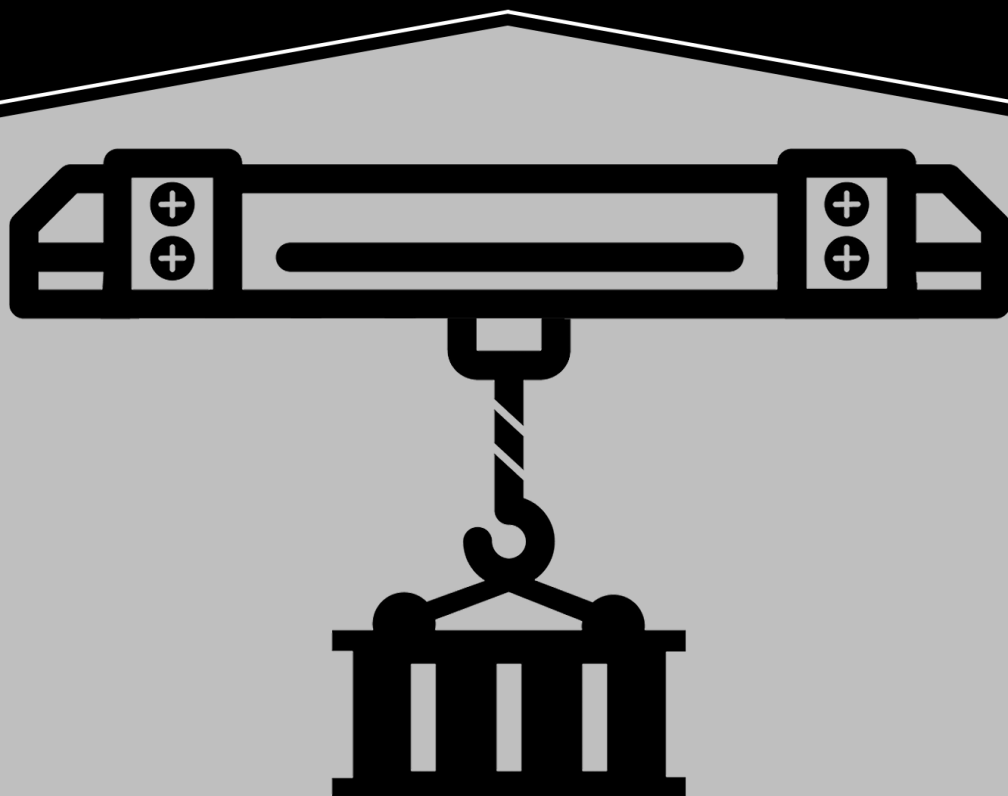


ARLENE MARIA ALVES  
RODRIGO DE AZEVÊDO NEVES

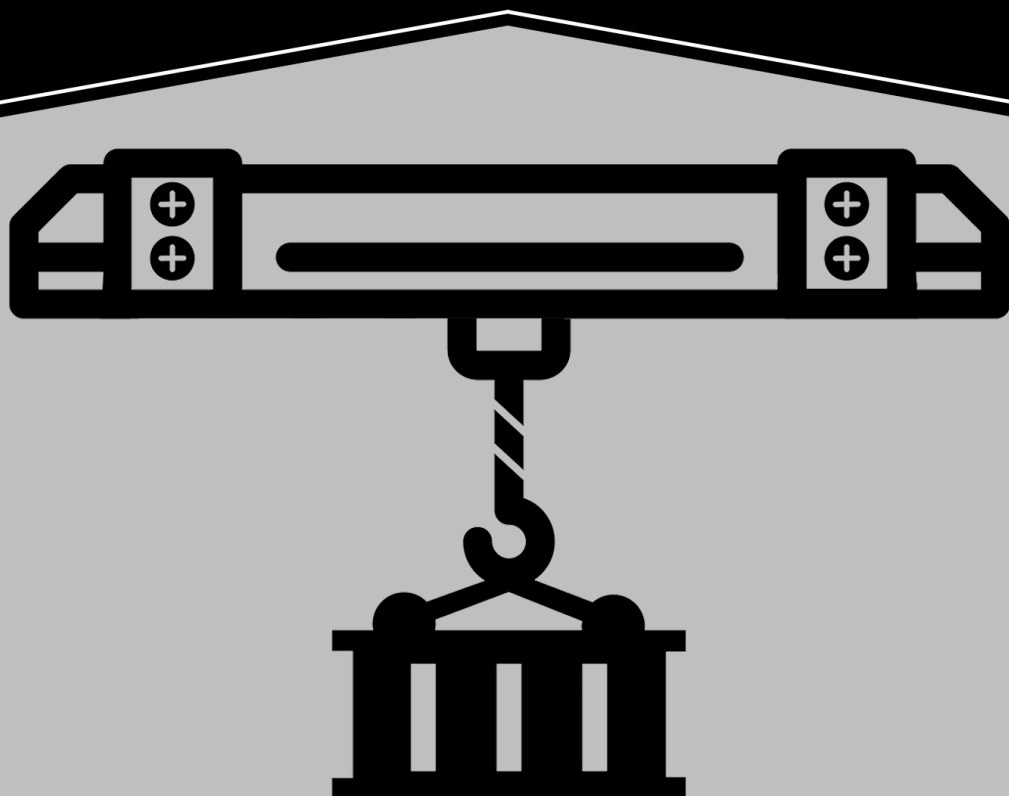
CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE  
**VIGAS DE ROLAMENTO**  
DE PONTES ROLANTES INDUSTRIAIS



 **Atena**  
Editora  
Ano 2023

ARLENE MARIA ALVES  
RODRIGO DE AZEVÊDO NEVES

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE  
**VIGAS DE ROLAMENTO**  
DE PONTES ROLANTES INDUSTRIAIS



**Atena**  
Editora  
Ano 2023

**Editora chefe**

Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira

**Editora executiva**

Natalia Oliveira

**Assistente editorial**

Flávia Roberta Barão

**Bibliotecária**

Janaina Ramos

**Projeto gráfico**

Camila Alves de Cremona

Luiza Alves Batista

Nataly Evilin Gayde

**Imagens da capa**

iStock

**Edição de arte**

Luiza Alves Batista

2023 by Atena Editora

Copyright © Atena Editora

Copyright do texto © 2023 Os autores

Copyright da edição © 2023 Atena

Editora

Direitos para esta edição cedidos à Atena Editora pelos autores.

Open access publication by Atena Editora



Todo o conteúdo deste livro está licenciado sob uma Licença de Atribuição *Creative Commons*. Atribuição-Não-Comercial-NãoDerivativos 4.0 Internacional (CC BY-NC-ND 4.0).

O conteúdo do texto e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores, inclusive não representam necessariamente a posição oficial da Atena Editora. Permitido o *download* da obra e o compartilhamento desde que sejam atribuídos créditos aos autores, mas sem a possibilidade de alterá-la de nenhuma forma ou utilizá-la para fins comerciais.

Todos os manuscritos foram previamente submetidos à avaliação cega pelos pares, membros do Conselho Editorial desta Editora, tendo sido aprovados para a publicação com base em critérios de neutralidade e imparcialidade acadêmica.

A Atena Editora é comprometida em garantir a integridade editorial em todas as etapas do processo de publicação, evitando plágio, dados ou resultados fraudulentos e impedindo que interesses financeiros comprometam os padrões éticos da publicação. Situações suspeitas de má conduta científica serão investigadas sob o mais alto padrão de rigor acadêmico e ético.

**Conselho Editorial**

**Ciências Exatas e da Terra e Engenharias**

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto

Profª Drª Alana Maria Cerqueira de Oliveira – Instituto Federal do Acre

Profª Drª Ana Grasielle Dionísio Corrêa – Universidade Presbiteriana Mackenzie

Profª Drª Ana Paula Florêncio Aires – Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro

Prof. Dr. Carlos Eduardo Sanches de Andrade – Universidade Federal de Goiás

Profª Drª Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná

Prof. Dr. Cleiseano Emanuel da Silva Paniagua – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás

Prof. Dr. Douglas Gonçalves da Silva – Universidade Estadual do Sudoeste da Bahia  
 Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná  
 Profª Drª Érica de Melo Azevedo – Instituto Federal do Rio de Janeiro  
 Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará  
 Profª Drª Glécilla Colombelli de Souza Nunes – Universidade Estadual de Maringá  
 Profª Drª Iara Margolis Ribeiro – Universidade Federal de Pernambuco  
 Profª Dra. Jéssica Verger Nardeli – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho  
 Prof. Dr. Juliano Bitencourt Campos – Universidade do Extremo Sul Catarinense  
 Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande  
 Profª Drª Luciana do Nascimento Mendes – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte  
 Prof. Dr. Marcelo Marques – Universidade Estadual de Maringá  
 Prof. Dr. Marco Aurélio Kistemann Junior – Universidade Federal de Juiz de Fora  
 Profª Drª Maria José de Holanda Leite – Universidade Federal de Alagoas  
 Prof. Dr. Miguel Adriano Inácio – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais  
 Prof. Dr. Milson dos Santos Barbosa – Universidade Tiradentes  
 Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte  
 Profª Drª Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba  
 Prof. Dr. Nilzo Ivo Ladwig – Universidade do Extremo Sul Catarinense  
 Profª Drª Priscila Tessmer Scaglioni – Universidade Federal de Pelotas  
 Profª Dr Ramiro Picoli Nippes – Universidade Estadual de Maringá  
 Profª Drª Regina Célia da Silva Barros Allil – Universidade Federal do Rio de Janeiro  
 Prof. Dr. Sidney Gonçalo de Lima – Universidade Federal do Piauí  
 Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

## Contribuição ao projeto de vigas de rolamento de pontes rolantes industriais

**Diagramação:** Fernanda Jasinski  
**Correção:** Maiara Ferreira  
**Indexação:** Amanda Kelly da Costa Veiga  
**Revisão:** Os autores  
**Autores:** Arlene Maria Alves  
 Rodrigo de Azevêdo Neves

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)	
A474	<p>Alves, Arlene Maria            Contribuição ao projeto de vigas de rolamento de pontes rolantes industriais / Arlene Maria Alves, Rodrigo de Azevêdo Neves. – Ponta Grossa - PR: Atena, 2023.</p> <p>Formato: PDF            Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader            Modo de acesso: World Wide Web            Inclui bibliografia            ISBN 978-65-258-1371-4            DOI: <a href="https://doi.org/10.22533/at.ed.714232404">https://doi.org/10.22533/at.ed.714232404</a></p> <p>1. Concreto. I. Alves, Arlene Maria. II. Neves, Rodrigo de Azevêdo. III. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDD 625.8</p>
Elaborado por Bibliotecária Janaina Ramos – CRB-8/9166	

**Atena Editora**  
 Ponta Grossa – Paraná – Brasil  
 Telefone: +55 (42) 3323-5493  
[www.atenaeditora.com.br](http://www.atenaeditora.com.br)  
[contato@atenaeditora.com.br](mailto:contato@atenaeditora.com.br)

## DECLARAÇÃO DOS AUTORES

Os autores desta obra: 1. Atestam não possuir qualquer interesse comercial que constitua um conflito de interesses em relação ao conteúdo publicado; 2. Declaram que participaram ativamente da construção dos respectivos manuscritos, preferencialmente na: a) Concepção do estudo, e/ou aquisição de dados, e/ou análise e interpretação de dados; b) Elaboração do artigo ou revisão com vistas a tornar o material intelectualmente relevante; c) Aprovação final do manuscrito para submissão.; 3. Certificam que o texto publicado está completamente isento de dados e/ou resultados fraudulentos; 4. Confirmam a citação e a referência correta de todos os dados e de interpretações de dados de outras pesquisas; 5. Reconhecem terem informado todas as fontes de financiamento recebidas para a consecução da pesquisa; 6. Autorizam a edição da obra, que incluem os registros de ficha catalográfica, ISBN, DOI e demais indexadores, projeto visual e criação de capa, diagramação de miolo, assim como lançamento e divulgação da mesma conforme critérios da Atena Editora.

## DECLARAÇÃO DA EDITORA

A Atena Editora declara, para os devidos fins de direito, que: 1. A presente publicação constitui apenas transferência temporária dos direitos autorais, direito sobre a publicação, inclusive não constitui responsabilidade solidária na criação dos manuscritos publicados, nos termos previstos na Lei sobre direitos autorais (Lei 9610/98), no art. 184 do Código Penal e no art. 927 do Código Civil; 2. Autoriza e incentiva os autores a assinarem contratos com repositórios institucionais, com fins exclusivos de divulgação da obra, desde que com o devido reconhecimento de autoria e edição e sem qualquer finalidade comercial; 3. Todos os e-book são *open access*, *desta forma* não os comercializa em seu site, sites parceiros, plataformas de *e-commerce*, ou qualquer outro meio virtual ou físico, portanto, está isenta de repasses de direitos autorais aos autores; 4. Todos os membros do conselho editorial são doutores e vinculados a instituições de ensino superior públicas, conforme recomendação da CAPES para obtenção do Qualis livro; 5. Não cede, comercializa ou autoriza a utilização dos nomes e e-mails dos autores, bem como nenhum outro dado dos mesmos, para qualquer finalidade que não o escopo da divulgação desta obra.

Este trabalho foi originalmente redigido durante o ano de 2021, na Universidade Estadual do Maranhão (UEMA), e apresentado posteriormente como Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) de Engenharia Civil com o título “Análise Comparativa Técnico-Financeira de Vigas de Rolamento em Concreto Armado versus Concreto Protendido” escrito por Arlene Maria Alves, sob orientação do Prof. Dr. Rodrigo de Azevedo Neves e coorientação do Eng. Caio Antônio Costa Oliveira. Dessa forma, os autores manifestam desde já o seu agradecimento ao Eng. Caio Oliveira e principalmente ao curso de Engenharia Civil da UEMA, cuja existência permitiu a materialização deste trabalho. Os autores também aproveitam a oportunidade para prestar os agradecimentos à Empresa Concreto Engenharia na pessoa do Engenheiro Francisco de Assis Gonçalves, em especial por toda a contribuição neste trabalho, com a disponibilização da consulta de normas, livros e softwares pertencentes à empresa durante o período de estágio de Graduação da Engenheira Arlene Maria Alves.

Informa-se adicionalmente ao prezado leitor que não houve a pretensão dos autores em exaurir de forma completa a profundidade do tema aqui colocado. Como o título do livro diz, a obra se constitui em uma contribuição ao tema e que foi feita em nível de curso de graduação com os devidos aprofundamentos para as situações práticas encontradas durante a realização da pesquisa. Com isso, desejamos uma boa e frutífera leitura e quando no caso da necessidade de aprofundamento teórico adicional ao exposto, os autores sugerem e convidam o leitor a consultar as referências especializadas no assunto.



<b>RESUMO .....</b>	<b>1</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>2</b>
<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>3</b>
Justificativa.....	3
Objetivos .....	4
Objetivo geral.....	4
Objetivos específicos .....	4
Estrutura do trabalho.....	4
<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>5</b>
Pontes Rolantes e Vigas de Rolamento.....	5
Materiais usuais utilizados em vigas.....	6
Concreto armado.....	9
Concreto protendido .....	10
Tipos de protensão.....	12
Solicitações nas Vigas de Rolamento .....	15
Linhas de influência .....	18
Estados-Limites .....	19
Estados-Limites Últimos (ELU) .....	19
Estados-Limites de Serviço (ELS).....	22
<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>26</b>
<b>PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO .....</b>	<b>30</b>
Procedimento de cálculo para a viga de concreto armado.....	30
Verificação no ELU .....	30
Verificação no ELS .....	34
Procedimento de cálculo para a viga de concreto protendido .....	37
Força de protensão .....	37
Perdas de protensão.....	38

Verificação do ELS e ELU-ATO .....	41
Dimensionamento das armaduras passivas .....	43
<b>ANÁLISE DOS ESFORÇOS .....</b>	<b>44</b>
Viga de rolamento sob atuação de apenas uma ponte rolante .....	49
Linhas de Influência .....	52
Envoltórias.....	54
Viga de rolamento sob atuação de duas pontes rolantes .....	58
Linhas de Influência.....	59
Envoltórias.....	62
<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>66</b>
Dimensionamento da viga de rolamento em concreto armado e protendido sob atuação de uma ponte rolante .....	66
Viga de concreto armado.....	66
Viga de concreto protendido .....	71
Dimensionamento da viga de rolamento em concreto armado e protendido sob atuação de duas pontes rolantes.....	74
Viga de concreto armado.....	74
Viga de concreto protendido .....	79
Custos .....	82
Análise comparativa técnico e financeira entre a viga de rolamento em concreto armado e protendido .....	83
<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>86</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>88</b>
<b>APÊNDICE A - DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO SOB ATUAÇÃO DE UMA PONTE ROLANTE .....</b>	<b>90</b>
<b>APÊNDICE B - DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO SOB ATUAÇÃO DE DUAS PONTES ROLANTES .....</b>	<b>109</b>
<b>SOBRE OS AUTORES .....</b>	<b>128</b>

# RESUMO

Este trabalho apresenta uma análise comparativa técnico e financeira entre uma viga de rolamento em concreto armado e protendido, para utilização em um galpão industrial em São Luís - MA. A viga de rolamento de estudo estará submetida a atuação de duas pontes rolantes com dimensões e capacidades de cargas iguais. Em virtude disso foi realizada a análise dos esforços na viga de rolamento em quatro situações: em concreto armado e protendido sob atuação de apenas uma ponte rolante; e novamente em concreto armado e protendido, porém sob atuação de duas pontes rolantes. Foi usado para isso o auxílio do software VPRO. Além disso, realizou-se o dimensionamento de cada tipologia e a análise do custo de aço para produção da viga de rolamento. Ao final, foram gerados os resultados para a obtenção de qual o modelo mais viável para execução da viga de rolamento. A partir dos critérios técnicos e econômicos analisados e concluiu-se que a viga de rolamento em concreto protendido é mais viável para o galpão de estudo, mas para sua utilização, deve-se proceder a análise de cenários com redução da força de protensão.

**PALAVRAS-CHAVE:** Viga de Rolamento. Concreto Armado. Concreto Protendido.

## ABSTRACT

This work presents a technical and financial comparative analysis between a bearing beam in reinforced and prestressed concrete, for use in an industrial shed in São Luís - MA. The study bearing beam will be subjected to the action of two cranes with equal dimensions and load capacities. As a result, an analysis of the efforts on the rolling beam was carried out in four situations: in reinforced and prestressed concrete under the action of only one overhead crane; and again in reinforced and prestressed concrete, but under the action of two overhead cranes. The help of the VPRO software was used for this. In addition, the dimensioning of each typology and the analysis of the steel cost for the production of the bearing beam were carried out. At the end, the results were generated to obtain the most viable model for the execution of the rolling beam. From the technical and economic criteria analyzed, and it was concluded that the prestressed concrete bearing beam is more viable for the study shed, but for its use, scenario analysis with reduction of prestressing force must be carried out.

**KEYWORDS:** Bearing Beam. Reinforced Concrete. Prestressed Concrete.

# INTRODUÇÃO

Em segmentos industriais é comum o uso de pontes rolantes, com a finalidade de movimentar cargas pesadas dentro de um espaço físico. Em virtude da grande utilização desse equipamento, faz-se importante estudar sobre a sua estrutura de suporte, isto é, as vigas de rolamento, uma vez que a segurança na operação da ponte rolante depende do bom funcionamento destas.

Segundo Bellei (1998), vigas de rolamento são elementos estruturais responsáveis por sustentar o caminho de rolamento das pontes rolantes e transmitir seus esforços para as demais estruturas-suportes.

Devido a ação da ponte rolante, a viga fica sujeita a esforços internos que variam em magnitude e posição. Dessa forma, para o dimensionamento desse elemento estrutural, necessita-se conhecer as posições das cargas móveis que produzem os máximos esforços nas seções do elemento. Essa identificação pode ser realizada utilizando o processo de Linhas de Influência.

A viga de rolamento pode ser de concreto armado, protendido ou em aço. A tipologia a ser utilizada varia em função do carregamento da ponte e do vão livre da própria viga. A partir de uma análise técnica e financeira, é possível definir o melhor material, que possibilite atender à solicitação desejada e proporcione maior economia possível.

Em linhas gerais, este livro apresenta um comparativo entre uma viga de rolamento de concreto armado e outra de concreto protendido com pré-tração com a finalidade de utilização de uma delas em um galpão industrial em São Luís – MA de vãos previamente definidos. Como premissa para a realização do comparativo considera-se que as duas vigas tenham as mesmas dimensões e sejam submetidas aos mesmos carregamentos atuantes, advindos da mesma ponte rolante. É importante ressaltar, como o texto inclui no seu final um comparativo simplificado de custos entre as duas possíveis opções, que ambas as soluções foram orçadas para um cenário de produção das vigas em indústria de pré-fabricados.

## 1 | JUSTIFICATIVA

Na construção civil, tem-se procurado cada vez mais soluções eficientes e funcionais, que atenda as solicitações desejadas e que proporcione o menor custo possível. É em razão disso, que resolveu-se fazer uma análise comparativa técnico-financeira entre dois tipos de vigas de rolamento, em concreto armado e protendido, para utilização em um galpão industrial em São Luís-MA, objetivando estudar variações no modelo de projeto, para determinação do mais viável, que garanta a segurança e a economia.

Apesar das vigas de rolamentos serem bastante utilizadas em estruturas industriais, tem-se uma escassez de trabalhos e pesquisas acadêmicas que abordem sobre este elemento em concreto. Com isso, este estudo também possui a finalidade de contribuir de

maneira acadêmica no projeto de vigas de rolamento em concreto.

## **2 | OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

Comparar dois modelos de vigas de rolamento, armada e protendida, mediante os resultados obtidos da análise técnica e financeira entre ambas as tipologias, com o intuito de determinar a solução mais eficiente e econômica para utilização em um galpão industrial em São Luís-MA.

### **2.2 Objetivos específicos**

- Elaborar e modelar a viga de rolamento em concreto armado e protendido no software VPRO;
- Analisar os esforços na viga de rolamento quando sob atuação da ponte rolante, considerando: momentos flettores, esforços cortantes e deslocamentos;
- Dimensionar a viga de rolamento em concreto armado e protendido;
- Realizar a análise comparativa técnico e financeira entre as duas tipologias estudadas.

## **3 | ESTRUTURA DO TRABALHO**

O presente trabalho é dividido em 7 capítulos.

O capítulo 1, Introdução, aborda, de maneira breve, os primeiros aspectos relativos ao assunto de estudo, a justificativa para escolha do tema e os objetivos deste trabalho.

O capítulo 2, Revisão Bibliográfica, apresenta explanações importantes sobre o tema, servindo de embasamento teórico para o desenvolvimento deste estudo.

O capítulo 3, Metodologia, expõe os materiais e métodos usados durante a realização deste trabalho.

O capítulo 4, Procedimentos de Cálculo, demonstra todo o procedimento de cálculo utilizado para as vigas de concreto armado e protendido (pré-tração), com base em teorias de dimensionamento apresentadas por vários autores e normas vigentes sobre o assunto.

O capítulo 5, Análise dos Esforços, apresenta as linhas de influência e as envoltórias dos esforços.

O capítulo 6, Resultados e Discussões, divulga os resultados obtidos do dimensionamento das vigas de concreto armado e protendido, assim como os custos encontrados para cada de tipologia, tal como os compara e os analisa.

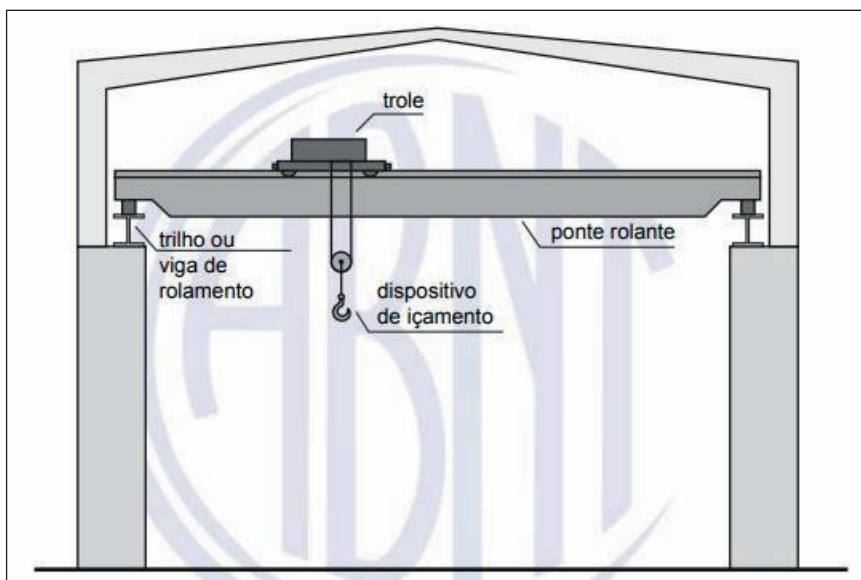
O capítulo 7, Conclusão, apresenta as conclusões obtidas ao longo do trabalho e as considerações finais.

# REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 1 | PONTES ROLANTES E VIGAS DE ROLAMENTO

As pontes rolantes são estruturas que se deslocam em um plano horizontal com a finalidade de movimentar cargas dentro de um espaço físico. A movimentação das cargas envolve as operações de elevação, transporte e descarga de equipamentos ou materiais. Dessa forma, as pontes rolantes são bastante utilizadas em variados tipos de segmentos industriais, como siderúrgico, mecânico, metalúrgico e da construção civil.

A ponte rolante é constituída por uma viga principal apoiada em cada extremidade por apoios rolantes (cabeceiras) que se deslocam sobre dois trilhos elevados e paralelos com distanciamento próximo ao comprimento da viga, e por outros componentes, como talha e trole, onde cada qual desenvolve uma função específica, necessária para o funcionamento da ponte rolante (Figura 1).



**Figura 1** - Elementos de um sistema de ponte rolante.

**Fonte:** ABNT NBR 6120:2019.

O funcionamento da ponte rolante ocorre da seguinte forma: a suspensão da carga içada é feita pela talha, que se desloca sobre a viga principal da ponte através do trole. O movimento do trole é limitado pelas vigas de cabeceira, onde estas são responsáveis pela translação da ponte rolante sobre as vigas de rolamento.

As vigas de rolamento são elementos dispostos longitudinalmente ao edifício, apoiados sobre pilares (Figura 2), que tem por finalidade servir de apoio para o caminho de

rolamento, onde ocorre a movimentação da ponte rolante, e transmitir os esforços causados pela ponte para os pilares, que por sua vez, transmitem para as fundações.



**Figura 2** - Viga de rolamento em estrutura de galpão.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Os vãos das vigas são determinados pelo afastamento entre os pilares. O seu esquema estático é definido em função dos vãos e das grandezas das cargas que devem suportar.

As vigas de rolamento podem ser consideradas como:

- Contínuas;
- Simplesmente apoiadas.

## **2 | MATERIAIS USUAIS UTILIZADOS EM VIGAS**

Os materiais mais usuais em vigas de rolamento são: concreto, aço de armadura passiva e aço de armadura ativa.

### **a) Concreto**

Segundo Araújo (2010), o concreto é um material oriundo da mistura entre agregados (naturais ou britados), aglomerante (cimento) e água, à qual, conforme a necessidade, são acrescentados aditivos químicos (aceleradores, retardadores, incorporadores de ar, plastificantes, entre outros) e adições minerais que influenciam nas características do concreto fresco ou endurecido.



Como material estrutural, o concreto não é adequado para ser utilizado isoladamente, uma vez que apresenta boa resistência à compressão, mas possui baixa resistência à tração (cerca de 10% do valor da resistência à compressão) e comportamento frágil. Dessa forma, é importante associar o concreto ao um material que tenha boa resistência à tração e que seja mais deformável, sendo o aço o material mais comumente usado.

Em função da resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ), a ABNT NBR 8953:2015 classifica os concretos para fins estruturais nos grupos I e II, apresentados na Tabela 1.

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

**Tabela 1** - Classes de resistência de concretos estruturais.

**Fonte:** Adaptado, ABNT NBR 8953:2015.

De acordo com a ABNT NBR 8953:2015, a classe C20, ou superior, se aplica ao concreto com armadura passiva e a classe C25, ou superior, ao concreto com armadura ativa. Os concretos com classe de resistência inferior a C20 podem ser usados apenas em obras provisórias ou sem fins estruturais.

**b) Aço de armadura passiva**

O aço é uma liga metálica constituída por ferro e por pequenas quantidades de carbono (com teor inferior a 2,04%), obtido industrialmente nas siderúrgicas. Este quando aplicado no concreto, é responsável por resistir a tensões de tração e também por parte das compressões.

Os aços de armadura passiva são classificados em barras e fios. Conforme a ABNT NBR 7480:2007, as barras, casos dos CA25 e CA50, são produtos que possuem diâmetro nominal mínimo de 6,3 mm e devem ser obrigatoriamente produzidas por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica, já os fios, caso do CA60,

apresentam diâmetro nominal inferior a 10 mm e são fabricados por trefilação ou laminação a frio.

Carvalho e Figueiredo Filho (2020) relatam que as características mecânicas mais essenciais de um aço são:

- Resistência característica de escoamento do aço à tração ( $f_{yk}$ ): é o máximo valor de tensão que o aço pode suportar, pois até este valor, o aço retoma o seu tamanho inicial sem apresentar qualquer tipo de deformação permanente, casos dos aços CA25 e CA50 que apresentam patamar de escoamento definido, diferentemente do CA60, que não possui patamar definido, com isso adota-se o valor de  $f_{yk}$  ao da tensão equivalente a uma deformação permanente de 0,2%;
- Limite de resistência ( $f_{stk}$ ): é a maior força que o aço pode suportar antes do rompimento, ou seja, é o ponto máximo de resistência da barra, sendo seu valor obtido pela leitura na máquina de tração;
- Alongamento na ruptura: é o aumento no comprimento do corpo de prova equivalente à ruptura.

A Tabela 2 apresenta algumas propriedades dos aços.

Aço	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{yd}$ (MPa)	$\epsilon_{yd}(\%)$	$\xi = x/d$
CA25	250	217	0,104	0,7709
CA50	500	435	0,207	0,6283
CA60	600	522	0,248	0,5900

**Tabela 2** - Propriedades mecânicas dos aços.

**Fonte:** Adaptado, Carvalho e Figueiredo Filho (2020).

Onde:

$f_{yd}$  – é a resistência ao escoamento de cálculo do aço passivo, dada por:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

$\epsilon_{yd}$  – a deformação específica de cálculo, determinada por:  $\epsilon_{yd} = f_{yk}/E_s$

$\xi$  – a profundidade relativa da linha neutra.

Sendo:

$\gamma_s$  – o coeficiente de minoração da resistência do aço ( $\gamma_s = 1,15$ );

$E_s$  – o módulo de elasticidade do aço.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, na ausência de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido como 210 GPa,

c) Aço de armadura ativa

Os aços para armadura ativa caracterizam-se por possuir elevada resistência e pela

ausência de patamar de escoamento.

Conforme Cholfé (2013), os aços de protensão podem ser fornecidos em barras, fios e cordoalhas, que são definidos de acordo com o valor característico da resistência à tração ( $f_{ptk}$ ) e quanto ao tipo de relaxação [CP] – [RN ou RB].

Onde CP significa concreto protendido, já as siglas RN e RB indicam se o aço é de relaxação normal ou de relaxação baixa.

Atualmente, os aços mais utilizados são:

- Categoria CP 190:  $f_{pyk} = 1.710$  MPa e  $f_{ptk} = 1.900$  MPa
- Categoria CP 210:  $f_{pyk} = 1.890$  MPa e  $f_{ptk} = 2.100$  MPa

Sendo  $f_{pyk}$  e  $f_{ptk}$  os valores característicos da resistência de escoamento convencional e da resistência à tração, respectivamente.

As cordoalhas disponíveis no mercado nas categorias CP 190-210 estão apresentadas na Tabela 3.

CARACTERÍSTICAS NAS CATEGORIAS: CP 190-210			
Número de fios	Ø Nominal (mm)	Área (cm²)	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 (3/8 ")	0,562	0,441
7 fios	12,7 (1/2 ")	1,009	0,792
7 fios	15,2 (5/8 ")	1,434	1,126

**Tabela 3** - Cordoalhas nas categorias CP 190-210 que estão disponíveis no mercado.

**Fonte:** Adaptado, Cholfé (2013).

A ABNT NBR 6118:2014 admite para fios e cordoalhas, módulo de elasticidade com valor igual a 200 GPa, quando não possuir dados específicos sobre o material.

### 3 | CONCRETO ARMADO

O concreto armado é obtido por meio da associação entre concreto simples e armadura passiva. O concreto possui elevada resistência à compressão, enquanto o aço resiste à tração, e ambos devem trabalhar em conjunto de modo que resistam solidariamente aos esforços solicitantes.

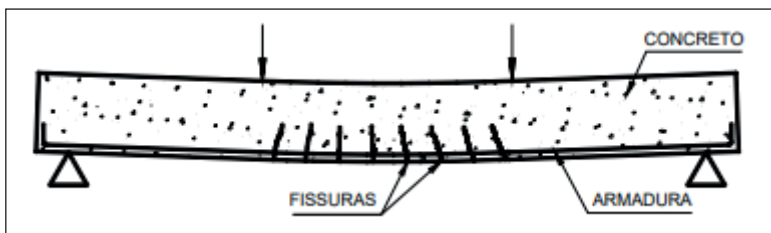
A solidariedade entre os materiais só é possível devido a aderência, que é uma

propriedade fundamental para a existência do concreto armado, uma vez que faz com que não haja deslizamento entre o aço e o concreto quando a peça é solicitada, permitindo que esse conjunto funcione como um só elemento. Dessa forma, a deformação num ponto da barra de aço e a deformação no concreto que a envolve, devem ser iguais.

