



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL  
DAS LONGARINAS DO PROJETO DA PONTE SOBRE O RIBEIRÃO  
SÃO FÉLIX EM SITUAÇÃO DE ALARGAMENTO.**

LETHICIA OLIVEIRA COSTA

Uberlândia - MG

julho de 2018

LETHICIA OLIVEIRA COSTA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL  
DAS LONGARINAS DO PROJETO DA PONTE SOBRE O RIBEIRÃO  
SÃO FELIX EM SITUAÇÃO DE ALARGAMENTO.**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado como exigência parcial para  
obtenção do título de Graduação do Curso de  
Engenharia Civil da Universidade Federal de  
Uberlândia.

Orientador: Professor Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Uberlândia  
2018

Aos meus pais Andréa e Ulcimar e meu irmão Arthur que sempre me incentivaram e me apoiaram em todos os desafios que a graduação proporcionou.

Ao meu orientador prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni que sempre me atendeu com muito carinho, dedicação, paciência e que é um exemplo na constante busca pelo conhecimento.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus por sempre estar ao meu lado e por ter me proporcionado chegar até aqui. A minha família, principalmente meus pais Andréa e Ulcimar e meu irmão Arthur por toda dedicação, apoio e paciência que sempre tiveram comigo.

Ao meu orientador prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni que além de orientador foi um amigo, confiou na minha capacidade e acreditou em meu sonho fazendo com que eu tivesse ótimas experiências de aprendizado.

A toda a equipe da FECIV que contribuíram de alguma forma com a minha formação acadêmica, em especial aos professores da banca por participarem deste trabalho.

A todos os amigos que a graduação colocou em minha vida, todos foram muito importantes e contribuíram cada um da sua maneira com minha formação.

Aos Engenheiros Dr. Júlio Timerman e Rafael Timerman pela oportunidade que me deram na ENGETI Consultoria e Engenharia LTDA e a toda equipe, em especial aos engenheiros Gabriel Pisani e Ivan Monteiro pela orientação durante o período de vivência na ENGETI.

Ao DEER-MG por ter cedido o projeto utilizado neste Trabalho de Conclusão de Curso, principalmente à Engenheira Patrícia Naves pelo empenho em ajudar na busca pelo mesmo.

## RESUMO

Com a modificação dos padrões de tráfego atuais, muitas pontes e viadutos estão ficando com os gabaritos transversais obsoletos com isso, a responsabilidade dos engenheiros em estudar metodologias de alargamento de tabuleiros aumenta. Este trabalho apresenta a análise comparativa do comportamento estrutural das longarinas da ponte sobre o Ribeirão São Félix, localizada na Rodovia LMG-746, no trecho Monte Carmelo – Chapada de Minas em uma possível situação de alargamento. Inicialmente, foi feita uma pesquisa conceitual a respeito das metodologias de alargamento; posteriormente, com o auxílio do AutoCAD, propôs-se o alargamento a ser realizado na ponte em análise. O estudo conta com uma comparação dos esforços solicitantes e das armaduras de flexão e cisalhante nas longarinas em duas situações: ponte com o tabuleiro do projeto original e com o tabuleiro alargado. Os cálculos referentes às longarinas na situação de alargamento foram realizados com auxílio da ferramenta computacional *Ftool 4.0*, AutoCAD e planilhas em Excel. Para a realização da comparação dos projetos, foi necessário entender as considerações do projetista da ponte para justificar as diferenciações de cálculos. Como complemento, propôs-se um esquema executivo para a realização do alargamento.

Palavras-chave: Ponte, alargamento, longarina, tabuleiro.

## **ABSTRACT**

With the modification of current traffic patterns, many bridges and viaducts are getting obsolete transversal gauges thereby, the responsibility of engineers to study widened decks methodologies increases. This paper presents the comparative analysis of the structural behavior of the bridge's stringer over the Ribeirão São Félix, located on the LMG – 746, highway in the Monte Carmelo - Chapada de Minas in a possible widening situation. Initially, a conceptual research on the methodologies of widening; was prepared, posteriorly with the aid of AutoCAD, there was the proposition of the enlargement to be realized in the bridge in analysis. The study counts on the comparison of the soliciting efforts and the flexural and shear reinforcement in the spars in two situations: bridge with the original design deck and the extended deck. Calculations concerning the stringer in the widening situation were performed using the Ftool 4.0 computational tool, AutoCAD and Excel spreadsheets. In order to carry out the comparison of the projects, it was necessary to understand the considerations of the designer of the bridge in order to justify the differentiation of calculations. As a complement, an executive scheme was proposed to enable the widening.

Keyword: Bridge, widening, stringer, deck.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Ilustração do trem-tipo .....	6
Figura 2 - Planta de locação .....	11
Figura 3 - Tabuleiro .....	12
Figura 4 - Seção longitudinal .....	13
Figura 5 - Seções transversais .....	14
Figura 6 - Seção transversal .....	15
Figura 7 - Trem-tipo longitudinal .....	16
Figura 8 - Gabarito após alargamento – unidades em cm.....	19
Figura 9 - Esquema estrutural.....	20
Figura 10 - Esquema estático das cargas permanentes totais .....	21
Figura 11 - Esquema para obtenção do trem-tipo longitudinal .....	22
Figura 12 - Esquema do trem-tipo longitudinal.....	22
Figura 13 - Diagrama de momento fletor.....	24
Figura 14 - Diagrama de força cortante .....	24
Figura 15 - Envoltória de momento fletor .....	25
Figura 16 - Envoltória de força cortante .....	25
Figura 17 - Determinação da largura colaborante .....	27
Figura 18 - Definição das tensões $\sigma_{c1}$ e $\sigma_{c2}$ .....	32
Figura 19 - Aumento percentual do momento fletor de cálculo .....	38
Figura 20 - Aumento percentual da área da armadura de flexão .....	39
Figura 21 - Etapa 1 de execução (medidas em cm).....	41
Figura 22 - Etapa 2 de execução (medidas em cm).....	41
Figura 23 - Etapa 3 de execução (medidas em cm).....	42
Figura 24 - Etapa 4 de execução (medidas em cm).....	42

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dados Geométricos .....	15
Tabela 2 - Carregamento Permanente.....	16
Tabela 3- Esforços solicitantes .....	17
Tabela 4 - Dimensionamento à Flexão .....	18
Tabela 5 - Armadura de Cisalhamento .....	19
Tabela 6 - Cálculo do peso próprio estrutural .....	20
Tabela 7 - Ações permanentes diretas agrupadas.....	23
Tabela 8 - Ações variáveis consideradas conjuntamente.....	24
Tabela 9 - Esforços totais (momento fletor) .....	26
Tabela 10 - Esforços totais (força cortante) .....	26
Tabela 11 - Seções equivalentes .....	27
Tabela 12 - Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para aços dentro do concreto .....	29
Tabela 13 - Armadura de Flexão .....	34
Tabela 14 - Armadura de Cisalhamento.....	37

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJETIVO .....	2
3. METODOLOGIA.....	2
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	3
4.1 CARACTERÍSTICAS PARTICULARES DAS PONTES.....	3
4.2 PROCESSOS EXECUTIVOS.....	3
4.3 AÇÕES NAS PONTES.....	5
4.4 CARGAS MÓVEIS .....	5
4.5 ALARGAMENTO: HISTÓRICO E METODOLOGIAS.....	7
5. DESCRIÇÃO DO PROJETO ORIGINAL.....	9
5.1 LONGARINAS.....	15
6 ALARGAMENTO.....	19
6.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS.....	20
6.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS TOTAIS .....	23
6.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO .....	26
6.3.1 DETERMINAÇÃO DA LARGURA COLABORANTE $b_f$ .....	26
6.3.2 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO .....	27
6.3.3 VERIFICAÇÃO DA FADIGA .....	28
6.3.4 VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO: Estado Limite de Serviço.....	32
6.3.5 ARMADURA FINAL DE FLEXÃO .....	33
6.4 DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE.....	34
6.4.1 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO.....	34
6.4.2 VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA ARMADURA TRANSVERSAL .....	36
6.4.3 ARMADURA FINAL.....	37
7 COMPARAÇÃO DOS PROJETOS .....	37
8 ESQUEMA EXECUTIVO .....	40
9 CONCLUSÃO .....	43
APÊNDICE A - DETALHAMENTO DAS LONGARINAS.....	46

## 1. INTRODUÇÃO

O projeto de uma ponte é resultante de um processo criativo formado por uma série de alternativas; onde, a cada uma, o projetista busca melhorar sua antecessora até chegar em uma solução segura, com boa estética, econômica e que atenda as funções para que foi constituída. É importante considerar que o processo criativo é contínuo, e se estende para procedimentos de execução, manutenção e até mesmo para os casos de alargamento.

Pesquisas revelam que 63% das pontes brasileiras tem extensão inferior a 50m, 79% possuem largura total inferior a 12m, sendo consideradas estreitas para os padrões atuais, 94% possuem o sistema estrutural constituído por vigas de concreto armado ou protendido, 90% foram projetadas com trem tipo 240KN ou 360KN, 50% possuem apenas um vão e dois balanços e 93% possuem vão máximo inferior a 40m (MENDES *et all.*, 2009, *apud* VITÓRIO, 2015).

Para a realização de análises de recuperação ou alargamento de pontes devem ser considerados diversos fatores, como por exemplo as condições em que a mesma se encontra, levando-se em conta manifestações patológicas que podem estar instaladas em diversos pontos da estrutura. Para facilitar a análise, faz-se a divisão da obra em famílias de elementos, sendo as mesmas instalações diversas, encontros, pavimento, juntas de dilatação, aparelhos de apoio, pilares e tabuleiros (vigas, lajes e transversinas) (MENDES *et all.*, 2009 *apud* VITÓRIO, 2015).

A realização do alargamento altera o uso previsto da ponte, aumentando o carregamento atuante e alterando o sistema estrutural; com isso, em muitos casos tem-se que realizar o reforço da estrutura. Vários métodos de reforço estrutural podem ser usados nesses casos, entre eles, reforço com cabos externos de protensão e reforço com fibra de carbono.

No reforço com protensão externa são utilizados cordoalhas, fios ou barras que são protendidos após serem ancorados, transmitindo à estrutura os esforços desejados. Já os sistemas que utilizam fibras de carbono como elemento resistente apresentam ótima resistência mecânica, rijeza, elevada resistência a ataques químicos, não são afetados pela corrosão por se tratar de um produto inerte, estabilidade térmica e extrema leveza, chegando ao ponto de não se considerar o seu peso próprio nos reforços.

## 2. OBJETIVO

Levando-se em consideração a tipologia das pontes brasileiras, temos que a maioria apresenta largura da seção transversal inferior ao necessário para atender os padrões de tráfego atual. Analisando a realidade brasileira e a falta de bibliografia específica para alargamento de pontes e viadutos fica evidente a necessidade de investimentos científicos nesta área da engenharia civil. Para isso este trabalho tem como objetivo estudar metodologias construtivas e de cálculo estrutural de alargamento de tabuleiros de pontes e viadutos, realizando uma análise do comportamento estrutural das longarinas já existentes na ponte analisada, fazendo uma comparação entre os esforços atuantes no projeto original com os esforços após um possível alargamento.

## 3. METODOLOGIA

Este trabalho foi realizado a partir de pesquisa bibliográfica, buscando informações técnicas em sites, dissertações, teses, trabalhos de conclusão de curso, manuais, normas técnicas entre outras fontes teóricas e práticas.

Tem-se como ponto de partida um projeto finalizado, assim, foi considerado para efeito de pré-dimensionamento os dados originais do projeto base, que trata-se da ponte sobre o Ribeirão São Félix, uma Obra de Arte Especial com longarinas em concreto armado, moldadas *in-loco*, que futuramente será executada no trecho Monte Carmelo – Chapada de Minas. O projeto é de responsabilidade do DEER/MG e foi cedido gentilmente para a realização deste Trabalho de Conclusão de Curso.

O estudo feito conta com a comparação do comportamento estrutural das longarinas da ponte sobre o Ribeirão São Félix na situação original com uma possível situação de alargamento da mesma.

A realização deste trabalho contou também com apoio do software FTOOL, por meio do qual foi obtido envoltória de esforços, reações de apoio e linha de influência. O *software* FTOOL permite o estudo do comportamento de pórticos planos de forma simples e objetiva, com recursos para uma eficiente criação e manipulação dos modelos, e com uma análise do comportamento estrutural rápida e fácil pela visualização de resultados após o processamento dos dados.

## **4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **4.1 CARACTERÍSTICAS PARTICULARES DAS PONTES**

Ao analisar ações, processos construtivos, composição estrutural e análise estrutural das pontes, verifica-se algumas diferenças em relação a edifícios. Em relação às ações a serem consideradas, deve-se prever o efeito dinâmico das cargas, determinar a envoltória dos esforços solicitantes e verificar a possibilidade de fadiga dos materiais. Os processos executivos das pontes são específicos para este tipo de estrutura, e a composição estrutural em decorrência das cargas de utilização, dos vãos e processos construtivos também não são semelhantes às dos edifícios. Já em relação a análise estrutural existem simplificações e recomendações dependendo da composição estrutural.

### **4.2 PROCESSOS EXECUTIVOS**

Segundo (EL DEBS; TAKEYA. 2009) as pontes podem ser classificadas quanto ao material da superestrutura, comprimento, natureza do tráfego, desenvolvimento planialtimétrico, desenvolvimento altimétrico, sistema estrutural da superestrutura, seção transversal, posição do tabuleiro e processo de execução.

Quanto aos processos executivos existem quatro metodologias bem conhecidas em projetos de pontes e viadutos de concreto. São eles: construção com concreto moldado no local, construção com elementos pré-moldados, construção com balanços sucessivos e construção com deslocamentos progressivos.

A construção com concreto moldado no local consiste no método em que a superestrutura é concretada *in loco* com utilização de fôrmas apoiadas em cimbramento fixo. O uso de vigas pré-moldadas reduz a utilização de fôrmas e cimbramento, uma vez que as fôrmas utilizadas para lançamento do concreto restante são apoiadas nas vigas. A construção com balanços sucessivos pode ser realizada com segmentos pré-moldados ou moldados no local; tais segmentos são colocados um a um, iniciando a partir dos lados dos pilares e sendo sustentados pelos segmentos anteriores. Já na construção com deslocamentos progressivos, após adquirir a resistência apropriada os segmentos são deslocados progressivamente até o local definitivo de projeto.

Deve-se lembrar também das pontes metálicas, as quais podem ser utilizadas diversos sistemas estruturais, cada qual com metodologias construtivas específicas. Entre os sistemas estruturais utilizados em pontes metálicas estão: pontes com utilização de vigas de perfis de alma cheia, vigas caixão, pontes treliçadas, com vigas mistas, em arco, estaiadas, pênséis e em pórticos.

