a necessidade de juntar ao concreto um material com alta resistência à tração, com o objetivo deste material, disposto convenientemente, resistir às tensões de tração atuantes. Com esse material composto (concreto e armadura – barras de aço), surge então o chamado “concreto armado”, onde as barras da armadura absorvem as tensões de tração e o concreto absorve as tensões de compressão, no que pode ser auxiliado também por barras de aço (caso típico de pilares, por exemplo).

No entanto, o conceito de concreto armado envolve ainda o fenômeno da aderência, que é essencial e deve obrigatoriamente existir entre o concreto e a armadura, pois não basta apenas juntar os dois materiais para se ter o concreto armado. Para a existência do concreto armado é imprescindível que haja real solidariedade entre ambos o concreto e o aço, e que o trabalho seja realizado de forma conjunta. (Bastos, 2006)

2.11 Definição de Concreto Protendido

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, item 3.1.4), os elementos de concreto protendido são aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão (macaco de protensão), com a finalidade de, em condições de serviço (ELS), impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como, no estado-limite último (ELU), propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência. Assim, tende a melhorar a resistência ou o comportamento da estrutura, quando esta está sob a ação de diversas solicitações.

O concreto simples é um dos materiais da construção mais importantes. Sua composição é obtida pela mistura de cimento, água, agregados, podendo ser adicionados também aditivos para melhorar o seu desempenho. Tem boa resistência

à compressão, que segundo a NBR 6118:2014, a classe de resistência do grupo I chega a C50 e do grupo II consegue atingir a classe C90. Porém, Pfeil (1984) cita que este material tem pouca resistência à tração, da ordem de 10% de resistência da sua compressão. Além de pequena, esta resistência à tração é pouco confiável, pois quando o concreto é mal executado, a retração que surge por conta da cura pode provocar fissuras, que eliminam a resistência à tração, até antes mesmo de atuar qualquer solicitação. Com isso, quando realizado o dimensionamento dos elementos estruturais, geralmente é considerado desprezível esta resistência.

Sendo o concreto simples um material com resistências desproporcionais quanto à tração e à compressão, Pfeil ainda completa que, o seu comportamento pode ser melhorado aplicando-se uma compressão prévia, ou seja, uma protensão, nas regiões onde as solicitações produzem tensões de tração.

As armaduras utilizadas na protensão são chamadas de armaduras ativas que segundo a NBR 6118:2014, são constituídas por barras, fios ou cordoalhas, onde se aplica um pré-alongamento inicial para gerar forças de protensão.

A NBR 7483 classifica as barras, fios e cordoalhas de acordo com o valor característico da resistência à tração, 1900 Mpa e 2100 MPa (CP 190 e CP 210) e quanto a relaxação, normal ou baixa (RN ou RB).

A tabela abaixo apresenta as características das cordoalhas disponíveis no mercado para as categorias CP 190 e CP 210.

Figura 9 Características nas categorias: CP 190-210

Número de fios	Ø Nominal (mm)	Área (cm ²)	Massa (Kg / m)
3 fios de 3,0 mm	6,5	0,218	0,171
3 fios de 3,5 mm	7,6	0,303	0,238
3 fios de 4,0 mm	8,8	0,387	0,304
3 fios de 4,5 mm	9,6	0,466	0,366
3 fios de 5,0 mm	11,1	0,662	0,520
7 fios	9,5 (¾")	0,562	0,441
7 fios	12,7 (½")	1,009	0,792
7 fios	15,2 (¾")	1,434	1,126

Fonte: Cholfre e Bonilha(2014)

3 METODOLOGIA

O presente trabalho apresenta o detalhamento final da longarina em concreto armado de uma ponte rodoviária realizado no livro ***Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas***, do autor Daniel de Lima Araújo.

Através do mesmo modelo de ponte utilizado pelo autor para o dimensionamento da longarina em concreto armado, apresentou-se o detalhamento da longarina em concreto protendido, que foi obtido pelo dimensionamento apresentado na monografia ***Estudo Comparativo entre Dimensionamento de Vigas em Concreto Armado e Protendido em Pontes***, 2016, da autora Elayne Aires Sandes Costa.

A autora sugere que para a complementação do seu trabalho seria interessante a elaboração de um comparativo em relação aos custos de se executar a estrutura com as duas técnicas construtivas (concreto armado e concreto protendido). E, também, verificar se é possível a alteração da seção transversal da longarina, já que o objetivo do concreto protendido é obter uma estrutura mais esbelta do que a do concreto armado.

Apresentou-se, inicialmente, o modelo da ponte a ser estudada, indicando as suas características geométricas e dos materiais utilizados para obtenção do dimensionamento das longarinas em concreto armado e concreto protendido.

Para realização deste dimensionamento nos dois métodos construtivos, concreto armado e protendido, o autor Araújo (2013), calculou os carregamentos provenientes das cargas permanentes e móveis, assim como o coeficiente de impacto vertical para a realização das combinações dos esforços e, com isso, obteve-se a envoltória das solicitações de serviço. Com essa envoltória foi, então, possível o dimensionamento da longarina. Esta combinação foi utilizada, posteriormente, para o dimensionamento da longarina em concreto protendido.

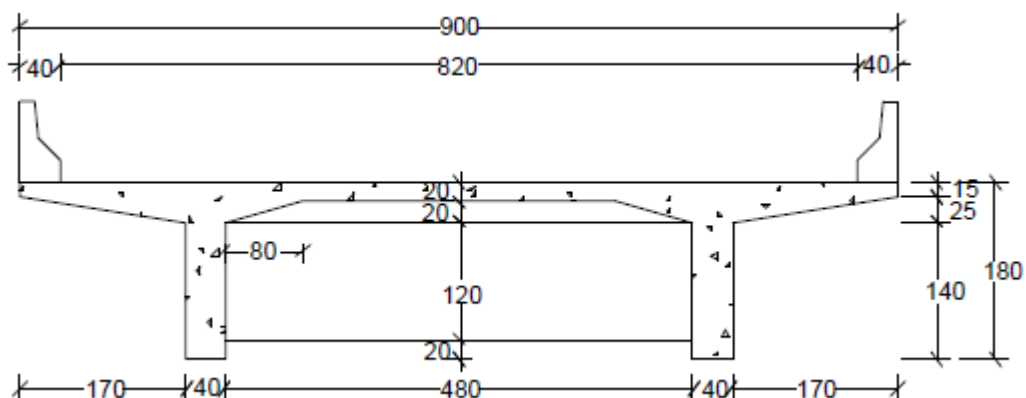
Por fim, foram apresentados os orçamentos dos principais materiais utilizados nas duas técnicas construtivas, para realizar um comparativo destes custos e analisar quanto à viabilidade econômica de qual método empregar no modelo estrutural apresentado.

3.1 Características geométricas e dos materiais da superestrutura da ponte em estudo

O autor considerou vários elementos para a elaboração do projeto da ponte em estudo, são eles os elementos: geométricos, topográficos, hidrológicos, geotécnicos, dentre outros.

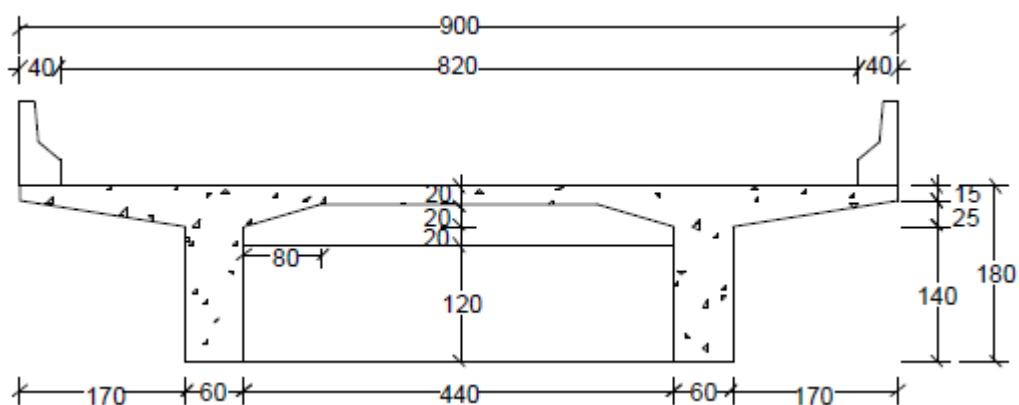
Serão apresentadas, a seguir, as principais dimensões da ponte em estudo.

Figura 10 Seção transversal no meio do vão



Fonte: ARAÚJO, 2013.

Figura 11 Seção transversal no apoio

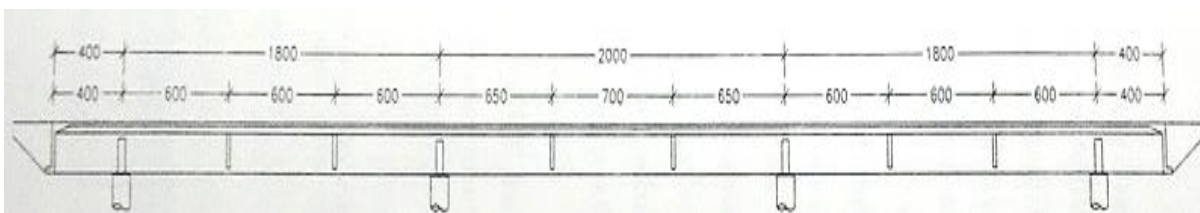


Fonte: ARAÚJO, 2013.