É importante destacar também que quando o concreto envolve o aço, está protegendo-o, em condições normais, contra a oxidação e temperaturas elevadas. Além disso, o funcionamento em conjunto do concreto e do aço só é viável devido aos coeficientes de dilatação térmica serem próximos ( $\alpha_{conc} = 1 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  e  $\alpha_{aço} = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ ).

Em relação a fissuração no concreto armado, Silva (2003) afirma que esta é causada pela baixa resistência à tração do concreto. Apesar de ser indesejável, a fissuração é normal, dentro de certos limites. Dessa forma, é necessário garantir que as aberturas de fissuras sejam menores do que os limites estabelecidos considerados nocivos. O controle de fissuras é essencial para a segurança, desempenho e estética da estrutura.

Considerando uma viga de concreto armado sob carregamento externo, conforme apresentado na Figura 3, por exemplo, quando as tensões de tração no concreto são inferiores a resistência do concreto à tração, não ocorrem fissuras na superfície da viga. Entretanto, quando a magnitude do carregamento é aumentada, as tensões de tração no concreto superam sua resistência à tração, surgindo as primeiras fissuras. Neste momento, o aço começa a resistir as tensões de tração.



**Figura 3** - Viga de concreto armado sob carregamento externo.

**Fonte:** Bastos (2006).

Segundo Bastos (2006), as principais vantagens do concreto armado quanto ao seu uso estrutural são: economia, durabilidade, adaptabilidade, rapidez de construção, segurança contra o fogo, impermeabilidade e resistência a choques e vibrações; As principais desvantagens são: peso próprio elevado, transmissão de calor e som, necessidade de controle de fissuração e as reformas e adaptações são, muitas vezes, de difícil execução.

## 4 | CONCRETO PROTENDIDO

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, nos elementos de concreto protendido, parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão,

com a finalidade de, em serviço, reduzir as fissuras e os deslocamentos da estrutura, além de fornecer o melhor aproveitamento de aços especiais no Estado-Limite Último (ELU).

No concreto protendido, aplica-se uma força de protensão que provoca compressão no elemento, melhorando suas condições de trabalho. A aplicação da força de protensão produz os seguintes esforços:

Esforço Normal de Protensão:  $N_p = P$

Momento Fletor de Protensão:  $M_p = N_p \cdot e$

Onde:

$P$  – é a força resultante de protensão atuante na peça protendida;

$e$  – é a excentricidade do cabo de protensão.

As tensões normais máximas no concreto devido à protensão, acontecem nos locais mais distantes do centro de gravidade da seção, ou seja, na borda superior e inferior, sendo determinadas pelas Equação 1 e Equação 2, respectivamente.

**Equação 1** - Tensão na borda superior.

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e}{W_s}$$

**Equação 2** - Tensão na borda inferior.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A_c} - \frac{N_p \cdot e}{W_i}$$

Sendo  $A_c$  a área da seção transversal do concreto,  $W_s$  e  $W_i$  são os módulos de resistência da seção na borda superior e inferior, respectivamente.

O surgimento de tensões passivas na região onde foi introduzida a força só ocorre após a descompressão do elemento. Acréscimos de tensões com comportamento passivo na armadura protendida elevarão a deformação do aço já previamente alongado.

A deformação total da armadura ativa  $\varepsilon_p$  é dada pelo somatório das deformações  $\Delta\varepsilon_{pi}$  e  $\Delta\varepsilon_p$ , conforme expresso na Equação 3, onde a primeira é a deformação na protensão e a segunda é a deformação no funcionamento passivo.

**Equação 3** - Deformação total da armadura ativa.

$$\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_p$$

O concreto protendido apresenta como principais vantagens a boa durabilidade, baixa deformabilidade, possibilidade de utilização de aços especiais sem que a peça seja condenada por fissuração excessiva, além de ser ideal para estruturas pré-moldadas. Entretanto, o sistema protendido possui dificuldade em alguns casos para execução de reformas, e necessita de elementos específicos para sua aplicação: cabos, bainhas, entre outros.

## 4.1 Tipos de protensão

Os tipos de protensão podem ser classificados de duas formas: quanto à aderência e execução (pré-tração, pós-tração com aderência posterior ou pós-tração sem aderência posterior); ou quanto à intensidade de protensão (protensão parcial, protensão limitada ou protensão completa).

### 4.1.1 Quanto à aderência e execução

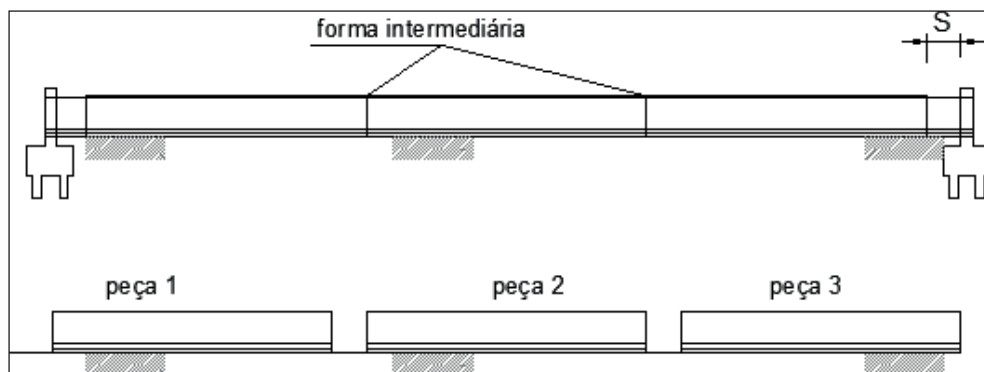
- Pré-tração

A ABNT NBR 6118:2014 conceitua esse tipo de protensão como:

Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de Protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto. (ABNT, 2014, p. 4)

Neste caso, o pré-alongamento da armadura ativa é feito em uma pista de protensão com um berço, apoios rígidos e macaco de protensão. Para isso, inicialmente, coloca-se a armadura de protensão ancorada em um dos apoios rígidos e no outro apoio estira-se a armadura através do macaco.

Com o início do lançamento do concreto, o processo da aderência entre o concreto e a armadura ativa é começado. Após o concreto endurecer e alcançar uma resistência adequada, a ligação da armadura ativa com os apoios é desfeita, conforme ilustrado na Figura 4. Este tipo de protensão é comumente utilizado em peças pré-moldadas.



**Figura 4** - Pista de protensão com execução simultânea de várias peças em um mesmo berço.

**Fonte:** Adaptado, Carvalho (2017).

Segundo Cholfe (2013), na protensão com aderência inicial, com aplicação em peças pré-moldadas (e pré-fabricadas), deve ser considerado alguns parâmetros:

armadura protendida é reta com excentricidade constante, com o intuito de evitar trações indesejáveis junto às extremidades das peças durante a transferência da protensão; deve ser rigorosamente seguido os critérios de cálculo em função da agressividade ambiental, uma vez que as cordoalhas não estão protegidas por bainhas, o que facilita o processo de corrosão; depois da concretagem da peça, não é possível alterar a força de protensão.

- Pós-tração com aderência posterior

Para esse tipo de protensão, a ABNT NBR 6118:2014 traz o seguinte conceito:

Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto, de modo permanente, através da injeção das bainhas. (ABNT, 2014, p. 4)

Na pós tração com aderência posterior, o processo de execução inicia pela preparação da estrutura, como montagem dos escoramentos, das formas, da colocação das armaduras passivas e bainhas estanques (no qual se encontram a armadura ativa) que não permitem o contato entre a armadura ativa e o concreto. Posteriormente ao lançamento, adensamento e endurecimento do concreto, com resistência necessária alcançada, a protensão é introduzida nos cabos através de macacos hidráulicos que se apoiam na face do elemento e alongam a armadura de protensão.

Após aplicado a protensão, injeta-se sob pressão, em uma das extremidades do cabo, uma pasta de cimento com o intuito de estabelecer a aderência entre o concreto e a armadura ativa.

Em elementos com pós-tração, os cabos podem ter traçados curvilíneos, retilíneos ou poligonais.

- Pós-tração sem aderência

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, define-se pós-tração sem aderência como:

Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados. (ABNT, 2014, p. 4)

Para esse tipo de protensão, aplica-se todos os procedimentos utilizados na pós tração com aderência posterior, com exceção da injeção da pasta de cimento.

De acordo com Carvalho (2017), a protensão sem promover aderência entre a armadura ativa e o concreto pode ser obtida com a utilização de bainhas convencionais, entretanto, a armadura fica sujeita a corrosão. Em virtude disso, é comum o uso de cordoalha envolta em graxa e encapada com capa plástica, onde a graxa tem como finalidade preencher os vazios entre o cabo e a capa, além de diminuir o atrito entre cabo-bainha durante a fase de protensão.

#### 4.1.2 *Quanto à intensidade*

Os tipos de protensão quanto a sua intensidade estão relacionados aos estados-limites de serviço, mais especificamente à fissuração. O risco de corrosão em armaduras ativas é maior do que em armaduras passivas, por conta da intensidade de tensão atuante na primeira, em razão disso, deve-se tomar cuidados maiores quanto à fissuração.

A ABNT NBR 7197:1989 classifica os tipos de protensão em:

- a) Protensão completa: deve respeitar o estado-limite de descompressão para as combinações frequentes de ações e o estado-limite de formação de fissuras para as combinações raras de ações.
- b) Protensão limitada: deve obedecer ao estado-limite de descompressão para as combinações quase permanentes de ações e o estado-limite de formação de fissuras para as combinações frequentes de ações.
- c) Protensão parcial: deve atender o estado-limite de descompressão para as combinações quase permanentes de ações e o estado-limite de aberturas de fissuras para as combinações frequentes de ações, com  $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$ .

Segundo a ABNT NBR 7197:1989, a escolha do tipo de protensão é realizada de acordo com o tipo de construção e agressividade ambiental. E em situações de ausência de informações sobre o meio ambiente, adota-se a seguinte classificação:

- a) Não agressivo: interior dos edifícios em que ocorre uma alta umidade relativa somente durante poucos dias no ano e em estruturas apropriadamente protegidas;
- b) Pouco agressivo: interior dos edifícios em que enfrenta uma alta umidade relativa por longos períodos, e nos casos em que ocorre exposição prolongada do concreto a intempéries ou a alto teor de umidade;
- c) Muito agressivo: situações de contato com gases ou líquidos agressivos, solo e ambiente marinho.

A ABNT NBR 7197:1989 ainda relata que na falta de exigências mais rigorosas sobre a construção considerada, a escolha do tipo de protensão deve obedecer às exigências mínimas estabelecidas na Tabela 4.



Nível de agressividade do ambiente	Exigências mínimas quanto ao tipo de protensão
muito agressivo	protensão completa
pouco agressivo	protensão limitada
não agressivo	protensão parcial

**Tabela 4** - Escolha do tipo de protensão.

**Fonte:** Adaptado, ABNT NBR 7197:1989.

## 5 | SOLICITAÇÕES NAS VIGAS DE ROLAMENTO

Nas vigas de rolamento, tem-se como principais solicitações as cargas permanentes e as cargas móveis. As cargas permanentes são representadas, principalmente, pelo peso próprio da viga de rolamento e dos trilhos, e as cargas móveis são provenientes da movimentação da ponte rolante.

Conforme a ABNT NBR 6120:2019, as estruturas que suportam pontes rolantes devem ser projetadas para as seguintes forças, atuando ao nível do topo da viga de rolamento: forças verticais  $R_v$  (reações de apoio das rodas), forças horizontais  $F_L$  longitudinais ao caminho de rolamento (frenagem e aceleração da ponte, impacto da ponte com o batente ou para-choque) e forças horizontais  $F_T$  transversais ao caminho de rolamento (frenagem e aceleração do trole, içamento de cargas com o cabo inclinado).

As forças verticais são decorrentes do peso próprio da viga principal da ponte rolante e dos demais elementos de içamento, somado à máxima carga içada, que está relacionada com a capacidade de carga da ponte.

As cargas verticais oriundas da ponte rolante devem ser majoradas por um coeficiente de impacto vertical que é dado em função do tipo de ponte considerada.

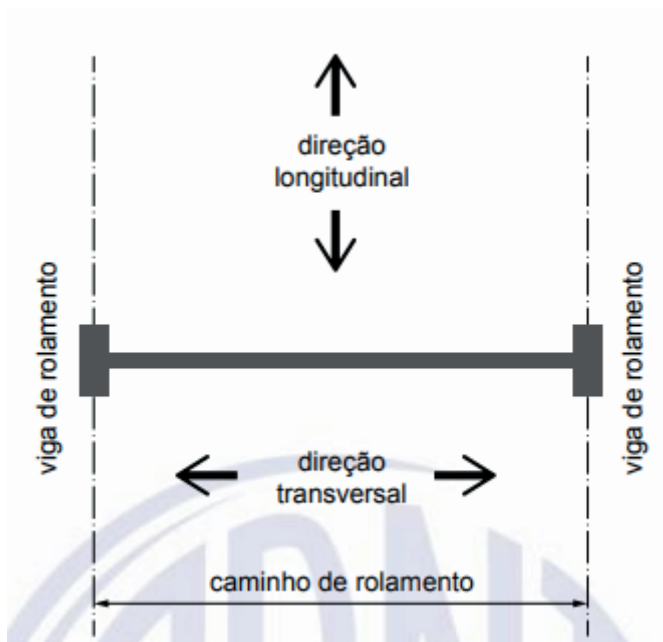
A ABNT NBR 6120:2019 relata que na ausência de especificação mais rigorosa, as forças verticais devem ser majoradas em projeto pelos seguintes coeficientes de impacto vertical:

- pontes rolantes monoviga: 25 %;
- pontes rolantes comandadas de uma cabine: 25 %;
- pontes rolantes comandadas por controle pendente ou remoto: 10 %;
- pontes rolantes operadas manualmente: 0 %.

As solicitações de natureza estática (peso próprio da viga de rolamento e do trilho)

não devem ser majoradas pelo coeficiente de impacto vertical.

As forças horizontais são decorrentes da operação da ponte rolante. Quando ocorre a translação da ponte, tem-se a atuação de dois tipos de forças horizontais (longitudinais e transversais), que são transmitidas à viga de rolamento pelas rodas da ponte rolante, conforme ilustrado na Figura 5.



**Figura 5** - Direções em planta para pontes rolantes.

**Fonte:** ABNT NBR 6120:2019.

A força horizontal longitudinal de aceleração e frenagem da ponte rolante é provocada pela movimentação longitudinal ao caminho de rolamento. Conforme a ABNT NBR 6120:2019, na ausência de especificação mais rigorosa, esta força é definida como sendo 10 % da soma das cargas máximas das rodas (sem majoração pelo coeficiente de impacto vertical), considerando a aplicação no topo do trilho, atuando em cada lado, simultaneamente.

Já a força horizontal transversal de aceleração e frenagem da carga içada ocorre na direção transversal ao caminho de rolamento. Esta força é proveniente de diversos fatores, como o movimento e frenagem do trole, o içamento das cargas com o cabo inclinado, o desalinhamento do trilho sobre a viga de rolamento e inclusive o desalinhamento da própria ponte rolante.

A ABNT NBR 8800:2008 aborda que caso não haja especificação mais rigorosa, as forças horizontais transversais devem ser determinadas da seguinte forma:

a) para pontes rolantes comandadas de uma cabine, deve ser igual ao maior dos seguintes valores:

- 1) 10 % da soma da carga içada com o peso do trole e dos elementos de içamento;
- 2) 5% da soma da carga içada com o peso total da ponte rolante, considerando o peso do trole e dos elementos de içamento;
- 3) uma porcentagem da carga içada, dada conforme o tipo e a finalidade da ponte ou da edificação:

I. 15 % da carga içada para edifícios em geral;

II. para edifícios designados à siderurgia ou nos quais exijam circunstâncias específicas:

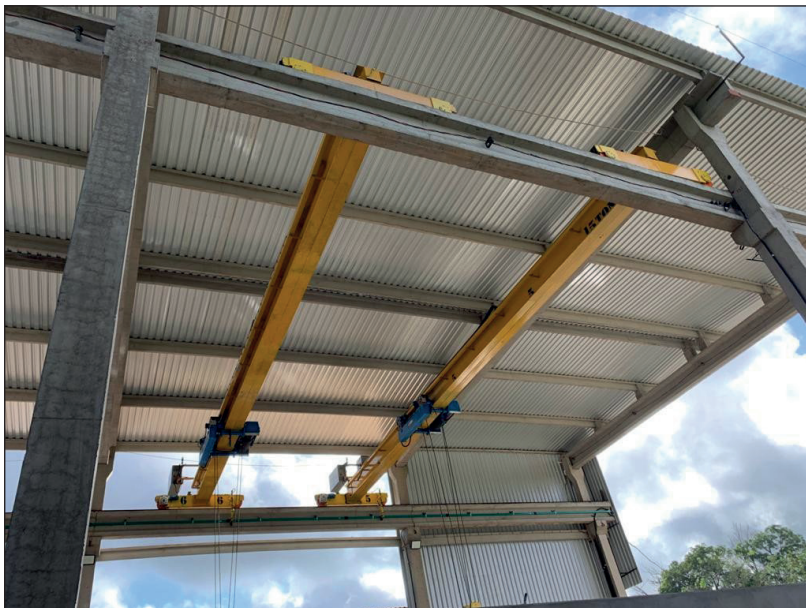
- 20 % da carga içada para pontes em geral;
- 50 % da carga içada para pontes com caçamba e aparelhos magnéticos e pontes de pátio de placas e tarugos;
- 100 % da carga içada para pontes de forno-poço;
- 100 % da soma do peso do lingote e da lingoteira para ponte estripadora.

b) Para pontes rolantes comandadas por controle pendente ou remoto, a força horizontal transversal deve ser considerada como 10 % da soma da carga içada com o peso do trole e dos elementos de içamento.

A ABNT NBR 6120:2019 aborda que se houver duas ou mais pontes rolantes se deslocando pelo mesmo caminho de rolamento e que possam atuar próximas (Figura 6), ou até mesmo trabalhar em conjunto para içar elementos com maior carga que a capacidade de cada ponte rolante, deve-se fazer a envoltória de esforços solicitantes, avaliando as seguintes situações:

a) Atuação de apenas uma ponte rolante;

b) Atuação de duplas de pontes, em caminhos de rolamento não necessariamente adjacentes, com as suas cargas máximas das rodas não majoradas pelo coeficiente de impacto vertical e com 50 % das forças horizontais da dupla de pontes, ou então 100 % das forças horizontais de uma ponte (normalmente a de maior capacidade).



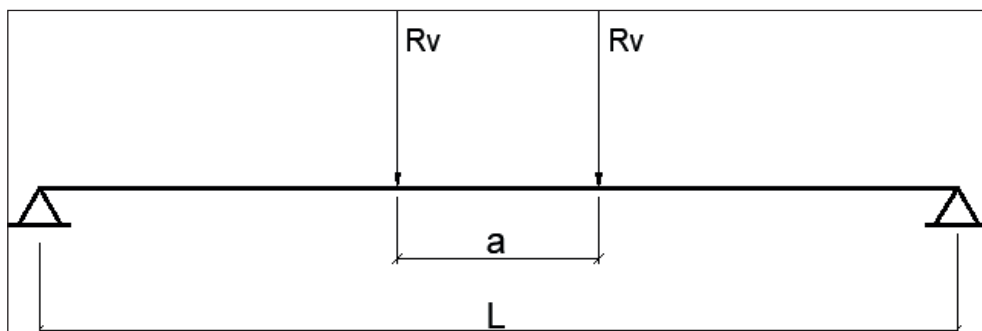
**Figura 6** - Atuação de duas pontes rolantes no mesmo caminho de rolamento.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

## 6 | LINHAS DE INFLUÊNCIA

Em estruturas solicitadas por cargas móveis, deve-se considerar a variação da posição destas cargas ao longo do elemento de apoio, pois os esforços são diferentes para cada uma das infinitas posições que elas podem ter enquanto percorrem a estrutura.

Para analisar a posição do trem-tipo (Figura 7) que produz os máximos esforços, utiliza-se o processo das linhas de influência.



**Figura 7** - Representação do trem-tipo de carga móvel posicionado sobre uma viga.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

A linha de influência é uma representação gráfica que descreve a variação de um determinado efeito elástico (seja um momento fletor, esforço cortante, reação de apoio ou deformação) em função da posição de uma carga concentrada unitária que passeia sobre o elemento estrutural. Conhecendo o conjunto de cargas que constitui o trem-tipo e a linha de influência do efeito elástico, pode-se obter as envoltórias máximas e mínimas.

A linha de influência é construída sobre o eixo do elemento, em que as abscissas representam as posições da carga móvel e as ordenadas representam os respectivos valores do efeito considerado.

## 7 | ESTADOS-LIMITES

Estado-limite é definido como o estado no qual a estrutura deixa de atender aos requisitos necessários para o seu uso de forma plena e adequada. À vista disso, as estruturas são projetadas de forma que os seus estados-limites sejam respeitados, por razões de segurança, conforto, durabilidade e desempenho da estrutura.

Os estados-limites são divididos em:

- Estado-Limite Último (ELU);
- Estado-Limite de Serviço (ELS).

Os estados-limites são utilizados para verificar a segurança e a funcionalidade da estrutura a partir de combinações das ações que tem probabilidade de atuarem simultaneamente em um intervalo de tempo, de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis.

As ações abrangidas em cada uma das combinações devem ser consideradas com seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação, para que sejam transformados em valores de cálculos.

### 7.1 Estados-Limites Últimos (ELU)

O estado-limite último está relacionado com o colapso parcial ou total da estrutura. Quando a estrutura alcança este estado, a sua utilização deve ser interrompida por razões de esgotamento da capacidade resistente.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a verificação da segurança das estruturas de concreto deve ser feita em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- Da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte, devido as solicitações normais e tangenciais;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Provocado por solicitações dinâmicas;

- De colapso progressivo;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte, considerando exposição ao fogo;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas;
- Outros estados-limites últimos que eventualmente possam acontecer em situações especiais.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, as combinações das ações necessárias para verificar a segurança nos estados-limites últimos são as seguintes:

a) Combinações últimas normais: devem estar contidas as ações permanentes e a ação variável principal, tomada com seu valor característico  $F_{qk}$ , e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, atuando com seus valores reduzidos de combinação  $\Psi_0$ .  $F_{qk}$ , como expressado na Equação 4.

**Equação 4 - Combinação última normal.**

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{sg} \cdot F_{sgk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{sq} \cdot \Psi_{0s} \cdot F_{sqk}$$

Onde:

$F_d$  – é o valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{gk}$  - corresponde as ações permanentes diretas;

$F_{sgk}$  - corresponde as ações indiretas permanentes como a retração  $F_{sgk}$  e variáveis como a temperatura  $F_{sqk}$ ;

$F_{qk}$  - corresponde as ações variáveis diretas das quais  $F_{q1k}$  é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{sg}, \gamma_q, \gamma_{sq}$  – representam os coeficientes de ponderação das ações referente a cada situação;

$\Psi_{0j}, \Psi_{0s}$  – são fatores de redução.

b) Combinações últimas especiais ou de construção: devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrer simultaneamente, com seus valores reduzidos de combinação. Para esse caso, pode-se utilizar a mesma expressão definida para as combinações últimas normais, a diferença é que o fator  $\Psi_0$  pode ser substituído por  $\Psi_2$  quando a ação principal  $F_{q1k}$  tiver um tempo de atuação muito curto.

c) Combinações últimas excepcionais: devem conter as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrer simultaneamente, com seus valores reduzidos de combinação. No caso das ações excepcionais,  $\Psi_0$  também pode ser substituído por  $\Psi_2$  quando a ação excepcional  $F_{q1exc}$  tiver duração muito curta. Nessas combinações, enquadram-se os casos de sismo, incêndio e colapso progressivo, sendo calculados através da Equação 5.

### Equação 5 - Combinação última excepcional.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{sg} \cdot F_{sgk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{sq} \cdot \psi_{0s} \cdot F_{sqk}$$

As ações permanentes devem ser majoradas por coeficientes de ponderação  $\gamma_g$ , para determinação dos efeitos mais desfavoráveis, e minoradas quando os efeitos são favoráveis. Os coeficientes estão ilustrados na Tabela 5 e Tabela 6, para ações permanentes diretas consideradas separadamente e agrupadas, respectivamente.

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,30	1,0
<sup>1)</sup> Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.			
<sup>2)</sup> Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.			

**Tabela 5** - Ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,20	1,0
<sup>1)</sup> Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.			
<sup>2)</sup> Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m <sup>2</sup> .			
<sup>3)</sup> Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m <sup>2</sup> .			

**Tabela 6** - Ações permanentes diretas agrupadas.

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

Para situações de recalques de apoio e de retração dos materiais, as ações devem ser ponderadas pelos coeficientes da Tabela 7.

Combinação	Efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normal	$\gamma_c = 1,2$	$\gamma_c = 0$
Especial ou de construção	$\gamma_c = 1,2$	$\gamma_c = 0$
Excepcional	$\gamma_c = 0$	$\gamma_c = 0$

**Tabela 7** - Efeitos de recalques de apoio e retração dos materiais.

**Fonte:** ABNT NBR 8681:2003.

## 7.2 Estados-Limites de Serviço (ELS)

A ABNT NBR 6118:2014 define os estados-limites de serviço como aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas. Os requisitos relativos ao desempenho em serviço deixam de ser atendidos quando são ultrapassados os seus estados-limites.

A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns dos estados-limites de serviço estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014, definidos a seguir:

- Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F): inicia-se a formação de fissuras;
- Estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W): as fissuras se encontram com aberturas iguais aos máximos especificados;
- Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF): as deformações alcançam os limites estabelecidos para a utilização normal;
- Estado-limite de descompressão (ELS-D): a tensão normal é nula em um ou mais pontos da seção transversal, não havendo tração no restante da seção;
- Estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP): assegura-se a compressão na seção transversal, na região onde há armaduras ativas;
- Estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE): as tensões de compressão atingem o limite convencional prescrito;
- Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE): as vibrações alcançam os limites estabelecidos para a utilização normal da construção;

A verificação da segurança em relação aos estados-limites de serviço deve ser feita através das combinações de serviços, que são classificadas conforme o tempo de permanência na estrutura em:

- a) Combinações quase permanentes de serviço: as ações atuam durante grande parte do período de vida da estrutura. A consideração desta combinação é necessária para verificar o estado-limite de deformações excessivas. Nessas combinações, todas as ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes  $\Psi_2$ .



$F_{qk}$ , sendo calculada pela Equação 6.

**Equação 6 - Combinação quase permanente.**

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

Sendo:

$F_{d,ser}$  – o valor de cálculo das ações para combinações de serviços;

$\Psi_2$  – o fator de redução de combinação quase permanente para o estado-limite de serviço

b) Combinações frequentes de serviço: as ações se repetem várias vezes durante o período de vida da estrutura. Esta combinação é empregada na verificação dos estados-limites de formação e abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Nessas combinações, a ação variável principal  $F_{q1}$  é tomada com seu valor frequente  $\Psi_1 \cdot F_{q1,k}$ , e todas as demais ações variáveis com seus valores quase permanentes  $\Psi_2 \cdot F_{qk}$ , conforme apresentado na Equação 7.

**Equação 7 - Combinação frequente.**

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

Sendo:

$F_{q1,k}$  – o valor característico das ações variáveis principais diretas;

$\Psi_1$  – o fator de redução de combinação frequente para o estado-limite de serviço.

c) Combinações raras de serviço: as ações ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura. Esta combinação pode ser necessária para verificação do estado-limite de formação de fissuras. Nessas combinações, a ação variável principal  $F_{q1}$  é tomada com seu valor característico  $F_{q1,k}$ , e todas as demais ações tomadas com seus valores frequentes  $\Psi_1 \cdot F_{qk}$ , conforme na Equação 8.

**Equação 8 - Combinação rara.**

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum \Psi_{1j} \cdot F_{qj,k}$$

As ações variáveis devem ser majoradas por coeficientes de ponderação  $\gamma_q$ , para determinação dos efeitos mais desfavoráveis, e não devem ser consideradas nas combinações quando os efeitos forem favoráveis, pois deve ser avaliado apenas as ações que propiciam os efeitos mais desfavoráveis para a segurança. As ações variáveis que tenham parcelas favoráveis e desfavoráveis, que fisicamente não possam atuar separadamente, devem ser consideradas conjuntamente como uma ação única. Os coeficientes de ponderação das ações que atuam separadamente e conjuntamente estão apresentados na Tabela 8 e Tabela 9.

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

<sup>1)</sup> Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

**Tabela 8** - Ações variáveis consideradas separadamente.

**Fonte:** ABNT NBR 8681:2003.

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

<sup>1)</sup> Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

**Tabela 9** - Ações variáveis consideradas conjuntamente.

**Fonte:** ABNT NBR 8681:2003.

A Tabela 10 ilustra os valores dos fatores de combinação ( $\Psi_0$ ) e de redução ( $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ ) para as ações variáveis, conforme ABNT NBR 8681:2003.

Ações	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{3), 4)}$
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>1)</sup>	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>2)</sup>	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
<sup>1)</sup> Edificações residenciais, de acesso restrito.			
<sup>2)</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
<sup>3)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para $\psi_2$ o valor zero.			
<sup>4)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução $\psi_2$ pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

**Tabela 10** - Valores dos fatores de combinação ( $\psi_0$ ) e de redução ( $\psi_1$  e  $\psi_2$ ) para as ações variáveis.

**Fonte:** ABNT NBR 8681:2003.

# METODOLOGIA

A viga de rolamento de estudo estará submetida a atuação de duas pontes rolantes, com dimensões e capacidades de cargas iguais. Em razão disso, com o auxílio do software VPRO, foi feito a análise dos esforços na viga de rolamento em quatro situações: em concreto armado e protendido sob atuação de apenas uma ponte rolante; e novamente em concreto armado e protendido, porém sob atuação de duas pontes rolantes. Além disso, realizou-se o dimensionamento de cada tipologia e a análise do custo de aço para produção dos dois modelos.

Neste trabalho, foram usados os seguintes materiais:

- a. Concreto:  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ ;
- b. Aço CA-50:  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ;
- c. Aço de protensão CP-190 RB:  $f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$ .

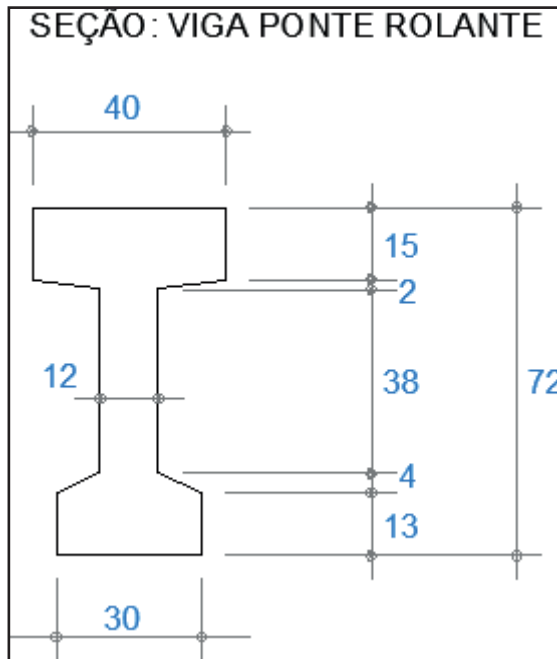
Para o módulo de elasticidade, usou-se os valores estimados pela ABNT NBR 6118:2014 para a classe de resistência considerada, conforme a Tabela 11.

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
$\alpha_i$	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

**Tabela 11** - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).

**Fonte:** ABNT NBR 6118:2014.

A seção transversal escolhida para a viga de rolamento está ilustrada na Figura 8. Foi utilizado esta seção tanto para a viga de concreto armado quanto para a de concreto protendido.



**Figura 8** - Seção transversal da viga de rolamento, dada em centímetros.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Na análise estrutural, considerou-se os seguintes parâmetros:

- Peso próprio da viga de rolamento: 396 kgf/m;
- Carga permanente (Trilho ASCE-30): 15 kgf/m;
- Sobrecarga: 100 kgf/m;
- Reação vertical máxima da ponte rolante (por roda): 9058 kgf/m;
- Coeficiente de impacto vertical (controle remoto): 10 %.

Todo o memorial de cálculo do dimensionamento da viga de concreto armado e protendido está apresentado nos Apêndices deste trabalho.

Tem-se a seguir os critérios adotados para o dimensionamento da viga de concreto armado e protendido e para a análise de custos:

a) Dimensionamento da viga de concreto armado

A viga de concreto armado foi dimensionada no estado-limite último e verificada no estado-limite de serviço.

Para isso, analisou-se três combinações de ações: combinação última normal (para dimensionamento da seção no estado-limite último), combinação quase permanente (para verificação do estado-limite de deformações excessivas) e combinação frequente (para verificação do estado-limite de abertura de fissuras).

O dimensionamento da seção foi feito quanto a flexão e quanto ao cisalhamento, considerando o efeito da fadiga, devido a ação dinâmica da ponte rolante. Além disso, como a seção da viga apresenta altura maior que 60 cm, foi calculado armadura de pele para a mesma.

Para a verificação do ELS-W, considerou-se CAA II, portanto  $w_k$  não pode exceder o limite de 0,3 mm.

Para a verificação do ELS-DEF, adotou-se que o tempo para aplicação da carga de longa duração será de 60 dias.

#### b) Dimensionamento da viga de concreto protendido

A viga de concreto protendido com aderência inicial (pré-tração) e protensão limitada, foi calculada através da seguinte sequência:

- Força de protensão;
- Verificação do estado-limite de formação de fissuras (ELS-F);
- Verificação do estado-limite de descompressão (ELS-D);
- Verificação do estado-limite último no ato de protensão (ELU-ATO);
- Dimensionamento das armaduras passivas.