Os perfis de alma cheia (laminados ou soldados) são utilizados como longarinas e transversinas nas pontes com tabuleiros constituídos por grelhas de vigas. As seções transversais dos tabuleiros em caixão têm um bom desempenho nas pontes curvas pela grande resistência à torção. Já a utilização de pontes em treliça deve ser condicionada a uma análise de custos, considerando as etapas de fabricação, proteção e manutenção ao longo do tempo.

Pontes em vigas mistas caracterizam-se pela junção de vigas metálicas com uma laje de concreto na aba superior por meio de conectores metálicos de cisalhamento. As pontes em arco foram um dos sistemas estruturais mais utilizados no passado como a única alternativa para vencer grandes vãos e diante da dificuldade para execução de apoios intermediários nos cursos d'água ou em vales profundos. Nas pontes estaiadas o tabuleiro pode ser metálico ou de concreto protendido e é suspenso por cabos inclinados dispostos em leque fixados em torres. Enquanto as pontes pênséis são executadas geralmente em vigamentos metálicos suspensos em cabos portantes de aço, os vigamentos, que podem ser em treliças ou vigas de alma cheia, devem ter grande rigidez à flexão e principalmente à torção.

Uma nova técnica construtiva que vem tomando espaço em execução de pontes e viadutos é o sistema ABC (*Accelerated Bridges Construction*), que consiste basicamente em construir a ponte de um lado da estrada e depois instalá-la no local definitivo. Essa metodologia apresenta entre suas vantagens, redução do tempo de execução, maior segurança para os trabalhadores, motoristas e demais envolvidos na obra, além de reduzir a interferência que a obra pode causar no trânsito local.

Para Timerman (2014), o sistema ABC é mais econômico e mais rápido do que recuperar estruturas antigas, gerando menos transtornos; o sistema é mais simples e utiliza soluções modulares pré-fabricadas e pré-moldadas.

### **4.3 AÇÕES NAS PONTES**

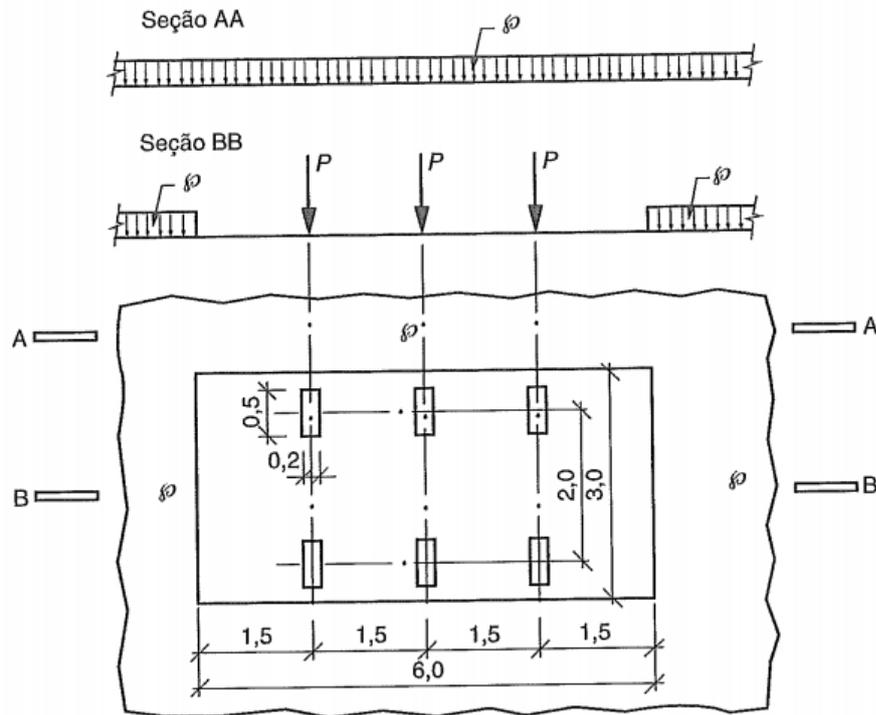
A ABNT NBR 8681:2003 classifica as ações em permanentes, variáveis e excepcionais. Tais ações podem ser agrupadas conforme a ABNT NBR 7188:2013, que estabelece que as ações permanentes podem ser consideradas como sendo as ações constantes durante a vida da estrutura ou as que são crescentes no decorrer do tempo; são elas: peso próprio dos elementos estruturais; cargas provenientes do peso de pavimentação, trilhos, dormentes, lastro, revestimentos, guarda-corpos, guarda-rodas e dispositivos de sinalização; empuxo de terra e líquidos; forças de proteção; deformações impostas. As ações variáveis são as de caráter transitório, como por exemplo, cargas móveis, cargas de construção, cargas de vento, empuxo de terra provocado por cargas móveis, pressão da água em movimento, efeito dinâmico do movimento das águas e variações de temperatura. Já as ações excepcionais são as que ocorrem em condições anormais, como choques de objetos móveis, explosões, fenômenos naturais pouco frequentes entre outros.

### **4.4 CARGAS MÓVEIS**

A ABNT NBR 7188:2013 estabelece dois padrões de cargas móveis, sendo elas, a carga móvel rodoviária padrão TB 450 e a carga móvel rodoviária mínima do tipo TB 240, utilizada em obras de estradas vicinais municipais de uma faixa ou obras particulares.

Conforme ilustra a Figura 1, o TB 450 é definido por um veículo tipo de 450KN, com seis rodas, carga estática concentrada ( $P$ ) aplicada no nível do pavimento de 75KN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5m, área de ocupação de 18m<sup>2</sup> e circundada por uma carga uniformemente distribuída constante ( $p$ ) de 5KN/m<sup>2</sup>.

Figura 1- Ilustração do trem-tipo



Fonte: ABNT NBR 7188:2013

Já o TB 240 é definido por um veículo tipo de 240kN, com seis rodas, carga estática concentrada ( $P$ ) aplicada no nível do pavimento de 40kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5m, área de ocupação de 18m<sup>2</sup> e circundada por uma carga uniformemente distribuída constante ( $p$ ) de 4kN/m<sup>2</sup>.

Para o dimensionamento dos passeios deve ser utilizado uma carga uniformemente distribuída de 5kN/m<sup>2</sup>. Os coeficientes de impacto vertical (CIV), coeficiente de número de faixas (CNF) e coeficiente de impacto adicional (CIA) não devem ser usados para ponderação das ações sobre os passeios.

A ABNT NBR 7188:2013 estabelece alguns critérios para a definição dos coeficientes de ponderação das cargas verticais. Para o coeficiente de impacto vertical (CIV) deve-se adotar 1,35 para estruturas com vãos menores que 10m, para estruturas com vãos entre 10 e 200 metros segue a Equação 1 e para estruturas com vãos acima de 200m deve-se fazer um estudo para que possa ser feita a consideração da amplificação dinâmica e definição do CIV.

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left( \frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad (1)$$

Onde:

$L_{iv}$  = vão em metros, conforme o tipo da estrutura;

Sendo:

$L_{iv}$  = média aritmética dos vãos no caso de vãos contínuos (usado para estruturas de vão isostático);

$L_{iv}$  = comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

Para encontrar o coeficiente de número de faixas deve-se utilizar a Equação 2. Este coeficiente não deve ser utilizado em dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas etc).

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 \quad (2)$$

Onde  $n$  é o número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo; é importante ressaltar que acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego rodoviário.

O coeficiente de impacto adicional deve ser utilizado para majorar as cargas móveis nas regiões de juntas estruturais e extremidades da obra; todas as seções dos elementos estruturais que distem menos de 5m de cada lado da junta devem ser dimensionados utilizando o CIA na majoração dos esforços das cargas móveis. Tal coeficiente deve ser de 1,25 para obras de concreto ou mistas e 1,15 para obras de aço.

#### **4.5 ALARGAMENTO: HISTÓRICO E METODOLOGIAS**

Grande parte das pontes e dos viadutos brasileiros tem seus gabaritos desatualizados para os padrões de tráfego atuais; muitas dessas pontes foram construídas há mais de 40 anos e podem se tornar obsoletas quando comparadas aos gabaritos atuais, caso não passem por adequações.

Segundo o DNIT (2004), pontes de pista simples e sem passeio até o ano de 1960 eram projetadas com 8,30m de largura total, passando para 10,00m entre os anos de 1960 e 1975; de 1975 até 1985 já se construíam pontes com larguras totais superiores a 10,80m, chegando a 12,80m nos anos posteriores a 1985.

Os primeiros alargamentos de pontes rodoviárias foram feitos com a implantação de vigas ao lado do tabuleiro para a inclusão de passeios de pedestres. Os alargamentos eram feitos sem nenhuma ligação entre o tabuleiro original e os alargados, gerando um sistema estrutural com três tabuleiros independentes, que eram separados por juntas instaladas em toda extensão longitudinal da ponte. As pontes alargadas com este método eram constituídas de um ou no máximo dois vãos, sem acréscimo das cargas móveis, com alargamento dos encontros e se necessário reforço do apoio central. Contudo este método de alargamento entrou em desuso, pois a instalação de patologias devido a infiltração de água nas regiões das juntas longitudinais entre as vigas prejudicam o desempenho da estrutura (Vitório, 2013).

Existem quatro métodos de alargamento de pontes e viadutos que vem sendo utilizados atualmente: alargamento com concreto armado convencional moldado no local, alargamento com protensão externa, alargamento com vigas pré-moldadas e alargamento com vigas mistas. A escolha da metodologia mais adequada para realizar o alargamento de uma ponte deve levar em consideração aspectos estruturais, construtivos, econômicos e de durabilidade.

a) **ALARGAMENTO COM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL MOLDADO NO LOCAL:**

Segundo (Vitório, 2013), este método é o mais utilizado em pontes em geral, em especial pontes de pequeno porte. Este método evita as patologias causadas pela inserção de juntas longitudinais, visto que é adotado um modelo de grelha, solidarizando todas as vigas e lajes novas e antigas ao tabuleiro alargado.

b) **ALARGAMENTO COM PROTENSÃO EXTERNA:**

A protensão externa é bastante utilizada em casos de adequação de cargas de pontes antigas que tem a necessidade de serem reforçadas para atenderem os esforços referentes a nova distribuição de cargas móveis nos tabuleiros alargados. Este método aumenta o desempenho estrutural de pontes antigas, pode aumentar a capacidade de carga das longarinas e do tabuleiro, aumentar a rigidez da estrutura, reduzir a fissuração e melhorar a resistência ao cisalhamento.

### c) ALARGAMENTO COM VIGAS PRÉ-MOLDADAS:

A utilização de elementos em concreto pré-moldado nas pontes é restrita a vãos de no máximo 40m, pois em casos de vãos acima de 40m fica impossibilitada a produção dos elementos em fábricas, com posterior transporte até o local da obra. Caso haja espaço no canteiro de obras, as peças podem ser concretadas no próprio canteiro e içadas até o local definitivo.

A metodologia de alargamento de pontes e viadutos utilizando vigas pré-moldadas é pouco utilizada no Brasil. A utilização de peças em concreto pré-moldado vem junto com complemento de concreto moldado no local, formando um elemento composto; estes elementos apresentam transferência de tensões de cisalhamento na interface entre o concreto pré-moldado da viga e o concreto da laje (moldado no local).

### d) ALARGAMENTO COM VIGAS MISTAS:

Quando se trata de estruturas mistas deve ser considerado os efeitos de retração, fluência e temperatura, pois o concreto sob tensão sofre deformações diferidas ao longo do tempo, transferindo esforços causados por tais efeitos para as vigas metálicas.

## **5. DESCRIÇÃO DO PROJETO ORIGINAL**

A ponte sobre o Ribeirão São Felix trata-se de uma Obra de Arte Especial que será executada na Rodovia LMG-746 no trecho Monte Carmelo – Chapada de Minas (Estaca Inicial 646+11,00 e Estaca Final 647+13,00). O projeto foi elaborado pela Alta Engenharia de Consultoria Ltda., coordenado e fiscalizado pela Diretoria de Projetos – DEER/MG.

Para a solução estrutural foram considerados elementos topográficos, sondagens geológicas, estudos hidrológicos e projeto geométrico da rodovia. O tabuleiro da OAE é formado por 2 longarinas de 40cm de largura, nos apoios existem mísulas que variam de 40cm a 80cm de largura. A altura das vigas é constante e igual a 2,10m e o comprimento total da Obra de Arte Especial é de 22,00m. As longarinas são interligadas pelo tabuleiro, transversinas de apoio e transversinas de vão.

A largura total do tabuleiro é de 11,00m, sendo composta por duas pistas de rolamento de 3,50m cada, duas faixas de segurança de 1,00m cada, duas barreiras de concreto

de 40cm, denominadas “*New Jersey*” pelo DER e um passeio de 1,20m de largura do lado direito da ponte.

O escoamento das águas pluviais é garantido por meio de um caimento transversal de 3% previsto na pavimentação, drenos de PVC, com 100mm de diâmetro, espaçados de 3,00m localizados junto à barreira lateral da ponte.

Definiu-se utilizar encontros leves (Pegão Paulista) a fim de dar apoio às longarinas, que por sua vez apoiam o tabuleiro. Para sustentação dos Pegões serão utilizados tubulões curtos de diâmetro de base de 240cm, diâmetro de fuste de 120cm e profundidade de 675cm.

No encabeçamento é previsto o uso de alas e lajes de transição a fim de concordar o trânsito da estrada à ponte propriamente dita.

Os aparelhos de apoio são do tipo “neoprene-fretado” nos apoios com dimensões de 400mm × 600mm e altura de 69mm.

Para as armaduras será utilizado aço CA-50 e o concreto estrutural terá  $f_{ck}$  de 25MPa para superestrutura, 20MPa para mesoestrutura e infraestrutura e 10MPa para concreto magro utilizado em regularização, resistências características exigidas pela ABNT NBR 6118, para Classe de Agressividade Ambiental Moderada II.