A superestrutura da ponte tem largura de 9,00 m na seção transversal (figura 10), e comprimento de 64,00m na seção longitudinal (figura 11). A ponte é constituída por duas longarinas contínuas com balanços, distribuídas em 3 vãos,

sendo que o vão central tem 20,00m, os dois vãos extremos têm comprimento de 18,00m e dois balanços de 4,00m, como mostra a figura a seguir. A seção transversal é em viga com duas longarinas e a sua altura foi pré-dimensionada em 1,80m, atendendo às normas do DNIT.

Figura 12 Seção longitudinal da ponte com longarinas em concreto armado



Fonte: ARAÚJO, 2013.

As longarinas, além do peso próprio, sustentam o tabuleiro, que é composto por lajes maciças. Sustentam, também, os elementos não estruturais como o revestimento asfáltico e os guarda-rodas e guarda-corpo, assim como os carregamentos móveis provenientes do tráfego.

Para cálculo do peso próprio da estrutura, o autor apresentou as dimensões da seção transversal, as dimensões e pesos dos elementos acessórios que estão instalados sobre a ponte. São elas, a seguir:

- Área da seção transversal no meio do vão: 3,495 m²
- Área da seção transversal no apoio: 4,135 m²
- Área da seção transversal do guarda-rodas: 0,23 m²
- Peso do guarda-corpo: 0,1 kN/m
- Espessura média do pavimento: 0,08 m

Para o dimensionamento, o autor considerou:

- $f_{ck} = 25$ MPa;
- Classe de agressividade ambiental (II);
- Cobrimento nominal $c = 3$ cm;
- Aço CA 50.

3.2 Forças Externas – Cargas Permanentes

Foram calculadas as cargas permanentes atuantes na longarina, que são provenientes dos pesos dos elementos estruturais (peso próprio), dos elementos complementares como pavimentação, e não estruturais da superestrutura, como os guarda-rodas e guarda-corpo.

As cargas permanentes foram apresentadas de duas formas: distribuídas e concentradas. No caso das cargas permanentes distribuídas, o autor usou o volume relativo ao comprimento unitário do elemento.

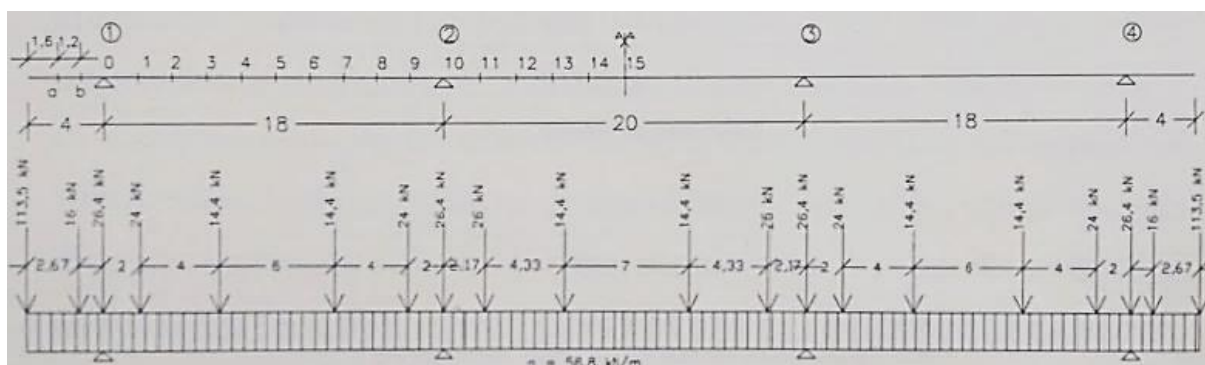
Adotou-se como peso específico 25kN/m^3 (γ_{conc}) e 22kN/m^3 (γ_{pav}) para o concreto armado e para o pavimento asfáltico respectivamente.

Conhecidos o volume dos elementos da ponte atuantes na longarina e o peso específico (γ) do material que a constitui, o peso próprio será (MARCHETTI, 2008):

- Carga permanente distribuída $q = \gamma \cdot v$ (kN/m)
- Carga permanente concentrada $G = \gamma \cdot V$ (kN)

Com isso, será apresentado na figura 13 o esquema das cargas permanentes distribuídas e concentradas na longarina para obter os diagramas de esforços cortantes e momentos fletores.

Figura 13 Esquema das cargas permanentes distribuídas e concentradas



Fonte: ARAÚJO, 2013.

3.3 Cargas Móveis

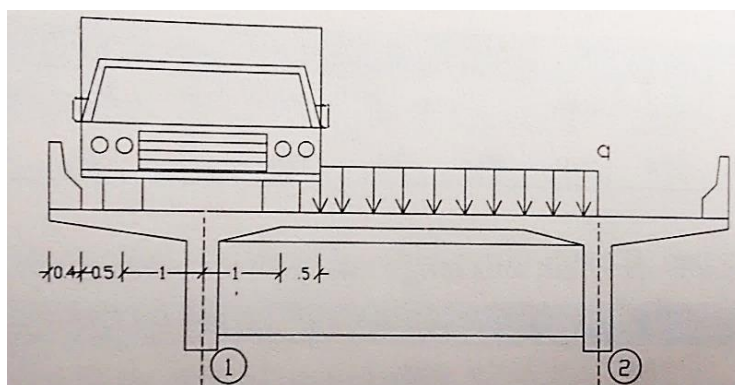
Segundo MARCHETTI (2008), carga móvel é a representação dos veículos que circulam na ponte. Os trens-tipo compõem-se do conjunto das cargas dos veículos e das cargas da multidão, que são as cargas uniformemente distribuídas. O trem-tipo da ponte é sempre colocado no sentido longitudinal da longarina.

Para gerar os trens-tipo na seção longitudinal de cada longarina foi necessário colocar as cargas uniformemente distribuídas e o peso das rodas na seção transversal na posição mais desfavorável, que segundo a NBR 7188 (1984) para obter efeitos mais desfavoráveis deve-se encostar a roda do veículo no guarda-rodas.

Marchetti diz ainda que, as cargas concentradas e distribuídas que constituem o trem-tipo mantêm entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e deve ser tal que produza na seção considerada da longarina um valor máximo e mínimo da solicitação.

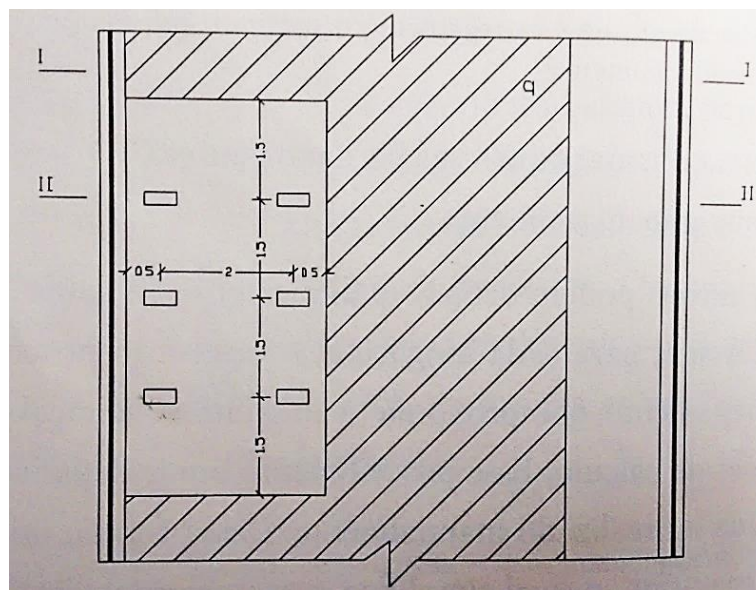
O autor adotou a ponte com classe 45. Esta classe, que segundo a NBR 7188 (1984) é composta por um veículo tipo que tem peso total de 450 kN ou 45 tf e três eixos com peso de 75 kN em cada roda. As cargas uniformemente distribuídas (multidão) para essa classe é de 5 kN/m² na faixa de rolamento. A figura a seguir mostra a forma como foram distribuídos estes carregamentos na seção transversal da ponte.

Figura 14 Seção transversal carregada com veículo tipo e multidão



Fonte: ARAÚJO, 2013.