Neste caso, analisou-se as seguintes combinações: combinação quase permanente (para verificação do estado-limite de descompressão), combinação frequente (para verificação do estado limite de formação de fissuras), combinação última no ato de protensão (para verificação do estado-limite último no ato de protensão) e a combinação última normal (para dimensionamento das armaduras passivas).

Para iniciar o dimensionamento, adotou-se 8 cordoalhas 12,7 mm (CP-190 RB) na seção, com uma força inicial de protensão de 145 kN. Em seguida, foi feita avaliação da perda de protensão por deformação imediata do concreto e das perdas progressivas (por retração, fluência e relaxação do aço).

Quanto a verificação no ato de protensão, foi definido que a força de protensão seria introduzida na estrutura passados 6 dias após a concretagem, admitiu-se utilização de cimento CP I ou CP II, com isso foi obtido  $f_{ck,6} = 30$  MPa.

Em relação ao tempo para aplicação da carga de longa duração, foi considerado 60 dias, e utilizou-se umidade média ambiente 75 %.

Por fim, foi calculado armadura passiva longitudinal e transversal, considerando o efeito da fadiga. Além disso, determinou-se armadura de pele para a viga.

#### c) Custos

Em relação ao custo para produção da viga de concreto armado e de concreto protendido, foi analisado apenas o custo do aço, já que os outros fatores como concreto, forma e mão de obra foram considerados iguais para as duas tipologias estudadas.

Para tal, realizou-se uma pesquisa no mercado regional com o intuito de determinar

o preço dos aços CA-50 e CP-190, conforme apresentado na Tabela 12.

DISCRIMINAÇÃO	UNID.	PREÇO (R\$) <sup>1</sup>
<b>AÇO CA-50</b>		
φ 6,3 mm	kg	8,4
φ 8,0 mm	kg	8,4
φ 10,0 mm	kg	8,1
φ 12,5 mm	kg	7,9
φ 16,0 mm	kg	7,9
φ 20,0 mm	kg	7,9
φ 25,0 mm	kg	7,9
<b>AÇO CP-190</b>		
φ 12,7 mm	kg	12,96

**Tabela 12** - Custo do aço para produção da viga de rolamento.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

<sup>1</sup> Como sabe-se que no país os estudos de custo ficam defasados então optou-se por informar o preço do dólar, que equivale a R\$ 5,5773 na data de 08/12/2021.<sup>2</sup>

# PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO

Neste capítulo será descrito todo o procedimento de cálculo utilizado para as vigas de concreto armado e protendido.

## 1 | PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA A VIGA DE CONCRETO ARMADO

Em estruturas de concreto armado, os elementos devem ser dimensionados no estado limite último (ELU) e verificados no estado limite de serviço (ELS).

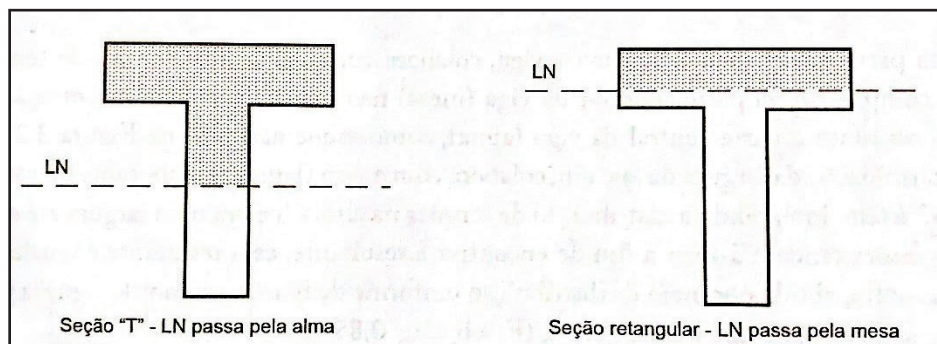
### 1.1 Verificação no ELU

É necessário fazer a verificação da viga quanto a flexão e quanto ao cisalhamento.

#### a) Verificação da resistência à flexão

Para realizar a verificação à flexão, precisa-se determinar a posição da linha neutra da seção, visto que a partir desta, é possível conhecer em qual domínio a peça está trabalhando e calcular o braço de alavanca ( $z$ ).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2020), uma viga de concreto armado, composta por uma nervura e duas abas, só será considerada como seção T se a linha neutra estiver passando pela alma, no caso de momentos positivos. Caso contrário, a região comprimida será retangular, e não haverá colaboração da alma e de parte da mesa, que estarão tracionadas. A Figura 9 ilustra estas duas situações.



**Figura 9** - Viga de seção T ou retangular conforme a posição da linha neutra.

**Fonte:** Carvalho e Figueiredo Filho (2020).

Moura (2019) aborda que quando a linha neutra passar na mesa, sua posição pode ser determinada pela Equação 9.

**Equação 9** - Posição da linha neutra quando esta passar na mesa da seção.

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_f}} \right)$$



Onde:

$x$  – é a posição (profundidade) da linha neutra;

$d$  – é a altura útil;

$M_d$  – é o momento fletor de cálculo;

$f_{cd}$  – é a resistência à compressão de cálculo do concreto;

$b_f$  – é a largura da mesa colaborante.

Entretanto, caso a linha neutra esteja passando pela alma, é válida a Equação 10 para determinação da sua posição.

**Equação 10** - Posição da linha neutra quando esta passar na alma da seção.

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2}{d^2 \cdot t_w} \cdot \left( \frac{M_d}{0,85 \cdot f_{cd}} - d \cdot t_f \cdot (b_f - t_w) + 0,5 \cdot t_f^2 \cdot (b_f - t_w) \right)} \right)$$

Onde:

$t_w$  – é a largura da alma;

$t_f$  – é a espessura da mesa.

Conhecendo a posição da linha neutra, pode-se encontrar a área de aço da armadura passiva ( $A_s$ ), através da Equação 11 ou Equação 12, para seção retangular ou seção T, respectivamente.

**Equação 11** - Área de aço da armadura passiva para seção retangular.

$$A_s = \frac{M}{z \cdot f_{yd}}$$

Sendo:

$A_s$  – a área de aço passivo necessária para resistir aos esforços de flexão;

$z$  – o braço de alavanca, dado por:  $z = d - 0,4 \cdot x$ .

**Equação 12** - Área de aço da armadura passiva para seção T.

$$A_s = \frac{M_1}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot f_{yd}} + \frac{M_2}{z \cdot f_{yd}}$$

Sendo:

$M_1$  – o momento resistido pelas abas da seção, calculado por:

$$M_1 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot (b_f - t_w) \cdot \frac{(d - h_f)}{2}$$

$h_f$  – a espessura da mesa;

$M_2$  – o momento resistido pela alma, dado por:  $M_2 = M_d - M_1$ .

Nesta última equação, a segunda parcela (resistida pela alma) deve ser calculada como retangular, considerando a largura da seção igual à largura da alma ( $b_w = t_w$ ).

b) Verificação da resistência ao cisalhamento

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, em uma dada seção transversal, a resistência

do elemento estrutural deve ser considerada satisfatória, quando verificadas as condições expressas na Equação 13 e Equação 14.

**Equação 13** - Força cortante solicitante ( $V_{sd}$ ) deve ser menor ou igual à força cortante resistente ( $V_{Rd2}$ ).

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

**Equação 14** - Força cortante solicitante ( $V_{sd}$ ) deve ser menor ou igual à força cortante resistente ( $V_{Rd3}$ ).

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$V_{sd}$  – é a força cortante solicitante de cálculo na seção;

$V_{Rd2}$  – é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$  – é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, sendo  $V_c$  a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares da treliça e  $V_{sw}$  a parcela resistida pela armadura transversal.

A ABNT NBR 6118:2014 permite que o elemento linear seja analisado por meio de dois modelos de cálculos. No presente trabalho, será considerado apenas o Modelo de cálculo I.

Este modelo admite diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e considera ainda que a parcela complementar  $V_c$  possui valor constante, independentemente da força cortante  $V_{sd}$ .

a) A verificação da compressão diagonal do concreto pode ser realizada através da Equação 15.

**Equação 15** - Verificação da compressão diagonal do concreto.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Em que:

$f_{ck}$  – é a resistência característica à compressão do concreto;

$f_{cd}$  – é a resistência à compressão de cálculo do concreto;

$b_w$  – é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil;

$d$  – é a altura útil.

b) O cálculo da armadura transversal pode ser feito por meio da Equação 16:

**Equação 16** - Cálculo da armadura transversal.

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha);$$

$V_c = 0$  nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$  na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_o}{M_{sd,máx}}\right) \leq 2 \cdot V_{c0}$  na flexo-compressão;

$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$A_{sw}$  – a área de aço da armadura transversal;

$s$  – o espaçamento entre elementos da armadura transversal;

$f_{ywd}$  - a tensão na armadura transversal passiva;

$\alpha$  - o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ;

$M_o$  – o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por  $M_{d,máx}$ );

$M_{sd,máx}$  – o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise;

$f_{ctd}$  – a resistência de cálculo à tração direta;

$f_{ctk,inf}$  – a resistência à tração inferior do concreto;

$\gamma_c$  – o coeficiente de minoração da resistência do concreto.

Em vigas sujeitas a ações dinâmicas, é necessário realizar a verificação de fadiga para as armações de cisalhamento. Conforme a norma ABNT NBR 6118:2014, a verificação é satisfeita quando a máxima variação de tensão calculada ( $\Delta\sigma_s$ ) para a combinação frequente obedecer a relação expressa na Equação 17.

**Equação 17 - Verificação da fadiga.**

$$\Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,fad}$$

Onde os valores limites de  $\Delta f_{sd,fad}$  são dados na Tabela 13.

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ , para $2 \times 10^6$ ciclos MPa									
Caso	$\phi$ mm								Tipo <sup>b</sup>
	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	T <sub>1</sub>
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T <sub>1</sub>
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T <sub>1</sub>
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T <sub>4</sub>
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T <sub>4</sub>
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ , para $2 \times 10^6$ ciclos MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T <sub>1</sub>
Pós-tração, cabos curvos	110								T <sub>2</sub>
Cabos retos	150								T <sub>1</sub>
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T <sub>3</sub>

<sup>a</sup> Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

<sup>b</sup> Ver Tabela 23.3.

**Tabela 13** - Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto.

**Fonte:** ABNT NBR 6118:2014.

Caso a máxima variação de tensão calculada ultrapassar os valores limites definidos para  $\Delta f_{sd,fad}$ , deve-se amplificar as armações de cisalhamento, multiplicando os valores calculados pela razão entre  $\Delta f_{sd,fad}$  e  $\Delta \sigma_s$ .

## 1.2 Verificação no ELS

Como se trata de uma peça de concreto armado, a verificação ao estado-limite de serviço deve ser feita quanto a dois estados-limites: estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W) e estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF).

### a) Verificação do estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

Para garantir o bom desempenho de uma estrutura, as aberturas de fissuras devem estar dentro de limites que não comprometam as condições de serviço e durabilidade.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece valores limites de aberturas de fissuras, na Tabela 14, que devem ser respeitados.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D <sup>a</sup>	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D <sup>a</sup>	Combinação frequente

<sup>a</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_p = 50$  mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

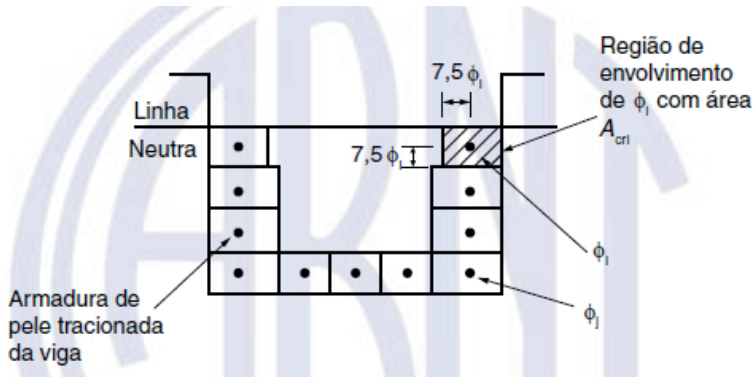
2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

**Tabela 14** – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

**Fonte:** ABNT NBR 6118:2014.

A abertura de fissuras pode ser verificada para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passiva que controlam a fissuração do elemento estrutural, conforme orientações da ABNT NBR 6118:2014. Para realizar a avaliação, deve-se considerar uma área  $A_{cri}$  do concreto de envolvimento, formada por um retângulo cujos lados não distem mais de  $7,5 \phi$  do eixo da barra da armadura, conforme ilustrado na Figura 10.



**Figura 10** - Região de envolvimento da armadura.

**Fonte:** ABNT NBR 6118:2014.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o valor característico da abertura de fissuras ( $w_k$ ) determinado para cada parte da região de envolvimento será o menor entre os valores obtidos pela Equação 18.

**Equação 18** - Abertura de fissuras característica ( $w_k$ ).

$$w_k \leq \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} \\ \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases}$$

Onde:

$A_{cri}$  – é a área da região de envolvimento protegida pela barra  $\phi_i$ ;

$\phi_i$  – é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

$\eta_i$  – é o coeficiente de conformação superficial  $\eta_i$  da armadura passiva considerada ( $\eta_i = 1,0$  para barras lisas (CA25);  $\eta_i = 1,4$  para barras entalhadas (CA60);  $\eta_i = 2,25$  para barras nervuradas (CA50));

$\sigma$  – é a tensão na armadura, calculada por  $\sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{\Sigma F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \Sigma \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}}{\Sigma F_{gi,k} + \Sigma F_{qj,k}}$ ;

$E_s$  – é o módulo de elasticidade do aço da barra  $\phi_i$ ;

$f_{ct,m}$  – é a resistência à tração média do concreto;

$\rho_{ri}$  – é taxa de armadura passiva em relação à área da região de envolvimento,

$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}}$ .

b) Verificação do estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

ABNT NBR 8800:2008 aborda que o deslocamento vertical máximo em vigas de rolamento, considerando pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN, deve respeitar o deslocamento-limite apresentado na Equação 19. Embora este estudo seja de um elemento de concreto, mas como trata-se de uma viga de rolamento, será adotado o

deslocamento-limite mais restritivo para esta situação, conforme a norma de aço.

### **Equação 19 – Deslocamento-limite.**

$$\delta_{LIM} \leq \frac{L}{600}$$

Sendo L o comprimento da viga.

Carvalho e Figueiredo Filho (2020) aborda que a flecha total no tempo infinito, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, será a flecha imediata (obtida pela combinação quase permanente) multiplicada por  $(1 + \alpha_i)$ .

Onde:

$$\alpha_i \text{ – é dado por: } \alpha_i = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$\Delta \xi$  – é um coeficiente em função do tempo, obtido pela seguinte expressão:

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot (0,996)^t \cdot t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(\infty) = 2 \text{ (valor fixo para } t > 70 \text{ meses)}$$

Sendo:

$t_0$  – a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração;

$t$  – o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida.

## **2 I PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA A VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO**

Em estruturas de concreto protendido, o dimensionamento dos elementos, usualmente, é feito no estado-limite de serviço e as verificações são realizadas no estado-limite último.

### **2.1 Força de protensão**

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a força média na armadura de protensão na abscissa  $x$  e no tempo  $t$  é dada pela Equação 20.

**Equação 20 - Força média na armadura de protensão.**

$$P_T(x) = P_o(x) - \Delta P_j(x) = P_j - \Delta P_o(x) - \Delta P_T(x)$$

Onde:

$P_{T'}(x)$  – é a força na armadura de protensão no tempo  $t$  e na abscissa  $x$ ;

$P_o(x)$  – é a força na armadura de protensão no tempo  $T' = 0$  e na abscissa  $x$ ;

$\Delta P_{T'}(x)$  – é a perda de protensão no tempo  $T'$ , após  $T' = 0$ , e na abscissa  $x$ ;

$\mathcal{P}_j$  – é a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

$\Delta\mathcal{P}_o(x)$  – é a perda imediata de protensão, a partir de  $\mathcal{P}_j$ , no tempo  $\mathcal{T} = 0$  e na abscissa  $x$ .

Em virtude da limitação das tensões no aço, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda que para armadura pré-tracionada, os valores da tensão de protensão na saída do aparelho não ultrapasse os seguintes:

$$\sigma_{pi} = 0,77 f_{ptk} \text{ e } 0,90 f_{pyk} \text{ (aços da classe de relaxação normal)}$$

$$\sigma_{pi} = 0,77 f_{ptk} \text{ e } 0,85 f_{pyk} \text{ (aços da classe de relaxação baixa)}$$

## 2.2 Perdas de protensão

A tensão final que vai atuar na armadura de protensão é definida após a análise de todas as situações que causam perdas de tensões.

As perdas são divididas em dois grupos: perdas imediatas e progressivas; No caso da pré-tração, ainda tem-se as perdas iniciais, que acontecem antes da liberação do dispositivo de tração e ocorrem devido aos seguintes fatores:

- a) Escorregamento dos cabos, onde a determinação pode ser realizada de forma experimental ou por meio de valores indicados pelo fabricante;
- b) Relaxação inicial da armadura, dada em função do tempo entre o alongamento e a liberação do aparelho de tração;
- c) Retração inicial do concreto, ocorre entre o período da concretagem da peça e a liberação do dispositivo de tração.

De acordo com Cholfe (2013), as empresas que trabalham com pré-fabricados podem compensar as perdas iniciais com acréscimos controlados da força inicial de protensão.

### 2.2.1 Perdas imediatas

As perdas imediatas ocorrem durante a transferência da protensão ao concreto. No caso da pré-tração, tem-se a perda por encurtamento elástico do concreto.

Quando a força de protensão é aplicada na peça de concreto, a mesma produz um encurtamento ao comprimir o elemento. Devido ao encurtamento ocorrido na peça, o alongamento inicial da armadura ativa é reduzido, ocasionando perda de tensão de protensão.

Como na pré-tração admite-se que a armadura ativa é aderente ao concreto, pode-se afirmar que a deformação que acontece no concreto é igual a deformação do aço. Com isso, a perda de tensão por encurtamento elástico do concreto pode ser determinada pela Equação 21.

**Equação 21** - Perda por encurtamento elástico do concreto.



$$\Delta\sigma_p = \frac{E_p}{E_c} \cdot \left[ \frac{N_{pi}}{A_c} + \frac{N_{pi} \cdot e_p^2}{I_c} + \frac{M_{go} \cdot e_p}{I_c} \right]$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$  – é a perda de tensão;

$E_p$  – é o módulo de elasticidade da armadura ativa;

$E_c$  – é o módulo de elasticidade do concreto;

$N_{pi}$  – é a força inicial de protensão;

$A_c$  – é a área da seção;

$I_c$  – é a inércia da seção;

$M_{go}$  – é o momento devido ao peso próprio;

$e_p$  – é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto.

### 2.2.2 *Perdas progressivas*

As perdas progressivas dependem das propriedades dos materiais utilizados na estrutura. Essas perdas são divididas em:

- Perdas devido à fluência do concreto: a ação de cargas ou tensões constantes ocasiona aumento da deformação no concreto ao longo do tempo, provocando perda de tensão na armadura ativa.
- Perdas devido à retração do concreto: está associada com as características físico- químicas do concreto, dado que o concreto perde relativa quantidade da água nas primeiras idades de modo gradual até alcançar uma umidade estável, em decorrência disso, a peça de concreto sofre redução volumétrica, e por consequência, encurtamento ao longo do tempo.
- Perdas devido à relaxação do aço de protensão: os aços de protensão, quando ancorados com comprimento constante e sob tensão elevada, sofrem uma perda de tensão ao longo do tempo.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as perdas decorrentes da fluência e retração do concreto e da relaxação do aço devem ser calculadas considerando-se a interação dessas causas, sendo determinadas por meio de processos, como por exemplo, o processo simplificado para o caso de fases únicas de operação.

Para a aplicação do processo simplificado para o caso de fases únicas de operação, devem ser respeitadas as seguintes condições:

- A concretagem do elemento estrutural, assim como a aplicação da protensão, são executadas, em fases consideravelmente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;

- Os cabos possuem entre si afastamentos consideravelmente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de maneira que seus efeitos sejam equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição da resultante dos esforços neles atuantes (cabo resultante).

Satisfeitas essas condições, admite-se que no tempo  $t$  as perdas e deformações progressivas do concreto e do aço de protensão, na posição do cabo resultante, com as tensões no concreto  $\sigma_{c,pog}$  positivas para compressão e as tensões no aço  $\sigma_{p0}$  positivas para tração, sejam determinadas através da Equação 22.

**Equação 22 - Perdas progressivas.**

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{p,s} + \Delta\sigma_{p,c} + \Delta\sigma_{p,r}}{\beta}$$

Onde:

$\Delta\sigma_{p,s}$  é a perda por retração, dada por  $\Delta\sigma_{p,s} = \varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p$

$\Delta\sigma_{p,c}$  é a perda por fluência, dada por  $\Delta\sigma_{p,c} = -\alpha_p \sigma_{c,pog} \Phi(t, t_0)$

$\Delta\sigma_{p,r}$  é a perda por relaxação, dada por  $\Delta\sigma_{p,r} = -\sigma_{p0} X(t, t_0)$

$\beta$  é o coeficiente de redução, dado por  $\beta = 1 + X(t, t_0) + \alpha_p \rho_p \left[ 1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2} \right] \left( 1 - e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \right)$

Onde:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  é a deformação específica de retração no instante  $t$ , descontada a retração ocorrida até o instante  $t_0$ ;

$E_p$  é o módulo de elasticidade do aço da armadura ativa;

$\alpha = \frac{E_p}{E_{ci28}}$ , é a relação entre os módulos de elasticidades do aço de armadura ativa e do concreto aos 28 dias.

$\sigma_{c,pog}$  é a tensão do concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente aplicada no instante  $t_0$ , sendo positiva se for de compressão;

$\Phi(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência do concreto no instante  $t$  para protensão e carga permanente, aplicadas no instante  $t_0$ ;

$\sigma_{p0}$  é a tensão na armadura ativa corresponde a  $P_0$  (força de protensão após as perdas imediatas);

$X(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência do aço;

$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$  é a taxa geométrica da armadura de protensão;

$A_p$  é a área da seção transversal do cabo resultante.

## 2.3 Verificação do ELS e ELU-ATO

### 2.3.1 Verificação do estado-limite de formação de fissuras (ELS-F)

Toma-se que este estado-limite é alcançado quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência do concreto à tração na flexão. Com isso, deve-se atender a Equação 23.

**Equação 23** - Verificação do estado-limite de formação de fissuras.

$$\sigma_{t'max} \leq \alpha \cdot f_{ctk,inf}$$

Onde:

$\alpha$  – é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta.

Sendo definido conforme o tipo de seção:

$\alpha = 1.2$ , para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1.3$ , para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1.5$ , para seções retangulares.

Neste trabalho será considerado protensão limitada, sendo assim, o estado-limite de formação de fissuras deve ser analisado na combinação frequente. As tensões atuantes podem ser determinadas através da Equação 24.

**Equação 24** - Tensões atuantes na seção, considerando combinação frequente.

$$\sigma_{cf} = -\frac{P_{oo}}{A_c} \pm \frac{M_{poo}}{W} \pm \frac{M_{CF}}{W}$$

Onde:

$P_{oo}$  – é a força de protensão após todas as perdas;

$M_{poo}$  – é o momento devido a  $P_{oo}$ ;

$M_{CF}$  – é o momento solicitante na combinação frequente;

$W$  – é o módulo de resistência da seção.

As convenções de sinais utilizadas são as seguintes: negativo para compressão e positivo para tração.

### 2.3.2 Verificação do estado-limite de descompressão (ELS-D)

No estado-limite de descompressão, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal deve ser nula, não existindo tensões de tração.

Para o ELS-D, considerando protensão limitada, a determinação das tensões atuantes deve ser realizada na combinação quase permanente, sendo obtidas por meio da Equação 25.

**Equação 25** - Tensões atuantes na seção, considerando combinação quase permanente.

$$\sigma_{CQP} = -\frac{P_{00}}{A_c} \pm \frac{M_{p00}}{W} \pm \frac{M_{CQP}}{W}$$

Sendo:

$M_{CQP}$  – o momento solicitante na combinação quase permanente.

### 2.3.3 Verificação do estado-limite último no ato de protensão (ELU-ATO)

Durante a aplicação da força de protensão, na maioria dos casos, as solicitações externas ainda não estão presentes, em razão disso, é obrigatório a verificação da segurança da peça, tendo como carregamento a protensão e as ações por ela mobilizadas, levando em conta o concreto com a respectiva resistência na idade considerada.

A ABNT NBR 6118:2014, aborda que a verificação do estado-limite último no ato de protensão pode ser feita de duas maneiras: com a verificação das hipóteses básicas e a verificação simplificada.

a) Verificação das hipóteses básicas:

- A resistência característica do concreto considerada é aquela referente a idade fictícia  $j$  (em dias), no ato de protensão.
- Admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação:

$$\gamma_c = 1,2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_p = 1,0 \text{ (na pré-tração)}$$

$$\gamma_f = 1,0 \text{ (para ações desfavoráveis)}$$

$$\gamma_f = 0,9 \text{ (para ações favoráveis)}$$

b) Verificação simplificada:

- tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas não pode ultrapassar 70% da resistência característica  $f_{ckj}$  prevista para a idade de aplicação da protensão.
- A tensão máxima no concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração  $f_{ct,mj}$  correspondente ao valor  $f_{ckj}$  estabelecido.
- Quando existir tensões de tração, deve haver armadura de tração calculada no Estádio 2. Para efeitos de cálculo, nessa fase da construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no Estádio 1.

As tensões atuantes na seção durante o ato de protensão podem ser determinadas pela Equação 26.

**Equação 26** - tensões atuantes na seção durante o ato de protensão.

$$\sigma_{ATO} = -\frac{\gamma_p \cdot P_o}{A_c} \pm \frac{\gamma_p \cdot M_o}{W} \pm \frac{\gamma_f \cdot M_{go}}{W}$$

Onde:

$P_o$  – é a força de protensão após as perdas imediatas;

$M_o$  – é o momento devido a  $P_o$ ;

$M_{go}$  – é o momento devido ao peso próprio do elemento.

## 2.4 Dimensionamento das armaduras passivas

### 2.4.1 Dimensionamento da armadura passiva longitudinal

O dimensionamento pode ser feito por meio de relação de equilíbrio de forças, considerando armadura ativa e passiva, dada pela Equação 27.

**Equação 27** - Cálculo da armadura passiva à flexão.

$$\frac{M_d}{Z} = (A_p \cdot \sigma_{pd}) + (A_s \cdot f_{yd})$$

Onde:

$\sigma_{pd}$  – é a tensão atuante na armadura ativa, dada por:

$$\sigma_{pd} = 1.486 + 5,0967 \cdot (\epsilon_{pd} - 7,43);$$

### 2.4.2 Verificação da resistência ao cisalhamento

A verificação da resistência ao cisalhamento segue o mesmo procedimento apresentado para a viga de concreto armado, entretanto, nas vigas protendidas, deve-se considerar o efeito da protensão.

Nesta situação, o valor de  $V_c$  será determinado pela Equação 28, que leva em consideração o efeito da protensão no elemento de concreto.

**Equação 28** - Cálculo de  $V_c$  considerando o efeito da protensão.

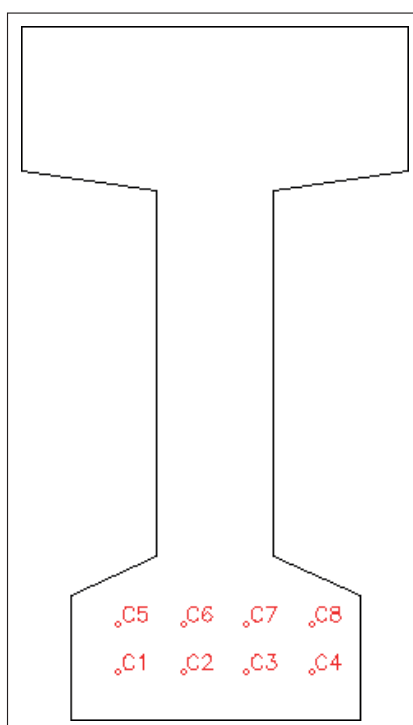
$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_g}{M_{Sd,máx}}\right) \leq 2 \cdot V_{c0}$$

# ANÁLISE DOS ESFORÇOS

Para realizar a análise estrutural, utilizou-se o software VPRO, com a finalidade de obter a linha de influência de momento fletor e esforço cortante, além das envoltórias dos esforços para cada tipologia de viga.

As envoltórias de momento fletor e esforço cortante para a viga de rolamento de concreto armado e de concreto protendido serão as mesmas, já que se trata de uma viga isostática. Entretanto, os deslocamentos serão diferentes para ambos os casos.

Para a análise das vigas protendidas, foi definido 8 cordoalhas  $\phi$  12,7 mm (CP-190 RB), conforme ilustrado na Figura 11, com força inicial de protensão de 145 kN, considerando protensão limitada.



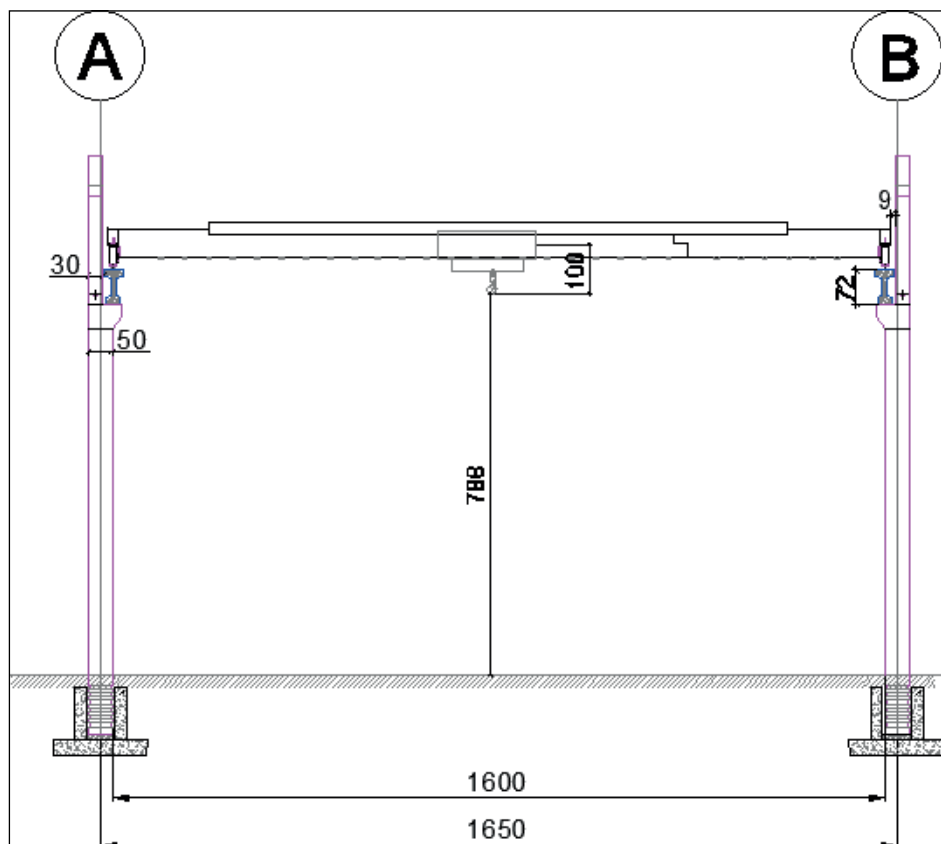
**Figura 11** - Seção transversal com cordoalhas.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Os principais dados das pontes rolantes necessários para a análise são:

- a) Capacidade de carga: 15 tf;
- b) Vão: 16,0 m;
- c) Distância entre o eixo das rodas: 2,30 m.

Na Figura 12 está ilustrado um corte transversal da estrutura de galpão considerada.

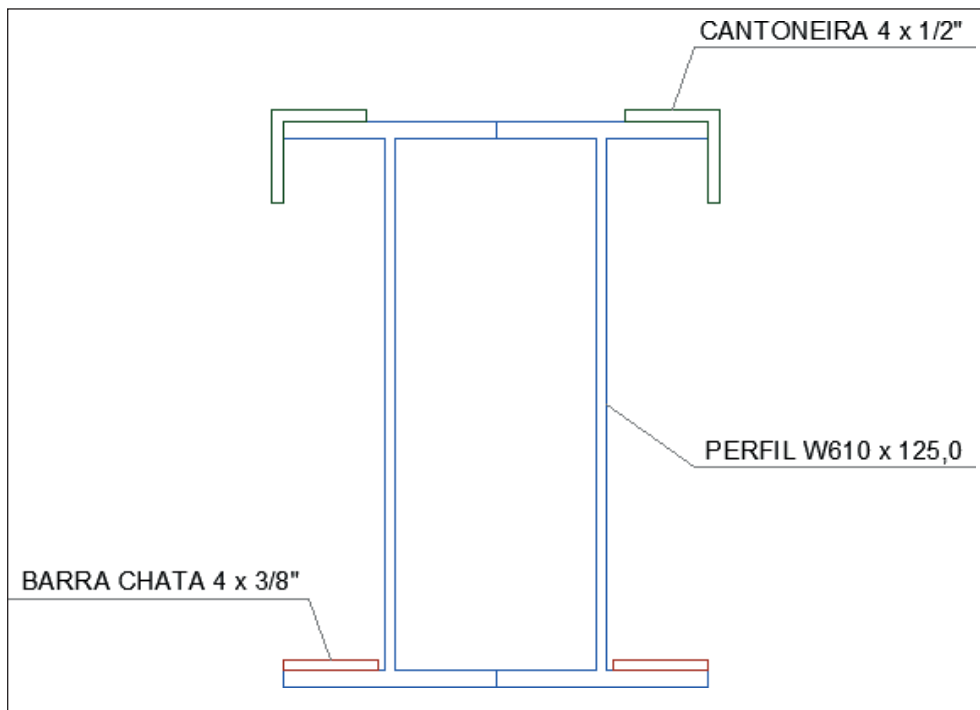


**Figura 12** - Corte transversal do galpão, medidas em centímetros.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

As pontes rolantes são constituídas por:

- Viga principal: a viga principal utilizada para compor a ponte rolante foi produzida a partir de dois perfis W610 x 125,0, duas cantoneiras 4 x 1/2" e duas barras chatas 4 x 3/8", conforme apresentado na Figura 13.