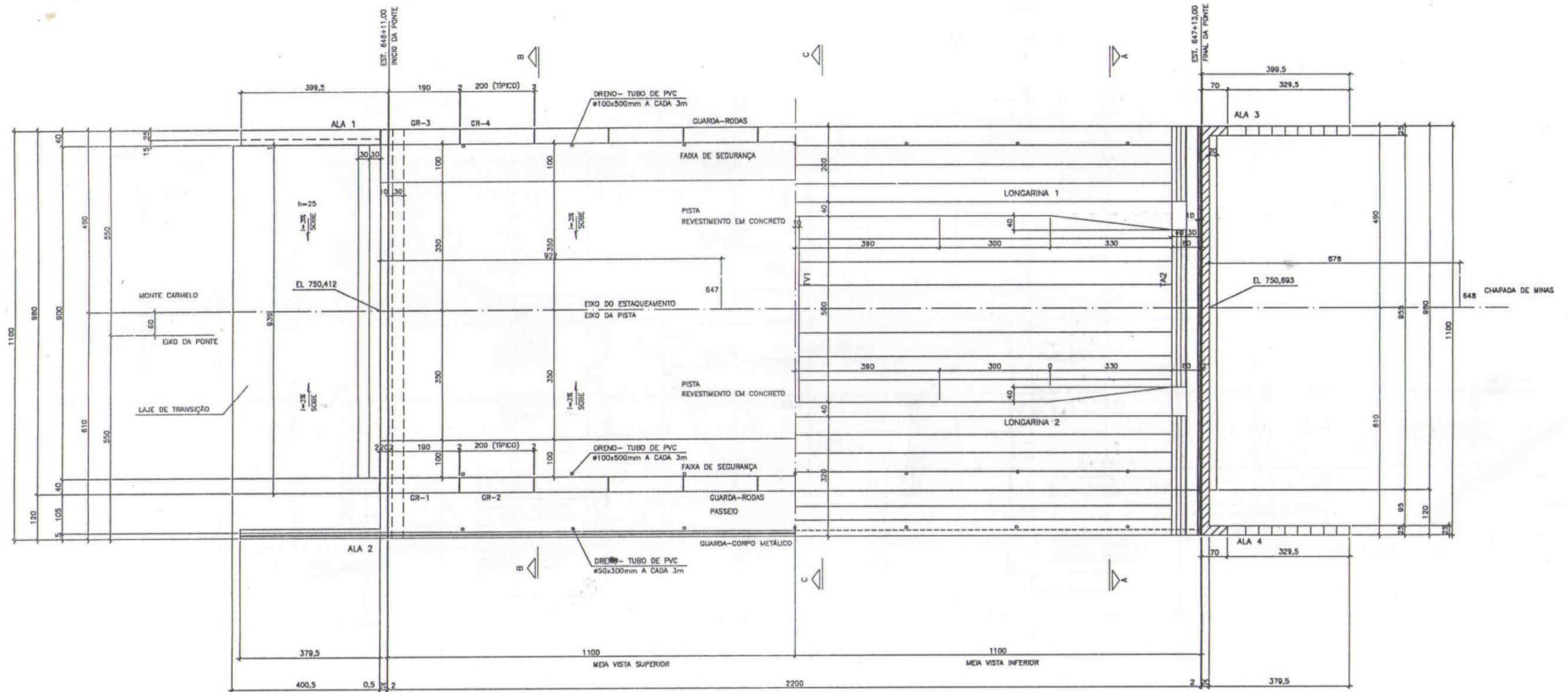
Nas Figuras 2, 3, 4, 5 e 6 constam a planta de locação da ponte, o tabuleiro em meia vista superior e meia vista inferior, a seção longitudinal da ponte e as seções transversais é possível visualizar algumas das descrições mencionadas anteriormente.

Figura 2 - Planta de locação



Fonte: DEER, 2012.

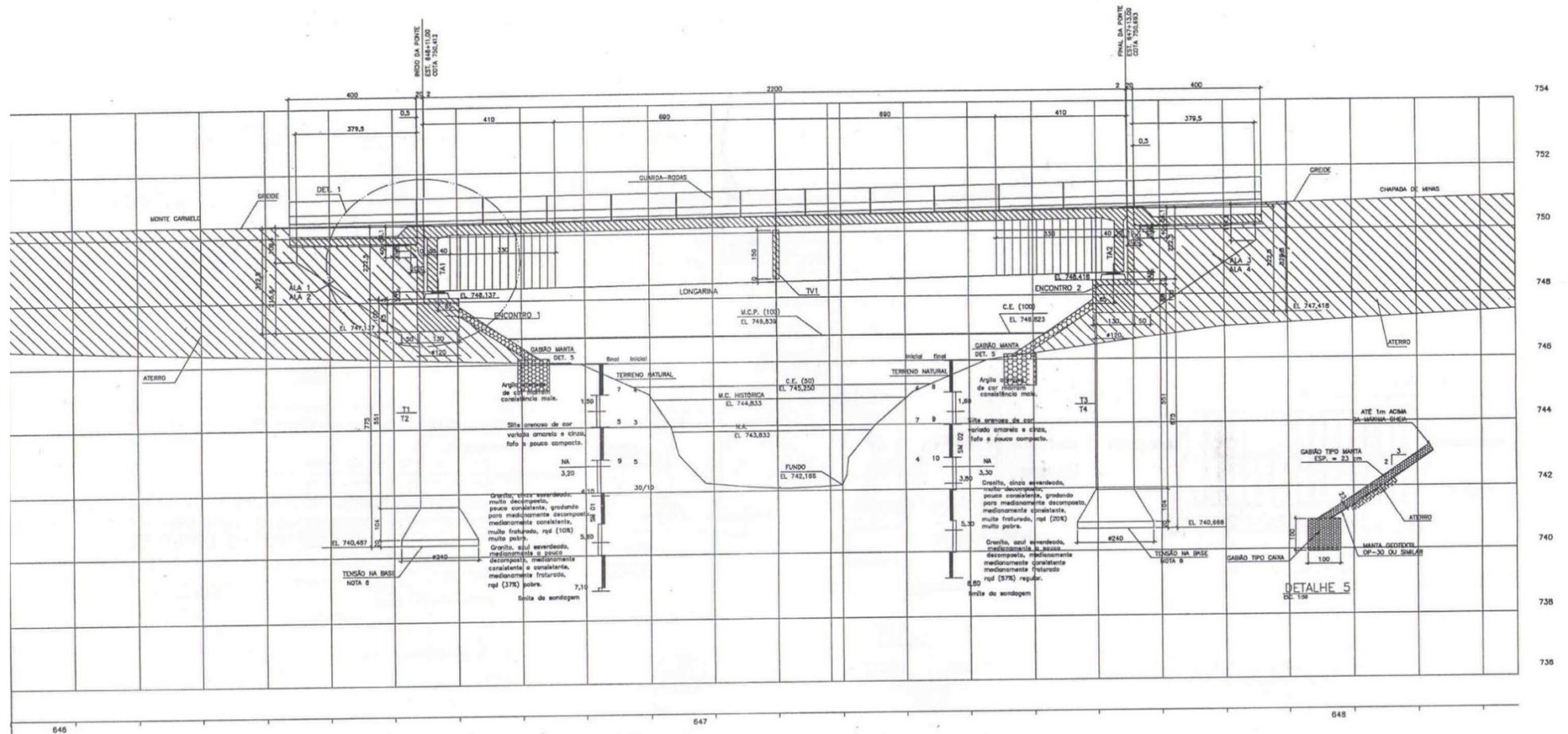
Figura 3 - Tabuleiro



TABULEIRO  
ESC. 1:30

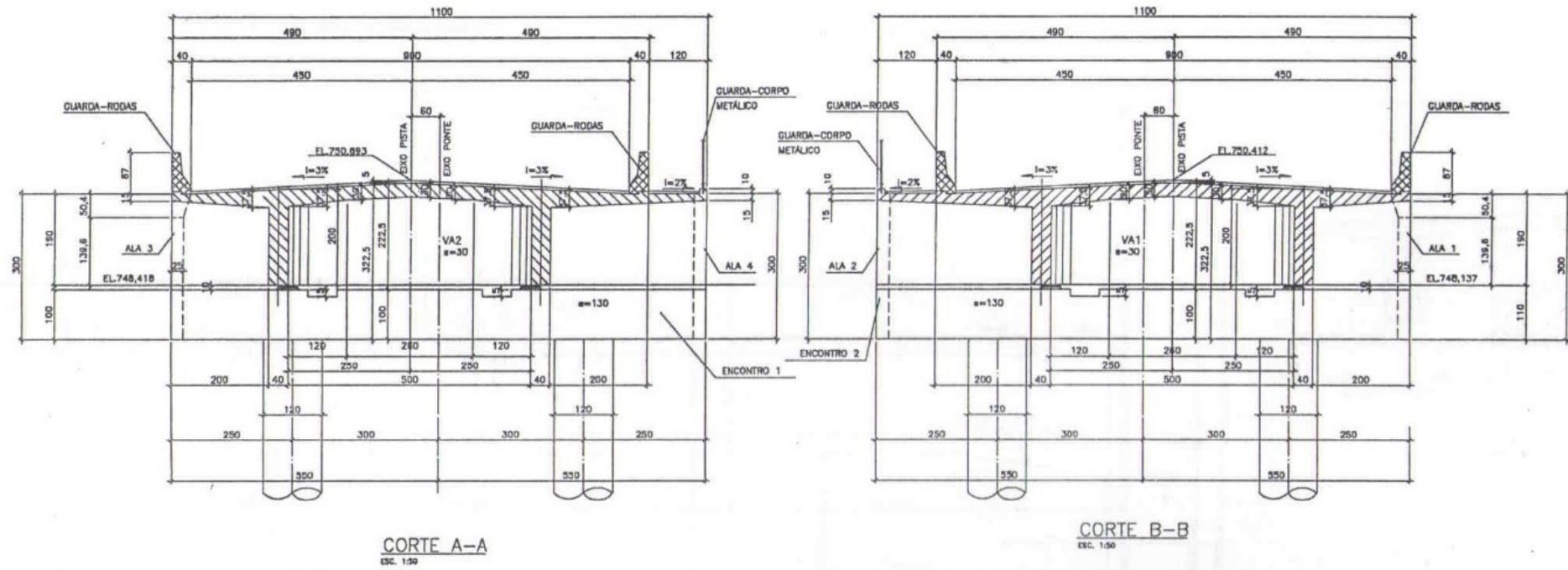
Fonte: DEER, 2012.

Figura 4 - Seção longitudinal



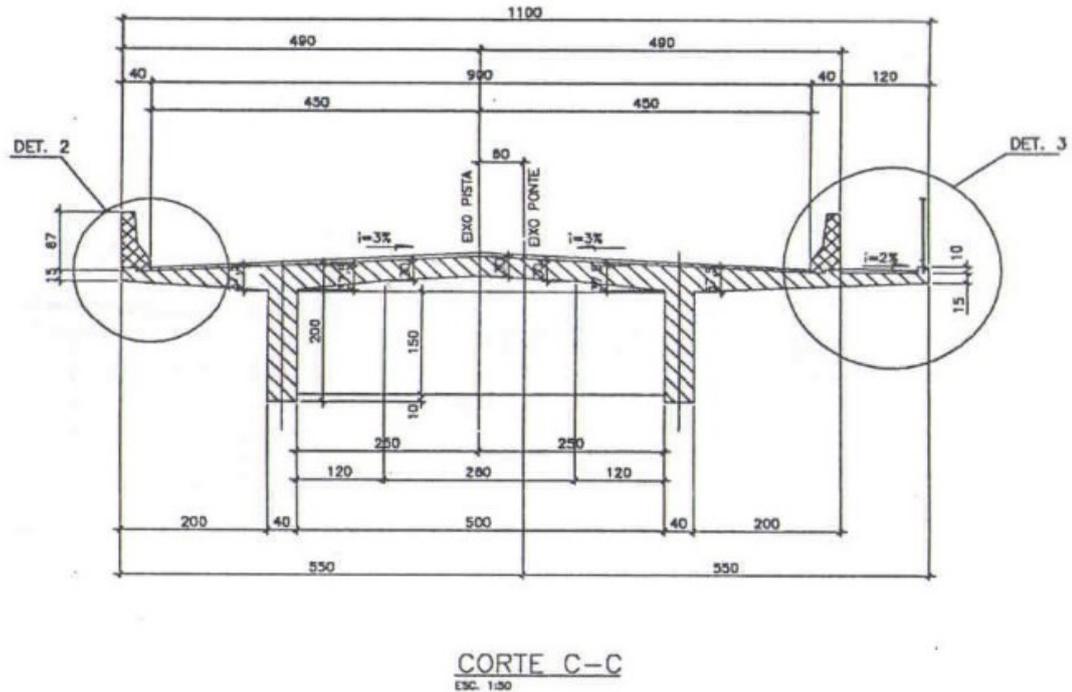
Fonte: DEER, 2012.

Figura 5 - Seções transversais



Fonte: DEER, 2012.

Figura 6 - Seção transversal



Fonte: DEER, 2012.

### 5.1 LONGARINAS

As longarinas da ponte sobre o Ribeirão São Félix tem comprimento de 22m, largura de 40cm, sendo que nos apoios existem mísulas que variam de 40cm de largura a 80cm, a altura das vigas é constante e igual a 2,10m. A Tabela 1 ilustra a concepção geométrica original do projeto para cada seção calculada.

Tabela 1 - Dados Geométricos

Seção	x (m)	bw (cm)	h (cm)	bf-sup(cm)	hf-sup(cm)	bf(inf)	hf(inf)
1	0,0	80	210	80	20	0	0
2	2,2	60	210	90	20	0	0
3	4,4	40	210	160	20	0	0
4	6,6	40	210	220	20	0	0
5	8,8	40	210	250	20	0	0
6	11,0	40	210	270	20	0	0
7	13,2	40	210	250	20	0	0
8	15,4	40	210	220	20	0	0
9	17,6	40	210	160	20	0	0
10	19,8	60	210	90	20	0	0
11	22,0	80	210	80	20	0	0

Fonte: Adaptado de DEER, 2012.

O carregamento permanente apresentado na Tabela 2 foi o utilizado para o dimensionamento das longarinas; observou-se que o projetista utilizou um carregamento distribuído constante para a carga permanente ( $q$ ) mesmo com a variação da largura das longarinas nos apoios.

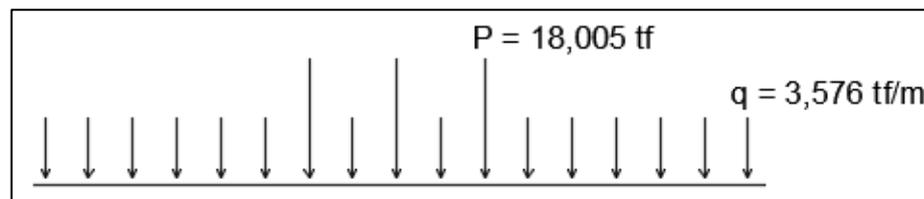
Tabela 2 - Carregamento Permanente

Trecho	P (KN)	q (KN/m)	l (m)
1	0,0	67,13	1,45
2	22,0	67,13	2,25
3	46,2	67,13	7,30
4	46,2	67,13	7,30
5	46,2	67,13	2,25
6	22,0	67,13	1,45

Fonte: Adaptado de DEER, 2012.

As considerações de carga móvel neste projeto foram feitas utilizando o Veículo Tipo 450KN (TB45), para encontrar o trem-tipo longitudinal foram admitidas que distância entre vigas (eixo) era 6,00m e os balanços 2,70m. A Figura 7 ilustra o trem-tipo longitudinal com as cargas já majoradas pelo coeficiente de impacto de 1,246.

Figura 7 - Trem-tipo longitudinal



Fonte: Adaptado DEER, 2012.

Na Tabela 3 constam os esforços nas seções calculadas, bem como as envoltórias de momentos fletores e força cortante necessários para o dimensionamento de cada décimo de seção das longarinas presentes neste projeto. Importante salientar que, como o trem-tipo longitudinal já foi majorado pelo coeficiente de impacto, as envoltórias de momentos fletores e forças cortantes presentes na Tabela 3 também já foram devidamente majoradas.