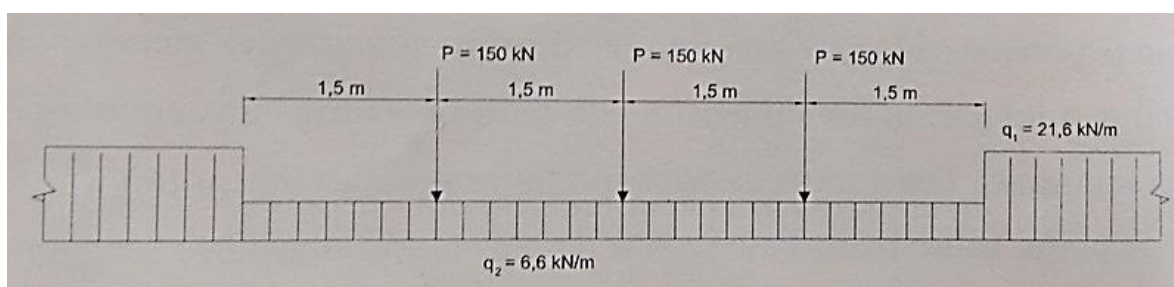
Figura 15 Vista superior da laje carregada



Fonte: ARAÚJO, 2013.

A carga externa do trem-tipo foi obtida pela reação encontrada na seção transversal quando o carregamento estava na faixa fora do trem-tipo (corte I-I da figura 15). A carga interna do trem-tipo foi obtida pela reação encontrada na seção transversal quando o carregamento estava na faixa dentro do trem-tipo (corte II - II da figura 15). E a pontual do trem-tipo foi obtida pela reação encontrada na seção transversal da carga do veículo, como mostra a figura 14. Com isso pode ser observado na figura a seguir o esquema gerado do trem-tipo.

Figura 16 Trem-tipo da longarina



Fonte: ARAÚJO, 2013.

A partir do conjunto de cargas (trem-tipo) encontrado, este foi colocado sobre a longarina a ser dimensionada para se obter a determinação dos esforços solicitantes (força cortante e momento fletor) e reações de apoio, para as seções da viga principal utilizando-se as respectivas linhas de influência. O carregamento das

linhas de influência deve ser feito de forma a obter o efeito máximo ou mínimo procurado.

3.3.1 Determinação do coeficiente de impacto vertical

Foi necessária a determinação do coeficiente de impacto vertical para a elaboração da envoltória das solicitações de serviço.

Assim, a NBR 7188 (1984) para pontes rodoviárias determina a seguinte equação para o coeficiente de impacto:

$$\varphi = 1,4 - 0,007l \geq 1 \quad (l \text{ em metros})$$

Sendo que l representa o vão teórico da seção longitudinal.

No caso dessa longarina foi adotado um coeficiente de impacto único para os três vãos: $\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot \frac{18+20+18}{3} = 1,269$

$$\text{E, para os balanços: } \varphi = 1,4 - 0,007 \cdot (2 \cdot 4) = 1,344$$

3.3.2 Envoltória das solicitações de serviço

Depois de encontrados os momentos fletores e os esforços cortantes das cargas permanentes e variáveis, e o coeficiente de impacto vertical, montou-se duas tabelas da longarina para determinar a envoltória das solicitações de serviço dos momentos fletores e dos esforços cortantes, estes valores podem ser verificados no anexo I deste trabalho. Com esses dados foi possível realizar o dimensionamento das armaduras das vigas principais à flexão e ao cisalhamento.

A envoltória dos esforços solicitantes é a combinação dos esforços de momento fletor e esforço cortante máximos e mínimos de cada seção provenientes do carregamento permanente com o carregamento móvel multiplicado ao impacto vertical.

De acordo com ARAÚJO (2013), para determinar a envoltória dos momentos fletores positivos e negativos, foram usadas as equações abaixo.

Momentos positivos: $M^+ = M_g + \varphi \cdot M_{q^+} \gg (\text{kNm})$

Momentos negativos: $M^- = M_g + \varphi \cdot M_{q^-} \gg (\text{kNm})$

Onde:

M_g – Momento fletor da carga permanente (kNm)

M_{q^+} – Momento fletor máximo das cargas móveis (kNm)

M_{q^-} – Momento fletor mínimo das cargas móveis (kNm)

φ – Coeficiente de impacto vertical

E, para determinar a envoltória do esforço cortante, utilizou-se a equação abaixo.

$V = V_g + \varphi \cdot V_q \gg (\text{kN})$

Onde:

V_g – Força cortante carga permanente (kN)

V_q – Força cortante cargas móveis (kN)

3.4 Detalhamento da longarina em Concreto Armado

Neste tópico, será apresentado o detalhamento final para obter o quantitativo de materiais utilizados (quantidade de armaduras longitudinais e transversais, assim como o volume de concreto) da longarina em concreto armado da ponte rodoviária em estudo com duas longarinas idênticas.

Este detalhamento inclui o detalhamento das armaduras de flexão, que são as barras longitudinais, e de cisalhamento, que são os estribos.

3.5 Detalhamento da longarina em Concreto Protendido

Será apresentado o detalhamento da longarina em concreto protendido, que foi obtido pelo dimensionamento apresentado na monografia ***Estudo Comparativo entre Dimensionamento de Vigas em Concreto Armado e Protendido em Pontes***, 2016, da autora Elayne Aires Sandes Costa.

Para a realização do dimensionamento das longarinas em concreto protendido, foram utilizados os valores da envoltória dos esforços solicitantes,

dimensionados para o concreto armado, estes valores podem ser verificados no anexo I deste trabalho.

A autora, primeiramente, determinou o centro de gravidade, momento de inércia e o módulo resistente da peça, através das características geométricas da seção da longarina. Em seguida calculou a força de protensão resistente por cada cordoalha e a tensão resistente do concreto, causada pela força normal de protensão.

3.6 Comparação quanto ao custo

Foram elaboradas duas planilhas orçamentárias no programa Excel, apresentando dois orçamentos de custo final quanto aos serviços constituintes em cada técnica construtiva, seja de concreto armado ou protendido.

Para obter a quantidade de cada material usado na longarina de concreto armado e protendido, foi realizado o levantamento dos materiais, a partir dos detalhamentos, em conjunto com o memorial de cálculo.

Os valores dos materiais foram extraídos das tabelas SICRO 2 (Sistema de Custos Rodoviários), que é utilizado pelo DNIT (Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes) como valor referencial tanto para insumos quanto para serviços a serem considerados nos orçamentos de obras licitadas. Foi utilizada com referência do mês de novembro de 2016, fazendo-se então um levantamento quantitativo direto, ou seja, sem custos indiretos (ex.: despesas administrativas, comerciais, financeiras, tributárias, dentre outros).

Neste levantamento quantitativo direto, foi realizado um orçamento de composições de serviços, descrevendo o custo dos principais materiais usados no dimensionamento das longarinas em concreto armado convencional e protendido.

Por fim, após obter os custos de cada longarina, foi realizado uma análise comparativa em relação ao custo para a escolha do método construtivo do modelo estrutural estudado.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

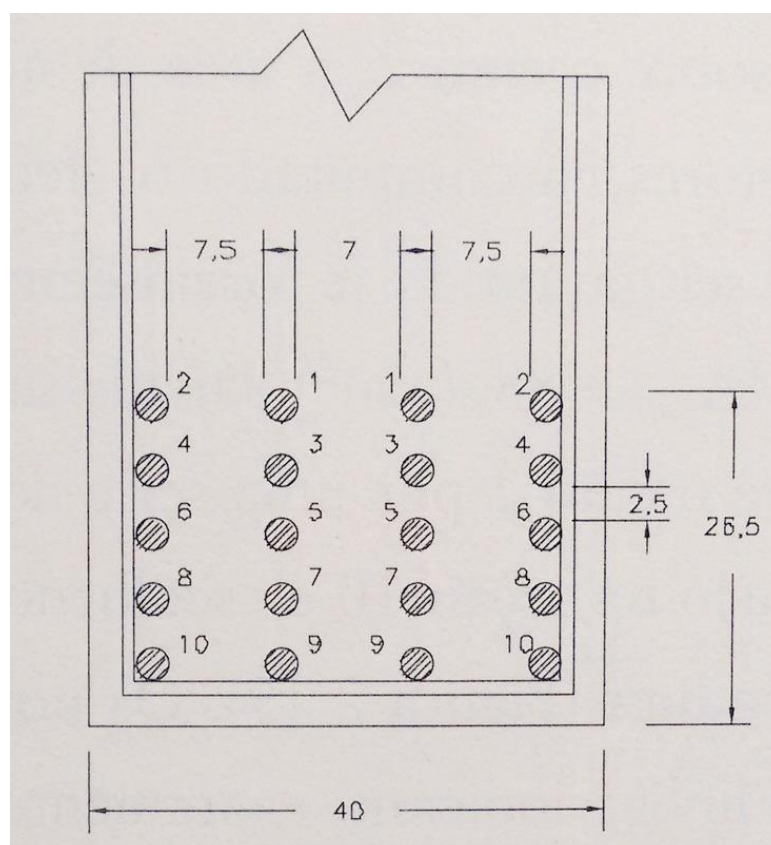
4.1 Detalhamento da longarina em Concreto Armado

Com o detalhamento final, gerado pelo dimensionamento realizado pelo ARAÚJO (2013), foi possível realizar o levantamento dos materiais utilizados para fazer o orçamento destes.

O detalhamento das armaduras à flexão na seção longitudinal pode ser visualizado no Anexo II deste trabalho, com este detalhamento foi possível calcular o peso do aço, através do comprimento de cada barra que foi detalhada.