**Figura 13** - Seção transversal da viga principal.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Peso de cada elemento utilizado:

Perfil W610 x125,0 =125 kg/m

Cantoneira 4 x ½" = 19,03 kg/m

Barra chata 4 x 3/8" = 7,60 kg/m

Assim, o peso próprio da viga principal da ponte rolante será:

PP *viga principal* = 2 x 125 + 2 x 19,03 + 2 x 7,60 = 303,26 kg/m

PP *viga principal* = 303,26 kg/m

PP *viga principal* = 303,26 kg/m x 16 m

PP *viga principal* = 4852,16 kg

PP *viga principal* = 4,852 tf

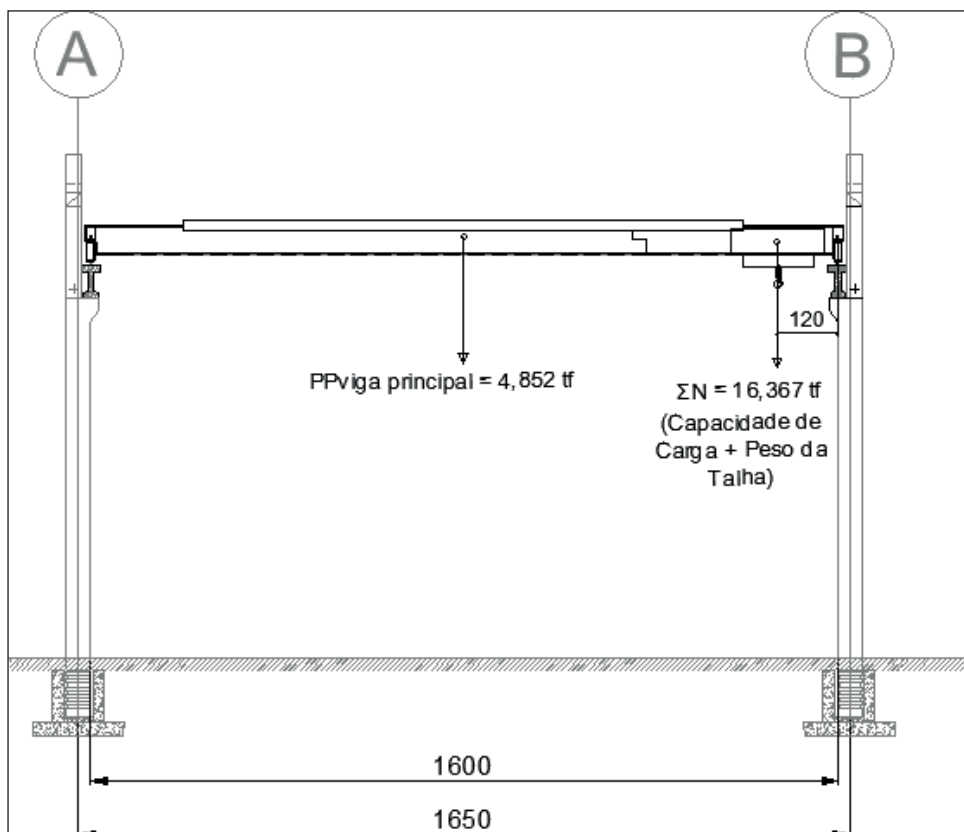
b) Cabeceira : segundo o manual do fabricante, a cabeceira possui peso de 0,551 tf.

c) Talha: conforme o manual do fabricante, a talha possui peso de 1,367 tf.

A partir das cargas apresentadas, é possível encontrar a reação vertical máxima devido a solicitação de uma ponte rolante, que ocorrerá quando a talha estiver o mais



próximo da cabeceira, conforme apresentado na Figura 16.



**Figura 16** - Cargas atuantes na ponte rolante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Para determinação da reação vertical máxima, inicialmente, encontra-se o valor da reação vertical na cabeceira, que pode ser obtido da seguinte maneira:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$16,367 \times 1,20 + 4,852 \times 8 - V_A \times 16 = 0$$

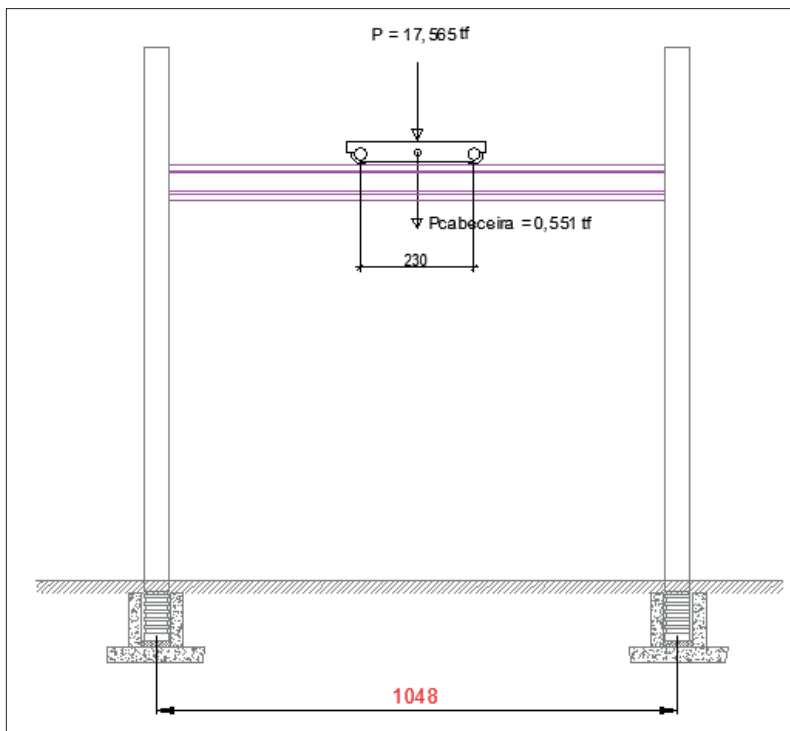
$$V_A = 3,654 \text{ tf}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$V_A - 4,852 - 16,367 + V_B = 0$$

$$V_B = 17,565 \text{ tf}$$

Logo, o valor da reação vertical na cabeceira é 17,565 tf (Figura 17).



**Figura 17** - Cargas atuantes na viga de rolamento.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

O valor da reação vertical máxima de cada roda sobre a viga de rolamento é obtido da seguinte forma:

$$R_v = P_t / 2$$

$$R_v = (17,565 + 0,551) / 2$$

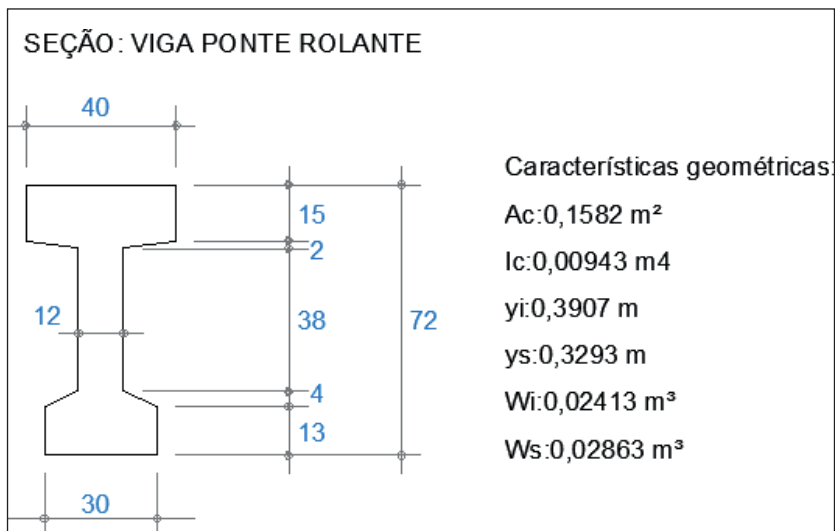
$$R_v = 9,058 \text{ tf}$$

Portanto, a carga máxima de cada roda sobre a viga de rolamento é 9,058 tf.

Em relação a viga de rolamento, os principais dados necessários para este trabalho são:

- Comprimento efetivo ( $L_{efe}$ ) = 10,38 m;
- Comprimento total ( $L$ ) = 10,48 m;
- Tipo de apoio: simplesmente apoiada.

As características geométricas da viga de rolamento estão apresentadas na Figura 18.



**Figura 18** – Características geométricas da viga de rolamento.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

A seção transversal possui área de  $0,1582 \text{ m}^2$ , considerando o peso específico do concreto como  $2500 \text{ kgf/m}^3$ , então o peso próprio da viga será o seguinte:

$$PP_{\text{viga}} = 0,1582 \times 2500 = 396 \text{ kgf/m}$$

Será considerado também um trilho ASCE-30 sobre a viga de rolamento com peso de  $15 \text{ kgf/m}$ . Além de uma sobrecarga de  $100 \text{ kgf/m}$ .

## 1 | VIGA DE ROLAMENTO SOB ATUAÇÃO DE APENAS UMA PONTE ROLANTE

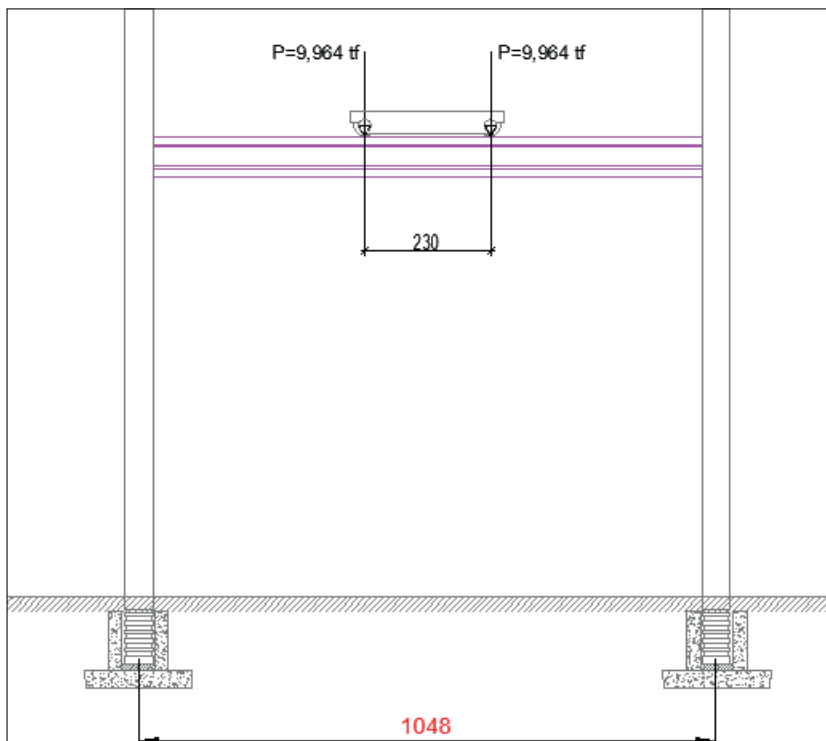
Conforme a ABNT NBR 6120:2019, quando tem-se a atuação de apenas uma ponte rolante sobre a viga, as reações verticais devem ser majoradas pelo coeficiente de impacto vertical, sendo  $10 \%$  para pontes com controle remoto.

$$P = R_v \times \gamma$$

$$P = 9,058 \times 1,10$$

$$P = 9,964 \text{ tf}$$

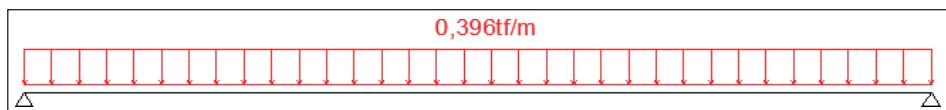
Na Figura 19 está apresentado o trem-tipo da carga móvel.



**Figura 19** - Trem-tipo da carga móvel, considerando atuação de apenas uma ponte rolante.

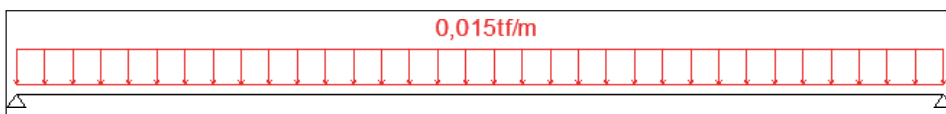
**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Com a determinação de todas as cargas atuantes sobre a viga de rolamento, inseriu-se a carga de peso próprio (Figura 20), carga permanente (Figura 21), sobrecarga (Figura 22) e carga móvel (Figura 23) no software VPRO, para fazer a análise da envoltória dos esforços.



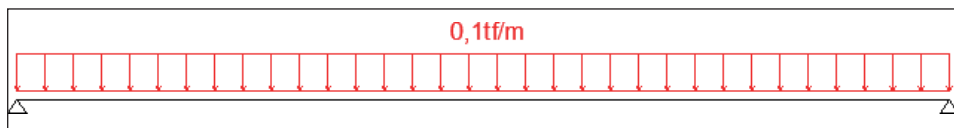
**Figura 20** - Peso próprio.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Figura 21** - Carga permanente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Figura 22** - Sobrecarga.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Interface do software "Carga Móvel". O botão "Considerar carga móvel" está selecionado. O diagrama mostra uma viga com cargas  $q_{e,k}$  nas extremidades e  $q_{i,k}$  no meio, com uma força pontual  $F_{k,i}$  no centro. A distância  $x_i$  é indicada. Abaixo, há campos de entrada para: Carregamento (Carga móvel), Coef. de impacto (1,10), Comprimento (1038,0 cm),  $q_{i,k}$  (0,000 tf/m) e  $q_{e,k}$  (0,000 tf/m). À direita, há uma tabela com os seguintes dados:

	$x_i$ (cm)	$F_{y,k,i}$ (tf)
►	0,0	9,058
	230,0	9,058

**Figura 23** - Carga móvel, considerando apenas uma ponte rolante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Na análise estrutural, utilizou-se as seguintes combinações:

- ELU: combinação última normal;
- ELU: combinação última no ato de protensão (para as vigas com protensão);
- ELS: combinação quase permanente;
- ELS: combinação frequente.

Na Figura 24 está apresentado os coeficientes de ponderação considerados de acordo com a ABNT NBR 8681:2003, para as combinações últimas e de serviços.

Nome	Sigla	Tipo	Etapa	$\gamma_f$	$\gamma_f$ (Fav.)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Peso próprio	G0	Peso pr...	0	1,4	1			
Hiperestático de proten...	HP	Hiperest...	0	1,2	0,9			
Permanente	G1	Perman...	1	1,4	1			
Sobrecarga	Q	Acidental	1	1,4		0,7	0,6	0,4
Carga móvel	Qm	Acidental	1	1,5		1	0,8	0,5

**Figura 24** - Coeficientes de ponderação para as combinações últimas e de serviços.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

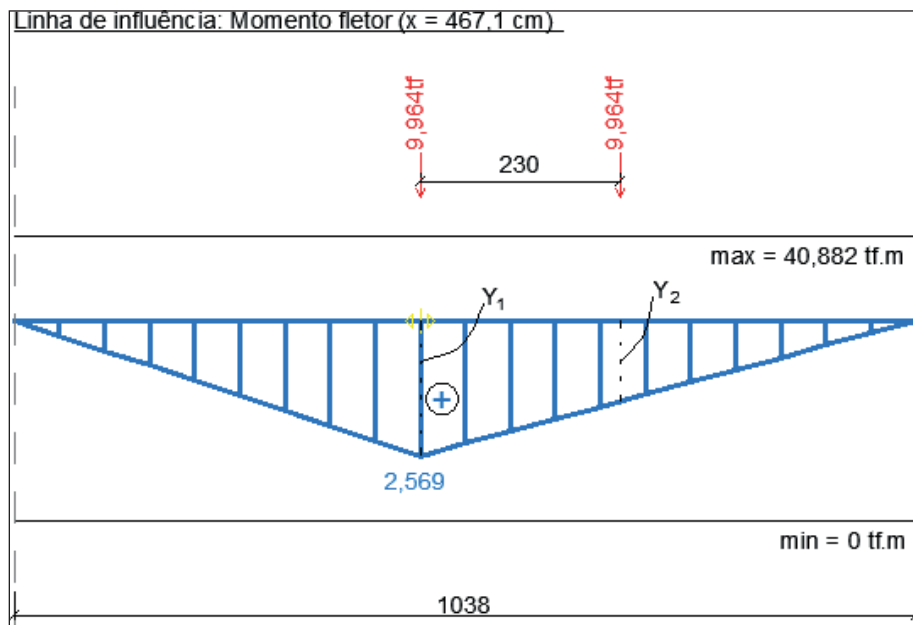
## 1.1 Linhas de Influência

Conforme já apresentado, através do processo de linhas de influência, é possível encontrar os efeitos produzidos pelo trem-tipo quando este ocupa uma dada posição sobre a linha de influência (conhecida), bastando multiplicar cada carga concentrada do trem-tipo pela respectiva ordenada e somar os resultados.

Em virtude disso, determinou-se as linhas de influência de momento fletor e esforço cortante, que estão apresentadas a seguir:

### 1.1.1 *Linha de influência de momento fletor*

Através do software VPRO, verificou-se que a máxima ordenada ocorre quando a carga está na posição  $x = 467,1$  cm (Figura 25).



**Figura 25** - Linha de influência de momento fletor.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

O máximo momento devido ao carregamento móvel é determinado da seguinte forma:

$$M_{\max} = F \cdot y_1 + F \cdot y_2$$

$$\text{Onde } y_1 = \frac{4,671 \cdot 5,709}{10,38} = 2,569$$

Por semelhança de triângulo, obtém-se  $y_2$ .

$$\frac{y_2}{3,409} = \frac{y_1}{5,709}$$

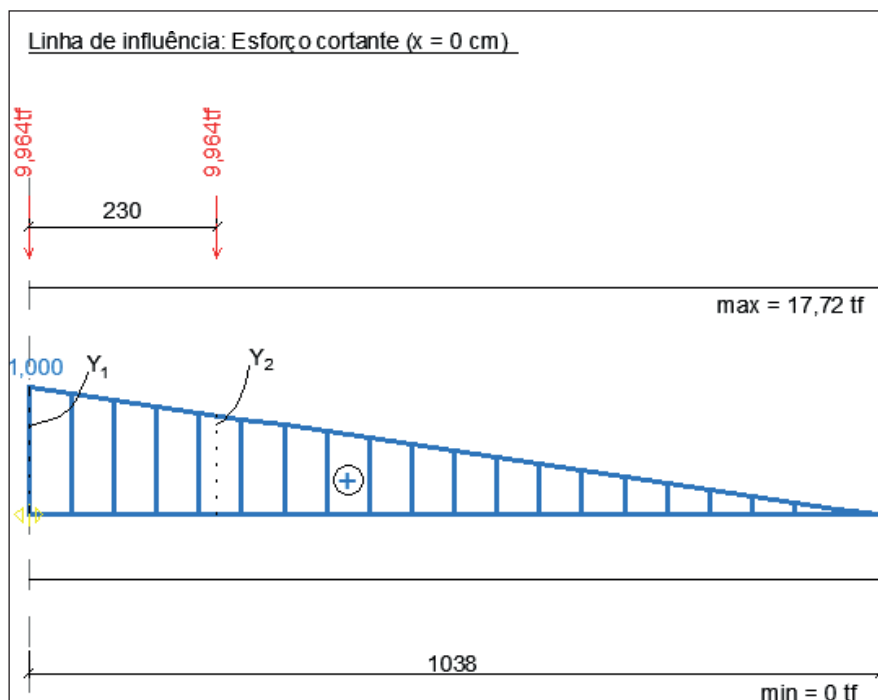
$$y_2 = 3,409 \frac{2,569}{5,709} = 1,534$$

$$\text{Logo, } M_{\max} = 9,964 \cdot 2,569 + 9,964 \cdot 1,534 = 40,882 \text{ tf. m}$$

É possível observar pela linha de influência que o momento mínimo é zero, já que toda a região possui valor positivo.

### 1.1.2 *Linha de influência de esforço cortante*

A linha de influência de esforço cortante numa dada seção apresenta sempre descontinuidade igual a 1. Na Figura 26, verifica-se que a ordenada máxima ocorre no apoio, por consequência, essa será a região com maior esforço cortante.



**Figura 26** - Linha de influência de esforço cortante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

O máximo esforço cortante é obtido da seguinte forma:

$$Q_{\max} = F \cdot y_1 + F \cdot y_2$$

Sabendo que  $y_1 = 1,0$

Por semelhança de triângulo, obtém-se  $y_2$ .

$$\frac{y_2}{8,08} = \frac{y_1}{10,38}$$

$$y_2 = 8,08 \cdot \frac{1,0}{10,38} = 0,778$$

Logo  $Q_{\max} = 9,964 \cdot 1,0 + 9,964 \cdot 0,778 = 17,72 \text{ tf. m}$

Como a linha de influência é positiva, o esforço cortante mínimo é zero.

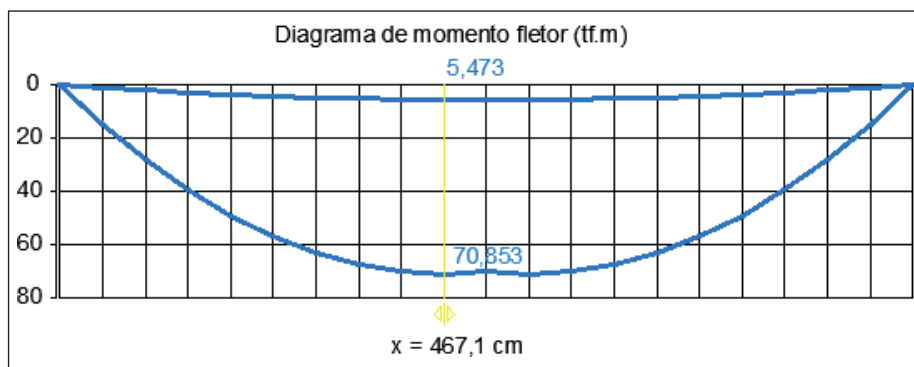
## 1.2 Envoltórias

Considerando as cargas permanentes, sobrecarga e carga móvel, determinou-se as envoltórias de momento fletor, esforço cortante e deslocamento no software VPRO, onde estão apresentadas a seguir:



### 1.2.1 *Envoltória de momento fletor*

Na Figura 27 está ilustrada a envoltória de momento fletor no ELU, observa-se que o momento máximo é 70,853 tf. m.

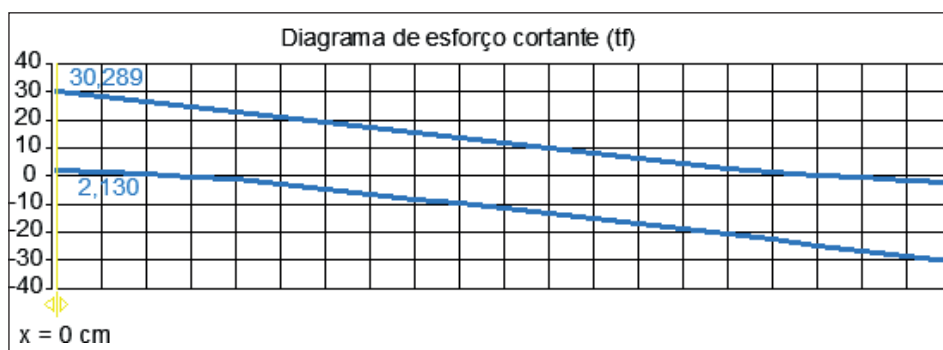


**Figura 27** - Envoltória de momento fletor no ELU.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

### 1.2.2 *Envoltória de esforço cortante*

A faixa de trabalho de esforço cortante é a delimitada pelas envoltórias dos sinais positivo e negativo (Figura 28). Como abordado anteriormente, o maior valor do esforço cortante ocorre na região do apoio. Portanto, o máximo esforço cortante no ELU é 30,289 tf.



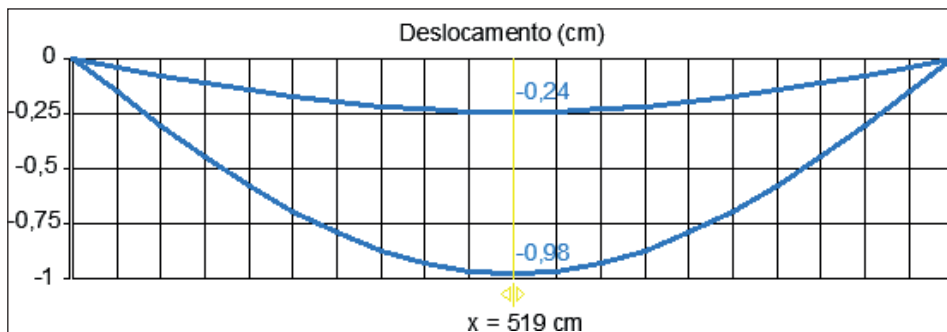
**Figura 28** - Envoltória de esforço cortante no ELU.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

### 1.2.3 *Envoltória de deslocamento da viga de concreto armado*

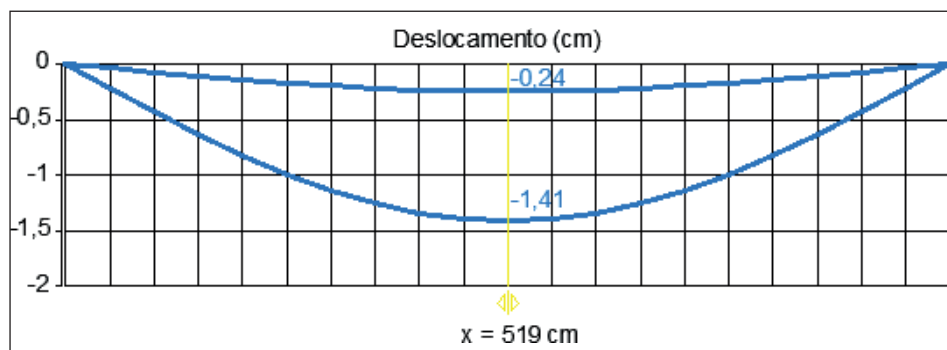
Para este caso, determinou-se o deslocamento na combinação quase permanente (Figura 29), e na combinação frequente (Figura 30). Verifica-se nas ilustrações, que o deslocamento é maior na combinação frequente.

As convenções de sinais utilizadas são as seguintes: negativo quando o deslocamento é para baixo e positivo quando o deslocamento é para cima (caso da viga protendida).



**Figura 29** - Deslocamento da viga de concreto armado na combinação quase permanente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

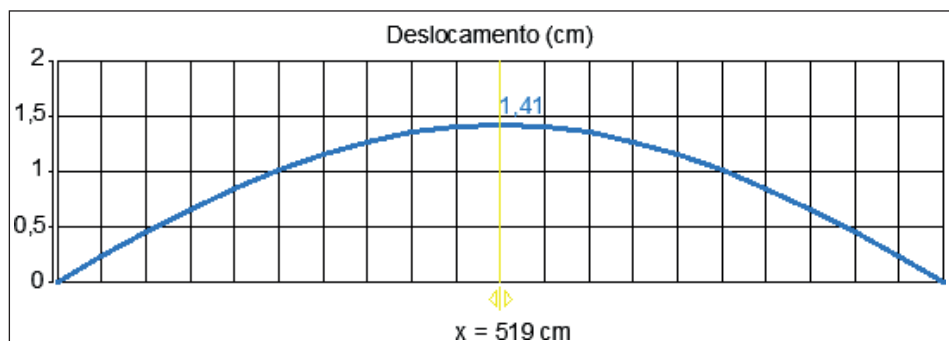


**Figura 30** - Deslocamento da viga de concreto armado na combinação frequente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

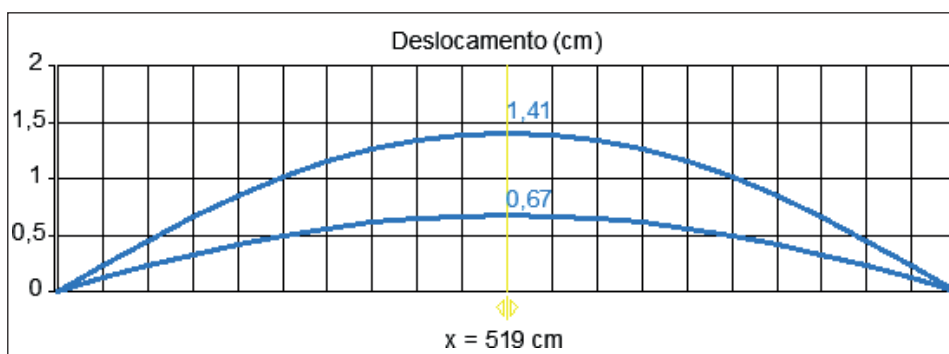
#### 1.2.4 *Envoltória de deslocamento da viga de concreto protendida*

Nesta situação, a envoltória de deslocamento foi determinada no ato de protensão (Figura 31), na combinação quase permanente (Figura 32) e na combinação frequente (Figura 33). Pode-se observar que no ato da protensão a viga apresenta deslocamento positivo (para cima), isso é devido ao fato da protensão ser excêntrica, gerando tensões de tração na borda superior. Quando aplica-se os carregamentos externos, a borda superior tende a ficar comprimida, logo o deslocamento positivo diminui.



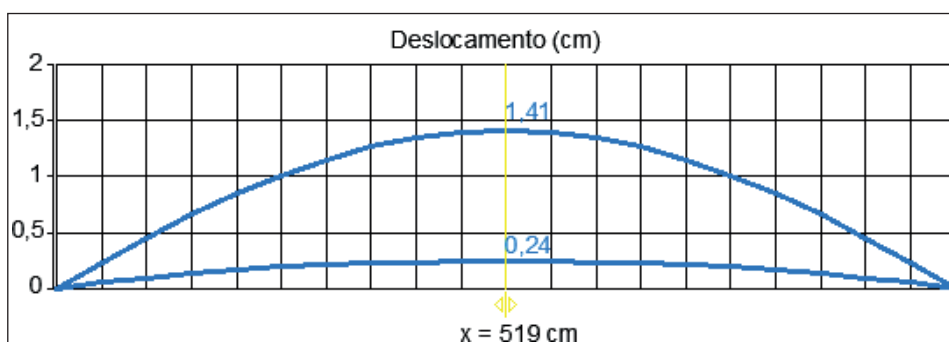
**Figura 31** - Deslocamento da viga de concreto protendido no ato de protensão.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Figura 32** - Deslocamento da viga de concreto protendido na combinação quase permanente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



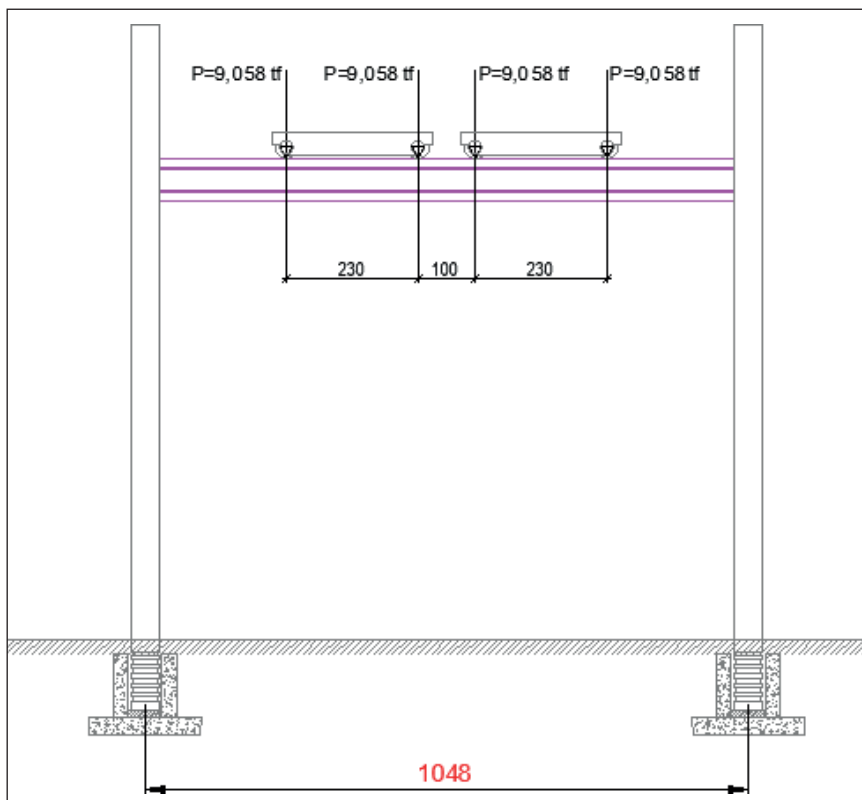
**Figura 33** - Deslocamento da viga de concreto protendido na combinação frequente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

## 2 | VIGA DE ROLAMENTO SOB ATUAÇÃO DE DUAS PONTES ROLANTES

A ABNT NBR 6120:2019 aborda que quando houver a atuação de duas pontes rolantes no mesmo caminho de rolamento, as respectivas cargas máximas das rodas não devem ser majoradas pelo coeficiente de impacto vertical.