Tabela 3- Esforços solicitantes

Seção	X (m)	Mg (KN.m)	Mpmax(KN.m)	Mpmin(KN.m)	Qg (KN)	Qmax (KN)	Qmin (KN)
1	0,0	0,000	0,000	0	829,730	896,68	0,00
2	2,2	1646,450	1767,320	0	660,040	767,92	-27,66
3	4,4	2903,750	3123,910	0	466,150	647,04	-86,93
4	6,6	3766,840	4069,740	0	318,470	534,02	-160,61
5	8,8	4305,030	4658,850	0	170,780	428,87	-242,16
6	11,0	4518,300	4864,220	0	23,100	331,58	-331,58
7	13,2	4305,030	4658,850	0	-170,780	242,16	-428,87
8	15,4	3766,840	4069,740	0	-318,470	160,61	-534,02
9	17,6	2903,750	3123,910	0	-466,150	86,93	-647,04
10	19,8	1646,450	1767,320	0	-660,040	27,66	-767,92
11	22,0	0,000	0,000	0	-829,730	0,000	-896,68

Fonte: Adaptado de DEER, 2012.

Para o dimensionamento à flexão e ao cisalhamento foram admitidos os seguintes dados:  $f_{ck}$  igual a 250Kgf/cm<sup>2</sup>; aço CA-50A; recobrimento igual a H/10 e as solicitantes de cálculo foram encontradas conforme a Equação 3.

$$S_d \geq \frac{1,0}{1,35} \times S_g + 1,5 \times S_p \quad (3)$$

A Tabela 4 apresenta o dimensionamento à flexão de cada décimo de seção das longarinas em análise, nela pode ser observado os momentos de cálculo superior e inferior de cada seção assim como as armaduras. Pode-se perceber que a verificação de fadiga foi satisfeita para todas as seções analisadas, em relação a fissuração apenas a seção S2 localizada a 2,20m do apoio apresentou problemas sendo acrescida com fator multiplicador de 1,473. Por se tratar de uma longarina bi-apoiada, não há solicitação de momento fletor negativo; sendo assim o projetista utilizou apenas uma barra de aço de 25mm como armadura superior no decorrer de toda a longarina.

Tabela 4 - Dimensionamento à Flexão

Seção	X		Md (KN.m)	As1 (cm <sup>2</sup> )	As2 (cm <sup>2</sup> )	Kfad	Kfiss	As1* (cm <sup>2</sup> )	N° diam 25mm	
									Inf	Sup
1	0	Sup	0,000	0,000	0	1	1,000	0,000	1	1
		Inf	0,000	0,000	0	1	1,000	0,000		
2	2,2	Sup	1646,450	0,000	0	1	1,000	0,000	20	1
		Inf	4873,690	63,695	0	1	1,473	93,825		
3	4,4	Sup	2903,750	0,000	0	1	1,000	0,000	23	1
		Inf	8605,930	112,474	0	1	1,000	112,474		
4	6,6	Sup	3766,840	0,000	0	1	1,000	0,000	30	1
		Inf	11189,840	146,244	0	1	1,000	146,244		
5	8,8	Sup	4305,030	0,000	0	1	1,000	0,000	35	1
		Inf	12800,070	167,289	0	1	1,000	167,289		
6	11	Sup	4518,300	0,000	0	1	1,000	0,000	36	1
		Inf	13396,040	175,079	0	1	1,000	175,079		
7	13,2	Sup	4305,030	0,000	0	1	1,000	0,000	35	1
		Inf	12800,070	167,289	0	1	1,000	167,289		
8	15,4	Sup	3766,840	0,000	0	1	1,000	0,000	30	1
		Inf	11189,840	146,244	0	1	1,000	146,244		
9	17,6	Sup	2903,750	0,000	0	1	1,000	0,000	23	1
		Inf	8605,930	112,474	0	1	1,000	112,474		
10	19,8	Sup	1646,450	0,000	0	1	1,000	0,000	20	1
		Inf	4873,690	63,695	0	1	1,473	93,825		
11	22	Sup	0,000	0,000	0	1	1,000	0,000	1	1
		Inf	0,000	0,000	0	1	1,000	0,000		

Fonte: Adaptado de DEER, 2012.

A Tabela 5 apresenta o dimensionamento da armadura de cisalhamento de cada décimo de seção das longarinas em análise, nela pode ser observado as forças cortantes de cálculo de cada seção utilizadas no dimensionamento. Pode-se perceber que pela verificação de fadiga foi necessário acréscimo de área de aço nas seções 3, 4, 5, 6, 7, 8 e 9. Foi estabelecida a utilização de estribos com diâmetro de 12,5mm.

Tabela 5 – Dimensionamento à flexão

Seção	X (m)	Vdim (KN)	Asw(cm <sup>2</sup> /m)	Kfad	Asw*Kfad (cm <sup>2</sup> /m)
1	0,00	2465,16	36,945	1,000	36,945
2	2,20	2042,93	30,617	1,000	30,617
3	4,40	1599,86	23,977	1,064	25,507
4	6,60	1230,96	18,448	1,309	24,140
5	8,80	873,86	13,096	1,705	22,323
6	11,00	528,55	7,921	1,581	12,527
7	13,20	873,87	13,097	1,705	22,323
8	15,40	1230,98	18,448	1,309	24,140
9	17,60	1599,88	23,977	1,064	25,507
10	19,80	2042,95	30,617	1,000	30,617
11	22,00	2465,16	36,945	1,000	36,945

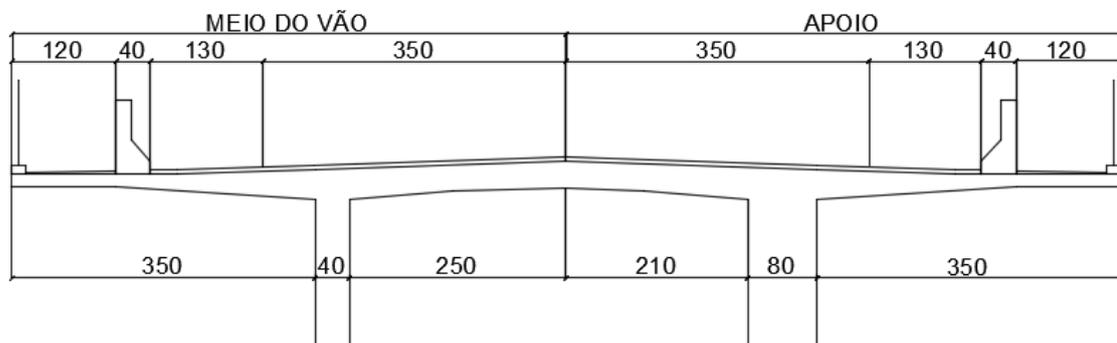
Fonte: Adaptado de DEER, 2012.

O Apêndice A apresenta as pranchas com detalhamento das longarinas do projeto original.

## 6 ALARGAMENTO

Para realização do estudo proposto por este trabalho foi considerado que, em uma situação futura, a ponte sobre o Ribeirão São Félix terá a necessidade de ser alargada. O alargamento contará com aumento de 30cm em cada faixa de segurança, além da inclusão de passeio na pista com sentido Monte Carmelo, totalizando a largura total de 12,80m. A Figura 8 mostra o gabarito da ponte após a realização do alargamento, a representação é composta por metade da seção representando a seção característica do meio do vão e a outra metade a seção do apoio.

Figura 8 - Gabarito após alargamento – unidades em cm



Fonte: Autora, 2018.

## 6.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS

As Seções transversais das longarinas foram mantidas no alargamento, sendo que a largura é de 40cm com mísulas nos apoios que variam de 40cm a 80cm e a altura de 2,10m. A partir da definição da seção transversal da ponte após alargamento e com a utilização do software AutoCad obteve-se as áreas na seção do apoio e na do meio do vão para posteriormente realizar o cálculo da carga permanente ( $g_1$ ). A Tabela 6 apresenta os valores das cargas permanentes para ambas as seções transversais.

Tabela 6 - Cálculo do peso próprio estrutural

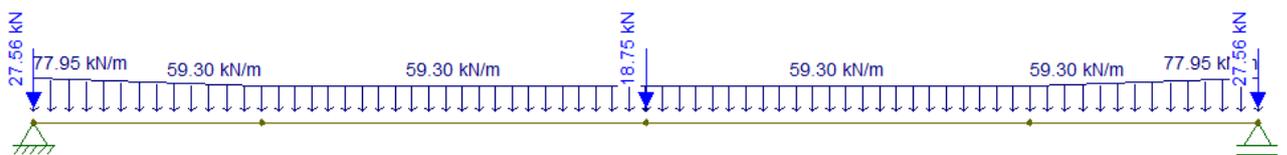
Cálculo do pp estrutural ( $g_1$ )	
$\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	25
$g_1$ (apoio) (kN/m)	77,95
$g_1$ (1/2 vão) (kN/m)	59,30

Fonte: Autora, 2018.

Para o dimensionamento das longarinas devem ser considerados também os pesos próprios das transversinas. Este projeto conta com três transversinas, sendo duas nos apoios e uma no meio do vão, com 1,75m de altura por 0,30m de largura e 1,50m de altura por 0,20m de largura respectivamente. Assim, temos que o peso próprio de cada transversina de apoio é de 27,56kN e o da transversina do meio do vão é de 18,75kN.

Com os pesos próprios das longarinas e transversinas em mãos, foi montado o esquema estático para o cálculo do volume de concreto estrutural a ser gasto na ponte. A Figura 9 ilustra o esquema estrutural citado.

Figura 9 - Esquema estrutural



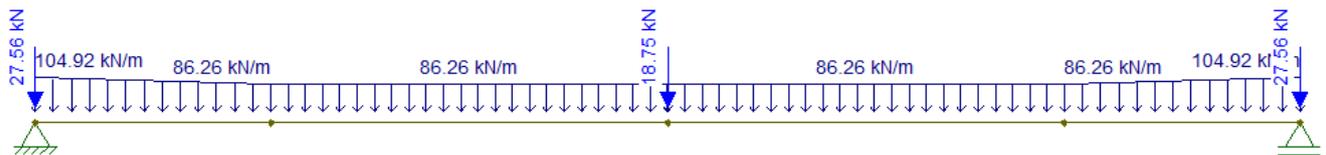
Fonte: Ftool, 2018.

A partir do esquema estrutural, encontrou-se as reações de apoio com a utilização da ferramenta computacional Ftool 4.0 no valor de 727,47KN em cada apoio. Dividindo a soma das reações de apoio pela resistência a compressão do concreto, tem-se o volume de concreto estrutural a ser gasto em cada longarina; neste projeto, a soma do volume de concreto das duas longarinas é de 116,14m<sup>3</sup>.

Para a definição do esquema estático final considerou-se o acréscimo da sobrecarga permanente (g2) que conta com: pavimento asfáltico de 5cm de espessura; consideração de 2KN/m<sup>2</sup> para recapeamento, previsto pela ABNT NRB 7187:2003; guarda rodas, guarda corpo e pavimento de concreto, contabilizando um total de 26,96KN/m de sobrecarga permanente.

O esquema estático final da Figura 10 contém a soma da carga permanente (g1) com a sobrecarga permanente (g2).

Figura 10 - Esquema estático das cargas permanentes totais



Fonte: Ftool, 2018.

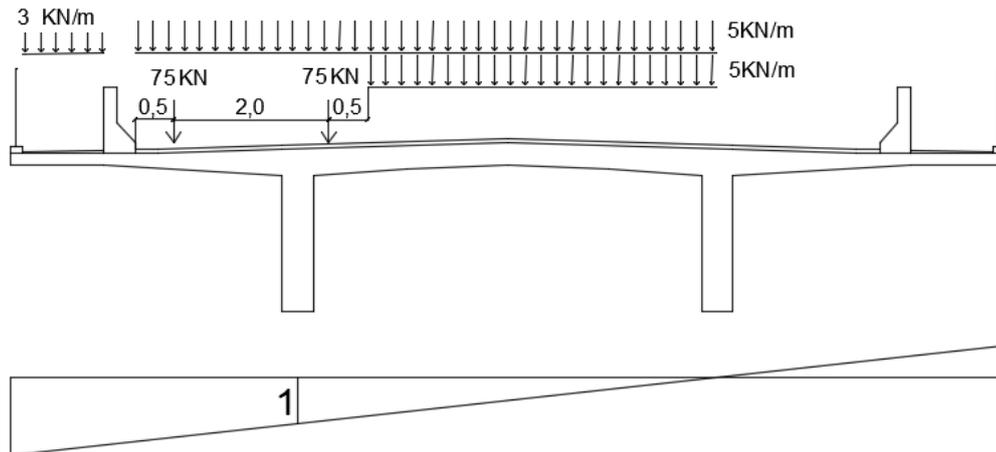
A determinação do trem-tipo longitudinal para o cálculo dos esforços devido à carga móvel foi feita mantendo o trem-tipo do projeto original classe TB45. O TB45 é definido por um veículo tipo de 450KN, com seis rodas, carga estática concentrada aplicada no nível do pavimento de 75KN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5m, área de ocupação de 18m<sup>2</sup> e circundada por uma carga uniformemente distribuída constante de 5KN/m<sup>2</sup>. A determinação do trem-tipo longitudinal conta também com a carga de multidão presente nos passeios de 3KN/m<sup>2</sup>, é importante salientar que a carga de multidão não deve ser majorada por impacto, porém por motivos de simplificação de cálculo e considerando que a simplificação é favorável à segurança estrutural, a multidão foi majorada por impacto juntamente com as outras cargas.

O coeficiente de impacto vertical foi de 1,29 e o coeficiente de número de faixas de 1, calculados conforme as Equações 1 e 2 respectivamente, já o coeficiente de impacto adicional é de 1,25 por se tratar de uma obra de concreto. Assim, a majoração das

cargas será de 1,618 nos 5m iniciais e finais da ponte e 1,294 no restante do comprimento.

A Figura 11 ilustra o esquema para obtenção do trem-tipo longitudinal no qual foi utilizada a seção do meio do vão para os cálculos.

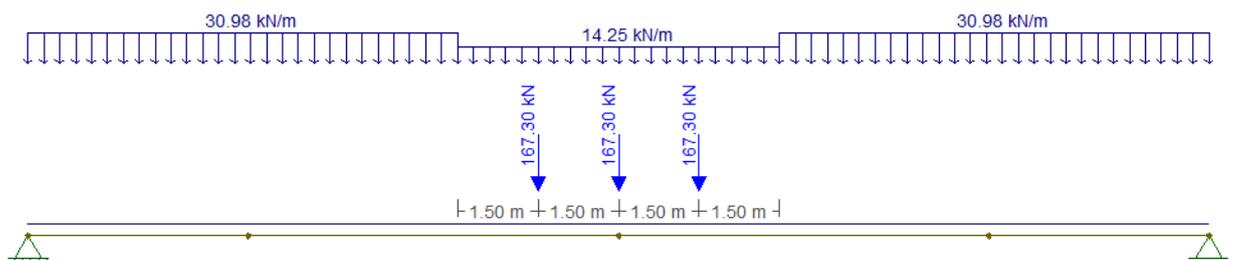
Figura 11 - Esquema para obtenção do trem-tipo longitudinal



Fonte: Autora, 2018.