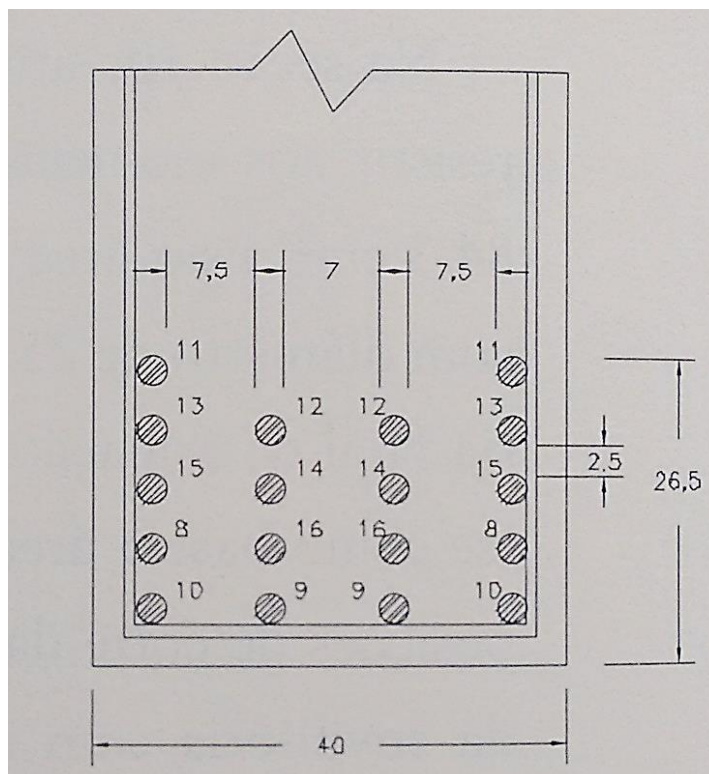
A seguir será apresentado o detalhamento das seções transversais das barras à flexão, nos vãos das extremidades (figura 17) e no vão central (figura 18).

Figura 17 Seção transversal do meio do vão de 18m



Fonte: ARAÚJO, 2013.

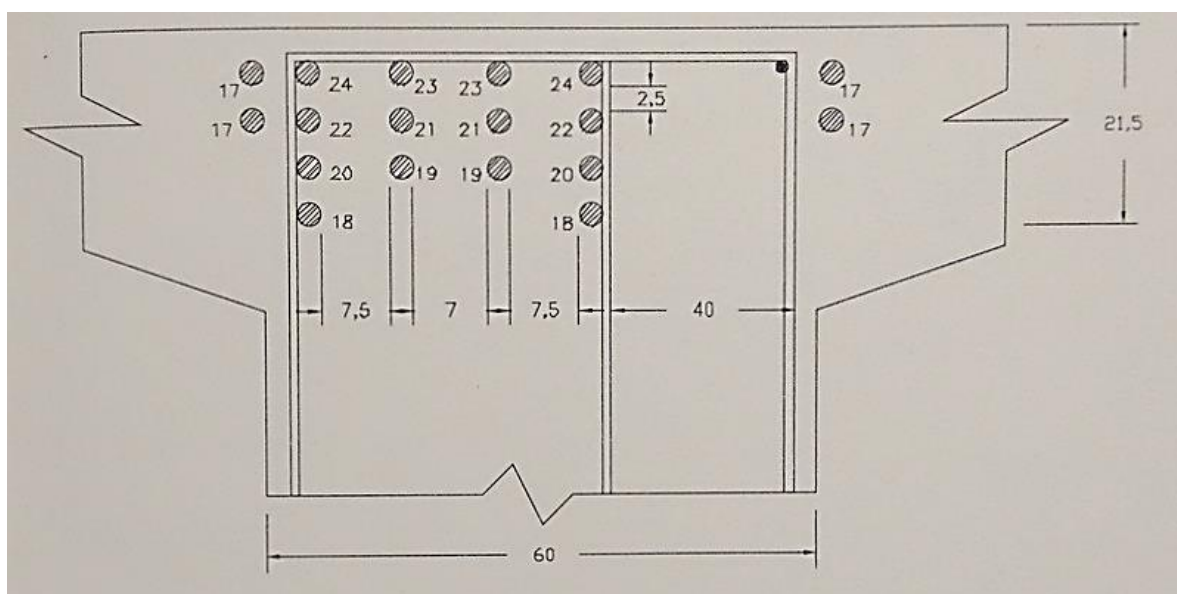
Figura 18 Seção transversal do meio do vão de 20m



Fonte: ARAÚJO, 2013.

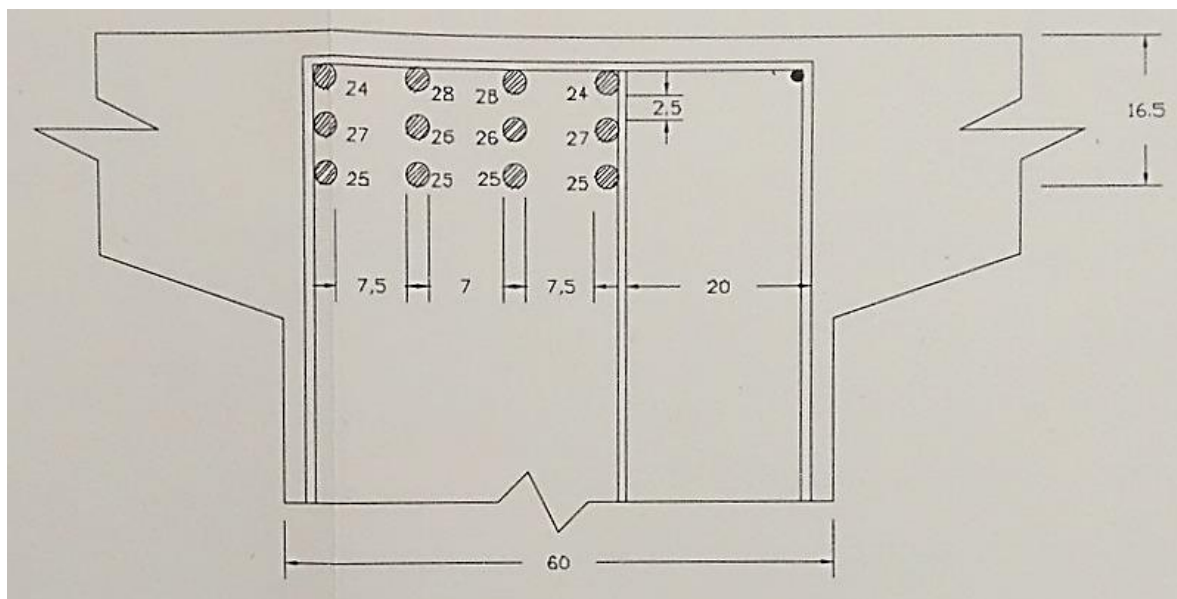
A figura 19 e 20 apresentam os detalhamentos das seções transversais das barras à flexão nos apoios. Onde a armadura se posiciona na parte superior para combater o momento negativo.

Figura 19 Seção transversal nos apoios 2 e 3



Fonte: ARAÚJO, 2013.

Figura 20 Seção transversal nos apoios 1 e 4

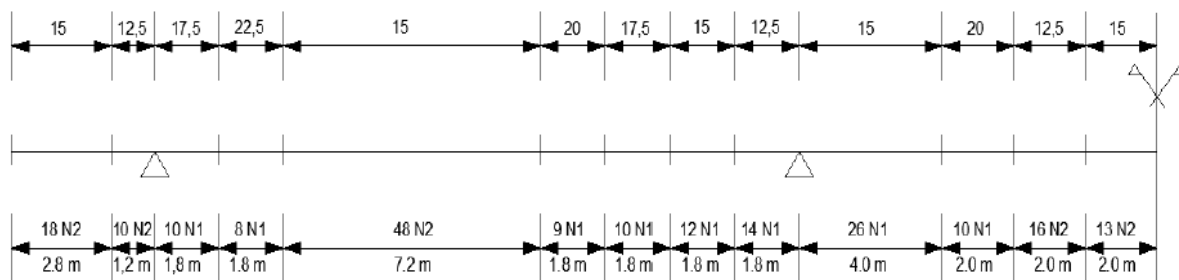


Fonte: ARAÚJO, 2013.

A partir do detalhamento apresentado das armaduras à flexão na seção transversal, foi possível calcular a quantidade de bitolas utilizadas no projeto.

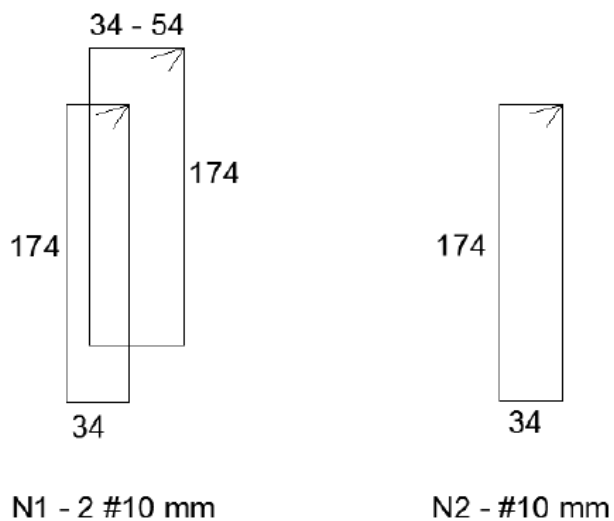
As figuras 21 e 22 apresentam o detalhamento das armaduras de cisalhamento, que são os estribos.