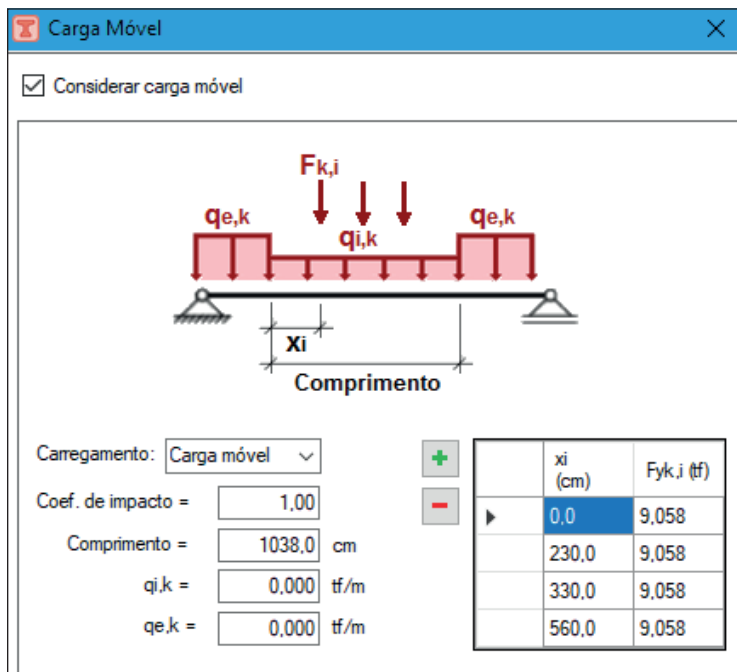
Na Figura 34 está apresentado o trem-tipo da carga móvel.



**Figura 34** - Trem-tipo da carga móvel, considerando atuação de duas pontes rolantes.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Para esta situação, introduziu-se no software VPRO as mesmas cargas definidas anteriormente, com exceção da carga móvel (Figura 35), que agora possui quatro reações verticais, sem consideração do coeficiente de impacto vertical.



**Figura 35** - Carga móvel, considerando duas pontes rolante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

As combinações de ações e os coeficientes de ponderação utilizados foram os mesmos apresentados no caso anterior.

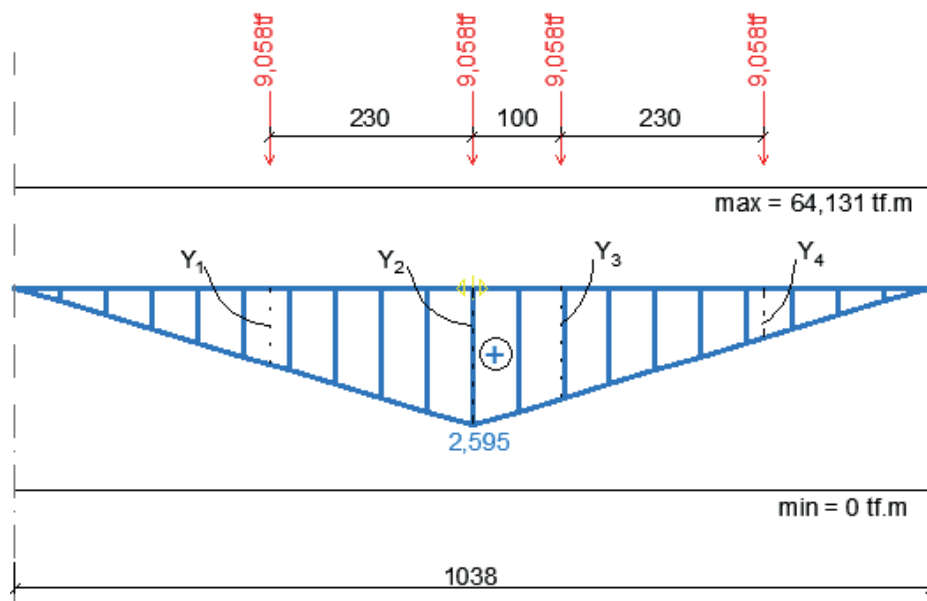
## 2.1 Linhas de Influência

Seguindo o raciocínio da situação passada, determinou-se as linhas de influência de momento fletor e esforço cortante que estão apresentadas a seguir:

### 2.1.1 Linha de influência de momento fletor

Por meio do software VPRO, verificou-se que a máxima ordenada ocorre quando a carga está na posição  $x = 519$  cm (Figura 36).

Linha de influência: Momento fletor ( $x = 519 \text{ cm}$ )



**Figura 36** - Linha de influência de momento fletor.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

O máximo momento devido ao carregamento móvel é determinado da seguinte forma:

$$M_{\max} = F \cdot y_1 + F \cdot y_2 + F \cdot y_3 + F \cdot y_4$$

$$\text{Onde } y_2 = \frac{5,19 \cdot 5,19}{10,38} = 2,595$$

Por semelhança de triângulo, obtêm-se  $y_1$ ,  $y_3$  e  $y_4$ .

$$\frac{y_1}{2,89} = \frac{y_2}{5,19}$$

$$y_1 = 2,89 \cdot \frac{2,595}{5,19} = 1,445$$

$$\frac{y_3}{4,19} = \frac{y_2}{5,19}$$

$$y_3 = 4,19 \cdot \frac{2,595}{5,19} = 2,095$$

$$\frac{y_4}{1,89} = \frac{y_2}{5,19}$$

$$y_4 = 1,89 \cdot \frac{2,595}{5,19} = 0,945$$

Substituindo os valores, tem-se:

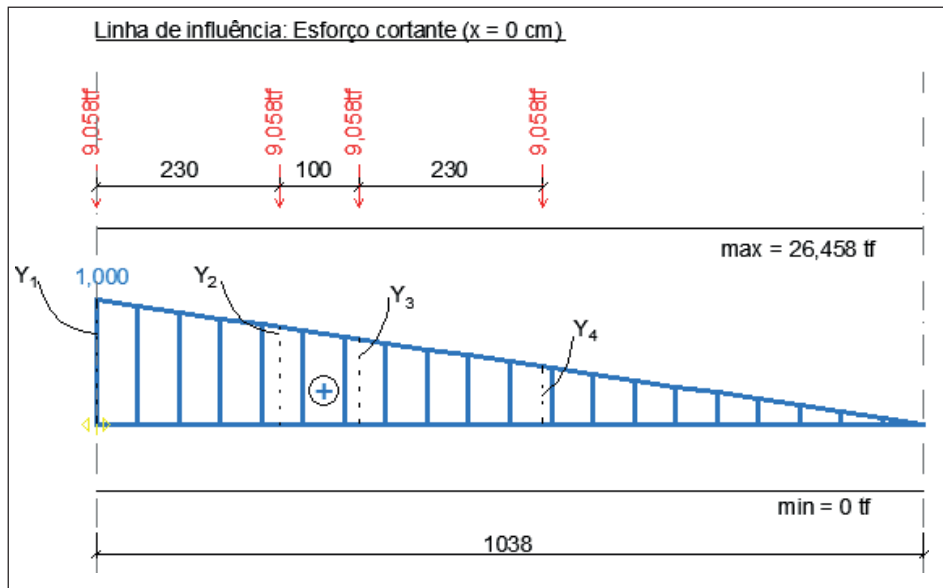
$$M_{\text{máx}} = 9,058 \cdot 2,595 + 9,058 \cdot 1,445 + 9,058 \cdot 2,095 + 9,058 \cdot 0,945$$

$$M_{\text{máx}} = 64,131 \text{ tf. m}$$

Pela linha de influência, observa-se que o momento mínimo é zero, pois toda a região possui valor positivo.

### 2.1.2 Linha de influência de esforço cortante

Na Figura 37, verifica-se que a maior ordenada ocorre no apoio, logo esta será a região com maior esforço cortante.



**Figura 37** - Linha de influência de esforço cortante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

O máximo esforço cortante devido ao carregamento móvel é determinado da seguinte forma:

$$Q_{\text{máx}} = F \cdot y_1 + F \cdot y_2 + F \cdot y_3 + F \cdot y_4$$

Sabendo que  $y_1 = 1,0$

Por semelhança de triângulo, obtém-se  $y_2$ ,  $y_3$  e  $y_4$ .

$$\frac{y_2}{8,08} = \frac{y_1}{10,38}$$

$$\frac{1,0}{10,38} = \frac{y_2}{8,08}$$

$$y_2 = 8,08 \cdot \frac{1,0}{10,38} = 0,778$$

$$\frac{y_3}{7,08} = \frac{y_1}{10,38}$$

$$y_3 = 7,08 \cdot \frac{1,0}{10,38} = 0,682$$

$$\frac{y_4}{4,78} = \frac{y_1}{10,38}$$

$$y_4 = 4,78 \cdot \frac{1,0}{10,38} = 0,46$$

Substituindo os valores, tem-se:

$$Q_{\text{máx}} = 9,058 \cdot 1,0 + 9,058 \cdot 0,778 + 9,058 \cdot 0,682 + 9,058 \cdot 0,46$$

$$Q_{\text{máx}} = 26,45 \text{ tf. m}$$

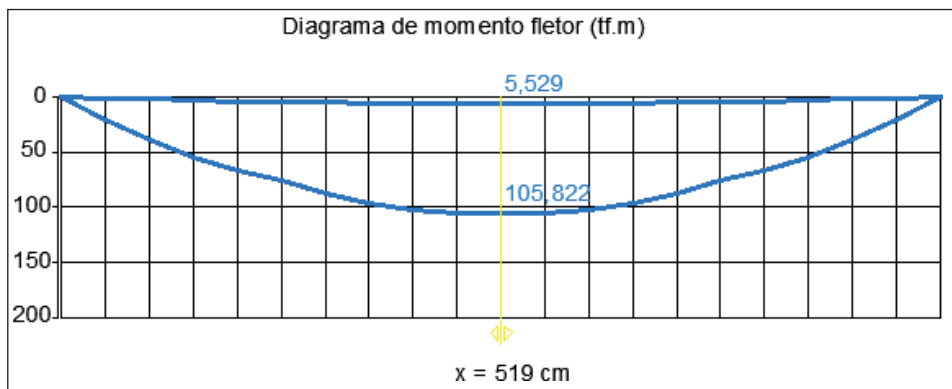
Como a linha de influência é positiva, o esforço cortante mínimo é zero.

## 2.2 Envoltórias

Considerando as cargas permanentes, sobrecarga e carga móvel, foram determinadas as envoltórias de momento fletor, esforço cortante e deslocamento no software VPRO, onde estão apresentadas a seguir:

### 2.2.1 Envoltória de momento fletor

Na envoltória de momento fletor no ELU (Figura 38), verifica-se que o máximo momento fletor é 105,822 tf. m.



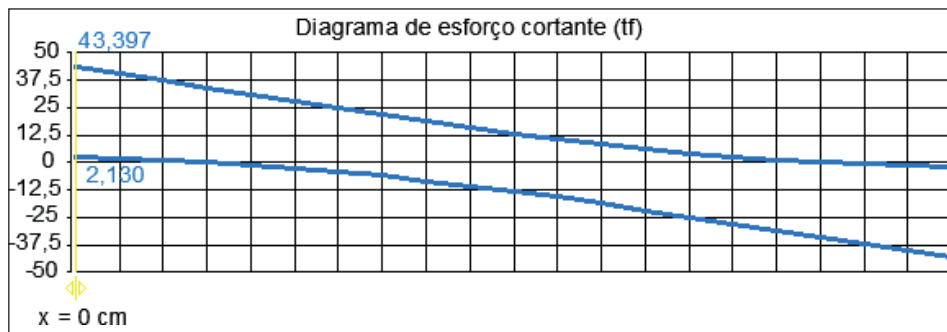
**Figura 38** - Envoltória de momento fletor no ELU.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

### 2.2.2 Envoltória de esforço cortante

O máximo esforço cortante no ELU é 43,397 tf, conforme mostrado na Figura 39.



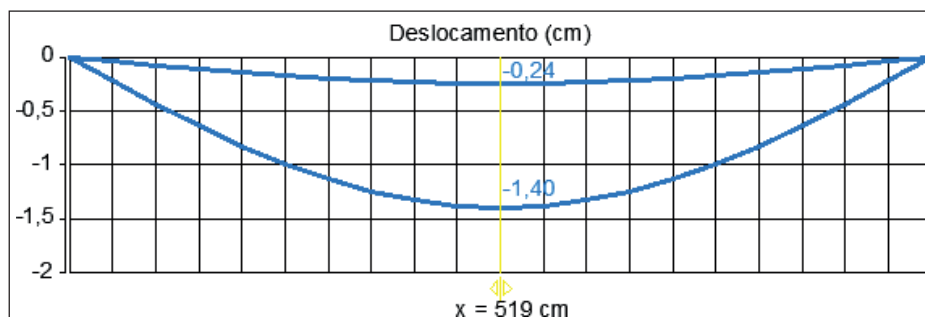


**Figura 39** - Envoltória de esforço cortante no ELU.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

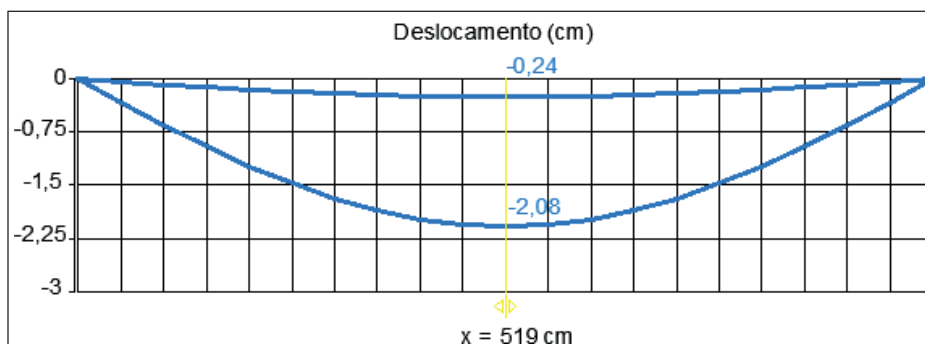
### 2.2.3 Envoltória de deslocamento da viga de concreto armado

Determinou-se o deslocamento na combinação quase permanente (Figura 40), e na combinação frequente (Figura 41). É notório que o deslocamento na combinação frequente é maior que na combinação quase permanente.



**Figura 40** - Deslocamento da viga de concreto armado na combinação quase permanente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

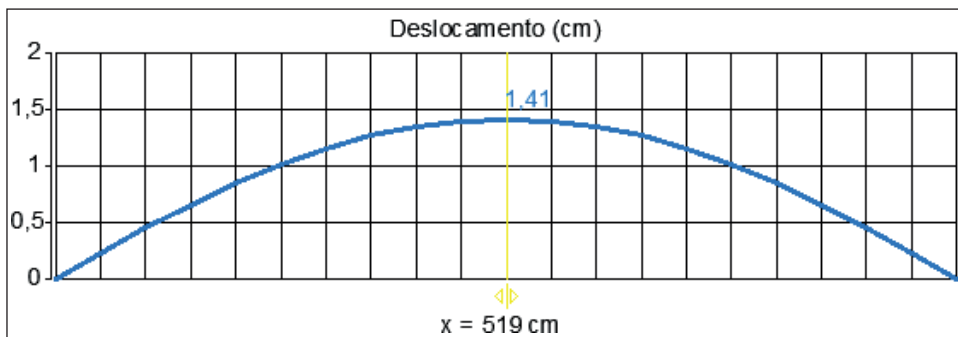


**Figura 41** - Deslocamento da viga de concreto armado na combinação frequente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

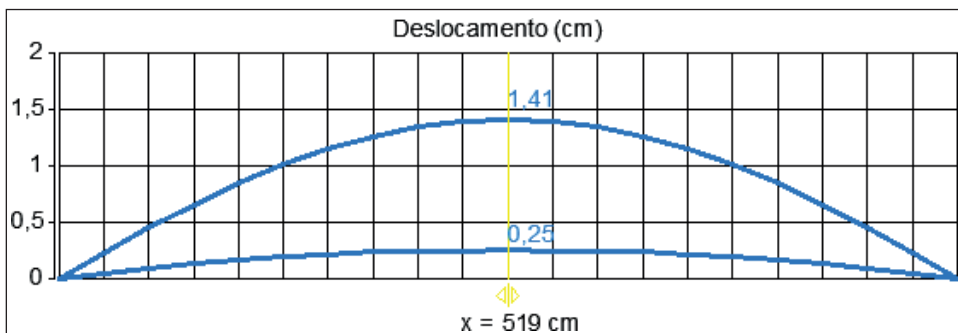
#### 2.2.4 *Envoltória de deslocamento da viga de concreto protendido*

A envoltória de deslocamento foi determinada no ato de protensão (Figura 42), na combinação quase permanente (Figura 43) e na combinação frequente (Figura 44). Como explicado anteriormente, no ato da protensão a viga apresenta deslocamento positivo (para cima), e quando aplica-se os carregamentos externos, a borda superior tende a ficar comprimida, logo o deslocamento positivo diminui. Em virtude disso, observa-se na combinação frequente que a viga apresentou deslocamento negativo (para baixo).



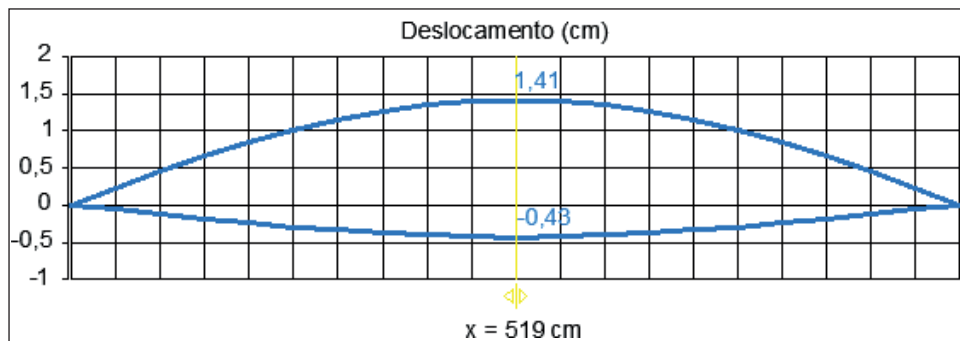
**Figura 42** - Deslocamento da viga de concreto protendido no ato de protensão.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Figura 43** - Deslocamento da viga de concreto protendido na combinação quase permanente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Figura 44** - Deslocamento da viga de concreto protendido na combinação frequente.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

# RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para melhor organização e acompanhamento dos resultados do presente trabalho, os mesmos foram divididos em grupos e aparecem nas seções subsequentes na ordem descrita abaixo:

- Dimensionamento da viga de rolamento em concreto armado e protendido sob atuação de uma ponte rolante;
- Dimensionamento da viga de rolamento em concreto armado e protendido sob atuação de duas pontes rolantes;
- Custos;
- Análise comparativa entre a viga de rolamento em concreto armado e protendido.

## 1 | DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO SOB ATUAÇÃO DE UMA PONTE ROLANTE

### 1.1 Viga de concreto armado

#### a) Esforços solicitantes

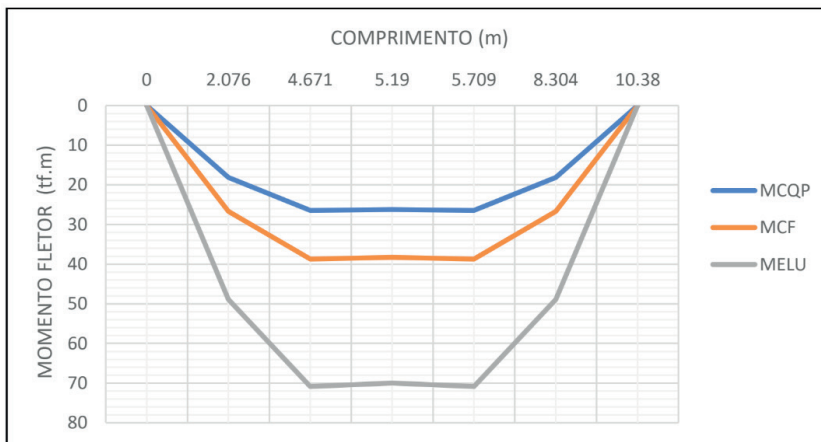
Os esforços foram obtidos através do software VPRO, sendo determinados nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e nas combinações últimas (ELU).

Abaixo estão apresentados os momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos (Tabela 15, 16 e 17 e Gráfico 1, 2 e 3).

x (m)	M <sub>CQP</sub>	M <sub>CF</sub>	M <sub>ELU</sub>
0,000	0,000	0,000	0,000
2,076	18,139	26,693	48,929
4,671	26,448	38,713	70,853
5,190	26,194	38,270	70,006
5,709	26,448	38,713	70,853
8,304	18,139	26,693	48,929
10,380	0,000	0,000	0,000

**Tabela 15** - Momentos fletores máximos obtidos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e combinação última (ELU), valores dados em tf.m.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



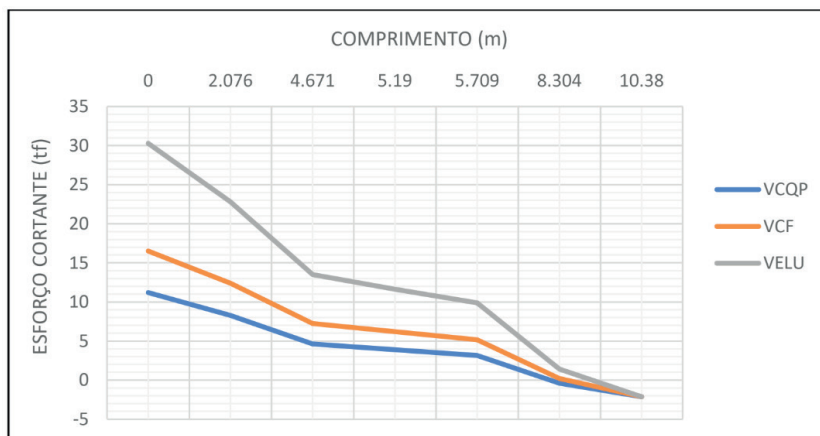
**Gráfico 1** - Momentos fletores máximos obtidos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e combinação última (ELU), valores dados em tf.m.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

x (m)	V <sub>CQP</sub>	V <sub>CF</sub>	V <sub>ELU</sub>
0,000	11,198	16,514	30,289
2,076	8,270	12,390	22,827
4,671	4,610	7,236	13,500
5,190	3,878	6,205	11,634
5,709	3,146	5,174	9,876
8,304	-0,406	0,191	1,406
10,380	-2,130	-2,130	-2,130

**Tabela 16** - Esforços cortantes máximos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e combinação última (ELU), valores dados em tf.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Gráfico 2** - Esforços cortantes máximos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e combinação última (ELU), valores dados em tf.

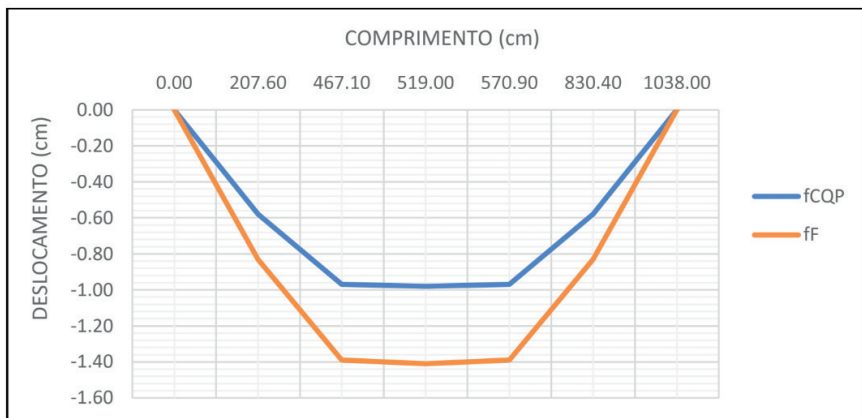
**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Utilizou-se o máximo momento fletor e esforço cortante obtido no ELU para realizar o dimensionamento à flexão e ao cisalhamento, respectivamente.

x (cm)	$f_{CQP}$	$f_F$
0,00	0,00	0,00
207,60	-0,58	-0,83
467,10	-0,97	-1,39
519,00	-0,98	-1,41
570,90	-0,97	-1,39
830,40	-0,58	-0,83
1038,00	0,00	0,00

**Tabela 17** - Deslocamentos máximos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF), valores dados em cm.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Gráfico 3** - Deslocamentos máximos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF), valores dados em cm.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Observa-se que na combinação quase permanente o deslocamento máximo foi – 0,98 cm, enquanto que na combinação frequente esse valor passou para –1,41 cm.

#### b) Armadura longitudinal

Para a armadura superior, adotou-se 8  $\phi$  8.0 mm como armadura construtiva. Já na armadura inferior, para atender a área de aço necessária e respeitar os espaçamentos verticais e horizontais entre as bitolas definidos na ABNT NBR 6118:2014, foi preciso duas camadas de armaduras, na primeira camada foi utilizado 4  $\phi$  20 mm e 2  $\phi$  12.5 mm e na segunda camada usou-se 4  $\phi$  20 mm. Além disso, foi considerado 6  $\phi$  6.3 mm c/15 cm como armadura de pele (Tabela 18).

ARMADURA LONGITUDINAL				
Armadura	n barras	$\phi$ (mm)	As, det (cm <sup>2</sup> )	As, nec (cm <sup>2</sup> )
Armadura superior	8	8.0	4,00	0,00
Armadura inferior (1ª camada)	4	20.0	27,56	27,48
	2	12.5		
Armadura inferior (2ª camada)	4	20.0		
Armadura de pele	6	6.3	1,86	1,58

**Tabela 18** - Armadura longitudinal da viga de concreto armado, considerando atuação de uma ponte rolante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

#### c) Armadura transversal

O dimensionamento ao cisalhamento foi realizado em três faixas. A faixa 1 e 3 é a

região dos apoios (trecho de 200 cm) e a faixa 2 é a região central do elemento (trecho de 648 cm), isto é feito em razão do esforço cortante no apoio ser maior. Com isso, para a faixa 1 e 3, considerou-se estribos de quatro ramos  $\phi = 6.3 \text{ mm}$  c/ 5 cm, e já para a faixa 2, foi definido a mesma armadura, porém com espaçamento a c/ 7 cm (Tabela 19).

ARMADURA TRANSVERSAL							
Faixa	x1 (cm)	x2 (cm)	Ramos	$\phi$ (mm)	c/	As, det (cm <sup>2</sup> /m)	As, nec (cm <sup>2</sup> /m)
1	0	200	4	6.3	5	24,80	24,34
2	200	848	4	6.3	7	17,71	16,07
3	848	1048	4	6.3	5	24,80	24,34

**Tabela 19** - Armadura transversal da viga de concreto armado, considerando atuação de uma ponte rolante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

#### d) Verificação no ELS

- Verificação do estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

O valor da abertura de fissuras encontrado foi menor que o limite 0,3 mm definido pela ABNT NBR 6118:2014 para CAA II. Com isso, conclui-se que a fissuração não é nociva, portanto, o estado-limite de abertura de fissuras foi atendido (Tabela 20).

COMBINAÇÃO FREQUENTE		
Caso:	Valor da abertura de fissuras (mm)	Limite de abertura de fissuras (mm)
$G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,8 \cdot Q_m$	0,091	0,3

**Tabela 20** - Verificação ao estado-limite de abertura de fissuras.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

- Verificação ao estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

Observa-se (Tabela 21) que o deslocamento encontrado é maior que o deslocamento-limite, sendo assim, a ponte rolante poderá ser impedida de trafegar. Portanto, o estado limite de deformações excessivas não foi atendido.

COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE		
Caso:	Deslocamento (cm)	Deslocamento limite (cm)
$G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,5 \cdot Q_m$	-2,12	-1,75

**Tabela 21** - Verificação ao estado-limite de deformações excessivas.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



## 1.2 Viga de concreto protendido

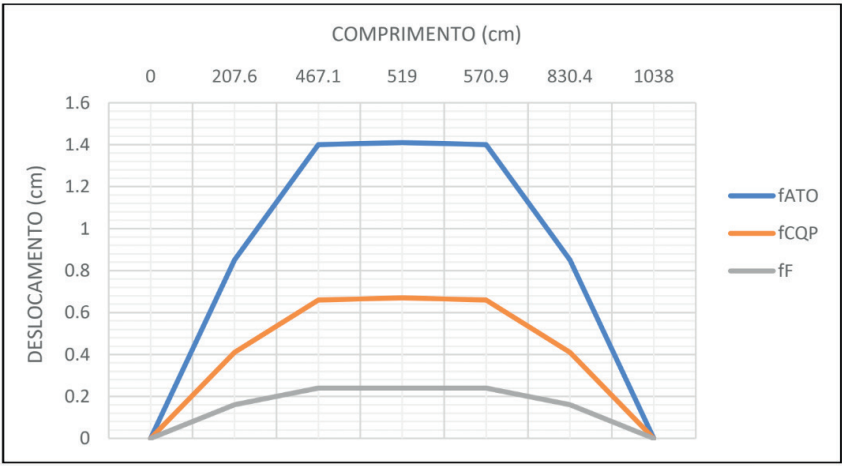
### a) Esforços solicitantes

Como já mencionado, os esforços solicitantes como momentos fletores e esforços cortantes são os mesmos tanto para a viga de concreto armado quanto para a de concreto protendido. Logo, será apresentado aqui somente os deslocamentos da viga de concreto protendido (Tabela 22 e Gráfico 4), visto que os momentos fletores e esforços cortantes já foram mostrados.

x (cm)	f <sub>ATO</sub>	f <sub>CQP</sub>	f <sub>F</sub>
0,00	0,00	0,00	0,00
207,60	0,85	0,41	0,16
467,10	1,40	0,66	0,24
519,00	1,41	0,67	0,24
570,90	1,40	0,66	0,24
830,40	0,85	0,41	0,16
1038,00	0,00	0,00	0,00

**Tabela 22** - Deslocamentos máximos na combinação última no ato de protensão (ELU-ATO) e nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF).

**Fonte:** Elaborada pela autora.



**Gráfico 4** - Deslocamentos máximos na combinação última no ato de protensão (ELU-ATO) e nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF).

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Analisando os deslocamentos mostrados acima para a viga de concreto protendido, verifica-se que na combinação frequente a flecha é positiva com valor de 0,24 cm (para cima), mas como o valor é pequeno pode-se dizer que o elemento está quase retilíneo.

Com isso, é possível constatar que a viga de concreto protendido apresenta melhor comportamento para a trafegabilidade da ponte rolante, quando comparada com a viga de concreto armado.

b) Força de protensão

A força inicial de protensão utilizada foi de 116 tf (considerando as 8 cordoalhas). Após as perdas imediatas, ocorreu uma diminuição para 114,86 tf, e posterior as perdas totais (imediatas + progressivas), a força baixou para 91,18 tf (Tabela 23)

Força inicial de protensão (tf)	116,00
Força de protensão após as perdas imediatas (tf)	114,86
Força de protensão após perdas totais (tf)	91,18

**Tabela 23** - Força de protensão.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Conforme os valores apresentados para a força de protensão, verifica-se que as perdas imediatas (considerou-se apenas perda por encurtamento elástico do concreto) foram de 0,98 % da força inicial de protensão, já nas perdas totais (perdas imediatas + progressivas), o valor foi de 21,39 % (Tabela 24).

Perdas imediatas.(%)	0,98
Perdas totais (%)	21,39

**Tabela 24** - Perdas de protensão, dadas em porcentagem (%).

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

c) Verificação do estado-limite de formação de fissuras (ELS-F)

A verificação do ELS-F (Tabela 25) foi realizada na combinação frequente, a qual, constatou-se que a seção está totalmente comprimida. Então como não há tensões de tração, conclui-se que o estado-limite de formação de fissuras foi atendido.

COMBINAÇÃO FREQUENTE		
Caso:	Tensão na borda superior (MPa):	Tensão na borda inferior (MPa):
$G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,8 \cdot Q_m$	-9,20	-1,19

**Tabela 25** - Verificação do estado-limite de formação de fissuras.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

d) Verificação do estado-limite de descompressão (ELS-D)

A verificação do ELS-D (Tabela 26) foi realizada na combinação quase permanente, a qual, verificou-se também que não há tensões de tração, logo o estado-limite de descompressão foi atendido.

COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE		
Caso:	Tensão na borda superior (MPa):	Tensão na borda inferior (MPa):
$G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,5 \cdot Q_m$	-4,9	-6,9

**Tabela 26** - Verificação do estado-limite de descompressão.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

e) Verificação do estado-limite último no ato de protensão (ELU - ATO)

A verificação do ELU - ATO (Tabela 27) foi realizado na combinação última no ato de protensão (situação em que considera-se apenas o peso próprio e a protensão), a qual, verificou-se que as tensões atuantes na borda superior e inferior atendem aos limites de 3,47 MPa e - 21 MPa, respectivamente.

COMBINAÇÃO NO ATO DE PROTENSÃO		
Caso:	Tensão na borda superior (MPa):	Tensão na borda inferior (MPa):
$1 \cdot G_0 + 1 \cdot P_0$	3,4	-20,1

**Tabela 27** - Verificação do estado-limite último no ato de protensão.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

f) Armadura longitudinal

A armadura longitudinal da viga de concreto protendido é composta por armaduras ativas e passivas. Em relação as armaduras ativas, considerou-se na armadura inferior cordoalhas (CP-190 RB) distribuídas em duas camadas, a primeira camada com 4  $\phi$  12,7 mme a segunda camada com mais 4  $\phi$  12,7 mm (Tabela 28).

ARMADURA ATIVA			
Armadura	n barras	$\phi$ (mm)	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )
Armadura inferior (1ª camada)	4	12,7	7,92
Armadura inferior (2ª camada)	4	12,7	

**Tabela 28** - Armadura ativa da viga de concreto protendido, considerando atuação de uma ponte rolante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Quanto as armaduras passivas, para a armadura superior, consideraram-se 8  $\phi$  8.0 mm como armadura construtiva. Já na armadura inferior, foi determinado 2  $\phi$  10.0 mm. Além disso, utilizou-se 6  $\phi$  6.3 mm c/15 cm como armadura de pele (Tabela 29).