O resultado da multiplicação do carregamento presente na seção transversal ilustrada na Figura 11 com as respectivas áreas geradas pela linha de influência, que tem o unitário localizado em uma das longarinas forneceu o trem-tipo longitudinal para as longarinas. Para realização deste cálculo foi considerada a situação mais desfavorável de utilização da obra, “encostando” o veículo tipo junto ao guarda rodas para interceptar as maiores ordenadas possíveis para o peso das suas rodas e desconsiderando o alívio da linha de influência, a carga foi colocada até o ponto de mudança de sinal. O esquema da Figura 12 ilustra o trem-tipo longitudinal obtido.

Figura 12 - Esquema do trem-tipo longitudinal



Fonte: Ftool, 2018.

## 6.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS TOTAIS

A ABNT NBR 8681:2003 estabelece que as combinações ultimas normais são dadas pela Equação 4.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{g1} \times F_{G_{i,k}} + \gamma_q \times [F_{Q_{i,k}} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} \times F_{Q_{j,k}}] \quad (4)$$

Onde:

$F_{G_{i,k}}$ : é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q_{i,k}}$ : é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{oj} \times F_{Q_{j,k}}$ : é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

No caso deste projeto a combinação ultima normal se aplica como o descrito na Equação 5.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{g1} \times F_{G_{i,k}} + \gamma_q \times F_{Q_{i,k}} \quad (5)$$

Esta ponte foi classificada como ponte em geral, pois a razão entre a carga permanente e a totalidade das ações permanentes é menor que 75%. Sendo assim adotou-se  $\gamma_{g1}$  de 1,35 e 1,0 conforme a Tabela 7. Já para ações variáveis foi considerado  $\gamma_a$  de 1,5 conforme a Tabela 8.

Tabela 7 - Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grande pontes	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral	1,35	1,0
	Edificações tipo 2	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grande pontes	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral	1,25	1,0
	Edificações tipo 2	1,30	1,0
Esepcional	Grande pontes	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral	1,15	1,0
	Edificações tipo 2	1,20	1,0

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2003

Tabela 8 - Ações variáveis consideradas conjuntamente

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,50
	Edificações tipo 2	1,40
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,30
	Edificações tipo 2	1,20
Escepcional	Estruturas em geral	1,00

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2003

Os diagramas de momento fletor e força cortante gerados pelas cargas permanentes estão ilustrados nas Figuras 13 e 14 respectivamente, e as envoltórias de momento fletor e força cortante geradas pelo carregamento móvel nas Figuras 15 e 16. A partir destes esforços e utilizando as Equações 6, 7, 8 e 9 foram montadas as Tabelas 9 e 10 onde constam os esforços totais.

Figura 13 - Diagrama de momento fletor



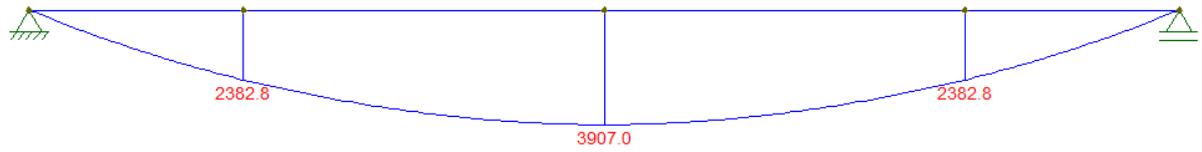
Fonte: Ftool, 2018.

Figura 14 - Diagrama de força cortante



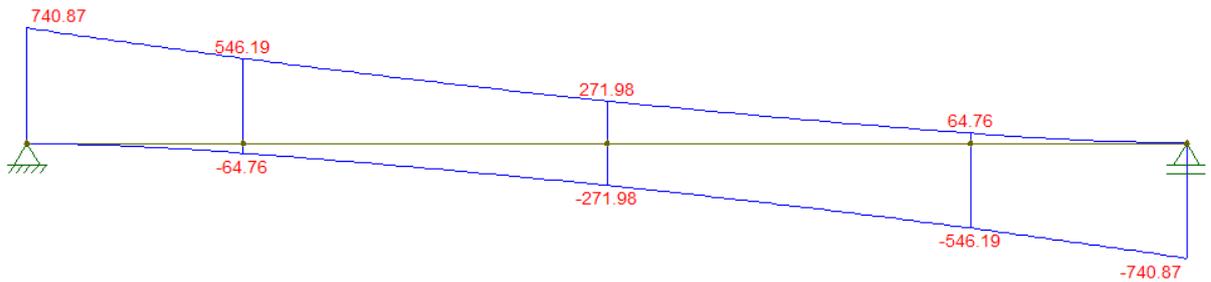
Fonte: Ftool, 2018.

Figura 15 - Envoltória de momento fletor



Fonte: Ftool, 2018.

Figura 16 - Envoltória de força cortante



Fonte: Ftool, 2018.

$$S_d = 1,35S_g + 1,5\varphi S_{qm\acute{a}x} \quad (6)$$

$$S_d = 1,35S_g + 1,5\varphi S_{qmin} \quad (7)$$

$$S_d = 1,00S_g + 1,5\varphi S_{qm\acute{a}x} \quad (8)$$

$$S_d = 1,00S_g + 1,5\varphi S_{qmin} \quad (9)$$

Onde:

S: Esforço solicitante, aqui foi utilizado momento fletor e força cortante;

 $\varphi$ : Coeficiente de impacto;

Tabela 9 - Esforços totais (momento fletor)

MOMENTOS FLETORES (kNm)												
Seção	1	2			3	4	2+3	2+4	1+3	1+4	Mmax	Mmin
	Mg	1,35 Mg	Mq (max)	Mq (min)	1,5phi*Mq (max)	1,5phi*Mq (min)	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin		
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
2	1946,40	2627,64	1428,30	0,00	3466,60	0,00	6094,24	2627,64	5413,00	1946,40	6094,24	1946,4
3	3433,50	4635,23	2511,20	0,00	6094,89	0,00	10730,12	4635,23	9528,39	3433,50	10730,12	3433,5
4	4497,90	6072,17	3267,50	0,00	6344,40	0,00	12416,56	6072,17	10842,30	4497,90	12416,56	4497,9
5	5144,80	6945,48	3743,60	0,00	7268,82	0,00	14214,30	6945,48	12413,62	5144,80	14214,30	5144,8
6	5374,10	7255,04	3907,00	0,00	7586,09	0,00	14841,13	7255,04	12960,19	5374,10	14841,13	5374,1

Fonte: Autora, 2018.

Tabela 10 - Esforços totais (força cortante)

FORÇAS CORTANTES (kN)												
Seção	1	2			3	4	2+3	2+4	1+3	1+4	Vmax	Vmin
	Vg	1,35 Vg	Vq (max)	Vq (min)	1,5phi*Vq (max)	1,5phi*Vq (min)	Vmax	Vmin	Vmax	Vmin		
1	996,5	1345,3	740,87	0,00	1798,153	0,000	3143,415	1345,262	2794,643	996,490	3143,415	996,490
2	776,7	1048,5	633,47	-23,62	1537,484	-57,328	2586,002	991,190	2314,164	719,352	2586,002	719,352
3	578,7	781,23	532,87	-72,43	1293,320	-175,794	2074,551	605,438	1872,010	402,896	2074,551	402,896
4	388,9	525,04	439,09	-132,13	852,566	-256,552	1377,608	268,490	1241,486	132,368	1377,608	132,368
5	199,2	268,85	352,13	-198,65	683,719	-385,712	952,572	-116,860	882,869	-186,562	952,572	-186,562
6	9,38	12,663	271,98	-271,98	528,095	-528,095	540,758	-515,432	537,475	-518,715	540,758	-518,715

Fonte: Autora, 2018.

### 6.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Para fins de comparação com o projeto original foram dimensionadas todas as seções de décimos de vão.

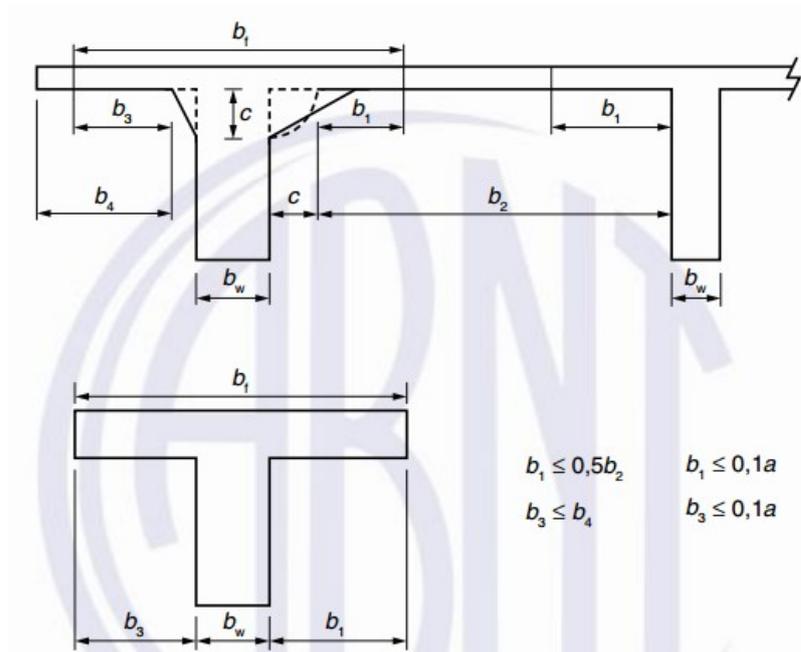
#### 6.3.1 DETERMINAÇÃO DA LARGURA COLABORANTE $b_f$

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que estruturas modeladas sem a consideração automática da ação conjunta de lajes e vigas, deve-se considerar o efeito mediante a adoção de uma largura colaborante da laje associada à viga, compondo uma seção T. Essa consideração pode ser feita de forma mais realista, estabelecendo as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos na estrutura.

A largura colaborante ( $b_f$ ) pode ser estabelecida como sendo a largura da viga ( $b_w$ ) acrescida de até 10% da distância ( $a$ ) entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga que tenha laje colaborante. Por se tratar de uma viga simplesmente apoiada, neste caso a distância ( $a$ ) é igual ao comprimento do vão, ou seja, 22m.

Os limites de  $b_1$  e  $b_3$  devem ser considerados conforme a Figura 17.

Figura 17 - Determinação da largura colaborante



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

O  $h_f$  médio para definir a seção T equivalente foi encontrado como sendo a razão entre a somatória de áreas da mesa pelo  $b_f$  colaborante. A Tabela 11 apresenta as medidas das seções t para as seções do apoio, seções localizadas a 2,2m do apoio e para as seções do meio do vão.

Tabela 11 - Seções equivalentes

Seção	$b_f$ (m)	$h_f$ (m)	$b_w$ (m)
apoió	5,20	0,27	0,80
2,2m	5,20	0,27	0,60
vão	5,00	0,27	0,40

Fonte: Autora, 2018.

### 6.3.2 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO

Para o dimensionamento à flexão das seções analisadas foram utilizados os momentos máximos e mínimos destacados na Tabela 9. Primeiramente admitiu-se que as seções trabalhassem como retangulares, ou seja,  $b_f$  igual a  $b_w$  e a linha neutra “cortando” a mesa, no caso deste projeto todas as seções atenderam à primeira hipótese e se comportaram com “T falso”, ou seja, seção retangular e o cálculo das armaduras foram feitos conforme a Equação 10.

$$A_s = 0,85 \times bf \times y \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \times 10^4 \quad (10)$$

Onde:

$A_s$ : Área de aço em cm<sup>2</sup>;

$bf$ : largura da mesa em m;

$y$ : altura da zona comprimida de concreto em m;

$f_{cd}$ : resistência de cálculo do concreto em KN/m<sup>2</sup>;

$f_{yd}$ : resistência de cálculo do aço em KN/m<sup>2</sup>;

O cálculo da área de armadura mínima conforme a ABNT NBR 6118:2014 é realizado como sendo 0,15% da área de concreto da seção. Nas seções analisadas neste projeto foram adotadas armaduras mínimas apenas para as armaduras superiores de todas as seções e para a armadura inferior da seção do apoio.

### 6.3.3 VERIFICAÇÃO DA FADIGA

A fadiga é um fenômeno que está diretamente associado a ações dinâmicas repetidas, que pode gerar mudanças da estrutura interna do material submetido à variação de tensões decorrente de tais ações, neste caso os materiais submetidos às variações de tensões foram o aço e o concreto.

A verificação de fadiga da armadura longitudinal deste projeto foi realizada conforme o estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014 e considerando que a armadura calculada para a situação de alargamento seria integralmente utilizada, sem considerar a utilização de reforço com fibra de carbono ou utilização de protensão externa, já que este trabalho tem fins acadêmicos e não possui considerações sobre o reforço estrutural das longarinas analisadas.

#### 6.3.3.1 VERIFICAÇÃO DE FADIGA NO AÇO

A verificação de fadiga é satisfeita quando  $\gamma_f \Delta\sigma_{ss} \leq \Delta f_{sd, fad}$ , onde  $\Delta\sigma_s$  é a máxima variação de tensão calculada conforme a Equação 11;  $\Delta f_{sd, fad}$  é fornecido pela Tabela 12 onde observou-se que para barras nervuradas com diâmetro de 25mm, a flutuação de tensão limite para evitar a ruptura do aço é de 175MPa e  $\gamma_f$  foi adotado como sendo 1,1 conforme estabelece o Model Code 2010.

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,min} \quad (11)$$

Tabela 12 - Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para aços dentro do concreto

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta\sigma_{sd,fad,min}$ , para $2 \times 10^6$ ciclos Mpa									
Caso	$\phi$ (mm)								Tipo
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T1
Barras retas ou dobradas com: D < 25 $\phi$ D = 5 $\phi$ < 20 mm D = 8 $\phi$ $\geq$ 20 mm	105	105	105	105	100	95	90	85	T1
Estribos D = 3 $\phi$ $\leq$ 10 mm	85	85	85	–	–	–	–	–	T1
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T1
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	86	87	88	89	90	91	92	T1

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6118:2014.

Segundo a ABNT NBR 8681:2003, o valor de  $\psi_{1,fad}$  é 0,5 para vigas longitudinais com vão de até 100m, considerando 2000000 repetições da condição de carregamento da viga.