Figura 21 Posicionamento dos estribos da longarina (cm)



Fonte: ARAÚJO, 2013.

Figura 22 Detalhamento da seção transversal dos estribos (cm)

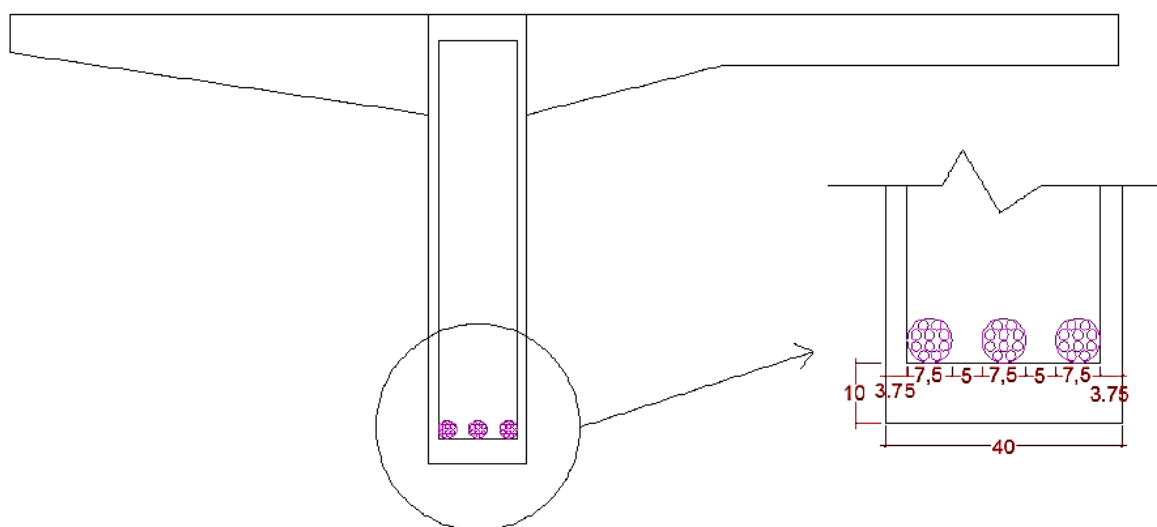


Fonte: ARAÚJO, 2013.

4.2 Dimensionamento da longarina em Concreto Protendido

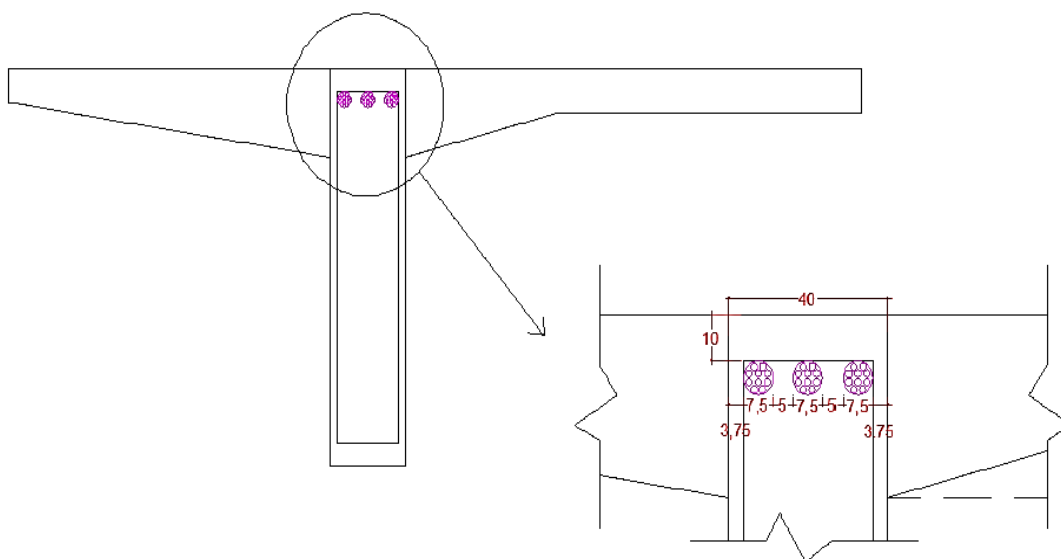
A seguir será apresentado o detalhamento da seção transversal da longarina em concreto protendido, que foi obtido pelo dimensionamento apresentado na monografia *Estudo Comparativo entre Dimensionamento de Vigas em Concreto Armado e Protendido em Pontes*, 2016, da autora Elayne Aires Sandes Costa.

Figura 23 Seção transversal no meio do vão (cm)



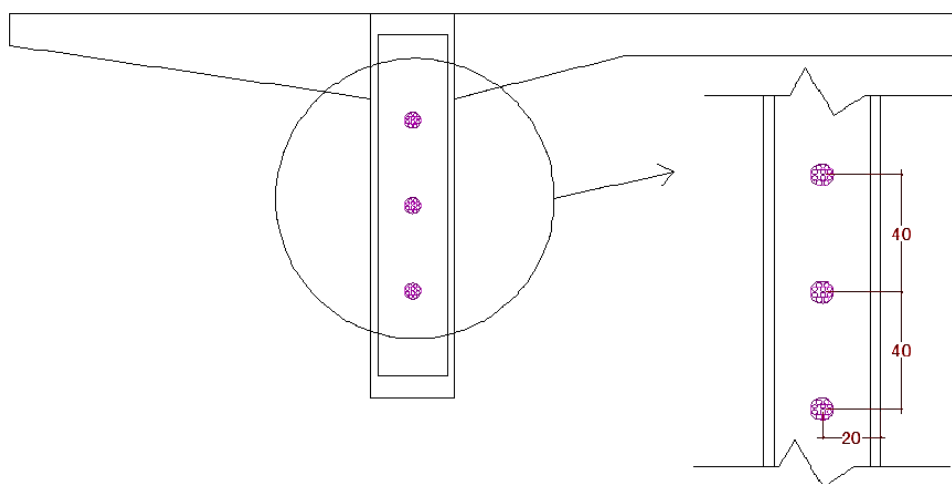
Fonte: COSTA (2016).

Figura 24 Seção transversal nos apoios (cm)



Fonte: COSTA (2016).

Figura 25 Seção transversal na ancoragem (cm)



Fonte: COSTA (2016).

A autora considerou as mesmas dimensões da seção da longarina dimensionada para o concreto armado. Foram obtidas 30 cordoalhas e dividiu para 3 cabos de protensão, resultando em dez cordoalhas em cada cabo.

Com isso, verificou-se a possibilidade de se alterar a seção transversal da longarina, já que o objetivo do concreto protendido é obter uma estrutura mais esbelta do que a do concreto armado.

4.2.1.1 Redimensionamento da longarina em Concreto Protendido

Para verificar se há possibilidade de redução da seção transversal da longarina foi necessário refazer o dimensionamento desta.

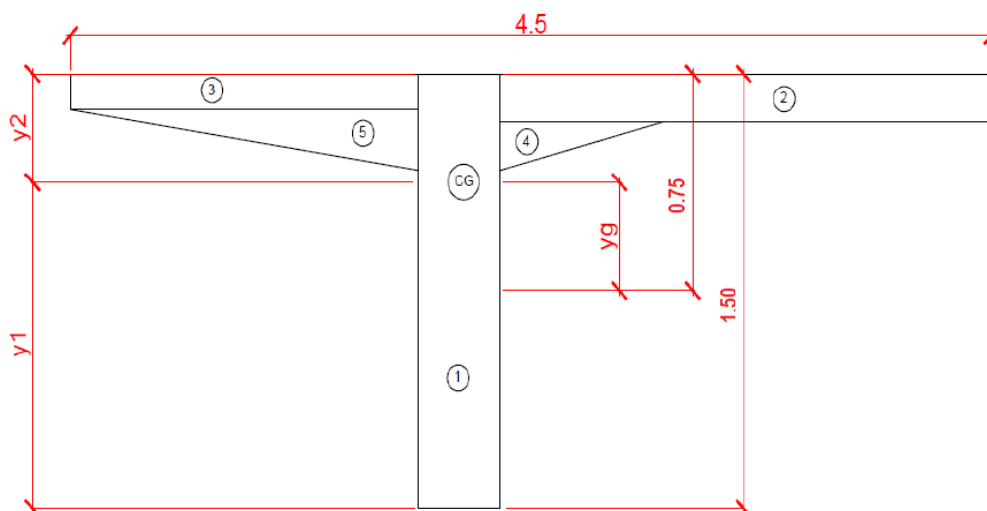
Este redimensionamento foi feito com base no roteiro de cálculo usado pela monografia ***Estudo Comparativo entre Dimensionamento de Vigas em Concreto Armado e Protendido em Pontes***, 2016, da autora Elaynne Aires Sandes Costa. Alterando os dados e, conseqüentemente, os valores aplicados nos cálculos, obtendo-se, assim, novos resultados.