ARMADURA PASSIVA				
Armadura	n barras	$\phi$ (mm)	As, det(cm²)	As, nec(cm²)
Armadura superior	8	8.0	4,00	0,00
Armadura inferior	2	10.0	1,57	1,36
Armadura de pele	6	6.3	1,86	1,58

**Tabela 29** - Armadura passiva da viga de concreto protendido, considerando atuação de uma ponte rolante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

g) Armadura transversal

Para a faixa 1 e 3 considerou-se estribos de dois ramos  $\phi$  = 8.0 mm c/ 6 cm, e já para a faixa 2, foi utilizado a mesma armadura, porém com espaçamento a c/ 15 cm (Tabela 30).

ARMADURA TRANSVERSAL							
Faixa	x1 (cm)	x2 (cm)	Ramos	$\phi$ (mm)	c/	As, det (cm²/m)	As, nec (cm²/m)
1	0	200	2	8.0	6	16,66	15,02
2	200	848	2	8.0	15	6,67	6,50
3	848	1048	2	8.0	6	16,66	15,02

**Tabela 30** - Armadura transversal da viga de concreto protendido, considerando atuação de uma ponte rolante.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

## 2 | DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO SOB ATUAÇÃO DE DUAS PONTES ROLANTES

### 2.1 Viga de concreto armado

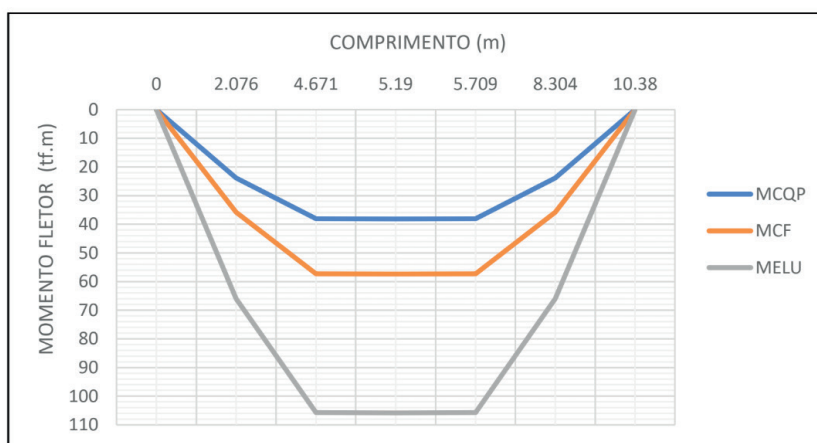
a) Esforços solicitantes

Os esforços foram obtidos através do software VPRO, sendo determinados nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e nas combinações últimas (ELU). Abaixo nas Tabelas 31, 32 e 33, e nos Gráficos 5, 6 e 7 estão apresentados os momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos.

x (m)	M <sub>CQP</sub>	M <sub>CF</sub>	M <sub>ELU</sub>
0,000	0,000	0,000	0,000
2,076	23,825	35,791	65,987
4,671	38,055	57,284	105,674
5,190	38,133	57,372	105,822
5,709	38,055	57,284	105,674
8,304	23,825	35,791	65,987
10,380	0,000	0,000	0,000

**Tabela 31** - Momentos fletores máximos obtidos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e combinação última (ELU), valores dados em tf.m.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



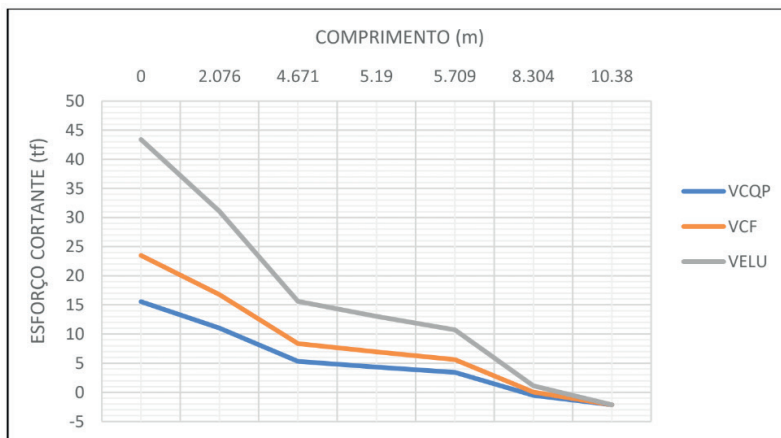
**Gráfico 5** - Momentos fletores máximos obtidos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e combinação última (ELU), valores dados em tf.m.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

x (m)	V <sub>CQP</sub>	V <sub>CF</sub>	V <sub>ELU</sub>
0,000	15,567	23,505	43,397
2,076	11,009	16,773	31,044
4,671	5,311	8,357	15,602
5,190	4,350	6,960	13,050
5,709	3,437	5,639	10,748
8,304	-0,497	0,046	1,134
10,380	-2,130	-2,130	-2,130

**Tabela 32** - Esforços cortantes máximos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e combinação última (ELU), valores dados em tf.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Gráfico 6** - Esforços cortantes máximos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF) e combinação última (ELU), valores dados em tf.

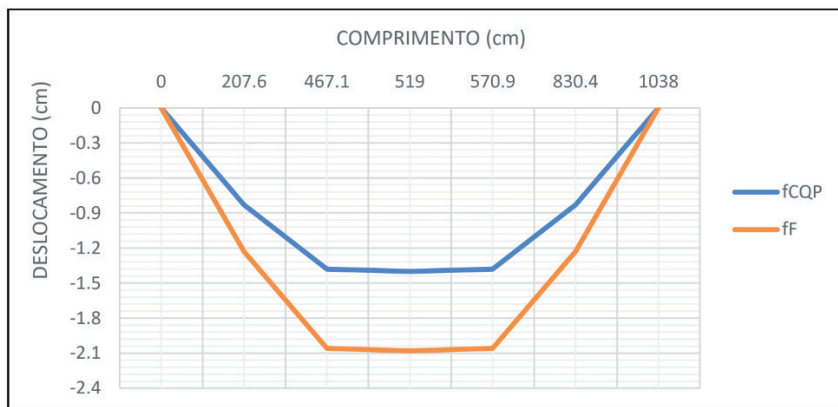
**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Utilizou-se o máximo momento fletor e esforço cortante obtido no ELU para realizar o dimensionamento à flexão e ao cisalhamento, respectivamente.

x (cm)	$f_{CQP}$	$f_F$
0,00	0,00	0,00
207,60	-0,83	-1,23
467,10	-1,38	-2,06
519,00	-1,40	-2,08
570,90	-1,38	-2,06
830,40	-0,83	-1,23
1038,00	0,00	0,00

**Tabela 33** - Deslocamentos máximos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF), valores dados em cm.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Gráfico 7** - Deslocamentos máximos nas combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF), valores dados em cm.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Observa-se que na combinação quase permanente o deslocamento máximo foi – 1,40 cm, enquanto que na combinação frequente esse valor passou para –2,08 cm.

#### B) Armadura longitudinal

Para a armadura superior, considerou-se 8  $\phi$ 8.0 mm como armadura construtiva. Já na armadura inferior, para atender a área de aço necessária e respeitar os espaçamentos verticais e horizontais entre as bitolas definidos na ABNT NBR 6118:2014, foi preciso três camadas de armaduras, na primeira camada foi utilizado 4  $\phi$  25 mm, 2  $\phi$ 16.0 mm e 2  $\phi$ 12.5 mm, na segunda camada usou-se 2  $\phi$  25 mm e na terceira camada utilizou-se mais 2  $\phi$  25 mm. Além disso, foi considerado 6  $\phi$  6.3 mm c/15 cm como armadura de pele (Tabela 34).

ARMADURA LONGITUDINAL				
Armadura	n barras	$\phi$ (mm)	As, det (cm <sup>2</sup> )	As, nec (cm <sup>2</sup> )
Armadura superior	8	8.0	4,00	0,00
Armadura inferior (1ª Camada)	4	25.0	45,74	44,76
	2	16.0		
	2	12.5		
Armadura inferior (2ª Camada)	2	25.0	45,74	44,76
Armadura inferior (3ª Camada)	2	25.0		
Armadura de pele	6	6.3	1,86	1,58

**Tabela 34** - Armadura longitudinal da viga de concreto armado, considerando atuação de duas pontes rolantes.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

c) Armadura transversal

Para a faixa 1 e 3 considerou-se estribos de quatro ramos  $\phi = 8.0$  mm c/ 5 cm, e já para a faixa 2, foi determinado a mesma armadura, porém com espaçamento a c/ 7 cm (Tabela 35).

ARMADURA TRANSVERSAL							
Faixa	x1 (cm)	x2 (cm)	Ramos	$\phi$ (mm)	c/	As, det (cm <sup>2</sup> /m)	As, nec (cm <sup>2</sup> /m)
1	0	200	4	8.0	5	40,00	38,76
2	200	848	4	8.0	7	28,57	25,16
3	848	1048	4	8.0	5	40,00	38,76

**Tabela 35** - Armadura transversal da viga de concreto armado, considerando atuação de duas pontes rolantes.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

d) Verificação no ELS

- Verificação do estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

O valor da abertura de fissuras encontrado (Tabela 36) foi menor que o limite 0,3 mm. Com isso, conclui-se que a fissuração não é nociva. Portanto, o estado-limite de abertura de fissuras foi atendido.

COMBINAÇÃO FREQUENTE		
Caso:	Valor da abertura de fissuras (mm)	Limite de abertura de fissuras (mm)
$G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,8 \cdot Q_m$	0,09	0,3

**Tabela 36** - Verificação ao estado-limite de abertura de fissuras.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

- Verificação do estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

Verifica-se que o deslocamento encontrado é maior que o deslocamento-limite (Tabela 37), sendo assim, a ponte rolante poderá ser impedida de trafegar. Logo, o estado-limite de deformações excessivas não foi atendido.

COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE		
Caso:	Deslocamento (cm)	Deslocamento limite (cm)
$G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,5 \cdot Q_m$	- 3,02	- 1,75

**Tabela 37** - Verificação ao estado-limite de deformações excessivas.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



## 2.2 Viga de concreto protendido

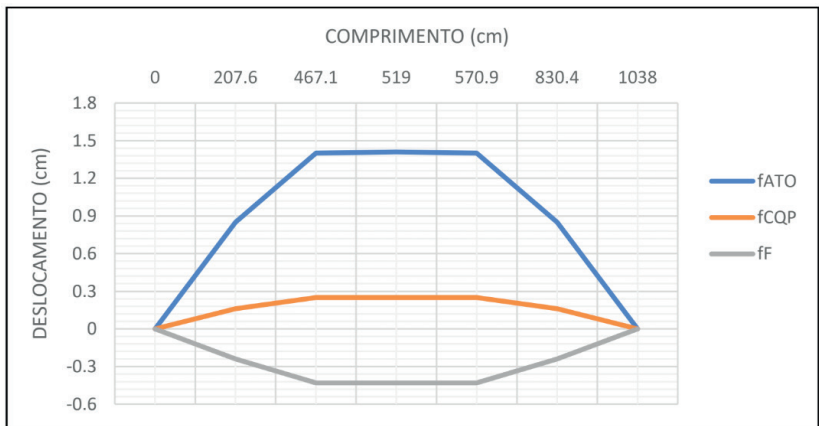
### a) Esforços solicitantes

Como já abordado, os esforços solicitantes como momentos fletores e esforços cortantes são os mesmos tanto para a viga de concreto armado quanto para a de concreto protendido, portanto aqui será apresentado apenas os deslocamentos da viga de concreto protendido (Tabela 38 e Gráfico 8), uma vez que os momentos fletores e esforços cortantes já foram mostrados.

x (cm)	$f_{ATO}$	$f_{CQP}$	$f_F$
0,00	0,00	0,00	0,00
207,60	0,85	0,16	-0,24
467,10	1,40	0,25	-0,43
519,00	1,41	0,25	-0,43
570,90	1,40	0,25	-0,43
830,40	0,85	0,16	-0,24
1038,00	0,00	0,00	0,00

**Tabela 38** - Deslocamentos máximos na combinação última no ato de protensão (ELU-ATO) e nas combinaçõesquase permanente (CQP) e frequente (CF).

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).



**Gráfico 8** - Deslocamentos máximos na combinação última no ato de protensão (ELU-ATO) e nas combinaçõesquase permanente (CQP) e frequente (CF).

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Observando o Gráfico 8 de deslocamento, verifica-se que na combinação quase permanente o deslocamento é positivo (para cima) e já na combinação frequente, o deslocamento é negativo (para baixo). Então é possível constatar que ocorre inversão de tensões nas bordas da seção, ou seja, ora está sob tensões de tração ora tensões de

compressão. Em virtude disso, deve-se diminuir a força de protensão, pois essa inversão de tensões pode provocar ruptura na peça.

b) Força de protensão

Os dados de protensão empregados foram os mesmos utilizados para a viga de concreto protendido sob atuação de uma ponte rolante, ou seja, a força inicial de protensão considerada foi de 116 tf (considerando as 8 cordoalhas). Após as perdas imediatas, ocorreu uma diminuição para 114,86 tf, e posterior as perdas totais, a força baixou para 91,18 tf.

Logo, as perdas imediatas foram de 0,98 % da força inicial de protensão, e já nas perdas totais, o valor foi de 21,39 %.

c) Verificação do estado-limite de formação de fissuras (ELS-F)

A verificação do ELS-F (Tabela 39) foi realizada na combinação frequente, a qual, constatou-se que a seção está sob tensões de compressão na borda superior e tensões de tração na borda inferior, que por sua vez, ultrapassou o limite de tração máxima ( $\sigma_{\text{máx}} = 3,19 \text{ MPa}$ ) definido para o estado-limite de formação de fissuras. Com isso, é necessário utilizar armadura passiva para resistir a força de tração.

COMBINAÇÃO FREQUENTE		
Caso:	Tensão na borda superior (MPa):	Tensão na borda inferior (MPa):
$G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,8 \cdot Q_m$	-15,8	6,1

**Tabela 39** - Verificação do estado-limite de formação de fissuras.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

d) Verificação do estado-limite de descompressão (ELS-D)

A verificação do ELS-D (Tabela 40) foi realizada na combinação quase permanente, a qual, verificou-se que não há tensões de tração, logo o estado-limite de descompressão foi atendido.

COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE		
Caso:	Tensão na borda superior (MPa):	Tensão na borda inferior (MPa):
$G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,5 \cdot Q_m$	-9,1	-1,9

**Tabela 40** - Verificação do estado-limite de descompressão.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

e) Verificação do estado-limite último no ato de protensão (ELU - ATO)

A verificação do ELU - ATO (Tabela 41) foi realizada na combinação última no ato de protensão, a qual, verificou-se que as tensões atuantes na borda superior e inferior atendem aos limites de 3,47 MPa e - 21 MPa, respectivamente.

COMBINAÇÃO NO ATO DE PROTENSÃO		
Caso:	Tensão na borda superior (MPa):	Tensão na borda inferior (MPa):
1 . $G_0$ + 1 . $P_0$	3,4	-20,1

**Tabela 41** - Verificação do estado-limite último no ato de protensão.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

f) Armadura longitudinal

A armadura longitudinal da viga de concreto protendido é composta por armaduras ativas (Tabela 42) e passivas (Tabela 43). Em relação as armaduras ativas, considerou-se na armadura inferior cordoalhas (CP-190 RB) distribuídas em duas camadas, a primeira camada com 4  $\phi$  12,7 mm e a segunda camada com mais 4  $\phi$  12,7 mm.

ARMADURA ATIVA			
Armadura	n barras	$\phi$ (mm)	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )
Armadura inferior (1ª camada)	4	12,7	7,92
Armadura inferior (2ª camada)	4	12,7	

**Tabela 42** - Armadura ativa da viga de concreto protendido, considerando atuação de duas pontes rolantes.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Quanto as armaduras passivas, para a armadura superior, consideraram-se 8  $\phi$  8.0 mm como armadura construtiva. Já na armadura inferior, foi preciso distribuir as armaduras em três camadas, na primeira camada foi utilizado 3  $\phi$  25 mm, na segunda camada, usou-se 2  $\phi$  16mm e na terceira camada utilizou-se mais 2  $\phi$  16 mm. Além disso, foi considerado 6  $\phi$  6.3 mmc/15 cm como armadura de pele.

ARMADURA PASSIVA				
Armadura	n barras	$\phi$ (mm)	$A_s$ , det (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ , nec (cm <sup>2</sup> )
Armadura superior	8	8.0	4,00	0,00
Armadura inferior (1ª camada)	3	25.0	22,77	21,08
Armadura inferior (2ª camada)	2	16.0		
Armadura inferior (3ª camada)	2	16.0		
Armadura de pele	6	6.3	1,86	1,58

**Tabela 43** - Armadura passiva da viga de concreto protendido, considerando atuação de duas pontes rolantes.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

g) Armadura transversal

Para a faixa 1 e 3 considerou-se estribos de dois ramos  $\phi = 10.0$  mm c/ 5 cm, e já para a faixa 2, foi utilizado a mesma armadura, porém com espaçamento a c/ 10 cm (Tabela 44).

ARMADURA TRANSVERSAL							
Faixa	x1 (cm)	x2 (cm)	Ramos	$\phi$ (mm)	c/	As, det (cm <sup>2</sup> /m)	As, nec (cm <sup>2</sup> /m)
1	0	200	2	10.0	5	31,40	29,07
2	200	848	2	10.0	10	15,70	15,42
3	848	1048	2	10.0	5	31,40	29,07

**Tabela 44** - Armadura transversal da viga de concreto protendido, considerando atuação de duas pontes rolantes.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

### 3 | CUSTOS

A análise de custos do aço para produzir as vigas de concreto armado e protendido será feita a partir dos resultados obtidos do dimensionamento da viga sob solicitação de duas pontes rolantes, já que eventualmente ocorrerá esta situação.

Dessa forma, tem-se a seguir a relação entre o consumo de aço e o custo, sendo feito para as duas tipologias de vigas (Tabela 45 e 46).

a) Custo do aço para produção da viga de concreto armado

CUSTO DO AÇO - VIGA DE CONCRETO ARMADO				
DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL
<b>AÇO</b>	<b>CUSTO TOTAL R\$</b>			<b>6.025,79</b>
<b>CA-50</b>	<b>Σ</b>	<b>736,0</b>		<b>5.973,95</b>
$\phi$ 6,3 mm	kg	108,0	8,40	907,20
$\phi$ 8,0 mm	kg	249,0	8,40	2.091,60
$\phi$ 12,5 mm	kg	21,0	7,85	164,85
$\phi$ 16,0 mm	kg	34,0	7,85	266,90
$\phi$ 25,0 mm	kg	324,0	7,85	2.543,40
<b>CP-190</b>	<b>Σ</b>	<b>4,0</b>		<b>51,84</b>
$\phi$ 12,7 mm	kg	4,0	12,96	51,84

**Tabela 45** - Custo do aço para produção da viga de concreto armado.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

b) Custo do aço para produção da viga de concreto protendido

CUSTO DO AÇO - VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO				
DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO UNIT.	PREÇO TOTAL
<b>AÇO</b>	<b>CUSTO TOTAL R\$</b>			<b>4.727,76</b>
<b>CA-50</b>	<b>Σ</b>	<b>472,0</b>		<b>3.548,55</b>
φ 6,3 mm	kg	96,0	8,40	806,40
φ 8,0 mm	kg	36,0	8,40	302,40
φ 10,0 mm	kg	149,0	8,05	1.199,45
φ 16,0 mm	kg	67,0	7,85	525,95
φ 25,0 mm	kg	124,0	7,85	973,40
<b>CP-190</b>	<b>Σ</b>	<b>71,0</b>		<b>920,16</b>
φ 12,7 mm	kg	71,0	12,96	920,16

**Tabela 46** - Custo do aço para produção da viga de concreto protendido.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Em posse dos custos do aço para produzir cada tipologia, foi possível analisar estes valores e obter relações e comparações entre as mesmas.

#### 4 | ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO E FINANCEIRA ENTRE A VIGA DE ROLAMENTO EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

Para realizar a análise comparativa entre as duas tipologias, serão avaliados os seguintes fatores:

- Área de aço da armadura de flexão;
- Área de aço da armadura de cisalhamento;
- Custo do aço.

Na Tabela 47, tem-se as áreas de aço de armadura de flexão utilizadas para as vigas de concreto armado e protendido.

ÁREA DE AÇO DE ARMADURA DE FLEXÃO	CONCRETO ARMADO	CONCRETO PROTENDIDO
$A_p$ (CP – 190 RB) cm <sup>2</sup>	-	7,92
$A_s$ (CA-50) cm <sup>2</sup>	45,74	22,77
$A_p + A_s$ (cm <sup>2</sup> )	45,74	30,69

**Tabela 47** - Comparativo entre as áreas de armadura de flexão (passiva e ativa) utilizadas nas vigas de concreto armado e protendido.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Verifica-se que a área de armadura de flexão utilizada na viga de concreto protendido é aproximadamente dois terços da área definida para a viga de concreto armado, isto é, devido ao fato dos aços de protensão possuírem elevada resistência, assim necessita-se de menos área de aço para resistir as solicitações.

Na Tabela 48, tem-se as áreas de aço de armadura de cisalhamento utilizadas para as vigas de concreto armado e protendido. As faixas 1 e 3 são relativas à região dos apoios (trecho de 200 cm) e a faixa 2 refere-se a região central da peça (trecho de 648 cm).

ÁREA DE AÇO DE ARMADURA DE CISCALHAMENTO	CONCRETO ARMADO	CONCRETO PROTENDIDO
$A_{sw}$ (CA-50) - $cm^2/mP$ / Faixa 1	40,00	31,40
$A_{sw}$ (CA-50) - $cm^2/mP$ / Faixa 2	28,57	15,70
$A_{sw}$ (CA-50) - $cm^2/mP$ / Faixa 3	40,00	31,40

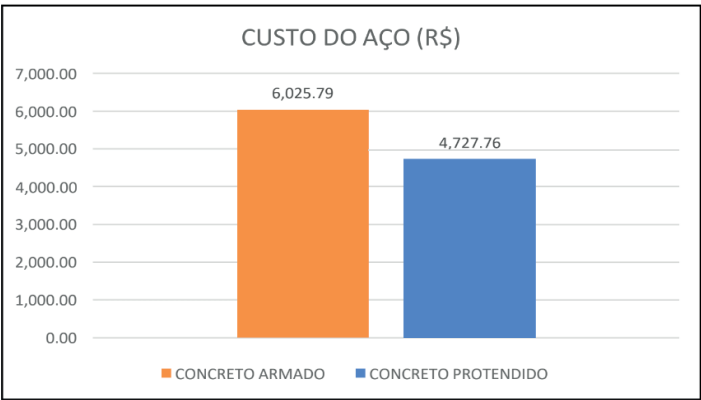
**Tabela 48** - Comparativo entre as áreas de armadura de cisalhamento utilizadas nas vigas de concreto armado e protendido.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Observa-se que a área por metro de armadura de cisalhamento na viga de concreto protendido é menor que na viga de concreto armado, isto ocorre devido ao fato da protensão provocar alívio do cortante.

A partir das duas tabelas analisadas, conclui-se que a viga de concreto protendido apresenta um consumo de aço inferior a viga de concreto armado, em virtude disso, a peça de concreto protendido possui maior economia de aço.

O Gráfico 9 ilustra a relação de custo do aço para produção da viga de concreto armado e de concreto protendido, respectivamente.



**Gráfico 9** - Comparativo de custo do aço entre as vigas de concreto armado e protendido.

**Fonte:** Elaborada pela autora (2021).

Com base no gráfico apresentado, verifica-se que a viga de concreto armado apresenta custo do aço de R\$ 6.025,79, enquanto que na viga de concreto protendido o custo é de R\$ 4.727,76, correspondendo, aproximadamente, a 21% a menos que a primeira.

## CONCLUSÃO

O presente trabalho permitiu a análise e a comparação de duas soluções estruturais muito utilizadas na engenharia e que apresentam vantagens e desvantagens em sua aplicação. A proposta do trabalho foi principalmente a definição da melhor solução técnica e financeira possível para um problema real que foi acompanhado na empresa proprietária da ponte rolante. Mais ainda, este texto acabou por subsidiar a tomada de decisão da proprietária com os resultados técnicos e financeiros apresentados.

Comparando-se as soluções técnicas de variantes possíveis, inúmeros resultados foram obtidos, dentre os quais uns mais importantes que outros. Ao longo do caminho algumas dessas soluções até foram descartadas.

Primeiramente, em relação aos deslocamentos obtidos em ambas as tipologias, considerando atuação de apenas uma ponte rolante, verificou-se que a viga de concreto protendido apresentou deslocamento para cima, o que demonstra que os efeitos da protensão podem ter a sua magnitude reduzida a situação, donde concluiu-se que a redução dessa força pode trazer um cenário mais adequado. Na viga de concreto armado observou-se que o deslocamento encontrado foi adequado para a necessidade de trafegabilidade da ponte rolante. Entretanto, quando foi levado em consideração o efeito da fluência, o deslocamento da peça ultrapassou o deslocamento limite máximo para essa imposição e, nesse caso, para a viabilização desta tipologia seria necessário aumentar a altura da peça.

Em seguida, em relação aos deslocamentos obtidos quando tem-se a atuação de duas pontes rolantes, constatou-se que a viga de concreto protendido está submetida a inversão de tensões nas bordas, visto que ora está sob tensões de tração ora tensões de compressão, dadas nas combinações quase permanente e frequente. À vista disso, também se concluiu que o ideal seria novamente diminuir a força de protensão, pois essa inversão de tensões pode provocar tensões inaceitáveis na peça. Quanto à viga de concreto armado, a flecha total obtida está acima do limite necessário para a passagem da ponte rolante e, portanto, uma outra conclusão é a recomendação de aumento das dimensões da seção, uma vez que o deslocamento é inversamente proporcional à rigidez do elemento.

Mais ainda, no que se refere as áreas de aço necessárias para resistir as solicitações em ambas as tipologias, observou-se necessidade consideravelmente menor (o que era esperado) na viga de concreto protendido em relação a viga de concreto armado, isto ocorre em razão da elevada resistência dos aços de protensão, que pode ser até três vezes maior que os aços empregados nos elementos de concreto armado. Após a análise de custos, inclusive foi possível constatar e afirmar que a peça de concreto protendido apresenta maior economia nos quantitativos de aço.

Por fim, como conclusões finais, a partir dos critérios técnicos e econômicos analisados, constatou-se que a viga de rolamento em concreto protendido apresentou melhor viabilidade de projeto e execução para o galpão de estudo, mas a solução estaria



sujeita, porém, à conclusão técnica de que para sua utilização deve-se estudar o modelo com níveis diferentes de redução de força de protensão na peça e em seguida fazer nova análise dos deslocamentos, para que seja possível estabelecer boas condições de trafegabilidade para a ponte rolante.

## REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado** – Rio Grande: Dunas, 2010. v.1, 3.ed.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7197**: Projeto de estruturas de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 1989.

BASTOS, Paulo Sérgio Dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Notas de Aula. Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>> Acesso em: 22 abril.2021.

BELLEI, Ildony Helio. **Edifícios industriais em aço**. 2 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1998. BONFÁ, José Luiz Zanin. **Análise das Vigas de Rolamento Para Pontes Rolantes**. Dissertação de Mestrado. EESC-USP. São Carlos. 1980.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4.ed. São Carlos: EdUFScar, 2020.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento**. 2.ed. São Paulo: Pini, 2017.

CHOLFE, Luiz; BONILHA, Luciana André Sanvito. **Concreto Protendido – Teoria e Prática**. São Paulo, Ed. Pini, 2013.

LEITE, Luiz Rafael dos Santos. **Análise numérica de vigas de rolamento de aço sem contenção lateral entre apoios**. Dissertação de Mestrado. EESC-USP. São Carlos. 2016.

MOURA, Tiago Rodrigues Coelho de. **Demonstração do cálculo da linha neutra em vigas submetidas à flexão**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 04, Ed. 10, Vol. 10, pp. 99-115. Outubro de 2019. ISSN: 2448- 0959.

SILVA, Reginaldo Carneiro da. **Vigas de concreto armado com telas soldadas: análise teórica e experimental da resistência à força cortante e do controle da fissuração.** Tese (Doutorado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003.

# APÊNDICE A - DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO SOB ATUAÇÃO DE UMA PONTE ROLANTE

## VIGA DE CONCRETO ARMADO

### 1 | PARÂMETROS UTILIZADOS

#### • Características do concreto

- a) Resistência característica à compressão:  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- b) Resistência característica à compressão aos 6 dias:  $f_{ck,6} = 30 \text{ MPa}$
- c) Coeficiente de minoração da resistência do concreto:  $\gamma_c = 1,3$  (peças pré-moldadas emusinas, executadas com cuidados rigorosos).
- d) Resistência à compressão de cálculo:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 30,77 \text{ MPa}$
- e) Resistência à tração média do concreto:  $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3,51 \text{ MPa}$
- f) Resistência à tração média do concreto aos 6 dias:  $f_{ct,m,6} = 0,3 \cdot f_{ck,6}^{\frac{2}{3}} = 2,89 \text{ MPa}$
- g) Resistência à tração inferior do concreto:  $f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 2,46 \text{ MPa}$
- h) Resistência de cálculo à tração direta:  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 1,89 \text{ MPa}$
- i) Resistência à tração superior do concreto:  $f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} = 4,56 \text{ MPa}$
- j) Módulo de deformação tangente inicial do concreto:  $E_{ci} = 35 \text{ GPa}$
- k) Módulo de deformação secante:  $E_{cs} = 32 \text{ GPa}$
- l) Módulo de deformação tangente inicial do concreto, 6 dias:  $E_{ci,6} = 31 \text{ GPa}$
- m) Módulo de deformação secante:  $E_{cs,6} = 27 \text{ GPa}$

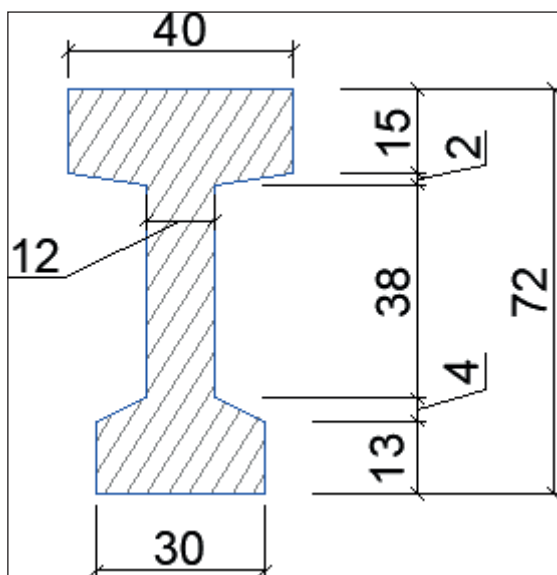
#### • Características do aço da armadura passiva

- a) Resistência ao escoamento característico do aço:  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- b) Coeficiente de ponderação do aço:  $\gamma_s = 1,15$
- c) Resistência ao escoamento de cálculo do aço:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$
- d) Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva:  $E_s = 210 \text{ GPa}$

#### • Características da seção

- a) Área da seção:  $A_c = 0,1582 \text{ m}^2$
- b) Momento de inércia da seção:  $I_c = 0,00943 \text{ m}^4$
- c) Distância do centro de gravidade da seção à borda inferior:  $y_i = 0,3907 \text{ m}$

- d) Distância do centro de gravidade da seção à borda superior:  $y_s = 0,3293 \text{ m}$   
e) Módulo de resistência da seção em relação à borda inferior:  $W_i = 0,02413 \text{ m}^3$   
f) Módulo de resistência da seção em relação à borda superior:  $W_s = 0,02863 \text{ m}^3$



## 2 | CARGAS ATUANTES

- **Peso próprio:**

Área da seção:  $A_c = 0,1582 \text{ m}^2$

Peso específico do concreto:  $\gamma = 2,5 \text{ tf/m}^3$

$$G_0 = 0,1582 \cdot 2,5 = 0,396 \text{ tf/m}$$

- **Carga permanente:**

$$G_1 = 0,015 \text{ tf/m}$$

(considerando um trilho ASCE-30 sobre a viga de rolamento)

- **Sobrecarga:**

$$Q = 0,1 \text{ tf/m}$$

- **Carga móvel:**

Composta por duas forças verticais  $P = 9,964 \text{ tf}$  (força majorada pelo coeficiente de impacto vertical).

## 3 | COMBINAÇÕES DE AÇÕES

- **Combinação última normal**

Combinação necessária para verificação da capacidade resistente de elementos de concreto armado.

$$F_d = \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_Q \cdot (Q_m + \psi_0 \cdot Q)$$

Onde:

$\gamma_G$ —é o coeficiente de ponderação das cargas permanentes ( $\gamma_G = 1,4$ );

$\gamma_Q$ —é o coeficiente de ponderação das cargas variáveis ( $\gamma_Q = 1,4$ );

$G_0$ —é o peso próprio;

$G_1$ —é a carga permanente;

$Q_m$ —é a carga móvel;

$Q$ —é a sobrecarga;

$\psi_0$ —é o fator de redução da combinação:

$\psi_0 = 0,7$  para a sobrecarga ( $Q$ ).

- **Combinação quase permanente**

Combinação necessária para verificação do estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF).

$$F_{CQP} = G_0 + G_1 + \psi_2 \cdot Q_m + \psi_2 \cdot Q$$

Onde:

$\psi_2$  — é o fator de redução da combinação quase permanente:

$\psi_2 = 0,5$  para a carga móvel ( $Q_m$ );

$\psi_2 = 0,4$  para a sobrecarga ( $Q$ ).

- **Combinação frequente**

Combinação necessária para verificação do estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W).

$$F_{CQP} = G_0 + G_1 + \psi_1 \cdot Q_m + \psi_2 \cdot Q$$

Sendo:

$\psi_1$ — o fator de redução da combinação frequente:

$\psi_1 = 0,8$  para a carga móvel ( $Q_m$ );

## 4 | ESFORÇOS MÁXIMOS

Os esforços máximos necessários para o cálculo foram obtidos através do software VPRO.