A verificação de fadiga pode ser feita considerando uma única intensidade de solicitação expressa pela Equação 12, que para o caso em estudo resultou na Equação 13.

$$F_{d,serv} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (12)$$

$$M_{d,s} = M_g + \psi_1 \times M_q \quad (13)$$

Para realizar a verificação de fadiga para momento fletor positivo, primeiramente as seções foram analisadas supondo que se comportavam como retangulares, ou seja, com a linha neutra localizada na mesa de compressão. A posição da linha neutra foi obtida a partir da Equação 14.

$$X_{II} = \frac{-\alpha_e(A_s + A'_s)}{b_w} + \sqrt{\left[\frac{\alpha_e(A_s + A'_s)}{b_w}\right]^2 + \frac{2\alpha_e}{b_w}(dA_s + tA'_s)} \quad (14)$$

Onde:

$A_s$ : área tracionada de aço em cm<sup>2</sup>;

$A_s'$ : área comprimida de aço em  $\text{cm}^2$ ;

$b_w$ : largura da seção em cm;

$\alpha_e$ : relação dos módulos de elasticidade do aço e do concreto, admite-se como sendo 10;

$d$ : altura útil da seção em cm;

$t$ : cobrimento da armadura comprimida em cm;

Nos casos onde a seção se comportou como “T verdadeiro” a posição da linha neutra foi obtida pela Equação 15

$$X_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4a_1a_3}}{2a_1} \quad (15)$$

Onde  $a_1$ ,  $a_2$  e  $a_3$  são encontrados com as Equações 15.1, 15.2 e 15.3 respectivamente.

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (15.1)$$

$$a_2 = h_f(b_f - b_w) + (\alpha_e - 1)A_s + \alpha_e A_s \quad (15.2)$$

$$a_3 = -d'(\alpha_e - 1)A_s' - d \alpha_e A_s - \frac{h_f^2}{2}(b_f - b_w) \quad (15.3)$$

As inércias das seções foram calculadas com as Equações 16 e 17 para seções que se comportaram como retangular e “T verdadeiro” respectivamente.

$$I_{II} = \frac{b_w \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2 + \alpha_e A_s' (t - x_{II})^2 \quad (16)$$

$$I_{II} = \frac{(b_f - b_w)h_f^3}{12} + \frac{b_w x_{II}^3}{3} + (b_f - b_w) \left(x_{II} \frac{h_f}{2}\right)^2 + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1)A_s' (x_{II} - d')^2 \quad (17)$$

A tensão na armadura foi calculada conforme a Equação 18, as entradas da equação foram:  $M_s$  em KNm;  $d$  em m;  $x_{II}$  em m e  $I_{II}$  em  $\text{m}^4$ , encontrando a tensão na armadura em Mpa. A aplicação da Equação 18 foi feita em quatro situações: utilizando a sollicitação de momento máxima e mínima para as armaduras superiores e inferiores.

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e |M_s| (d - x_{II})}{I_{II}} \div 1000 \quad (18)$$

Por se tratarem de longarinas bi apoiadas não há presença de momento negativo, mas, caso houvesse, as seções deveriam ser verificadas considerando que funcionassem como retangulares.

Conhecidas as tensões nas armaduras provocadas pelos devidos momentos fletores, foi possível determinar as variações de tensão e verificar se  $\gamma_f \Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta f_{sd, fad}$ . Na situação alargada todas as verificações de fadiga foram satisfeitas, mas caso não fossem a armadura calculada deveria ser majorada pelo coeficiente  $K_{fad}$  descrito pela Equação 19.

$$K_{fad} = \frac{\gamma_f \Delta\sigma_{Ss}}{\Delta f_{sd, fad}} \quad (19)$$

### 6.3.3.2 Verificação de fadiga no concreto:

Além da verificação de fadiga do aço foi feita também a verificação de fadiga para o concreto comprimido. A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que a verificação de fadiga para o concreto é satisfeita quando  $\eta_c \gamma_f \sigma_{cm\acute{a}x} \leq f_{cd, fad}$  sendo que,  $f_{cd, fad}$  é 45% de  $f_{cd}$  e  $\eta_c$  deve ser calculado conforme a Equação 20.

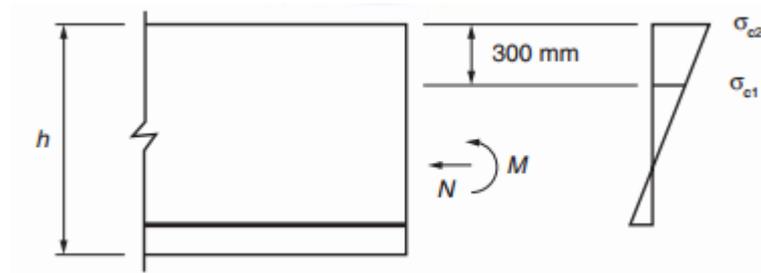
$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \left( \frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|} \right)} \quad (20)$$

Onde:

$\eta_c$ : fator que considera o gradiente de tensões de compressão do concreto;

$|\sigma_{c1}|$ : é o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300mm da face sob a combinação relevante de cargas, conforme mostra a Figura 18;

$|\sigma_{c2}|$ : é o maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300mm da face sob a mesma combinação de carga usada para cálculo de  $|\sigma_{c1}|$ , como ilustra a Figura 18;

Figura 18 - Definição das tensões  $\sigma_{c1}$  e  $\sigma_{c2}$ 

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A partir da Figura 18 pode-se concluir que  $|\sigma_{c2}|$  das seções analisadas é igual a  $\sigma_{c\text{ máx}}^-$  conforme ilustra a Equação 21, e  $|\sigma_{c1}|$  é igual a 0 se a profundidade da linha neutra for menor que 300mm e caso contrário segue o cálculo conforme a Equação 22 deduzida a partir da Figura 18.

$$|\sigma_{c2}| = \sigma_{c\text{ máx}}^- = \frac{M_{s,\text{máx}} x_{II}}{I_{II}} \div 1000 \quad (21)$$

$$|\sigma_{c1}| = \frac{(x_{II} - 0,3) |\sigma_{c2}|}{x_{II}} \quad (22)$$

As entradas das Equações 21 e 22 devem ser:  $M_{s,\text{máx}}$  em KNm;  $x_{II}$  em m e  $I_{II}$  em  $\text{m}^4$ , assim as tensões serão obtidas em Mpa.

As verificações de fadiga no concreto para as seções das longarinas analisadas foram satisfeitas, não havendo a necessidade de modificar as seções transversais das longarinas.

Caso a verificação não tivesse sido satisfeita, a seção transversal deveria ser aumentada, e conseqüentemente aumentaria o peso próprio da longarina. Nestes casos os cálculos podem prosseguir normalmente com os mesmos esforços anteriormente calculados se o aumento do peso próprio for inferior a 5%; caso contrário deve-se refazer os cálculos.

#### 6.3.4 VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO: Estado Limite de Serviço

Para a verificação da fissuração é necessário locar a armadura longitudinal, no entanto por se tratar da análise do alargamento de uma ponte, construtivamente não é possível locar as barras de aço que supostamente suportarão os esforços adicionais provocados pelo alargamento na seção de concreto já existente. Sendo assim, apenas para fins acadêmicos de comparação do comportamento estrutural das longarinas

antes e após o alargamento será considerado que as armaduras deverão ser majoradas pelo mesmo coeficiente encontrado no projeto original. Portanto, as únicas seções que deverão ter suas armaduras majoradas pelo coeficiente  $K_{fiss}$  serão as seções localizadas a 2,2m dos apoios, onde  $K_{fiss}$  é de 1,473.

A fissuração não é verificada quando o valor obtido para abertura de fissuras for maior que o valor limite, estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014 para concreto armado e classe de agressividade ambiental II em 0,30mm. Para reestabelecer o limite de 0,30mm deve-se reduzir o diâmetro das barras, aumentar a seção transversal da peça ou aumentar o número de barras mantendo o diâmetro (reduzindo a tensão na armadura). No caso deste projeto foi utilizada a última opção, aumentar o número de barras mantendo o diâmetro.

### 6.3.5 ARMADURA FINAL DE FLEXÃO

Multiplicando a área de armadura calculada no item 6.3.2 pelos coeficientes de fadiga e fissuração de cada seção obteve-se a armadura de flexão capaz de suportar os esforços após uma possível situação de alargamento da ponte sobre o Ribeirão São Felix. A Tabela 13 apresenta a armadura calculada inicialmente, os coeficientes de fadiga e fissuração e a armadura final.

Para as armaduras superiores presentes na Tabela 13 e as armaduras inferiores foram utilizadas as áreas de aço mínima para as referidas seções, conforme a Equação 23.

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times A_c \quad (23)$$

Onde:

$A_{s,min}$ : Área de aço mínima em cm<sup>2</sup>;

$\rho_{min}$ : taxa mínima de armadura de flexão para vigas;

$A_c$ : Área da seção de concreto em cm<sup>2</sup>;

Tabela 13 - Armadura longitudinal

Seção	X		Md (KNm)	As1 (cm <sup>2</sup> )	As2 (cm <sup>2</sup> )	Kfad	Kfiss	As1* (cm <sup>2</sup> )	N° diam 25mm	
									Inf	Sup
1	0	Sup	0,000	42,399	0	1	1,000	42,399	9	9
		Inf	0,000	42,399	0	1	1,000	42,399		
2	2,2	Sup	1946,400	37,466	0	1	1,000	37,466	24	8
		Inf	6094,243	76,677	0	1	1,473	112,945		
3	4,4	Sup	3433,500	42,399	0	1	1,000	42,399	28	9
		Inf	10730,117	136,277	0	1	1,000	136,277		
4	6,6	Sup	4497,900	42,399	0	1	1,000	42,399	33	9
		Inf	12416,561	158,245	0	1	1,000	158,245		
5	8,8	Sup	5144,800	42,399	0	1	1,000	42,399	38	9
		Inf	14214,303	181,838	0	1	1,000	181,838		
6	11	Sup	5374,100	31,437	0	1	1,000	31,437	39	7
		Inf	14841,127	190,107	0	1	1,000	190,107		
7	13,2	Sup	5144,800	42,399	0	1	1,000	42,399	38	9
		Inf	14214,303	181,838	0	1	1,000	181,838		
8	15,4	Sup	4497,900	42,399	0	1	1,000	42,399	33	9
		Inf	12416,561	158,245	0	1	1,000	158,245		
9	17,6	Sup	3433,500	42,399	0	1	1,000	42,399	28	9
		Inf	10730,117	136,277	0	1	1,000	136,277		
10	19,8	Sup	1946,400	37,466	0	1	1,000	37,466	24	8
		Inf	6094,243	76,677	0	1	1,473	112,945		
11	22	Sup	0,000	42,399	0	1	1,000	42,399	9	9
		Inf	0,000	42,399	0	1	1,000	42,399		

Fonte: Autora, 2018.

## 6.4 DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE

### 6.4.1 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para que a resistência do elemento estrutural seja considerada satisfatória em uma determinada seção transversal, deve-se verificar simultaneamente que a força cortante solicitante de cálculo seja menor ou igual a força resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto e também menor ou igual à força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, ou seja,  $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$  e  $V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ .

A armadura transversal foi calculada conforme o modelo de cálculo I, por se tratar de vigas constituídas apenas por estribos verticais. Sendo assim, em analogia à treliça de Morsch a armadura foi encontrada conforme a Equação 24.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9d f_{ywd}} \quad (24)$$

Onde:

$A_{sw}/s$ : Área de aço em  $m^2$  por m;

$V_{sw}$ : Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal em KN, conforme a Equação 24.1;

$d$ : Altura útil da seção transversal em m;

$f_{ywd}$ : É a tensão na armadura transversal passiva, neste caso igual a 435 Mpa inserido na Equação 24 em  $KN/m^2$ ;

$$V_{sw} = V_d - V_c \quad (24.1)$$

Onde:

$V_d$ : Valor de cálculo da força cortante, obtido na Tabela 10;

$V_c$ : É a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça, conforme a Equação 24.2;

$$V_c = 0,6f_{ctk}b_wd \quad (24.2)$$

Para evitar a ruptura das diagonais comprimidas, as chamadas bielas de compressão do concreto, limitou-se a força cortante solicitante de cálculo na seção a  $V_{Rd2}$ , conforme a Equação 25.

$$V_{Rd2} = 0,27 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \times f_{cd}b_wd \quad (25)$$

Como o  $b_w$  é variável, foram calculados  $V_{Rd2}$  para as três variações de seções analisadas neste projeto, sendo elas a seção do apoio, seção a 2,20m do apoio e seções do meio do vão, onde os valores de  $V_{Rd2}$  encontrados foram de 6596KN, 4978KN e 3212KN respectivamente. Ao comparar os valores de  $V_{Rd2}$  com os valores de cálculo de cada seção presente na Tabela 10 foi observado que os valores da Tabela 10 são inferiores aos respectivos  $V_{Rd2}$ , concluindo que neste projeto não houve problemas de esmagamento do concreto nas bielas comprimidas e desta forma não foi necessário modificar a seção de projeto.

As armaduras mínimas também foram obtidas para as três seções com diferenciação de  $b_w$ , os cálculos seguiram as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 conforme apresenta a Equação 26.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s \times \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (26)$$

Onde:

$A_{sw}$ : é a área da seção transversal dos estribos;

$s$ : é o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

$\alpha$ : é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

$b_w$ : é a largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção;

$f_{ywk}$ : é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

$f_{ctm}$ : é dado pela Equação 26.1;

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (26.1)$$

Assim, obteve-se as armaduras transversais mínimas para as seções com  $b_w$  de 80cm, 62cm e 40cm de 8,21cm<sup>2</sup>/m, 6,36cm<sup>2</sup>/m e 4,10cm<sup>2</sup>/m respectivamente.

#### 6.4.2 VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA ARMADURA TRANSVERSAL

A variação de tensão nos estribos pode ser calculada de duas maneiras quando se utiliza o modelo de cálculo I; quando há inversão de sinal a variação de tensão deve ser calculada conforme a Equação 27 e quando não houver inversão de sinal utiliza-se a Equação 28.

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{swm\acute{a}x} - 0 = \frac{|V_{g+q}|_{m\acute{a}x} - 0,5V_c}{0,9d \frac{A_{sw}}{s}} \quad (27)$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{swm\acute{a}x} - \sigma_{swm\grave{i}n} = \frac{|V_{g+q}|_{m\acute{a}x} - 0,5V_c}{0,9d \frac{A_{sw}}{s}} \times \frac{|V_{g+q}|_{m\acute{a}x} + |V_{g+q}|_{m\grave{i}n}}{|V_{g+q}|_{m\acute{a}x}} \quad (28)$$

Seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, para o modelo de cálculo I, utilizado neste projeto, tem-se que  $V_c$  deve ser multiplicado por 0,5, conforme ilustra a Equação 29.

$$V_{g+q} = V_g + 0,5\varphi V_q \quad (29)$$

Para satisfazer a verificação de fadiga a variação de tensão calculada pela Equação 27 ou pela Equação 28, dependendo da situação, deve ser menor que a flutuação de

tensão limite nos estribos para evitar ruptura por fadiga estabelecida pela ABNT NBR 6118:2014 em 85MPa, desde que  $D = 3\phi \leq 10mm$ . Caso contrário a armadura deve ser majorada pelo coeficiente  $K_{fad}$ , que consiste na razão entre a variação de tensão calculada e a flutuação de tensão limite nos estribos para evitar ruptura por fadiga.