Nos cálculos das armaduras das longarinas de concreto armado, usou o autor f_{ck} de 25 MPa. No dimensionamento da longarina em concreto protendido feito pela autora, foi utilizado o $f_{ck} = 30$ Mpa, sendo que o mínimo exigido pela NBR 6118:2014, o f_{ck} do concreto mínimo para estruturas de concreto protendido é de 25 MPa. Portanto, para o redimensionamento manteve o f_{ck} de 30 Mpa.

Também, manteve o tipo de protensão, quanto ao processo construtivo, escolhido para o primeiro dimensionamento em concreto protendido, que foi o de pós-tração com aderência posterior.

- **Características geométricas da seção transversal da longarina**

Figura 26 Divisão da longarina por figuras geométricas conhecidas



Fonte: COSTA (2016), modificado pela autora.

A seção transversal da longarina foi desenhada novamente dividida em seções geométricas, pois a altura do dimensionamento anterior foi considerada 1,80m, e para o redimensionamento foi alterada para 1,50m. A nova área e inércia da longarina foram calculadas como mostra a tabela a seguir.

Tabela 1 Cálculo das seções da longarina

Seção	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	y (m)	A.y	A.y ²	I ₀ (m ⁴)
1	0,4	1,5	0,600	0,000	0,000	0,000	0,113
2	2,4	0,2	0,480	0,650	0,312	0,203	0,002
3	1,7	0,15	0,255	0,675	0,172	0,116	0,000
4	0,8	0,2	0,080	0,483	0,039	0,019	0,001
5	1,7	0,25	0,213	0,517	0,110	0,057	0,002
Σ			1,628		0,633	0,394	0,117

Fonte: Autora.

Obtendo-se dos valores da tabela 1, pode-se calcular as outras características geométricas da seção.

Para a distância do CG para o meio da seção:

$$Y_g = \frac{0,633}{1,628}$$

$$Y_g \cong 0,389 \text{ m}$$

Para inércia da seção:

$$I_g = 0,394 + 0,117 - 1,628 \cdot (0,389)^2$$

$$I_g = 0,265 \text{ m}^4$$

Para a distância do CG da seção à borda inferior (Y₁):

$$Y_1 = 0,75 + 0,389$$

$$Y_1 = 1,139 \text{ m}$$

Para a distância do CG da seção à borda superior (Y₂):

$$Y_2 = 0,75 - 0,389$$

$$Y_2 = 0,361 \text{ m}$$

Para momento resistente da seção de concreto (W):

$$W_{inf} = \frac{0,265}{1,139} \rightarrow W_{inf} = 0,233 \text{ m}^3$$

$$W_{sup} = \frac{0,265}{0,361} \rightarrow W_{sup} = 0,734 \text{ m}^3$$

Para o raio resistente (K):

$$K_{inf} = \frac{0,233}{1,628} \rightarrow K_{inf} = 0,143 \text{ m}$$

$$K_{sup} = \frac{0,734}{1,628} \rightarrow K_{sup} = 0,451 \text{ m}$$

- **Valor limite da força de protensão**

$$\sigma_{pi} = 0,74 \cdot 1900$$

$$\sigma_{pi} = 1406 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = 0,82 \cdot 1710$$

$$\sigma_{pi} = 1402,2 \text{ MPa (adotado)}$$

A cordoalha escolhida para o redimensionamento foi a de 7 fios com diâmetro nominal de 12,7 mm e área de 1,009 cm².

Com isso a força de protensão de cada cordoalha corresponde a:

$$P_i = 1402,2 \cdot 10^3 \cdot 1,009 \cdot 10^{-4}$$

$$P_i = 141,48 \text{ kN}$$

- **Tensões normais de protensão**

Foram usados os valores máximos de momentos fletores, positivos e negativos, que se encontra no dimensionamento da longarina em concreto armado.

Onde foi calculado o momento fletor máximo de cálculo, com as devidas majorações para cargas permanentes e cargas móveis. Estes valores seguem abaixo:

- Positivo (meio do vão)

$$Md = 4.413 \text{ kN.m}$$

- Negativo (no apoio)

$$Md = -5.312 \text{ kN.m}$$

- Negativo (no balanço)

$$Md = -1.935 \text{ kN.m}$$

Para $ep=0 \text{ m}$

- Para $Md = 4.413 \text{ kN.m}$ (seção do meio do vão)

$$\sigma_{c,inf} = \frac{4.413}{0,233} \rightarrow \sigma_{c,inf} \cong 18.939,91 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = \frac{-4.413}{0,734} \rightarrow \sigma_{c,sup} \cong -6.012,26 \text{ kPa}$$

Condição: tensão nula na fibra superior

$$\frac{Np}{1,628} + 18.939,91 \leq 0$$

$$Np = -30.834,17 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $Np = -30.834,17 \text{ kN}$

$$-30.834,17 - 6.012,26 = -36.846,43 \text{ kPa}$$

$$|-36.846,43| > |-18.000| \text{ (Redimensionar)}$$

- Para $Md = -5.312 \text{ kN.m}$ (seção no apoio)

$$\sigma_{c,inf} = \frac{-5.312}{0,233} \rightarrow \sigma_{c,inf} \cong -20.698,28 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = \frac{5.312}{0,734} \rightarrow \sigma_{c,sup} \cong 7.237,06 \text{ kPa}$$

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$\frac{Np}{1,628} + 7.237,06 \leq 0$$

$$Np = -11.781,93 \text{ kN}$$

Verificação na fibra superior com $Np = -11.781,93 \text{ kN}$

$$-11.781,93 - 22.798,28 = -34.580,21 \text{ kPa}$$

$$|-34.580,21| > |-18.000| \text{ (Redimensionar)}$$

Foi considerado um $ep = 1,10 \text{ m}$ abaixo do centro de gravidade e $ep = 0,32 \text{ m}$ acima do centro de gravidade, onde foi apenas descontado 4 cm de cobrimento das armaduras.

- Para $Md = 4.413 \text{ kN.m}$ (seção do meio do vão)

$$\sigma_{c,inf} = \frac{4.413}{0,233} \rightarrow \sigma_{c,inf} \cong 18.939,91 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = \frac{-4.413}{0,734} \rightarrow \sigma_{c,sup} \cong -6.012,26 \text{ kPa}$$

Para $ep = 1,10 \text{ m}$

Condição: tensão nula na fibra superior

$$Np \left(\frac{1}{1,628} + \frac{1,10}{0,233} \right) + 18.939,91 \leq 0$$

$$Np = -3.549,94 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $N_p = -3.549,94$ kN

$$\frac{-3.549,94}{1,628} - \frac{1,10 \cdot (-3.549,94)}{0,233} - 6.012,26 =$$

$$|-8566,56| < |-18.000| \text{ ok!}$$

- Para $M_d = -5.312$ kN.m (seção no apoio)

$$\sigma_{c,inf} = \frac{-5.312}{0,233} \rightarrow \sigma_{c,inf} \cong -20.698,28 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = \frac{5.312}{0,734} \rightarrow \sigma_{c,sup} \cong 7.237,06 \text{ kPa}$$

Para $e_p = 0,32$ m

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$N_p \left(\frac{1}{1,628} + \frac{0,32}{0,233} \right) + 7.237,06 \leq 0$$

$$N_p = -3.641,03 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $N_p = -3.641,03$ kN

$$\frac{-3.641,03}{1,628} - \frac{0,32 \cdot (-3.641,03)}{0,233} - 20.698,28 =$$

$$|-17.934,23| < |-18.000| \text{ ok!}$$

- Para $M_d = -1.935$ kN.m (no balanço para ancoragem)

$$\sigma_{c,inf} = \frac{-1.935}{0,233} \rightarrow \sigma_{c,inf} \cong -8304,72 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = \frac{1.935}{1,734} \rightarrow \sigma_{c,sup} \cong 2636,24 \text{ kPa}$$

Para $e_p = 0$ m

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$\frac{Np}{1,628} + 2636,24 \leq 0$$

$$Np = -1619,31 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $Np = -1619,31$ kN

$$\frac{-1619,31}{1,628} - 8304,72 =$$

$$-9299,38 < -18.000 \text{ ok!}$$

Para $e_p = 0,4$ m

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$Np \left(\frac{1}{1,628} + \frac{0,4}{0,734} \right) + 2636,24 \leq 0$$

$$Np = -2637,4 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $Np = -2637,4$ kN

$$\frac{-2637,4}{1,628} - \frac{0,4 \cdot (-2637,4)}{0,734} - 8304,72 =$$

$$-8487,47 < -18.000 \text{ ok!}$$

Para $e_p = 0,8$ m

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$Np \left(\frac{1}{1,628} + \frac{0,8}{0,734} \right) + 2636,24 \leq 0$$

$$Np = -2637,94 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $Np = -2637,94$ kN

$$\frac{-2637,94}{1,628} - \frac{0,8 \cdot (-2637,94)}{0,734} - 8304,72 =$$

$$-7049,61 < -18.000 \text{ ok!}$$

- N° de cordoalhas

$$N_{p(\text{máx})} = |-3.641,03| \text{ kN}$$

$$N^{\circ} = \frac{3.641,03}{201,07}$$

$$N^{\circ} \cong 21 \text{ (quantidade construtiva)}$$

Dividiu-se as 21 cordoalhas, em 3 cabos de protensão. Cada cordoalha de 7 fios de 12,7mm tem aproximadamente 1,009 cm² de área na seção transversal, totalizando uma área de área de aço para protensão de 21,19 cm².