### 4.1 Momento fletor solicitante:

- **Combinação última:**

$$M_{ELU} = 70,853 \text{ tf. m} = 70853 \text{ kN. cm}$$

- **Combinação frequente:**

$$M_{CF} = 38,713 \text{ tf. m} = 38713 \text{ kN. cm}$$

#### 4.2 Esforço cortante:

- **Combinação última:**

$$V_{ELU} = 30,289 \text{ tf} = 302,89 \text{ kN}$$

#### 4.3 Deslocamento:

- **Combinação quase permanente:**

$$\delta_{CQP} = -0,98 \text{ cm}$$

- **Combinação frequente:**

$$\delta_{CF} = -1,41 \text{ cm}$$

### 5 | DIMENSIONAMENTO NO ELU

- **Dados da seção:**

- Altura total:  $h = 72 \text{ cm}$
- Parâmetro  $d'$ :  $d' = 5 \text{ cm}$
- Altura útil:  $d = h - d' = 67 \text{ cm}$
- Largura da alma:  $t_w = 12 \text{ cm}$
- Espessura da mesa superior:  $h_{f1} = 15 \text{ cm}$
- Largura da mesa colaborante:  $b_f = 40 \text{ cm}$

#### 5.1 Dimensionamento à flexão

- **Momento fletor de cálculo:**

$$M_d = M_{ELU} = 70853 \text{ kN. cm}$$

- **Posição da linha neutra:**

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_f}} \right) = 13,77 \text{ cm}$$

Como a linha neutra está localizada na mesa, a seção pode ser calculada como retangular, considerando a largura da seção igual à largura da mesa colaborante ( $b_w = b_f = 40 \text{ cm}$ ).

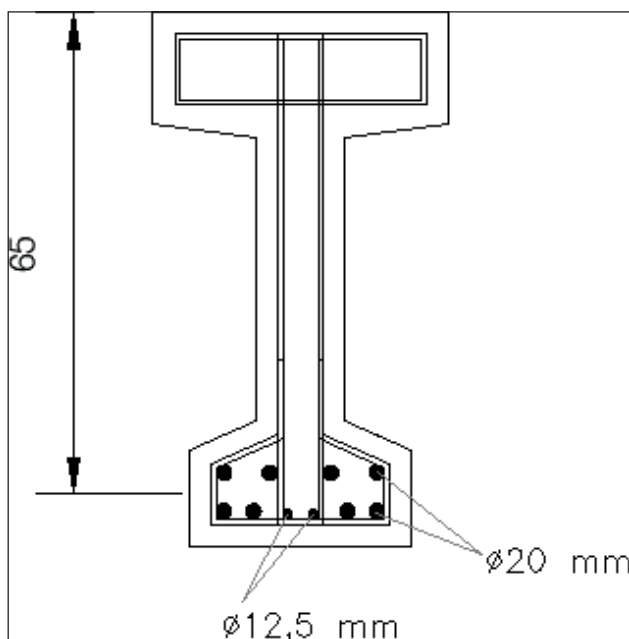
- **Área de aço:**

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} = 26,5 \text{ cm}^2$$

Conforme os critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118:2014 (item 18.3.2.2) para o espaçamento vertical e horizontal da armadura longitudinal, verifica-se que não é possível acomodar uma quantidade de armadura equivalente a área de aço calculada em uma única camada. Portanto, será calculado uma nova altura útil, considerando um arranjo com duas camadas de armaduras, e por fim, recalculado a área de aço final.

- **Arranjo das armaduras**

De acordo com a área de aço calculada, adotou-se o arranjo de armaduras apresentado abaixo, para verificar se atende a área de aço final.



- **Cálculo da altura útil:**

Será calculado um novo valor da altura útil considerando o centro geométrico das armaduras adotadas.

$$d' = 7 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 65 \text{ cm}$$

- **Nova posição da linha neutra:**

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_f}} \right) = 14,28 \text{ cm}$$

- **Área de aço final:**



$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} = 27,48 \text{ cm}^2$$

Portanto, será utilizado 8  $\phi$  20.0 mm e 2  $\phi$  12.5 mm, conforme o arranjo apresentado.

## 5.2 Cálculo da armadura de pele

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, a mínima armadura lateral deve ser 0,10% .  $A_{c,alma}$  em cada face da alma da viga e composta por barras de CA-50 ou CA-60, com espaçamento não maior que 20 cm.

Por simplificação, o software VPRO considera a armadura de pele como sendo 0,10% .  $A_c$ .

Dessa forma, tem-se a seguinte área de aço:

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_c = 1,582 \text{ cm}^2$$

Então adotou-se 6  $\phi$  6,3 mm c/ 15 cm.

## 5.3 Dimensionamento ao cisalhamento

### I. Para a Faixa 1 = Faixa 3 (Região próxima ao apoio, trecho de 200 cm)

- **Esforço cortante de cálculo:**

$$V_{sd} = V_{ELU} = 302,89 \text{ kN}$$

- **Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:**

$b_{w,min} = 12 \text{ cm}$  (menor largura da seção transversal)

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 544,32 \text{ kN}$$

Como  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ , não há perigo de esmagamento do concreto das bielas.

- **Área de aço da armadura transversal**

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 88,45 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 8,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a viga de rolamento está sujeita a ações dinâmicas, fez-se a verificação de fadiga para as armaduras de cisalhamento.

Através do software VPRO, obteve-se o coeficiente de fadiga  $k = 2,888$ . Com isso, a área de aço final da armadura transversal é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 8,43 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 2,888 = 24,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será utilizado 4R  $\phi$  6.3 mm c/ 5 cm.

## II- Para a Faixa 2 (Região central, trecho de 648 cm)

- **Esforço cortante de cálculo:**

$$V_{sd} = V_{ELU} = 228,27 \text{ kN}$$

- **Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:**

$b_{w,min} = 12 \text{ cm}$  (menor largura da seção transversal)

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 544,32 \text{ kN}$$

Tem-se  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ , então não há perigo de esmagamento do concreto das bielas.

- **Área de aço da armadura transversal**

$$V_c = V_{cn} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 88,45 \text{ kN}$$
$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 5,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obteve-se coeficiente de fadiga  $k = 2,922$ .

Com isso, a área de aço final da armadura transversal é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 5,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 2,922 = 16,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será utilizado 4R  $\phi 6,3 \text{ mm}$  c/ 7 cm.

## 6 I CÁLCULO DAS ALÇAS DE IÇAMENTO

Como a peça é pré-moldada, deve-se calcular alça de içamento.

- **Carga vertical por ponto de içamento**

$$L_{viga} = 10,48 \text{ m}$$

$$\gamma = 2,5 \text{ tf/m}^3$$

$$F_{gk} = \frac{A_c \cdot L_{viga} \cdot \gamma}{2} = 2,072 \text{ tf}$$

- **Carga admissível por alça (considerando cordoalha  $\phi 12,7 \text{ mm}$ , CP-190 RB)**

$$F_u = 2,200 \text{ tf}$$

O cálculo das alças de içamento pode ser feito a partir da seguinte verificação:

$$F_{gk} \leq n^\circ \text{ de alças} \cdot F_u$$

Dessa forma,  $2,072 \text{ tf} \leq 1 \cdot 2,200 \text{ tf}$ , então o critério foi atendido.

Portanto, será utilizado 2  $\phi 12,7 \text{ mm}$  (RB 190).

## 7 I VERIFICAÇÃO DO ELS

### 7.1 Verificação do estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

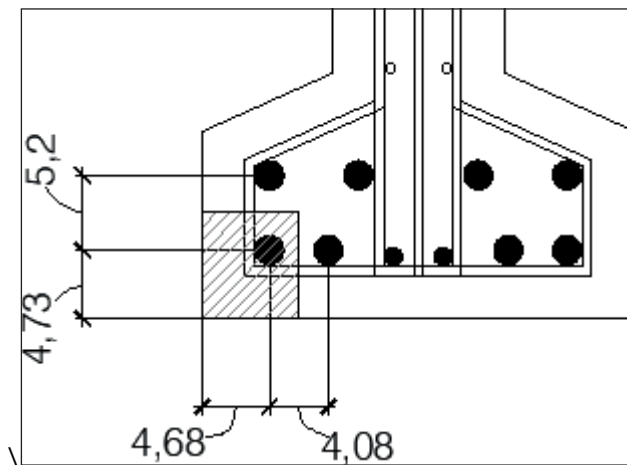
- **Região de envolvimento:**

Será analisado a armadura do canto inferior esquerdo da seção.

$$\phi_i = 20 \text{ mm}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{cri} = \left(4,68 + \frac{4,08}{2}\right) \cdot \left(4,73 + \frac{5,2}{2}\right) = 49,26 \text{ cm}^2$$



- **Área da região de envolvimento (Elemento):**

A área de envolvimento ( $\rho_{ri}$ ) é obtida pela relação entre a área de uma barra ( $A_s$ ) e a área do retângulo que considera o envolvimento de concreto na barra ( $A_{cri}$ ).

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = 0,0637$$

- **Tensão na região de envolvimento:**

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,8 \cdot Q_m}{G_0 + G_1 + Q + Q_m}$$

$$\sigma_{si} = 249,7 \text{ MPa}$$

- **Determinação da abertura característica das fissuras**

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o valor característico da abertura de fissuras ( $w_k$ ) determinado para cada parte da região de envolvimento, será o menor entre os obtidos pelas duas expressões a seguir:

$$\eta_i = 2,25 \text{ (Barras nervuradas)}$$

$$w_{k,1} = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} = 0,0180 \text{ cm} = 0,180 \text{ mm}, 1$$

$$w_{k,2} = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right) = 0,0091 \text{ cm} = 0,091 \text{ mm}$$

Logo,  $w_{k,menor} = 0,091 \text{ mm}$ . Com isso, conclui-se que a fissuração não é nociva, já

que  $0,091 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm}$  (limite estabelecido pela norma, considerando CAA II).

## 7.2 Verificação do estado-limite de deformações excessivas (ESL-DEF)

- **Flecha imediata**

$$\delta_{\text{CQP}} = -0,98 \text{ cm}$$

- **Flecha total no tempo infinito**

O tempo de aplicação da carga de longa duração será de 60 dias, logo:

$$t_0 = \frac{60}{30} = 2$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot (0,996^2) \cdot 2^{0,32} = 0,84$$

$\xi(\infty) = 2$  (valor fixo para idade maior que 70 meses)

Como não há armadura comprimida, então  $p' = 0$ , resultando em:

$$a_f = \frac{2 - 0,84}{1} = 1,161$$

$$\delta_{\text{tot}} = -0,98 \cdot (1 + 1,16) = -2,12 \text{ cm}$$

O deslocamento deve obedecer o seguinte limite:

$$\delta \leq \frac{L_{\text{viga}}}{600}$$

$$-2,12 \text{ cm} \leq -1,75 \text{ cm}$$

Observa-se que o deslocamento encontrado é maior que o deslocamento-limite, sendo assim a ponte rolante poderá ser impedida de trafegar. Portanto, o estado limite de deformações excessivas não foi atendido.

## VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO

### 1 | PARÂMETROS UTILIZADOS

As características do concreto, do aço da armadura passiva e da seção são as mesmas utilizadas no dimensionamento da viga de concreto armado.

- **Características do aço da armadura ativa**

a) Resistência à tração do aço:  $f_{\text{ptk}} = 1900 \text{ MPa}$

b) Resistência ao escoamento convencional do aço:  $f_{\text{pyk}} = 1710 \text{ MPa}$

c) Coeficiente de ponderação do aço de protensão:  $\gamma_p = 1,15$

d) Módulo de elasticidade do aço de armadura ativa:  $E_p = 200 \text{ GPa}$

- e) Área da seção transversal da cordoalha nua:  $A_p = 99 \text{ mm}^2$   
( $\phi$  12,7 mm, CP 190 RB)

## 2 | TENSÕES LIMITES PARA O CONCRETO

As tensões no concreto devem respeitar os limites calculados abaixo:

- **Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F):**

$\alpha = 1,3$ , para seções I ou T invertido

$$\sigma_{t,\text{máx}} = \alpha \cdot f_{ctk,\text{inf}} = 3,19 \text{ MPa}$$

- **Estado-limite de descompressão (ELS-D):**

$$\sigma_{t,\text{máx}} = 0$$

- **Estado-limite último no ato de protensão (ELU-ATO):**

$$\sigma_{c,\text{máx,tração}} = 1,2 \cdot f_{ct,m,6} = 3,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,\text{máx,comp}} = 0,7 \cdot f_{ck,6} = 21 \text{ MPa}$$

## 3 | CARGAS ATUANTES

- **Peso próprio:**

$$G_0 = 0,1582 \cdot 2,5 = 0,396 \text{ tf/m}$$

- **Carga permanente:**

$$G_1 = 0,015 \text{ tf/m}$$

(considerando um trilho ASCE-30 sobre a viga de rolamento)

- **Sobrecarga:**

$$Q = 0,1 \text{ tf/m}$$

- **Carga móvel:**

Composta por duas forças verticais  $P = 9,964 \text{ tf}$  (força majorada pelo coeficiente de impacto vertical).

## 4 | COMBINAÇÕES DE AÇÕES

- **Combinação quase permanente**

Combinação necessária para verificar o ELS-D na protensão-limitada.

$$F_{CQP} = G_0 + G_1 + \psi_2 \cdot Q_m + \psi_2 \cdot Q$$

- **Combinação frequente**

Combinação necessária para verificar o ELS-F na protensão limitada.

$$F_{CQP} = G_0 + G_1 + \psi_1 \cdot Q_m + \psi_2 \cdot Q$$

- **Combinação última no ato de protensão**

Combinação necessária para verificar o ELU-ATO. Tem-se no ato de protensão apenas a atuação do peso próprio e da força de protensão após as perdas imediatas, sendo ponderados por  $\gamma_f$  e  $\gamma_p$ , respectivamente.

$$F_{ATO} = \gamma_f \cdot G_0 + \gamma_p \cdot P_0$$

Onde:

$\gamma_f$  – coeficiente de ponderação do peso próprio ( $\gamma_f = 1,0$ );

$\gamma_p$  – coeficiente de ponderação da força de protensão ( $\gamma_p = 1,0$  na pré-tração);

$P_0$  – Força de protensão após as perdas imediatas.

- **Combinação última normal**

Combinação necessária para verificação da capacidade resistente de elementos de concreto protendido

$$F_d = \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_Q \cdot (Q_m + \psi_0 \cdot Q)$$

## 5 I ESFORÇOS MÁXIMOS

Todos os esforços foram obtidos por meio do software VPRO.

### 5.1 Momentos fletores solicitantes:

- **Combinação última no ato de protensão**

$$M_{go} = 5,327 \text{ tf} \cdot \text{m} = 5327 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Combinação quase permanente**

$$M_{CQP} = 26,194 \text{ tf} \cdot \text{m} = 26194 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Combinação frequente**

$$M_{CF} = 38,270 \text{ tf} \cdot \text{m} = 38270 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Combinação última**

$$M_{ELU} = 70,853 \text{ tf} \cdot \text{m} = 70853 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

### 5.2 Esforço cortante:

- **Combinação última**

$$V_{ELU} = 30,289 \text{ tf} = 302,89 \text{ kN}$$

### 5.3 Deslocamento:

- **Combinação quase permanente:**

$$\delta_{CQP} = 0,67 \text{ cm}$$

- **Combinação frequente:**

$$\delta_{CF} = 0,24 \text{ cm}$$

## 6 I FORÇA DE PROTENSÃO

Para resistir aos esforços solicitantes, será adotado 8 cordoalhas  $\phi 12,7$  mm – CP-190 RB, com uma força inicial de protensão de 145 kN em cada cordoalha.

### 6.1 Perdas de protensão

#### 6.1.1 *Perda imediata por encurtamento elástico do concreto*

$$E_p = 200 \text{ GPa}$$

$$E_{ci,j} = 31 \text{ GPa (7 dias)}$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{ci,j}} = 6,45$$

$$A_c = 0,1582 \text{ m}^2$$

$$I_c = 0,00943 \text{ m}^4$$

$$A_p = 99 \text{ mm}^2$$

$$e_p = 0,3157 \text{ m}$$

$$P_i = 145 \text{ kN} \cdot 8 = 1160 \text{ kN}$$

$$M_{go} = 53,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \cdot \left( -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i \cdot e_p^2}{I_c} + \frac{M_{go} \cdot e_p}{I_c} \right) = -114869,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -114,87 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_i = \Delta\sigma \cdot A_p = -11,37 \text{ kN}$$

$$\text{Perda porcentual} = \left[ \frac{-11,37}{8 \cdot 145} \right] \cdot 100 = 0,98 \%$$

$$P_o = P_i - \Delta P_i = 1148,63 \text{ kN}$$

#### 6.1.2 *Perdas progressivas*

#### I. Perda por retração:

- **Espessura fictícia**

$$A_c = 0,1582 \text{ m}^2$$

$$u = 2,5 \text{ m}$$

$$\frac{2A_c}{u} = 0,127 \text{ m} = 12,7 \text{ cm}$$

Logo, será adotado espessura fictícia de 20 cm, em virtude dos intervalos apresentados na tabela abaixo.

Umidade média ambiente %			40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm			20	60	20	60	20	60	20	60
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	$t_0$ dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90		5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) \text{ ‰}$		5	- 0,53	- 0,47	- 0,48	- 0,43	- 0,36	- 0,32	- 0,18	- 0,15
		30	- 0,44	- 0,45	- 0,41	- 0,41	- 0,33	- 0,31	- 0,17	- 0,15
		60	- 0,39	- 0,43	- 0,36	- 0,40	- 0,30	- 0,31	- 0,17	- 0,15

- Deformação específica de retração**

Considerando umidade média ambiente de 75 %, espessura fictícia de 20 cm e  $t_0 = 60$  dias, encontra-se  $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, 60) = -3,0 \cdot 10^{-4}$ .

- Perda de tensão devido à retração**

$$E_p = 200000 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,s} = (\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, 60) \cdot E_p = -60 \text{ MPa}$$

## II. Perda por fluência:

- Coeficiente de fluência**

Considerando umidade ambiente de 75 %, espessura fictícia de 20 cm, concreto da classe C40 e  $t_0 = 60$  dias, encontra-se na tabela anterior  $\phi(t_{\infty}, 60) = 1,9$ .

- Perda de tensão devido à fluência**

$$E_{ci} = 35 \text{ GPa}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}} = 5,71$$

$$P_0 = 1148,63 \text{ kN}$$

$$e_p = 0,3157 \text{ m}$$

$$A_c = 0,1582 \text{ m}^2$$

$$I_c = 0,00943 \text{ m}^4$$

$$M_{cg} = 55,3 \text{ kN.m (momento devido as cargas permanentes)}$$



$$\sigma_{c,pog} = \left[ -\frac{P_0}{A_c} - \frac{P_0 \cdot e_p^2}{I_c} + \frac{M_{cg} \cdot e_p}{I_c} \right] = -17549,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -17,55 \text{ MPa}$$

Logo, tem-se:

$$\Delta\sigma_{p,c} = \alpha_p \sigma_{c,pog} \phi(t_\infty, 60) = -190,4 \text{ MPa}$$

### III. Perda por relaxação do aço

- Coefficiente de fluência do aço**

$$P_0 = 1148,63 \text{ kN}$$

$$n = 8 \text{ cordoalhas}$$

$$A_p = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{n \cdot A_p} = 1450,3 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{1450,3}{1900} \cong 0,76$$

Analisando a tabela abaixo, considerando cordoalha RB, observa-se que não há um valor de  $\Psi_{1000}$  com  $0,76 f_{ptk}$ , assim será feito uma interpolação linear.

Logo, tem-se  $\Psi_{1000} = 3,1\%$ .

$\sigma_{p0}$	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 f_{ptk}$	0	0	0	0	0
$0,6 f_{ptk}$	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
$0,7 f_{ptk}$	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
$0,8 f_{ptk}$	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0
Onde RN é a relaxação normal; RB é a relaxação baixa.					

A relaxação pura final, pode ser admitida como:

$$\Psi_\infty = 2,5 \cdot \Psi_{1000} = 7,75\%$$

O coeficiente de fluência do aço será determinado pela seguinte expressão:

$$X(t_\infty, 60) = -\ln [1 - \Psi_\infty] = 0,0807$$

- Perda de tensão por relaxação do aço**

Tem-se então  $\sigma_{p0} = 1450,3 \text{ MPa}$  e  $X(t_\infty, 60) = 0,0807$ .

Logo, a perda por relaxação do é:

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_{p0} \cdot X(t_\infty, 60) = 117,04 \text{ MPa}$$

#### IV. Perdas totais, decorrentes da retração, fluência e relaxação do aço

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{p,s} + \Delta\sigma_{p,c} + \Delta\sigma_{p,r}}{\beta}$$

$$\text{Sabendo que } \beta = 1 + X(t_\infty, 60) + \alpha_p \rho_p \left[ 1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2} \right] (1 + e^{\frac{2}{p} \frac{A_c}{I_c}})$$

$$A_p = 8 \cdot 0,99 \text{ cm}^2 = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 1582 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = 5,006 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta = 1 + 0,0807 + 5,71 \cdot 5,006 \cdot 10^{-3} \cdot \left[ 1 + \frac{1,9}{2} \right] (1 + 0,3157^2 \cdot 0,00943) = 1,229$$

$$\Delta\sigma_p(\infty, 60) = \frac{-60 - 190,4 - 117,04}{1,229} = -298,97 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_p = \Delta\sigma_p(\infty, 60) \cdot A_p = -236,78 \text{ kN}$$

$$\text{Perda porcentual} = \left[ \frac{-236,78}{8 \cdot 145} \right] \cdot 100 = 20,41 \%$$

Força de protensão após todas as perdas (perdas imediatas e progressivas):

$$P_{oo} = P_o - \Delta P_p = 911,85 \text{ kN}$$

### 7 | VERIFICAÇÃO DO ELS E ELU-ATO

#### 7.1 Verificação do estado-limite de formação de fissuras

- Combinação frequente:**

$$P_{oo} = 911,85 \text{ kN}$$

$$M_{poo} = P_{oo} \cdot e_p = 28787,10 \text{ kN.cm}$$

$$M_{CF} = 38270 \text{ kN.cm}$$

- Borda superior:**

$$\begin{aligned} \sigma_{CF, \text{sup}} &= -\frac{P_{oo}}{A_c} + \frac{M_{poo}}{W_s} - \frac{M_{CF}}{W_s} \\ \sigma_{CF, \text{sup}} &= -\frac{911,85}{1582} + \frac{28787,10}{28630} - \frac{38270}{28630} \\ \sigma_{CF, \text{sup}} &= -0,58 + 1,0 - 1,34 + -0,92 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{CF, \text{sup}} &= -9,20 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Borda inferior:**

$$\sigma_{CF, \text{inf}} = -\frac{P_{oo}}{A_c} - \frac{M_{poo}}{W_i} + \frac{M_{CF}}{W_i}$$

$$\sigma_{CF,inf} = -\frac{911,85}{1582} - \frac{28787,10}{24130} + \frac{38270}{241} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CF,inf} = -0,58 - 1,19 + 1,58 = -0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CF,inf} = -1,19 \text{ MPa}$$

Observa-se que a seção está totalmente comprimida. Como não há tensões de tração, conclui-se que o estado-limite de formação de fissuras foi atendido.

## 7.2 Verificação do estado-limite de descompressão

- **Combinação quase permanente:**

$$P_{oo} = 911,85 \text{ kN}$$

$$M_{poo} = P_{oo} \cdot e_p = 28787,10 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{CQP} = 26194 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Borda superior:**

$$\sigma_{CQP,sup} = -\frac{P_{oo}}{A_c} + \frac{M_{poo}}{W_s} - \frac{M_{CQP}}{W_s}$$

$$\sigma_{CQP,sup} = -\frac{911,85}{1582} + \frac{28787,10}{28630} - \frac{26194}{28630} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CQP,sup} = -0,58 + 1,0 - 0,91 = -0,49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CQP,sup} = -4,9 \text{ MPa}$$

- **Borda inferior:**

$$\sigma_{CQP,inf} = -\frac{P_{oo}}{A_c} - \frac{M_{poo}}{W_i} + \frac{M_{CQP}}{W_i}$$

$$\sigma_{CQP,inf} = -\frac{911,85}{1582} - \frac{28787,10}{24130} + \frac{26194}{24130} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CQP,inf} = -0,58 - 1,19 + 1,08 = -0,69 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CQP,inf} = -6,9 \text{ MPa}$$

Verifica-se que não há tensões de tração, logo o estado-limite de descompressão foi atendido.

## 7.3 Verificação do estado-limite último no ato de protensão

- **Combinação última no ato de protensão:**

$$\gamma_p = 1,0 (\text{pré-tração})$$

$$\gamma_f = 1,0$$

$$P_o = 1148,63 \text{ kN}$$

$$M_o = P_o \cdot e_p = 36262,25 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{go} = 5327 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$A_c = 0,1582 \text{ m}^2$$

$$W_i = 0,02413 \text{ m}^3 = 24130 \text{ cm}^3$$

$$W_s = 0,02863 \text{ m}^3 = 28630 \text{ cm}^3$$

- **Borda superior:**

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{CATO,sup}} &= -\frac{\gamma_p \cdot P_o}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot M_o}{W_s} - \frac{\gamma_f \cdot M_{go}}{W_s} \\ \sigma_{\text{CATO,sup}} &= -\frac{1,0 \cdot 1148,63}{1582} + \frac{1,0 \cdot 36262,25}{28630} - \frac{1,0 \cdot 5327}{\frac{28630}{\text{kN}}} \\ \sigma_{\text{CATO,sup}} &= -0,73 + 1,26 - 0,19 = 0,34 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{\text{CATO,sup}} &= -3,4 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{c,máx,tração}} = 3,47 \text{ MPa OK}\end{aligned}$$

- **Borda inferior:**

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{CATO,inf}} &= -\frac{\gamma_p P_o}{A_c} - \frac{\gamma_p M_{po}}{W_i} + \frac{\gamma_f \cdot M_{go}}{W_i} \\ \sigma_{\text{CATO,inf}} &= -\frac{1,0 \cdot 1148,63}{1582} - \frac{1,0 \cdot 36262,25}{24130} + \frac{1,0 \cdot 5327}{\frac{24130}{\text{kN}}} \\ \sigma_{\text{CATO,inf}} &= -0,73 - 1,50 + 0,22 = -2,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{\text{CATO,inf}} &= -20,1 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{c,máx,comp}} = -21 \text{ MPa OK!}\end{aligned}$$

Observa-se que as tensões atuantes na borda superior e inferior atendem aos limites de tensões na seção.

## 8 | DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURA PASSIVAS

### 8.1 Dimensionamento da armadura passiva longitudinal

- **Dados da seção:**

- Altura total:  $h = 72 \text{ cm}$
- Parâmetro  $d'$ :  $d' = 7,5 \text{ cm}$
- Altura útil:  $d_p = d_s = h - d' = 64,5 \text{ cm}$
- Largura da alma:  $t_w = 12 \text{ cm}$
- Espessura da mesa superior:  $h_{f1} = 15 \text{ cm}$
- Largura da mesa colaborante:  $b_f = 40 \text{ cm}$

- **Momento fletor de cálculo:**

$$M_d = M_{\text{ELU}} = 70853 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Posição da linha neutra**

$$x = 1,25 \cdot d_p \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_f}}\right) = 14,41 \text{ cm}$$

- **Cálculo da tensão atuante na armadura ativa:**

$$\begin{aligned}\epsilon_{pd} &= 0,0178 \\ \sigma_{pd} &= 1.486 + 5,0967 \cdot (\epsilon_{pd} - 7,43) = 1448,22 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- **Equilíbrio das forças e cálculo da armadura passiva (As):**

Tensão de cálculo na armadura passiva:  $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$

Área de armadura ativa:  $A_n = 0,99 \text{ cm}^2 \times 8 \text{ cordoalhas} = 7,92 \text{ cm}^2$

$$\frac{M_d}{(d_p - 0,4x)} = (A_p \cdot \sigma_{pd}) + (A_s \cdot f_{yd})$$

$$A_s = \frac{\frac{M_d}{d_p - 0,4x} - (A_p \cdot \sigma_{pd})}{f_{yd}} = 1,364 \text{ cm}^2$$

Portanto, será adotado  $2\phi 10,0 \text{ mm}$ .

## 8.2 Cálculo da armadura de pele

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_c = 1,582 \text{ cm}^2$$

Então adotou-se  $6 \phi 6,3 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}$ .

## 8.3 Dimensionamento ao cisalhamento considerando o efeito da protensão

### I. Para a Faixa 1 = Faixa 3 (Região próxima ao apoio, trecho de 200 cm)

- **Esforço cortante de cálculo:**

$$V_{sd} = V_{ELU} = 302,89 \text{ kN}$$

- **Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:**

$$b_{w,min} = 12 \text{ cm (menor largura da seção transversal)}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 540,13 \text{ kN}$$

Como  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ , não há perigo de esmagamento do concreto das bielas.

- **Área de aço da armadura transversal**

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 87,77 \text{ kN}$$

$$V_c \leq 2 \cdot V_{c0} \text{ (flexo-compressão)}$$

$$V_c \leq 175,54 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 5,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obteve-se o coeficiente de fadiga  $k = 2,98$ .

Com isso, a área de aço final da armadura transversal é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 5,04 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 2,98 = 15,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será utilizado  $2R \phi 8,0 \text{ mm c/ } 6 \text{ cm}$ .

### II. Para a Faixa 2 (Região central, trecho de 648 cm)

- **Esforço cortante de cálculo:**

$$V_{sd} = V_{ELU} = 228,27 \text{ kN}$$

- **Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:**

$$b_{w,min} = 12 \text{ cm (menor largura da seção transversal)}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 540,13 \text{ kN}$$

Tem-se  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ , então não há perigo de esmagamento do concreto das bielas.

- **Área de aço da armadura transversal**

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 87,77 \text{ kN}$$

$$V_c \leq 2 \cdot V_{c0} \text{ (flexo-compressão)}$$

$$V_c \leq 175,54 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obteve-se coeficiente de fadiga  $k = 3,107$ .

Com isso, a área de aço final da armadura transversal é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 2,09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 3,107 = 6,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será utilizado 2R  $\phi$  8.0 mm c/ 15 cm.

## 9 I CÁLCULO DAS ALÇAS DE IÇAMENTO

- **Carga vertical por ponto de içamento**

$$L_{viga} = 10,48 \text{ m}$$

$$\gamma = 2,5 \text{ tf/m}^3$$

$$F_{gk} = \frac{A_c \cdot L_{viga} \cdot \gamma}{2} = 2,072 \text{ tf}$$

- **Carga admissível por alça (considerando cordoalha  $\phi$  12,7 mm, CP-190 RB)**

$$F_u = 2,200 \text{ tf}$$

O dimensionamento das alças de içamento pode ser feito a partir da seguinte verificação

$$F_{gk} \leq n^\circ \text{ de alças} \cdot F_u$$

Dessa forma,  $2,072 \text{ tf} \leq 1 \cdot 2,200 \text{ tf}$ , então o critério foi atendido.

Portanto, será utilizado 2  $\phi$  12,7 mm (RB 190).

# APÊNDICE B - DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO SOB ATUAÇÃO DE DUAS PONTES ROLANTES

## VIGA DE CONCRETO ARMADO

### 1 | PARÂMETROS UTILIZADOS

As características do concreto, do aço da armadura passiva e da seção são os mesmos utilizados no dimensionamento da viga de concreto armado do caso anterior.

### 2 | CARGAS ATUANTES

- **Peso próprio:**

$$G_0 = 0,1582 \cdot 2,5 = 0,396 \text{ tf/m}$$

- **Carga permanente:**

$$G_1 = 0,015 \text{ tf/m}$$

(considerando um trilho ASCE-30 sobre a viga de rolamento)

- **Sobrecarga:**

$$Q = 0,1 \text{ tf/m}$$

- **Carga móvel:**

Composta por quatro forças verticais  $P = 9,058 \text{ tf}$ .

### 3 | COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações e os coeficientes de ponderação seguem os mesmos apresentados no dimensionamento da viga de concreto armado da situação anterior.

### 4 | ESFORÇOS MÁXIMOS

Os esforços máximos foram obtidos através do software VPRO.

#### 4.1 Momento fletor solicitante:

- **Combinação última:**

$$M_{ELU} = 105,822 \text{ tf. m} = 105822 \text{ kN. cm}$$

- **Combinação frequente:**

$$M_{CF} = 57,372 \text{ tf. m} = 57372 \text{ kN. cm}$$

## 4.2 Esforço cortante:

- **Combinação última:**

$$V_{ELU} = 43,397 \text{ tf} = 433,97 \text{ kN}$$

## 4.3 Deslocamento:

- **Combinação quase permanente:**

$$\delta_{COP} = -1,40 \text{ cm}$$

- **Combinação frequente:**

$$\delta_{CF} = -2,08 \text{ cm}$$

## 5 | DIMENSIONAMENTO NO ELU

- **Dados da seção:**

- Altura total:  $h = 72 \text{ cm}$
- Parâmetro  $d'$ :  $d' = 5 \text{ cm}$
- Altura útil:  $d = h - d' = 67 \text{ cm}$
- Largura da alma:  $t_w = 12 \text{ cm}$
- Espessura da mesa superior:  $h_{f1} = 15 \text{ cm}$
- Largura da mesa colaborante:  $b_f = 40 \text{ cm}$

### 5.1 Dimensionamento à flexão

- **Momento fletor de cálculo:**

$$M_d = M_{ELU} = 105822 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Posição da linha neutra:**

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2}{d^2 \cdot t_w} \cdot \left( \frac{M_d}{0,85 \cdot f_{cd}} - d \cdot t_f \cdot (b_f - t_w) + 0,5 \cdot t_f^2 \cdot (b_f - t_w) \right)} \right)$$
$$x = 29,11 \text{ cm}$$

Observa-se que a linha neutra está localizada na alma da seção, dessa forma a seção será calculada como seção T, considerando a largura da seção igual à largura da alma ( $b_w = t_w = 12 \text{ cm}$ ).