### 6.4.3 ARMADURA FINAL

A partir dos cálculos realizados conforme ilustram os itens 6.4.1 e 6.4.2 deste trabalho foi elaborada a Tabela 14, onde constam a força solicitante de cálculo, a armadura sem a consideração de fadiga e a armadura majorada pelos respectivos coeficientes de cada seção.

Tabela 14 - Armadura transversal

Seção	X (m)	Vdim (KN)	Asw(cm <sup>2</sup> /m)	Kfad	Asw*Kfad (cm <sup>2</sup> /m)
1	0,00	1973,79	26,53	1,000	26,53
2	2,20	1703,40	23,52	1,050	24,70
3	4,40	1505,13	20,78	1,196	24,85
4	6,60	808,19	11,16	1,351	15,07
5	8,80	383,15	5,29	1,587	8,40
6	11,00	28,66	4,10	1,710	7,02
7	13,20	383,15	5,29	1,587	8,40
8	15,40	808,19	11,16	1,351	15,07
9	17,60	1505,13	20,78	1,196	24,85
10	19,80	1703,40	23,52	1,050	24,70
11	22,00	1973,79	26,53	1,000	26,53

Fonte: Autora, 2018.

## 7 COMPARAÇÃO DOS PROJETOS

A situação de alargamento analisada neste Trabalho de Conclusão de Curso previu a ampliação da seção transversal do tabuleiro da ponte sobre o Ribeirão São Félix de 11,00m para 12,80m. As seções transversais das longarinas analisadas foram mantidas com as mesmas dimensões do projeto original, sendo que a largura é de 40cm com mísulas nos apoios que variam de 40cm a 80cm e a altura de 2,10m.

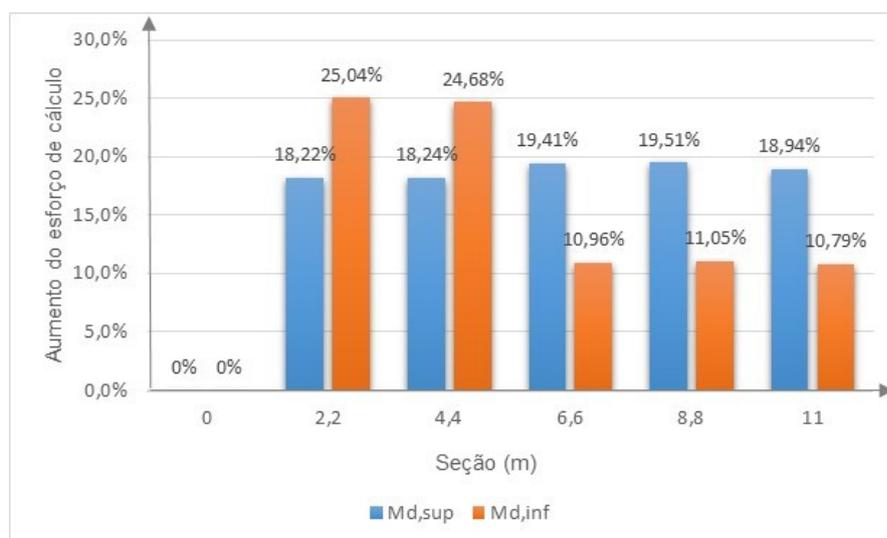
Em relação as ações permanentes, o aumento das mesmas refere-se ao peso próprio do concreto estrutural utilizado no alargamento do tabuleiro assim como o adicional de sobrecarga permanente utilizado na área alargada.

No projeto original o projetista considerou uma simplificação na obtenção do trem-tipo longitudinal: ao observar a Figura 7 pode-se perceber que ele utilizou apenas um valor de carregamento distribuído, supôs-se que o trem-tipo longitudinal foi obtido sem desconsiderar o carregamento distribuído de 5KN/m<sup>2</sup> na área ocupada pelo veículo tipo. Já o trem-tipo longitudinal no alargamento ilustrado na Figura 12 foi elaborado descontando o carregamento uniformemente distribuído na área ocupada pelo veículo tipo, conforme o recomendado pela ABNT NBR 7188:2013 e ilustrado na Figura 1.

Como se esperava, as cargas do trem-tipo longitudinal do alargamento foram maiores do que as do projeto original, isso porque com o alargamento as ordenadas consideradas nos cálculos de obtenção das cargas aumentam. É importante ressaltar que, ao realizar a comparação entre os valores das Figuras 7 e 12, deve-se lembrar de dividir os valores presentes na Figura 7 pelo coeficiente de impacto de 1,246, pois o trem-tipo da Figura 12 ainda não foi majorado pelo seu respectivo coeficiente.

A comparação dos esforços solicitantes de cálculo presentes nas Tabelas 4 e 13 permitiu a elaboração do gráfico da Figura 19, onde consta o aumento percentual dos momentos fletores solicitantes de cálculo causados pelo alargamento da seção transversal da ponte em análise. No gráfico consta apenas as seções de metade do vão devido à simetria da ponte.

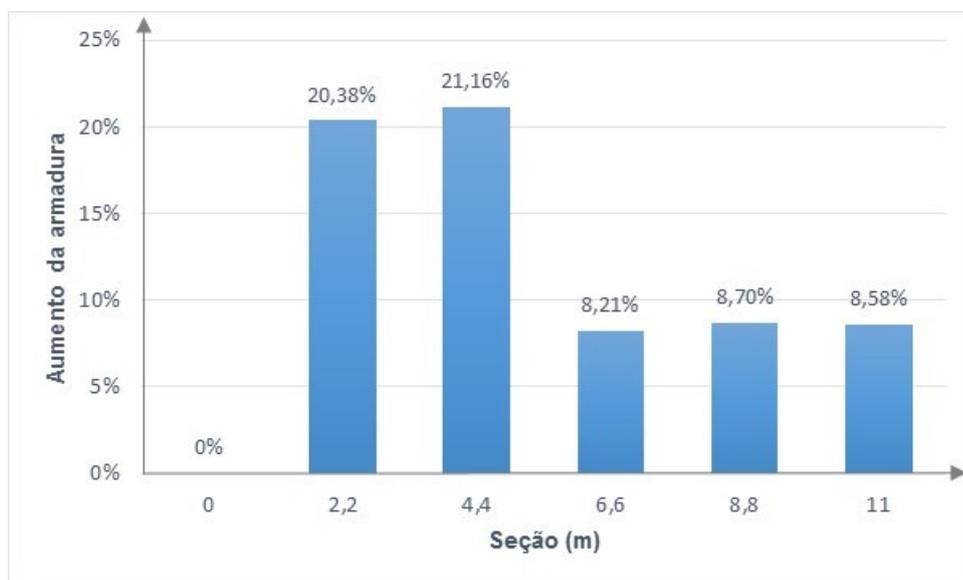
Figura 19 - Aumento percentual do momento fletor de cálculo



Fonte: Autora, 2018.

O gráfico da Figura 20 apresenta o aumento percentual apenas das armaduras inferiores das seções de 2,20m a 11,00m, pois as armaduras superiores de todo o comprimento das longarinas e as da seção do apoio foram consideradas no projeto original apenas como sendo 1 barra construtiva. No projeto após o alargamento, as armaduras calculadas para as seções que apresentam apenas uma barra construtiva foram consideradas como sendo a área mínima de aço para as devidas seções, conforme estabelece a ABNT NBR 6118:2014.

Figura 20 - Aumento percentual da área da armadura de flexão



Fonte: Autora, 2018.

Com a observação do gráfico da Figura 20 fica evidente o quanto a consideração do impacto adicional nos primeiros 5,00m da estrutura foi relevante, pois o aumento percentual da área de armadura de aço é bem maior nesta região do que no restante do comprimento das longarinas.

Quanto ao dimensionamento da armadura transversal supôs-se que no projeto original não foi considerada a parcela de força cortante absorvida pelo concreto ( $V_c$ ); com isso a armadura do cálculo de alargamento foi inferior a que já consta nas longarinas, pois tal cálculo foi realizado considerando que o concreto absorve a parcela de força cortante explícita na Equação 24.2, reduzindo o valor da força cortante resistida pela armadura transversal e conseqüentemente da armadura. Tal comparação pode ser observada com auxílio das Tabelas 5 e 14.

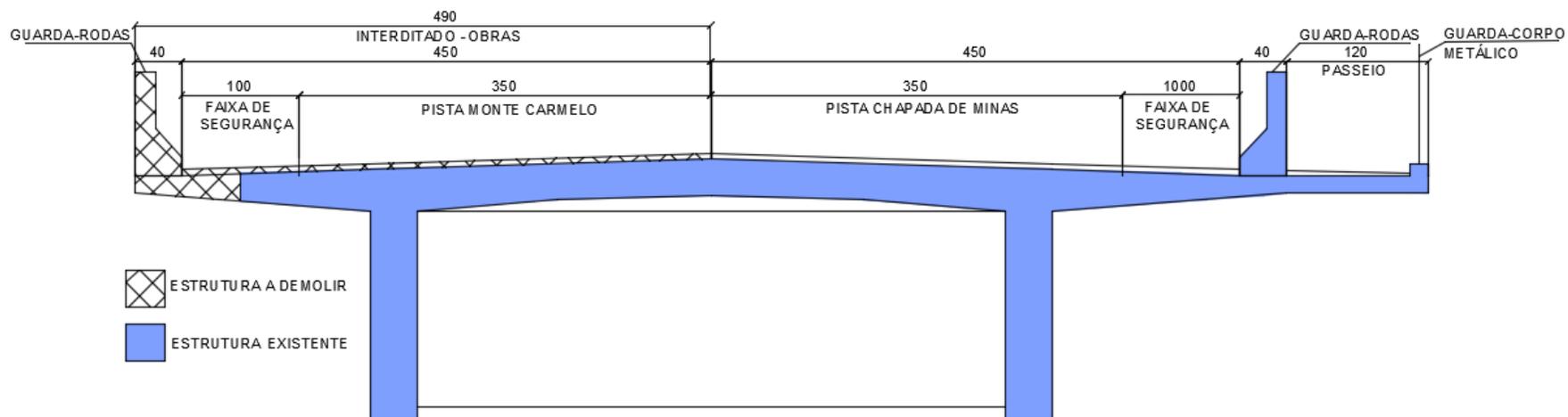
## 8 ESQUEMA EXECUTIVO

Execução de obras de recuperação ou alargamento em Obras de Arte Especiais podem gerar transtornos locais, como por exemplo interdição ou redução parcial do tráfego de veículos; pensando nisso, o esquema executivo descrito aqui visa reduzir tais danos e mostrar de maneira simplificada as etapas de execução propostas para o alargamento analisado neste Trabalho de Conclusão de Curso. As ilustrações do esquema foram feitas com a seção tipo do meio do vão.

A proposta de execução conta com quatro etapas básicas, sendo a primeira delas referente à demolição ilustrada na Figura 21, onde o tráfego da pista com sentido Monte Carmelo foi interditado para execução das demolições demarcadas. Na segunda etapa foi prevista a realização do alargamento do tabuleiro inserindo 0,30m a mais na faixa de segurança e passeio de 1,20m conforme a Figura 22. Posteriormente, na Figura 23 pode-se visualizar a interdição e demarcação da área demolida na pista com sentido Chapada de Minas, realizada a demolição resta a realização do alargamento ilustrado na Figura 24 de 0,30m da faixa de segurança e reconstrução do passeio juntamente com a implantação dos itens de segurança e drenagem já previstos no projeto original.

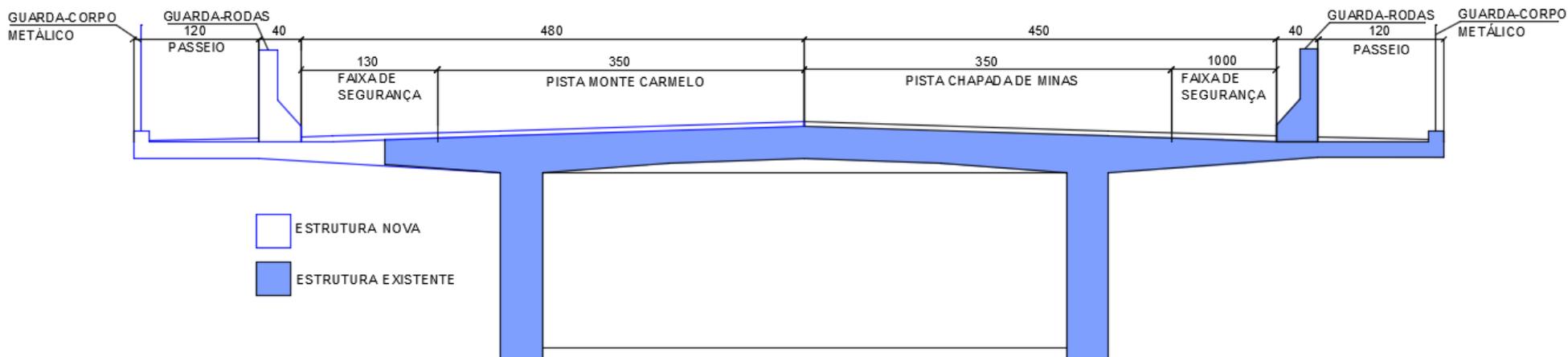
É importante ressaltar que antes de se iniciar as obras todas as medidas indicadas nos projetos devem ser verificadas, evitando problemas futuros. Em casos de erros os responsáveis da obra devem consultar o projetista para obter a melhor solução para o problema. Durante as obras é indispensável a realização de sinalização provisória vigente, tal sinalização deve sempre estar apropriada à etapa em que a obra se encontra. Além disso a velocidade permitida para os veículos deve ser reduzida e as faixas alargadas deverão ser liberadas para tráfego apenas quando atingirem as resistências estabelecidas em projeto.

Figura 21 - Etapa 1 de execução (medidas em cm)



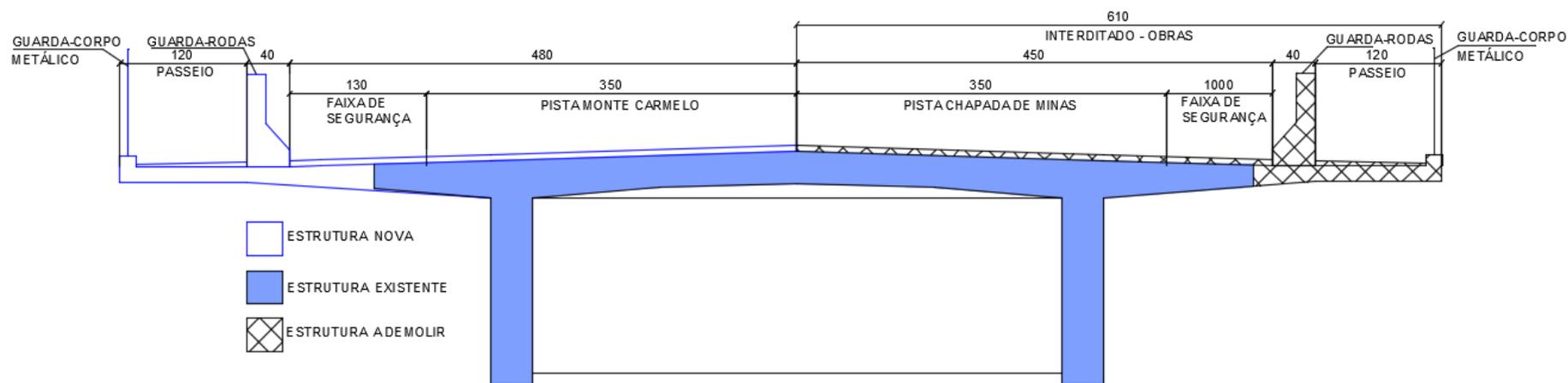
Fonte: Autora, 2018.