4.3 Comparação quanto ao custo

A partir dos dimensionamentos das longarinas em concreto armado e concreto protendido, foi possível realizar o levantamento dos principais materiais utilizados na composição das longarinas destes dois métodos construtivos.

A seguir será apresentado o memorial de cálculo realizado para obter o quantitativo de cada material. Esta quantidade será utilizada para o orçamento dos custos dos serviços, que foi feito através do custo unitário encontrado nas referências do mês de novembro de 2016 das tabelas SICRO 2.

4.3.1 Memorial de cálculo da longarina em Concreto Armado

4.3.1.1 Concreto da longarina

- Área da seção transversal da longarina no meio do vão = 1,7475 m²
- Comprimento da longarina com seção de 1,7475 m² = 30,40 m
- Área da seção transversal no apoio = 2,067 m²

- Comprimento da longarina com seção de $2,067 \text{ m}^2 = 33,60 \text{ m}$

$$\text{volume total} = (1,7475 \cdot 30,4) + (2,067 \cdot 33,6)$$

$$\text{volume total} = 122,59 \text{ m}^3$$

4.3.1.2 Aço da longarina

Foi calculado o peso de cada barra, a partir da numeração das barras longitudinais apresentada no subitem 4.1 deste trabalho. Com o detalhamento das barras à flexão na seção longitudinal, apresentado no anexo II deste trabalho, foi possível obter o comprimento e quantidade de cada barra.

Por fim, calculou-se o peso da armadura à flexão a partir do: comprimento da barra X área da bitola X peso específico do aço (γ aço) X quantidade de barras, que resultou num peso total de 5.813,79 kg de aço CA-50 $\varnothing 25\text{mm}$

Considerou o peso específico do aço = 7.800 kg/m^3

Tabela 2 Cálculo do peso da armadura à flexão da longarina em concreto armado

N	Ø (mm)	Quant.	Comp.(m)	Área (m ²)	γ aço (kg/m ³)	Peso (kg)
1	25	4	5,50	0,000491	7800	84,19
2	25	4	7,95	0,000491	7800	121,69
3	25	4	9,85	0,000491	7800	150,78
4	25	4	11,10	0,000491	7800	169,91
5	25	4	11,80	0,000491	7800	180,63
6	25	4	12,00	0,000491	7800	183,69
6a	25	4	2,50	0,000491	7800	38,27
7	25	4	12,00	0,000491	7800	183,69
7a	25	4	3,90	0,000491	7800	59,70
8	25	6	12,00	0,000491	7800	275,54
8a	25	4	6,15	0,000491	7800	94,14
8b	25	4	6,30	0,000491	7800	96,44
8c	25	2	9,00	0,000491	7800	68,88
8d	25	2	9,15	0,000491	7800	70,03
9	25	6	12,00	0,000491	7800	275,54
9a	25	4	9,50	0,000491	7800	145,42
9b	25	4	5,95	0,000491	7800	91,08
10	25	6	12,00	0,000491	7800	275,54
10a	25	6	9,50	0,000491	7800	218,13
10b	25	6	5,95	0,000491	7800	136,62
11	25	2	7,30	0,000491	7800	55,87
12	25	2	8,90	0,000491	7800	68,12
13	25	2	10,30	0,000491	7800	78,83
14	25	2	11,20	0,000491	7800	85,72
15	25	2	4,95	0,000491	7800	37,89
15a	25	2	9,40	0,000491	7800	71,95
16	25	2	7,95	0,000491	7800	60,85
16a	25	2	8,10	0,000491	7800	62,00
17	25	8	6,80	0,000491	7800	208,18
18	25	4	7,80	0,000491	7800	119,40
19	25	4	8,85	0,000491	7800	135,47
20	25	4	9,85	0,000491	7800	150,78
21	25	4	11,35	0,000491	7800	173,74
22	25	4	12,00	0,000491	7800	183,69
22a	25	4	2,70	0,000491	7800	41,33
23	25	4	12,00	0,000491	7800	183,69
23a	25	4	6,20	0,000491	7800	94,91
24	25	8	12,00	0,000491	7800	367,38
25	25	8	6,65	0,000491	7800	203,59
26	25	4	8,20	0,000491	7800	125,52
27	25	4	10,40	0,000491	7800	159,20
28	25	4	11,00	0,000491	7800	168,38
28a	25	4	3,75	0,000491	7800	57,40
					Total	5.813,79

Fonte: Autora

Foi calculado o peso da armadura de cisalhamento a partir do detalhamento apresentado nas figuras 21 e 22.

Calculou-se o peso dos estribos a partir do: comprimento da barra X área da bitola X peso específico do aço (γ aço) X quantidade de barras, que resultou num peso total de 812,26 kg de aço CA-50 \varnothing 10mm.

Tabela 3 Cálculo do peso dos estribos da longarina em concreto armado

Distância (m)	N	\varnothing (mm)	Espaç. (cm)	Quant.	Comp.(m)	Área (m ²)	γ aço (kg/m ³)	Peso (kg)
2,8	2	10	15	18	4,22	0,0000785	7800	46,51
1,2	2	10	12,5	10	4,22	0,0000785	7800	24,81
1,8	1	10	17,5	10	8,84	0,0000785	7800	55,67
1,8	1	10	22,5	8	8,84	0,0000785	7800	43,30
7,2	2	10	15	48	4,22	0,0000785	7800	124,03
1,8	1	10	20	9	8,84	0,0000785	7800	48,71
1,8	1	10	17,5	10	8,84	0,0000785	7800	55,67
1,8	1	10	15	12	8,84	0,0000785	7800	64,95
1,8	1	10	12,5	14	8,84	0,0000785	7800	77,94
4	1	10	15	26	8,84	0,0000785	7800	140,73
2	1	10	20	10	8,84	0,0000785	7800	54,13
2	2	10	12,5	16	4,22	0,0000785	7800	41,34
2	2	10	15	13	4,22	0,0000785	7800	34,45
Total								812,26

Fonte: Autora

4.3.2 Memorial de cálculo da longarina em concreto protendido

4.3.2.1 Concreto da longarina

- Área da seção transversal da longarina no meio do vão = 1,628 m²
- Comprimento da longarina = 64 m

$$volume\ total = (1,628 \cdot 64)$$

$$volume\ total = 104,19\ m^3$$

4.3.3 Planilhas orçamentárias

4.3.3.1 Orçamento da longarina em Concreto Armado

Com o volume de concreto calculado a partir das dimensões da seção transversal e comprimento da longarina, e com a quantidade de barras de aço longitudinais e transversais obtidas pelo dimensionamento foi possível realizar o orçamento destes materiais, como mostra a tabela 4. Os valores dos materiais utilizados foram retirados da tabela SICRO 2 com referência do mês de novembro de 2016.

Tabela 4 Orçamento da longarina em concreto armado

Ref.	Código	Discriminação dos Serviços	Unid.	Quantidade	Custo Unitário	Total
SICRO2 NOV/16	2 S 03 329 50	Concr.estr.fck=25MPa-c.raz.c/adit.conf.lanc.AC/BC	M3	122,59	R\$ 343,12	R\$ 42.063,08
SICRO2 NOV/16	2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50	KG	812,26	R\$ 8,19	R\$ 6.652,41
SICRO2 NOV/16	2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50	KG	5813,79	R\$ 8,19	R\$ 47.614,94
					TOTAL	R\$ 96.330,43

Fonte: Autora.

4.3.3.2 Orçamento da longarina em Concreto Protendido

Foram extraídos, também, da tabela SICRO 2 com referência do mês de novembro de 2016, os valores dos materiais utilizados na composição da longarina em concreto protendido, como segue na tabela 5.

Tabela 5 Orçamento da longarina em concreto protendido

Ref.	Código	Discriminação dos Serviços dos Orçamentos	Unid.	Quantidade	Custo Unitário	Total
SICRO2 NOV/16	2 S 03 329 51	Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC	M3	104,19	R\$ 375,42	R\$ 39.115,01
SICRO2 NOV/16	2 S 03 999 03	Protensão e injeção cabo 7 cord. D=12,7 mm - MAC	UND	40	R\$ 1.181,03	R\$ 47.241,20
SICRO2 NOV/16	2 S 03 990 07	Confecção e colocação cabo 7 cord. D=12,7mm FREYSS	KG	1164,24	R\$ 21,02	R\$ 24.472,32
SICRO2 NOV/16	2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50	KG	812,26	R\$ 8,19	R\$ 6.652,41
					TOTAL	R\$ 117.480,94

Fonte: Autora.