Como trata-se de uma seção T, será necessário determinar a parcela do momento resistido pelas abas e pela alma da seção.

- **Cálculo do momento resistido pelas abas ( $M_1$ ):**

$$M_1 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_{f1} \cdot (b_f - t_w) \cdot \left( d - \frac{h_{f1}}{2} \right)$$
$$M_1 = 653,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



- **Cálculo do momento resistido pela alma ( $M_2$ ):**

$$M_2 = M_d - M_1 = 404,64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Cálculo da área de aço ( $A_s$ ):**

O cálculo da área de aço é dado pelo momento resistido pelas abas ( $M_1$ ) mais a parcela do momento resistido pela alma ( $M_2$ ), esta última parcela será calculada como retangular.

$$A_s = \frac{M_1}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot f_{yd}} + \frac{M_2}{z \cdot f_{yd}}$$

Cálculo da linha neutra da parcela calculada como retangular:

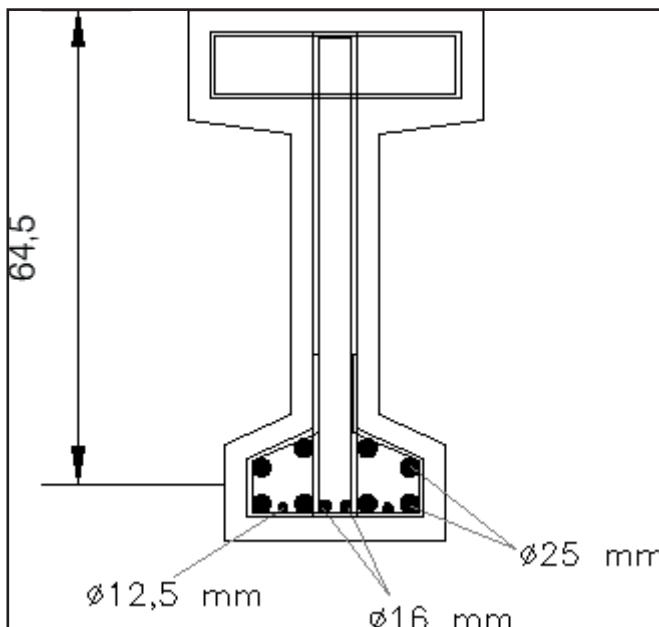
$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_f}}\right) = 29,11 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{65358}{\left(67 - \frac{15}{2}\right) \cdot \left(\frac{50}{1,15}\right)} + \frac{40464}{(67 - 0,4 \cdot 29,11) \cdot \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 42,07 \text{ cm}^2$$

Conforme critérios normativos para o espaçamento vertical e horizontal da armadura longitudinal, verifica-se que não é possível acomodar uma quantidade de armadura equivalente a área de aço calculada em uma única camada. Portanto, será calculado uma nova altura útil, considerando um arranjo com duas camadas de armaduras, e por fim, recalculado a área de aço final.

- **Arranjo das armaduras**

Foram testados vários arranjos, porém nenhum atendeu aos critérios de espaçamento horizontal e vertical estabelecidos na norma. Para fins de cálculo, será considerado o arranjo apresentado abaixo, mas para utilização desse modelo em uma situação real, deve-se aumentar a largura da mesa inferior para possibilitar o alojamento adequado das armaduras



- **Cálculo da altura útil**

Será calculado um novo valor da altura útil considerando o centro geométrico das armaduras adotadas.

$$d' = 7,5 \text{ cm}$$

$$d = h - 7,6' = 64,5 \text{ cm}$$

Observe-se que o novo valor da altura útil é praticamente o mesmo adotado inicialmente.

- **Nova posição da linha neutra:**

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2}{d^2 \cdot t_w} \cdot \left( \frac{M_d}{0,85 \cdot f_{cd}} - d \cdot t_f \cdot (b_f - t_w) + 0,5 \cdot t_f^2 \cdot (b_f - t_w) \right)} \right)$$

$$x = 33,43 \text{ cm}$$

- **Área de aço final:**

$$A_s = \frac{\frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x)} - (A_p \cdot \sigma_{pd})}{f_{yd}}$$

Portanto, as armaduras passivas apresentadas no arranjo acima atendem a área de aço necessária, assim, será utilizado 3 Ø25.0 mm (na 1ª camada), 2 Ø16.0 mm (na 2ª camada) e 2 Ø16.0 mm (3ª camada).

## 5.2 Cálculo da armadura de pele

$$wA_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_c = 1,582 \text{ cm}^2$$

Então adotou-se 6  $\phi$  6,3 mm c/ 15 cm.

## 5.3 Dimensionamento ao cisalhamento

### I. Para a Faixa 1 = Faixa 3 (Região próxima ao apoio, trecho de 200 cm)

- **Esforço cortante de cálculo:**

$$V_{sd} = V_{ELU} = 433,97 \text{ kN}$$

- **Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:**

$b_{w,min} = 12 \text{ cm}$  (menor largura da seção transversal)

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 540,13 \text{ kN}$$

Como,  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ , não há perigo de esmagamento do concreto das bielas.

- **Área de aço da armadura transversal**

$$V_c = V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 87,77 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 13,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obteve-se coeficiente de fadiga  $k = 2,827$ .

Com isso, a área de aço final da armadura transversal é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 13,71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 2,827 = 38,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será utilizado 4R  $\phi$ 8,0 mm c/ 5 cm.

### II. Para a Faixa 2 (Região central, trecho de 648 cm)

- **Esforço cortante de cálculo:**

$$V_{sd} = V_{ELU} = 310,44 \text{ kN}$$

- **Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:**

$b_{w,min} = 12 \text{ cm}$  (menor largura da seção transversal)

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 540,13 \text{ kN}$$

Tem-se,  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ , então não há perigo de esmagamento do concreto das bielas.

- **Área de aço da armadura transversal**

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 87,77 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 13,71 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Obeve-se coeficiente de fadiga  $k = 2,849$ .

Com isso, a área de aço final da armadura transversal é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 8,83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 2,849 = 25,16 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Portanto, será utilizado 4R  $\phi$  8,0 mm c/ 7 cm.

## 6 | CÁLCULO DAS ALÇAS DE IÇAMENTO

- **Carga vertical por ponto de içamento**

$$L_{\text{viga}} = 10,48 \text{ m}$$

$$\gamma = 2,5 \text{ tf/m}^3$$

$$F_{gk} = \frac{A_c \cdot L_{\text{viga}} \cdot \gamma}{2} = 2,072 \text{ tf}$$

- **Carga admissível por alça (considerando cordoalha  $\phi$  12,7 mm, CP-190 RB)**

$$F_u = 2,200 \text{ tf}$$

O dimensionamento das alças de içamento pode ser feito a partir da seguinte verificação:

$$F_{gk} \leq n^\circ \text{ de alças} \cdot F_u$$

Dessa forma,  $2,072 \text{ tf} \leq 1 \cdot 2,200 \text{ tf}$ , então o critério foi atendido. Portanto, será utilizado 2  $\phi$  12,7 mm (RB 190).

## 7 | VERIFICAÇÃO DO ELS

### 7.1 Verificação do estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

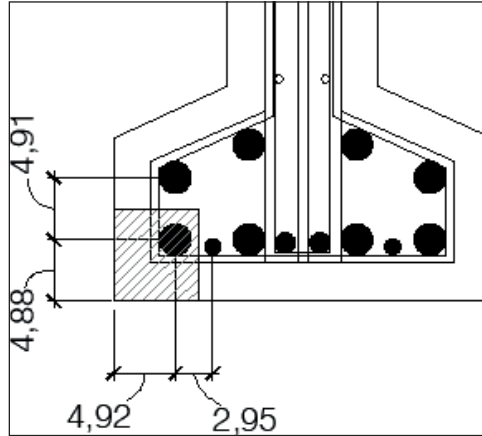
Será analisado a armadura do canto inferior esquerdo da seção.

- **Região de envolvimento:**

$$\phi_i = 25 \text{ mm}$$

$$A_s = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{cri} = \left(4,92 + \frac{2,95}{2}\right) \cdot \left(4,88 + \frac{4,91}{2}\right) = 46,91 \text{ cm}^2$$



- **Área da região de envolvimento (Grupo):**

$$A_s \rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = 0,1047$$

- **Tensão na região de envolvimento:**

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{G_0 + G_1 + 0,4 \cdot Q + 0,8 \cdot Q_m}{G_0 + G_1 + Q + Q_m}$$

$$\sigma_{si} = 255,15 \text{ MPa}$$

- **Determinação da abertura característica das fissuras**

$\eta_i = 2,25$  (Barras nervuradas)

$$w_{k,1} = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} = 0,0236 \text{ cm} = 0,236 \text{ mm}$$

$$w_{k,2} = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = 0,009 \text{ cm} = 0,09 \text{ mm}$$

Logo,  $w_{k,menor} = 0,09 \text{ mm}$ . Com isso, conclui-se que a fissuração não é nociva, já que  $0,09 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm}$  (limite estabelecido pela norma, considerando CAA II).

## 7.2 Verificação do estado-limite de deformações excessivas (ESL-DEF)

- **Flecha imediata**

Através do software VPRO, obteve-se a seguinte flecha imediata:  $\delta_{CQP} = -1,40 \text{ cm}$

- **Flecha total no tempo infinito**

O tempo de aplicação da carga de longa duração será de 60 dias, logo:

$$\frac{60t_0}{30} = \frac{60}{30} = 2$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot (0,996^2) \cdot 2^{0,32} = 0,84$$

$\xi(\infty) = 2$  (valor fixo para idade maior que 70 meses)

Como não há armadura comprimida, então  $\rho' = 0$ , resultando em:

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,84}{1} = 1,16$$

$$\delta_{\text{tot}} = -1,40 \cdot (1 + 1,16) = -3,02 \text{ cm}$$

Deslocamento-limite:

$$\delta \leq \frac{L_{\text{viga}}}{600}$$

$$-3,02 \text{ cm} \leq -1,75 \text{ cm}$$

Verifica-se que o deslocamento encontrado é maior que o deslocamento-limite, sendo assim a ponte rolante poderá ser impedida de trafegar. Logo, o estado limite de deformações excessivas não foi atendido.

## VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO

### 1 | PARÂMETROS UTILIZADOS

As características do concreto, do aço da armadura passiva, do aço da armadura ativa e da seção são os mesmos utilizados no dimensionamento da viga de concreto protendido sob atuação de uma ponte rolante.

### 2 | TENSÕES LIMITES PARA O CONCRETO:

As tensões no concreto devem respeitar os estados-limites citados abaixo.

- **Estado-Limite de Formação de Fissuras (ELS-F):**

$\alpha = 1.3$ , para seções I ou T invertido

$$\sigma_{t,\text{máx}} = \alpha \cdot f_{\text{ctk,inf}} = 3,19 \text{ MPa}$$

- **Estado-limite de descompressão (ELS-D):**

$$\sigma_{t,\text{máx}} = 0$$

- **Estado-limite último no ato de protensão (ELU-ATO):**

$$\sigma_{t,\text{máx,tração}} = 1,2 \cdot f_{\text{ct,m,6}} = 3,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,\text{máx,comp}} = 0,7 \cdot f_{\text{ck,6}} = 21 \text{ MPa}$$

### 3 | CARGAS ATUANTES

- **Peso próprio:**

$$G_0 = 0,1582 \cdot 2,5 = 0,396 \text{ tf/m}$$

- **Carga permanente:**

$$G_1 = 0,015 \text{ tf/m}$$

(considerando um trilho ASCE-30 sobre a viga de rolamento)

- **Sobrecarga:**

$$Q = 0,1 \text{ tf/m}$$

- **Carga móvel:**

Composta por quatro forças verticais  $P = 9,058 \text{ tf}$ .

## 4 | COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações e os coeficientes de ponderação seguem os mesmos apresentados no dimensionamento da viga de concreto protendido sob atuação de uma ponte rolante.

## 5 | ESFORÇOS MÁXIMOS

Todos os esforços foram obtidos por meio do software VPRO.

### 5.1 Momentos fletores solicitantes:

- **Combinação última no ato de protensão**

$$M_{go} = 5,327 \text{ tf} \cdot \text{m} = 5327 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Combinação quase permanente**

$$M_{Qp} = 38,133 \text{ tf} \cdot \text{m} = 38133 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Combinação frequente**

$$M_{CF} = 57,372 \text{ tf} \cdot \text{m} = 57372 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- **Combinação última**

$$M_{ELU} = 105,822 \text{ tf} \cdot \text{m} = 105822 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

### 5.2 Esforço cortante:

- **Combinação última**

$$V_{ELU} = 43,397 \text{ tf} = 433,97 \text{ kN}$$

### 5.3 Deslocamento:

- **Combinação quase permanente:**

$$\delta_{Qp} = 0,25 \text{ cm}$$

- **Combinação frequente:**

$$\delta_{CF} = -0,43 \text{ cm}$$

## 6 | FORÇA DE PROTENSÃO

Assim como no dimensionamento da viga protendida sob atuação de uma ponte

rolante, utilizou-se 8 cordoalhas  $\phi$  12,7 mm (CP-190 RB), com uma força inicial de protensão de 145 kN em cada cordoalha.

## 6.1 Perdas de protensão

As perdas de protensão serão iguais as perdas obtidas no caso da viga protendida sob atuação de uma ponte rolante, visto que os dados são os mesmos.

## 7 | VERIFICAÇÃO DO ELS E ELU-ATO

### 7.1 Verificação do estado-limite de formação de fissuras

- Combinação frequente:**

$$P_{oo} = 911,85 \text{ kN}$$

$$M_{poo} = P_{oo} \cdot e_p = 28787,10 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{CF} = 57372 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- Borda superior:**

$$\begin{aligned}\sigma_{CF,sup} &= -\frac{P_{oo}}{A_c} + \frac{M_{poo}}{W_s} - \frac{M_{CF}}{W_s} \\ \sigma_{CF,sup} &= -\frac{911,85}{1582} + \frac{28787,10}{28630} - \frac{57372}{28630} \\ \sigma_{CF,sup} &= -0,58 + 1,0 - 2,0 = -1,58 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{CF,sup} &= -15,8 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- Borda inferior:**

$$\begin{aligned}\sigma_{CF,inf} &= -\frac{P_{oo}}{A_c} - \frac{M_{poo}}{W_i} + \frac{M_{CF}}{W_i} \\ \sigma_{CF,inf} &= -\frac{911,85}{1582} - \frac{28787,10}{24130} + \frac{57372}{24130} \\ \sigma_{CF,inf} &= -0,58 - 1,19 + 2,38 = 0,61 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{CF,inf} &= 6,1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Observa-se que a tensão inferior ultrapassou o limite de tração máxima ( $\sigma_{t,m\acute{a}x} = 3,19$  MPa) definido para o estado-limite de formação de fissuras. Com isso, é necessário utilizar armadura passiva para resistir a força de tração.

### 7.2 Verificação do estado-limite de descompressão

- Combinação quase permanente:**

$$P_{oo} = 911,85 \text{ kN}$$

$$M_{poo} = P_{oo} \cdot e_p = 28787,10 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{QCP} = 38133 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- Borda superior:**



$$\sigma_{CQP,sup} = -\frac{P_{oo}}{A_c} + \frac{M_{poo}}{W_s} - \frac{M_{CQP}}{W_s}$$

$$w\sigma_{CQP,sup} = -\frac{911,85}{1582} + \frac{28787,10}{28630} - \frac{38133}{28630} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CQP,sup} = -0,58 + 1,0 - 1,33 = -0,91 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CQP,sup} = -9,1 \text{ MPa}$$

- **Borda inferior:**

$$\sigma_{CQP,inf} = -\frac{P_{oo}}{A_c} - \frac{M_{poo}}{W_i} + \frac{M_{CQP}}{W_i}$$

$$\sigma_{CQP,inf} = -\frac{911,85}{1582} - \frac{28787,10}{24130} + \frac{38133}{24130} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CQP,inf} = -0,58 - 1,19 + 1,58 = -0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CQP,inf} = -1,9 \text{ MPa}$$

Verifica-se que não há tensões de tração, logo o estado-limite de descompressão foi atendido.

### 7.3 Verificação do estado-limite último no ato de protensão

- **Combinação última no ato de protensão:**

$$\gamma_p = 1,0 \text{ (pré - tração)}$$

$$\gamma_f = 1,0$$

$$P_o = 1148,63 \text{ kN}$$

$$M_o = P_o \cdot e_p = 36262,25 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{go} = 5327 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$A_c = 0,1582 \text{ m}^2$$

$$W_i = 0,02413 \text{ m}^3 = 24130 \text{ cm}^3$$

$$W_s = 0,02863 \text{ m}^3 = 28630 \text{ cm}^3$$

- **Borda superior:**

$$\sigma_{CATO,sup} = -\frac{\gamma_p \cdot P_o}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot M_o}{W_s} - \frac{\gamma_f \cdot M_{go}}{W_s}$$

$$\sigma_{CATO,sup} = -\frac{1,0 \cdot 1148,63}{1582} + \frac{1,0 \cdot 36262,25}{28630} - \frac{1,0 \cdot 5327}{28630} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CATO,sup} = -0,73 + 1,26 - 0,19 = 0,34 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CATO,sup} = 3,4 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,m\acute{a}x} = 3,47 \text{ MPa OK!}$$

- **Borda inferior:**

$$\sigma_{CATO,inf} = -\frac{\gamma_p P_o}{A_c} - \frac{\gamma_p M_{po}}{W_i} + \frac{\gamma_f \cdot M_{go}}{W_i}$$

$$\sigma_{CATO,inf} = -\frac{1,0 \cdot 1148,63}{1582} - \frac{1,0 \cdot 36262,25}{24130} + \frac{1,0 \cdot 5327}{24130} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{CATO,inf} = -0,73 - 1,50 + 0,22 = -2,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{CATO,inf}} = -20,1 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{c,máx}} = -21 \text{ MPa OK!}$$

As tensões atuantes na borda superior e inferior atendem aos limites de tensões na seção.

## 8 | DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS PASSIVAS

### 8.1 Dimensionamento da armadura passiva longitudinal

- Dados da seção:**

- a) Altura total:  $h = 72 \text{ cm}$
- b) Parâmetro  $d'$ :  $d' = 7,5 \text{ cm}$
- c) Altura útil:  $d_p = d_s = h - d' = 64,5 \text{ cm}$
- d) Largura da alma:  $t_w = 12 \text{ cm}$
- e) Espessura da mesa superior:  $h_{f1} = 15 \text{ cm}$
- f) Largura da mesa colaborante:  $b_f = 40 \text{ cm}$

- Momento fletor de cálculo:**

$$M_d = M_{\text{ELU}} = 105822 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- Posição da linha neutra**

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2}{d_p^2 \cdot t_w} \cdot \left( \frac{M_d}{0,85 \cdot f_{cd}} - d_p \cdot t_f \cdot (b_f - t_w) + 0,5 \cdot t_f^2 \cdot (b_f - t_w) \right)} \right)$$

$$x = 33,74 \text{ cm}$$

- Cálculo da tensão atuante na armadura ativa:**

$$\varepsilon_{pd} = 0,0178$$

$$\sigma_{pd} = 1.486 + 5,0967 \cdot (\varepsilon_{pd} - 7,43) = 1448,22 \text{ MPa}$$

- Equilíbrio das forças e cálculo da armadura passiva ( $A_s$ ):**

Tensão de cálculo na armadura passiva:  $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$

Área de armadura ativa:  $A_p = 0,99 \text{ cm}^2 \times 8 \text{ cordoalhas} = 7,92 \text{ cm}^2$

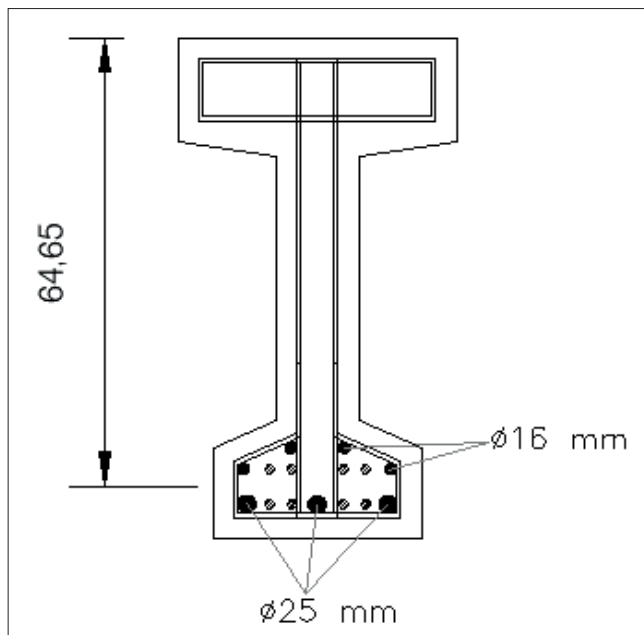
$$\frac{M_d}{(d_p - 0,4 \cdot x)} = (A_p \cdot \sigma_{pd}) + (A_s \cdot f_{yd})$$

$$A_s = \frac{\frac{M_d}{(d_p - 0,4 \cdot x)} - (A_p \cdot \sigma_{pd})}{f_{yd}} = 21,34 \text{ cm}^2$$

Devido as recomendações de espaçamento vertical e horizontal definido pela norma, não é possível acomodar uma quantidade de armadura equivalente a área de aço calculada em uma única camada. Logo, será calculado uma nova altura útil, considerando um arranjo de armaduras, e por fim, recalculado a área de aço final.

- Arranjo das armaduras**

De acordo com a área de aço calculada, adotou-se o arranjo de armaduras apresentado abaixo, para verificar se atende a área de aço final.



• **Cálculo da altura útil:**

Será calculado um novo valor da altura útil considerando o centro geométrico das armaduras adotadas.

$$d' = 7,35 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 64,65 \text{ cm}$$

Observe-se que o novo valor da altura útil é praticamente o mesmo adotado inicialmente.

• **Nova posição da linha neutra:**

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2}{d^2 \cdot t_w} \cdot \left( \frac{M_d}{0,85 \cdot f_{cd}} - d \cdot t_f \cdot (b_f - t_w) + 0,5 \cdot t_f^2 \cdot (b_f - t_w) \right)} \right)$$

$$x = 33,43 \text{ cm}$$

• **Área de aço final:**

$$A_s = \frac{\frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x)} - (A_p \cdot \sigma_{pd})}{f_{yd}} = 21,08 \text{ cm}^2$$

Portanto, as armaduras passivas apresentadas no arranjo acima atendem a área de aço necessária, assim, será utilizado 3 φ 25.0 mm (na 1ª camada), 2 φ 16.0 mm (na 2ª camada) e 2 φ 16.0 mm (3ª camada).

## 8.2 Cálculo da armadura de pele

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_c = 1,582 \text{ cm}^2$$

Então adotou-se 6  $\phi$  6,3 mm c/ 15 cm.

## 8.3 Dimensionamento ao cisalhamento considerando o efeito da protensão

### I. Para a Faixa 1 = Faixa 3 (Região próxima ao apoio, trecho de 200 cm)

- **Esforço cortante de cálculo:**

$$V_{sd} = V_{ELU} = 433,97 \text{ kN}$$

- **Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:**

$$b_{w,min} = 12 \text{ cm (menor largura da seção transversal)}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 541,39 \text{ kN}$$

Como  $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ , não há perigo de esmagamento do concreto das bielas.

- **Área de aço da armadura transversal**

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 87,98 \text{ kN}$$

$$V_c \leq 2 \cdot V_{c0} \text{ (flexo-compressão)}$$

$$V_c \leq 175,96 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 10,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obteve-se coeficiente de fadiga  $k = 2,854$ .

Com isso, a área de aço final da armadura transversal é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 10,20 \text{ m} \times 2,85 = 29,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será utilizado 2R  $\phi$  10.0 mm c/ 5 cm.

### II. Para a Faixa 2 (Região central, trecho de 648 cm)

- **Esforço cortante de cálculo:**

$$V_{sd} = V_{ELU} = 310,44 \text{ kN}$$

- **Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:**

$$b_{w,min} = 12 \text{ cm (menor largura da seção transversal)}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 541,39 \text{ kN}$$

$V_{sd} \leq V_{Rd2}$ , então não há perigo de esmagamento do concreto das bielas.

- **Área de aço da armadura transversal**

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,min} \cdot d = 87,98 \text{ kN}$$

$$V_c \leq 2 \cdot V_{c0} \text{ (flexo-compressão)}$$

$$V_c \leq 175,96 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 5,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obteve-se coeficiente de fadiga  $k = 2,897$ .

Com isso, a área de aço final da armadura transversal é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 5,32 \text{ cm}^2 \text{ m} \times 2,897 = 15,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será utilizado 2R  $\phi$  10.0 mm c/ 10 cm.

## 9 | CÁLCULO DAS ALÇAS DE IÇAMENTO

- **Carga vertical por ponto de içamento**

$$L_{viga} = 10,48 \text{ m}$$

$$\gamma = 2,5 \text{ tf/m}^3$$

$$F_{gk} = \frac{A_c \cdot L_{viga} \cdot \gamma}{2} = 2,072 \text{ tf}$$

- **Carga admissível por alça (considerando cordoalha  $\phi$  12,7 mm, CP-190 RB)**

$$F_u = 2,200 \text{ tf}$$

O dimensionamento das alças de içamento pode ser feito a partir da seguinte verificação:

$$F_{gk} \leq n^\circ \text{ de alças} \cdot F_u$$

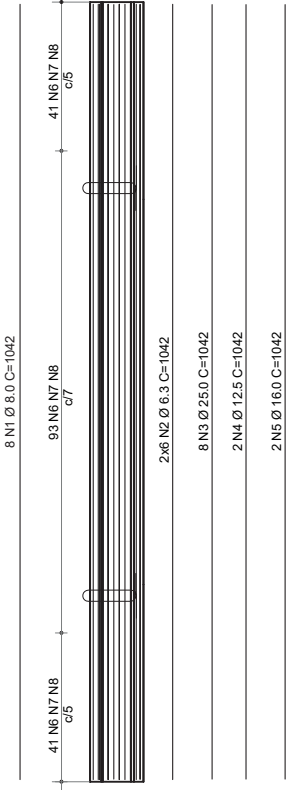
Dessa forma,  $2,072 \text{ tf} \leq 1 \cdot 2,200 \text{ tf}$ , então o critério foi atendido.

Portanto, será utilizado 2  $\phi$  12,7 mm (RB 190).



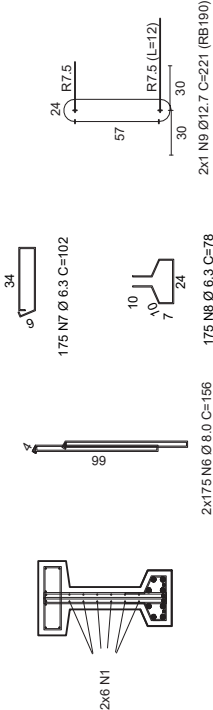


VIGA CA - 2P - (72x30/40) Comp=10,48 m



CORTE A-A (ARMAÇÃO)

ESC. 1:20



AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
VIGA CA - 2P (x1)					
CA 50	1	8.0	8	1042	8336
CA 50	2	6.3	12	1042	12504
CA 50	3	25.0	8	1042	8336
CA 50	4	12.5	2	1042	2084
CA 50	5	16.0	2	1042	2084
CA 50	6	8.0	350	156	54600
CA 50	7	6.3	175	102	17850
CA 50	8	6.3	175	78	13650
CP 190	9	12.7	2	221	442

RESUMO AÇO CA 50			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA 50	6.3	440	108
CA 50	8.0	630	249
CA 50	12.5	21	21
CA 50	16.0	21	34
CA 50	25.0	84	324
CP 190	12.7	5	4
Peso Total CA 50 =			736 kg
Peso Total CP 190 =			4 kg
PESO TOTAL			740 kg

Volume total:	1.66 m³
Resistência de projeto (fck):	40 MPa
Resistência de manuseio (fct):	30 MPa
Cobrimento das armaduras:	30 mm



UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO  
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS

Título:

DETALHAMENTO DA VIGA CA - 2P

Aluno (a): ARLENE MARIA ALVES

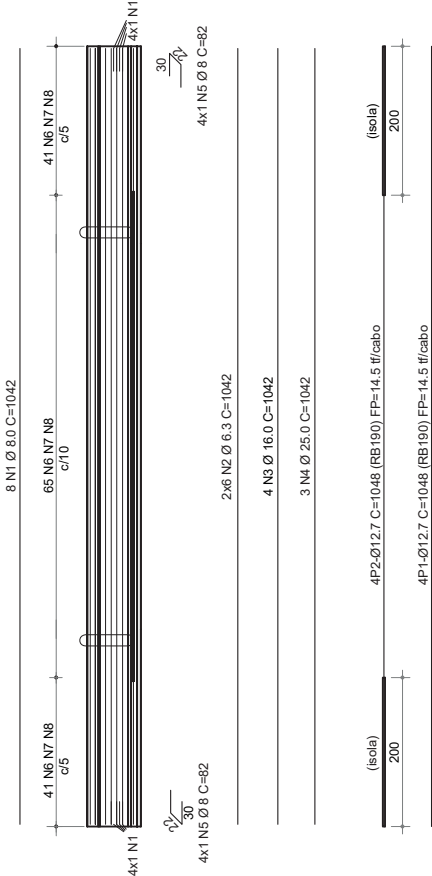
PRANCHAS N.º:

Escala:	1:50	Ano:	2021	Local:	São Luís-MA
Unidade:	Centímetros	Curso:	Engenharia Civil	Observações:	

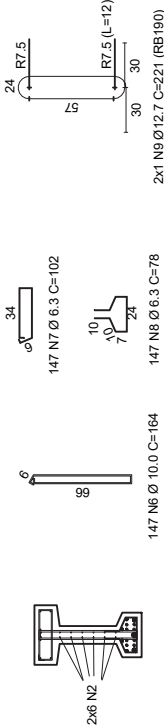
ÚNICA



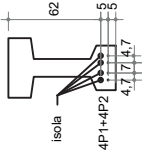
VIGA CP - 2P - (72x30/40) Comp=10,48 m



CORTE A-A (ARMAÇÃO)  
ESC. 1:25



CORTE - PROTENSÃO  
ESC. 1:25



ÁÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
VIGA CP - 2P (x1)					
CA 50	1	8.0	8	1042	8336
CA 50	2	6.3	12	1042	12504
CA 50	3	16.0	4	1042	4168
CA 50	4	25.0	3	1042	3128
CA 50	5	8.0	8	82	656
CA 50	6	10.0	147	164	24108
CA 50	7	6.3	147	102	14994
CA 50	8	6.3	147	78	11466
CP 190	9	12.7	2	221	442

RESUMO AÇO CA 50				
ÁÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)	
CA 50	6.3	390	96	
CA 50	8.0	90	36	
CA 50	10.0	241	149	
CA 50	16.0	42	67	
CA 50	25.0	32	124	
CP 190	12.7	5	4	
Peso Total			CA 50 =	472 kg
Peso Total			CP 190 =	4 kg
Peso Total			CP 190 =	67 kg
PESO TOTAL				543 kg

Volume total:	1.66 m³
Resistência de projeto (fck):	40 MPa
Resistência de manuseio (fctj):	30 MPa
Cobrimento das armaduras:	30 mm



UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO

CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS

Título:DETALHAMENTO DA VIGA CP - 2P

Aluno (a):ARLENE MARIA ALVES

Escala:1:50

Unidade:Centímetros

Ano:2021

Curso:Engenharia Civil

Observações:

PRANCHA Nº:

ÚNICA

**ARLENE MARIA ALVES** - Engenheira Civil formada pela Universidade Estadual do Maranhão (2022). Atualmente é aluna de Mestrado em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA), ao qual é bolsista da CAPES, também é aluna do curso de Especialização em Projeto de Edifícios de Concreto Armado e Protendido da Universidade Federal do Pará (UFPA). Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Estruturas de Concreto Armado, Concreto Pré-Moldado, Concreto Protendido e Fundações.

**RODRIGO DE AZEVÊDO NEVES** - Engenheiro Civil formado pela Universidade Estadual do Maranhão (1997), Mestre em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) pela Universidade de São Paulo (2000) e Doutor em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) pela Universidade de São Paulo (2004), tendo realizado Doutorado-Sanduiche na Université Blaise Pascal em Clermont-Ferrand, França. Tem experiência na área de Engenharia Civil em na Área de Estruturas, atuando principalmente em temas relacionados a Concreto Armado e Fundações, com ênfase em Mecânica das Estruturas, Ensaio de Campo, Confiabilidade Estrutural e Análise não-linear. É professor dos cursos de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão desde 2017 e do Instituto Federal do Maranhão desde 2010.

**Patrocínio**



CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE  
**VIGAS DE ROLAMENTO**  
DE PONTES ROLANTES INDUSTRIAIS

 [www.atenaeditora.com.br](http://www.atenaeditora.com.br)

 [contato@atenaeditora.com.br](mailto:contato@atenaeditora.com.br)

 [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)

 [www.facebook.com/atenaeditora.com.br](https://www.facebook.com/atenaeditora.com.br)

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE

# VIGAS DE ROLAMENTO

DE PONTES ROLANTES INDUSTRIAIS

 [www.atenaeditora.com.br](http://www.atenaeditora.com.br)

 [contato@atenaeditora.com.br](mailto:contato@atenaeditora.com.br)

 [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)

 [www.facebook.com/atenaeditora.com.br](https://www.facebook.com/atenaeditora.com.br)