Figura 22 - Etapa 2 de execução (medidas em cm)



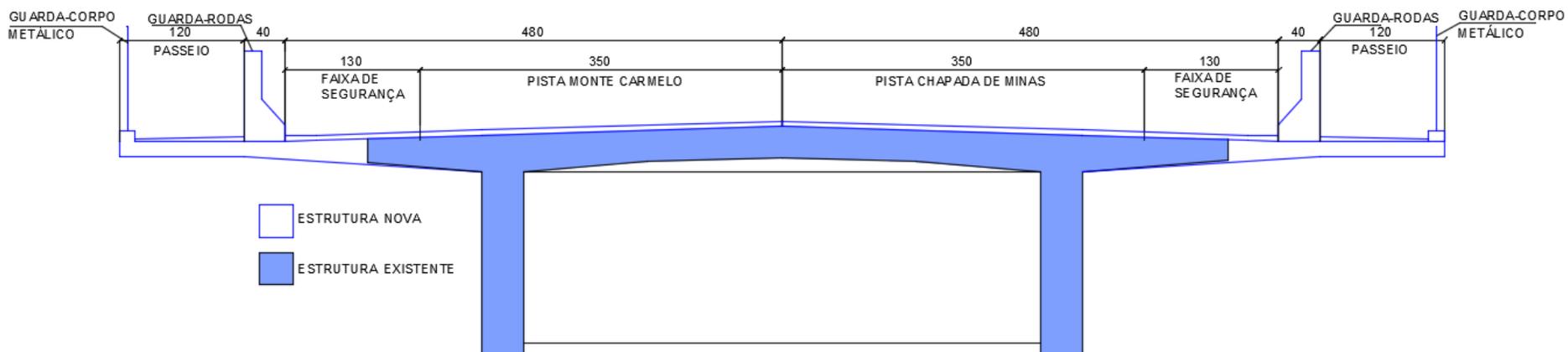
Fonte: Autora, 2018.

Figura 23 - Etapa 3 de execução (medidas em cm)



Fonte: Autora, 2018.

Figura 24 - Etapa 4 de execução (medidas em cm)



Fonte: Autora, 2018.

## 9 CONCLUSÃO

Mesmo com a desatualização dos gabaritos das pontes brasileiras para o tráfego atual, o estudo de alargamento em pontes e viadutos ainda é um campo com poucas referências bibliográficas, daí a importância de investimentos nesta área da Engenharia Civil. Ao realizar este trabalho uma das dificuldades foi devida a escassez de textos científicos.

Ao realizar o estudo de alargamento é de extrema importância conhecer a estrutura analisada, para isso o mais confiável é a análise dos projetos da Obra de Arte Especial que será alargada. No entanto, na maioria dos casos não se tem acesso aos projetos, o que dificulta ainda mais o trabalho dos engenheiros; nesses casos devem ser estimadas as armaduras levando-se em consideração as normas vigentes no período em que a obra foi idealizada e minorar o dimensionamento de acordo com critérios normativos e do projetista, além de contar também com apoio de equipamentos de inspeção que podem auxiliar na análise da estrutura. Este Trabalho de Conclusão de Curso realizou o estudo do projeto da ponte sobre o Ribeirão São Félix, sendo assim não foi necessário realizar estimativas do dimensionamento do mesmo, mas foi feito um estudo das considerações que o projetista utilizou para o dimensionamento.

Ao comparar as armaduras longitudinais do projeto original com o alargado percebeu-se que as armaduras já existentes nas longarinas não seriam capazes de suportar os esforços adicionais causados pelo alargamento; os principais motivos são o aumento do carregamento permanente da estrutura e aumento das ordenadas consideradas nos cálculos de obtenção das cargas móveis. Outro ponto notável na comparação dos projetos foi a interferência significativa do coeficiente de impacto adicional nos 5 m iniciais das longarinas, mostrando o quão é importante estabelecer um comparativo entre as normas vigentes na época de criação do projeto original com as normas atuais.

Em relação as armaduras transversais, caso o alargamento fosse realizado não haveria a necessidade de reforço estrutural, visto que as armaduras já presentes nas longarinas conseguiriam suportar os esforços adicionais provocados por um acréscimo de esforços vindos de um possível alargamento. Isso porque supostamente o projetista da ponte considerou que apenas as armaduras suportassem os esforços cisalhantes, desconsiderando que o concreto resistisse à parcela  $V_c$ . Percebeu-se

então a importância econômica de se ter o projeto original da estrutura analisada nos casos de alargamento, no caso analisado neste trabalho, se não tivesse o projeto em mãos, certamente seria considerada a necessidade de realizar reforço estrutural para suportar o excedente de esforços cisalhantes.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013. 14 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003. 15 p.

DEER – **Projeto de engenharia rodoviária para melhoramento e pavimentação**. Vol. 2C -Projeto de Obras de Arte Especiais. 2012.

DNIT – **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**, Rio de Janeiro, 2004. 255 p.

EL DEBS, M.K; TAKEYA,T. **Introdução a pontes de concreto**.110p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

FIB BULLETIN 55, **Model Code 2010, Volume 1**, ISBN 978-2-88394-095-6. Federation International du Béton, 2010. 318 p.

FIB BULLETIN 56, **Model Code 2010, Volume 2**, ISBN 978-2-88394-096-3. Federation International du Béton, 2010. 312 p.

MENDES *et all*, 2009, *apud* VITÓRIO, J.A.P. **Conservação, segurança estrutural e reforço de pontes rodoviárias de concreto**. Recife, 2015.

TIMERMAN,J. **Tecnologia permite reconstruir ponte em 15 dias**. Disponível em:<<http://www.cimentoitambe.com.br/tecnologia-permite-reconstruir-pontes-em-15-dias/>>. Acesso em 30 abr. 2018. Entrevista concedida a Altair Santos.

VITÓRIO, J.A.P. **Um Estudo Comparativo Sobre Métodos de Alargamento de Pontes Rodoviária de Concreto Armado, com utilização das normas brasileiras e Eurocódigos**. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, 2013. 257 p.

## APÊNDICE A - DETALHAMENTO DAS LONGARINAS

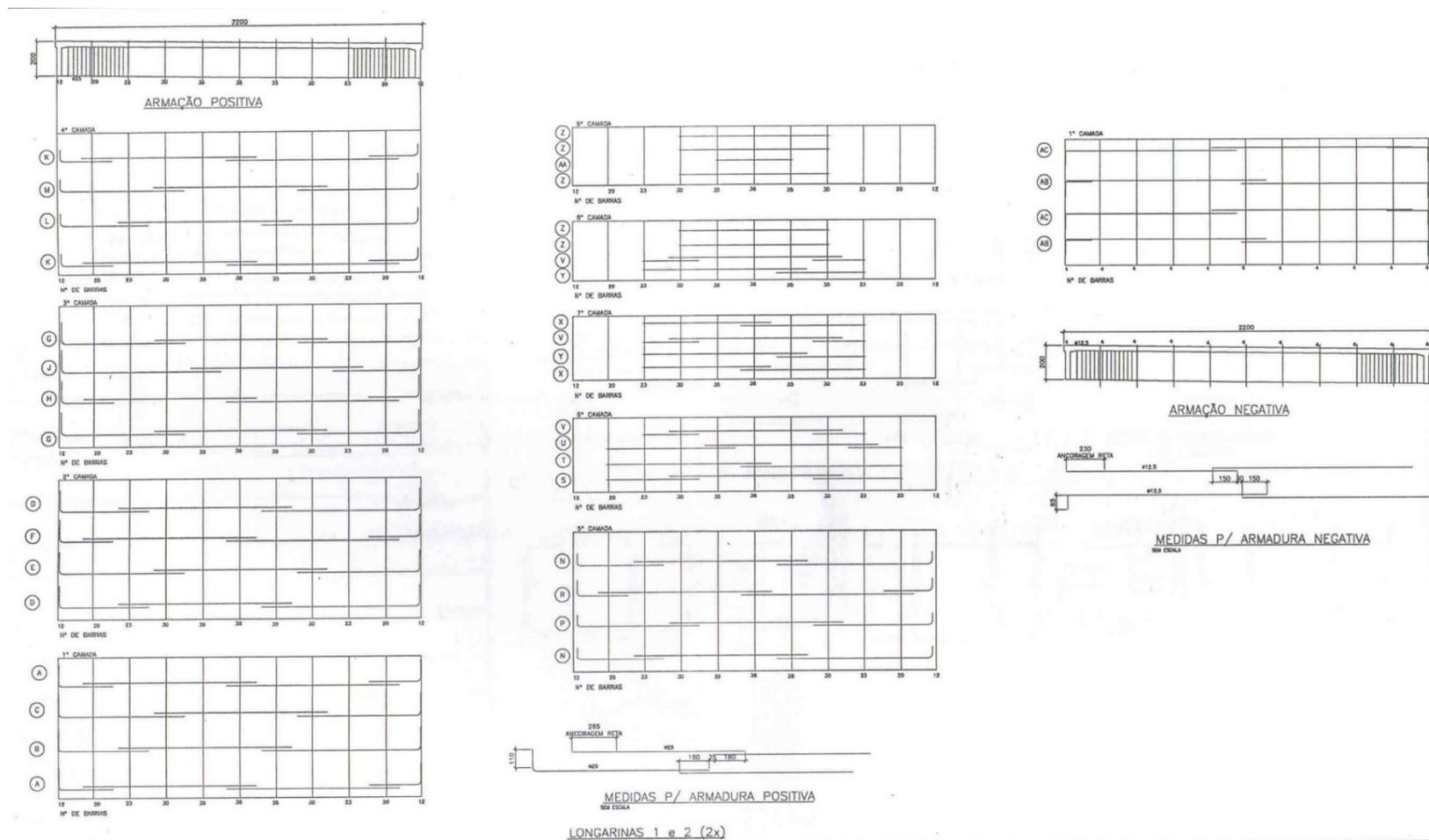


Figura A1 – Armadura positiva (Fonte: DEER, 2012.)

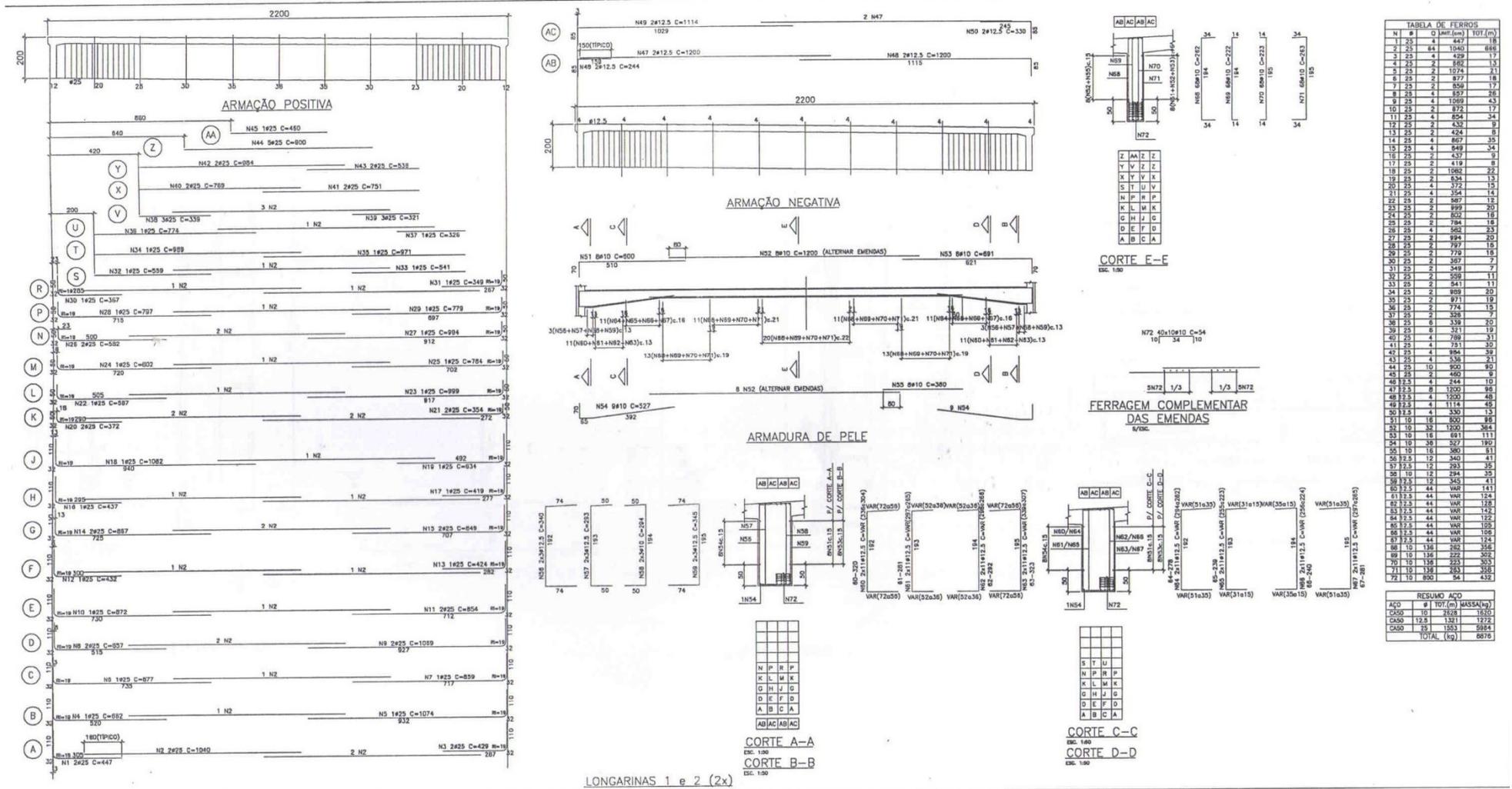


Figura A2 – Armadura negativa (Fonte: DEER, 2012.)

**FOLHA DE ASSINATURAS**

---

Orientador: Prof. Dr. Arquimédes Diógenes Ciloni

---

Aluna: Lethicia Oliveira Costa

Uberlândia, julho de 2018.