5 CONCLUSÃO

Inicialmente este trabalho apresentou o detalhamento de uma longarina de uma ponte rodoviária em concreto armado, que foi gerado a partir do dimensionamento realizado pelo livro *Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas*, do autor Daniel de Lima Araújo. A partir deste dimensionamento foi calculado o volume de concreto (m^3) e quantidade de barras de aço (kg) utilizados na composição da longarina em concreto armado.

Após a apresentação do detalhamento da longarina em concreto armado, foi apresentado o detalhamento da longarina em concreto protendido, que foi obtido pelo dimensionamento realizado na monografia *Estudo Comparativo entre Dimensionamento de Vigas em Concreto Armado e Protendido em Pontes*, 2016, da autora Elayne Aires Sandes Costa.

A autora realizou o dimensionamento com as mesmas dimensões da seção da longarina que foi dimensionada para a de concreto armado, portanto foi feito um redimensionamento diminuindo a altura da longarina, devido o concreto protendido ter a vantagem de conseguir reduzir a seção do elemento estrutural.

Com base nos detalhamentos das seções das longarinas obtidas pelos dimensionamentos nos dois métodos construtivos, concreto armado e concreto protendido, foi possível orçar os principais materiais utilizados na composição destas longarinas. Os valores dos materiais utilizados foram retirados da tabela SICRO 2 com referência do mês de novembro de 2016.

No caso da longarina em concreto armado, foi feito o orçamento para os seguintes materiais: Concreto com $f_{ck} = 25\text{Mpa}$, e o aço utilizado para a armadura dos estribos e das barras longitudinais. Resultando num valor de R\$96.330,43, para a execução de uma longarina em concreto armado.

Para a execução da longarina em concreto protendido, foi realizado o orçamento para o concreto com $f_{ck} = 30\text{Mpa}$, cordoalhas de 7 fios e $d=12,7\text{mm}$ e aço para a armadura transversal. Resultando num valor de R\$117.480,94, para a execução de uma longarina em concreto protendido.

Concluindo-se, assim, que mesmo reduzindo 30 cm da altura da seção transversal da longarina em concreto protendido, para este caso, não se torna viável, economicamente, a construção neste método construtivo. Sendo que para o dimensionamento da longarina em concreto protendido foram, ainda, considerados os dois apoios centrais, que é apresentado no modelo estrutural da ponte em concreto armado. Como este trabalho teve como foco apenas nas longarinas da ponte, então não foi possível analisar todos os custos da execução da estrutura como um todo, devido a ponte com longarinas em concreto armado ser necessário obter os dois apoios centrais, e a ponte com longarinas em concreto protendido ser possível a redução de um ou, até mesmo, dos dois apoios centrais, pois este método construtivo tem a vantagem de vencer vãos maiores, reduzindo assim o valor da estrutura.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho teve foco na comparação do custo de se executar as longarinas em concreto armado e concreto protendido de uma ponte rodoviária, com isso, como sugestão para futuros trabalhos, seria interessante a análise de outros elementos estruturais, como os pilares e fundações, para que seja possível analisar economicamente a estrutura como um todo.

A longarina em concreto protendido tem a vantagem de vencer vãos muito maiores que uma longarina em concreto armado, com isso, poderá ser desenvolvido um estudo realizando um dimensionamento da longarina em concreto protendido, com base nos valores dos esforços solicitantes do modelo da ponte apresentado neste trabalho. Analisando a possibilidade de reduzir o número de apoios, com isso, a redução do número de fundações, quantidade de investigações geotécnicas, dentre outros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, E. V. **Análise Estrutural de Pontes em Vigas Múltiplas de Concreto Protendido**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: COPPE, 1994.

ALVES, R. V. **Concreto Protendido**. Rio de Janeiro: Escola Politécnica UFRJ, 2014.

ARAÚJO, DANIEL LIMA. **Projeto de uma ponte em concreto armado com duas longarinas**. Goiânia, Editora UFG, 2013.

ARCELORMITTAL. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**. Catálogo Comercial. Piracicaba – SP: Institucional, 2015.

BARBOZA, T. D. S. **Estudo Comparativo do Dimensionamento de Lajes Protendidas com Uso de Programas Computacionais**, Projeto de Graduação - Rio de Janeiro: Escola Politécnica UFRJ, 2014.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7197 - Projeto de Estruturas de Concreto Protendido - Procedimento**, Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7187 - Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento**, 2ª ed., Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**, Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7480 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado**, Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7483 - Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido**, 2ª ed., Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7484 - Barras, Cordoalhas e Fios Destinados a Armadura de Protensão - Método de Ensaio de Relaxação Isotérmica**, Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7188 - Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas**, 2ª ed., Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto Armado**, 3ª ed., Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7187 - Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento**, 1ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7480 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**, 1ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

CARVALHO, E. **Estruturas em Concreto Protendido**. São Paulo: PINI, 2012.

COSTA, Elayne Aires Sandes. Monografia: **Estudo comparativo entre dimensionamento de vigas em concreto armado e protendido em pontes**. CEULP/ULBRA. Palmas-TO, 2016.

DEBS, M. K. E., TAKEYA, T., **Introdução às Pontes de Concreto**. São Carlos – SP: UFSCar, 2007.

HANAI, J. B. D., **Fundamentos do Concreto Protendido**, São Carlos: UFSCar, 2005. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/protendido/arquivos/cp_ebook_2005.pdf> Acesso em 18 mar 2016.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto - vol.6 - (Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto)**, Rio de Janeiro: Interciência. 1979.

LEONHARDT, Fritz. **Construções de concreto – vol.2**. Rio de Janeiro: Interciência, 1983.

LIMA, V. D. S. **Projeto de Superestruturas de Pontes de Concreto Protendido Aplicando a Técnica de Balanços Progressivos**, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2011.

PINHO, F. O; BELLEI, I. H. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. 1ª ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007

THOMAZ, E. C. S., **Pontes em Balanços Sucessivos**. IME- Instituto Militar de Engenharia. Disponível em: <<http://www.ime.eb.br>> Acesso em 10 mar de 2016.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. Recife, CREA-PE, 2002.

ZUKOWSKI JR, Joel Carlos. **Cadernos universitários 66. Manual para apresentação de trabalhos acadêmicos**. Canoas – RS: Ed ULBRA, 2002.

BASTOS, Prof. Dr. PAULO SÉRGIO DOS SANTOS. **Fundamentos do concreto armado**. Bauru – SP, 2006.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Editora Blucher, 2008.

ANEXOS

ANEXO I –

Envoltória dos momentos fletores:

Seção	Mg	φ	Mq ⁺	Mq ⁻	Envoltória	
					M ⁺	M ⁻
a	-254	1,344	0	-291	-254	-645
b	-542	1,344	0	-654	-542	-1421
0e	-929	1,344	0	-1202	-929	-2544
0d		1,269				
1	-136	1,269	800	-1162	879	-1611
2	435	1,269	1356	-1052	2156	-900
3	817	1,269	1708	-942	2984	-378
4	995	1,269	1890	-831	3393	-60
5	979	1,269	1872	-721	3354	64
6	779	1,269	1671	-671	2899	-72
7	385	1,269	1309	-754	2046	-572
8	-214	1,269	813	-838	818	-1277
9	-1001	1,269	356	-1067	-549	-2355
10e	-2011	1,269	449	-1519	-1441	-3938
10d						
11	-903	1,269	385	-1046	-414	-2231
12	-70	1,269	859	-794	1020	-1078
13	532	1,269	1344	-711	2238	-370
14	881	1,269	1652	-632	2977	79
15	994	1,269	1757	-553	3223	292

Fonte: ARAÚJO (2013), modificado pela autora.

Envoltória dos esforços cortantes:

Seção	Vg	φ	Vq ⁺	Vq ⁻	Envoltória	
					V ⁺	V ⁻
a	-204	1,344	0	-317	-204	-630
b	-288	1,344	0	-325	-288	-725
0e	-356	1,344	0	-486	-356	-1009
0d	492	1,269	533	-58	1169	418
1	390	1,269	451	-50	962	327
2	263	1,269	373	-94	736	144
3	161	1,269	301	-153	543	-33
4	42	1,269	236	-215	342	-231
5	-60	1,269	179	-281	167	-416
6	-162	1,269	129	-347	2	-602
7	-281	1,269	108	-414	-144	-806
8	-384	1,269	101	-481	-256	-994
9	-510	1,269	97	-546	-387	-1203
10e	-612	1,269	95	-609	-491	-1385
10d	611	1,269	608	-70	1383	522
11	497	1,269	534	-72	1175	406
12	358	1,269	459	-78	940	259
13	244	1,269	383	-124	730	87
14	114	1,269	310	-178	507	-112
15	0	1,269	241	-241	306	-306

Fonte: ARAÚJO (2013), modificado pela autora.

ANEXO II –

Detalhamento longitudinal da armadura à flexão da longarina em concreto armado:

