

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

RAFAELA CAROLINE DAGA

**DIMENSIONAMENTO DE VIGA EM CONCRETO PROTENDIDO PARA SUPORTE
DE TOMBADOR DE CARGAS**

TOLEDO

2022

RAFAELA CAROLINE DAGA

**DIMENSIONAMENTO DE VIGA EM CONCRETO PROTENDIDO PARA SUPORTE
DE TOMBADOR DE CARGAS**

Design of prestressed concrete beam for truck unloader

Trabalho de conclusão de curso de Graduação apresentado como requisito para obtenção do título de Bacharel do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Savaris

TOLEDO

2022



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

Esta licença permite remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, para fins não comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

RAFAELA CAROLINE DAGA

**DIMENSIONAMENTO DE VIGA EM CONCRETO PROTENDIDO PARA SUPORTE
DE TOMBADOR DE CARGAS**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel do Curso de Engenharia Civil da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
(UTFPR).

Data de aprovação: 25/novembro/2022

Gustavo Savaris (Orientador)
Doutor em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Rodny Jesus Mendoza Fakhye
Doutor em Métodos Numéricos para Engenharia
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Henrique Catuzzo
Especialista em Estruturas de Concreto e Fundações
Lever Protensão

TOLEDO

2022

Dedico este trabalho aos meus pais, por serem meus maiores incentivadores e por nunca medirem esforços para que tudo fosse possível.

AGRADECIMENTOS

Não existem palavras que possam expressar minha gratidão por todas as pessoas que estiveram presentes nesta fase da minha vida, mas tenho certeza que todas deixaram um aprendizado que vou lembrar e levar para minha vida.

Meu agradecimento primeiramente é a Deus, por escutar ao meu chamado, ser conforto e esperança, e por estar comigo, cuidar e guiar em todos os momentos.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Gustavo Savaris, pelo auxílio, disponibilidade, paciência, dedicação e pelo conhecimento transmitido.

A minha banca avaliadora, composta por excelentes profissionais que contribuíram para meu crescimento acadêmico e profissional, pela dedicação e auxílio neste estudo. A todos os professores e servidores que fizeram parte da minha trajetória.

A TQS, pela disponibilização do *software* de estruturas utilizado neste estudo.

Meu agradecimento aos engenheiros Henrique Catuzzo e Maurício Rietter, e toda a equipe Lever Protensão, pela confiança e por todos os ensinamentos transmitidos.

A todos os amigos que me acompanharam durante o curso, em especial Eduarda e Amanda, por deixarem essa jornada mais leve. E a todos os amigos externos ao ramo, por todo o apoio e suporte.

Ao meu namorado e engenheiro, Francis Klein, por me auxiliar, acreditar em mim e estar ao meu lado em todos os momentos, obrigada por sua dedicação, carinho e paciência nos momentos de ausência.

Ao meu irmão e engenheiro, Felipe Daga, por ser minha referência profissional, pelo cuidado e auxílio. Também agradeço a minha irmã, Isabela, pelo carinho e admiração e por sempre me alegrar, mesmo nos dias mais difíceis.

Aos meus padrinhos, familiares, primas, primos, tios e à minha afilhada Maria Beatriz, por divertirem os meus dias, pela confiança e ajuda.

E sobretudo aos meus pais, Roque e Madalena, minhas referências de amor, família, carinho e atenção, por estarem presentes em todos os momentos da minha jornada, por me tornarem quem eu sou hoje, sem medir esforços. Palavras são pouco para expressar todo o meu amor e a minha eterna gratidão. Obrigada por tudo o que fizeram e fazem por mim.

RESUMO

O uso da protensão destaca-se em obras industriais devido a possibilidade de aumento da capacidade de carga ou como um fator de redução das dimensões das peças estruturais. Este estudo avalia o uso da protensão em uma viga que suporta as cargas geradas por um tombador de grãos, através de análises da influência do traçado do cabo, da comparação da seção da peça em concreto armado convencional com concreto protendido, quantitativos e volumes de materiais. Utilizando um projeto padrão de tombador de grãos, foram avaliados 11 modelos de cálculo, considerando concreto armado e concreto protendido, utilizando o *software* TQS, com base na NBR 6118 (ABNT, 2014). Foram comparados os dois métodos construtivos, tendo como variáveis os traçados dos cabos, de forma retilínea e parabólica, a atuação de carregamentos acidentais na viga, e a seção transversal da viga de concreto protendido. Os resultados demonstraram ser possível a redução da altura da seção da viga em 36,4% quando utilizado concreto protendido. O traçado retilíneo dos cabos de protensão no centro de gravidade da seção transversal apresentou melhor desempenho na análise de tensões, pois a força de compressão devido à protensão precisa ser alta para atender às cargas acidentais, e a aplicação de excentricidade no cabo resultaria em tensões de tração excessivas na face superior da viga para as combinações com somente carga permanente. Apesar da redução do volume de concreto da viga protendida, recomenda-se a avaliação de viabilidade econômica do uso deste método para estruturas com elevada carga acidental, levando em consideração o custo dos materiais e serviços para aplicação da protensão.

Palavras-chave: concreto armado; concreto protendido; vigas; dimensionamento; protensão não aderente.

ABSTRACT

The use of prestressing stands out in industrial works due to the possibility of increasing the load capacity or as a factor to reduce the dimensions of structural parts. This study evaluates the use of prestressing in a beam that supports the loads generated by a grain dumper, through analysis of the influence of the cable layout, the comparison of the section of the piece in conventional reinforced concrete with prestressed concrete, quantitative and volumes of materials. Using a standard grain dumper design, 11 calculation models were evaluated, considering reinforced concrete and prestressed concrete, using the TQS software, based on NBR 6118 (ABNT, 2014). The two constructive methods were compared, having as variables the cable tracing, in a straight and parabolic way, the action of accidental loads on the beam, and the cross section of the prestressed concrete beam. The results showed that it is possible to reduce the height of the beam section by 36.4% when prestressed concrete is used. The rectilinear layout of prestressing cables at the center of gravity of the cross section showed better performance in the stress analysis, as the compressive force due to prestressing needs to be high to meet accidental loads, and the application of eccentricity to the cable would result in stresses of excessive tension on the upper face of the beam for combinations with permanent load only. Despite the reduction in the concrete volume of the prestressed beam, it is recommended to evaluate the economic viability of using this method for structures with high accidental load, taking into account the cost of materials and services for the application of prestressing.

Keywords: reinforced concrete; prestressed concrete; beams; sizing; non-adherent prosthesis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Tombador de cargas	17
Figura 2 – Ancoragem passiva e ativa	21
Figura 3 – Cabos cortados, enrolados e pré-blocados	22
Figura 4 – Bainha metálica e monocordoalha engraxada.....	22
Figura 5 – Cordoalha de 7 fios engraxada	23
Figura 6 – Armadura de fretagem	25
Figura 7 – Macaco hidráulico e bomba para protensão.....	26
Figura 8 – Perda de tensão por atrito e por escorregamento na ancoragem	28
Figura 9 – Detalhe “y”: mancais para o apoio fixo do tombador	32
Figura 10 – Modelo estrutural em planta e em 3D	33
Figura 11 – Traçado reto da viga em CP sem cargas seção 50x60 cm	44
Figura 12 – Traçado reto da viga em CP com cargas seção 50x60 cm	44
Figura 13 – Traçado parabólico da viga em CP sem cargas (gerado pelo TQS).....	45
Figura 14 – Traçado parabólico da viga em CP sem cargas (ajustado)	46
Figura 15 – Traçado parabólico da viga em CP com cargas (gerado pelo TQS).....	47
Figura 16 – Traçado parabólico da viga em CP com cargas (ajustado)	48
Figura 17 – Traçado reto da viga em CP sem cargas.....	49
Figura 18 – Traçado reto da viga em CP com cargas	49
Figura 19 – Diagrama de momentos fletores considerando protensão	50
Figura 20 – Diagrama de momentos e força cortante	51
Figura 21 – Viga em CA com seção reduzida	52
Figura 22 – Viga em CP com seção 50x110 cm sem cargas.....	53
Figura 23 – Viga em CP com seção 50x110 cm com cargas	54
Figura 24 – Perdas de protensão da viga em CP com seção 50x70 cm	56
Figura 25 – Armadura passiva da viga em CP com seção 50x70 cm	57
Figura 26 – Armadura ativa da viga em CP com seção 50x70 cm	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classe de agressividade e qualidade do concreto	20
Tabela 2 – Valores admissíveis de tensões normais	35
Tabela 3 – Especificações da cordoalha	39
Tabela 4 – Análise dos momentos e seções	42
Tabela 5 – Resumo dos modelos de protensão	55
Tabela 6 – Comparação de quantitativos	59

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ATOPRO	Ato da protensão
CA	Concreto armado convencional
CAA	Classe de agressividade ambiental
CF	Combinação frequente
CG	Centro de gravidade
CP	Concreto protendido
CQP	Combinação quase permanente
CTNM	Combinação total não majorada
ELS	Estado limite de serviço
ELS-D	Estado-limite de descompressão
ELS-F	Estado-limite de formação de fissuras
ELS-W	Estado-limite de abertura das fissuras
ELU	Estado limite último
ENV_MAX	Envoltória máxima
FH	Força horizontal
FI	Fibras inferiores
FS	Fibras superiores
FV	Força vertical
NBR	Norma Brasileira
PR	Paraná
PTI	<i>Post-Tensioning Institute</i>
RB	Relaxação baixa
RN	Relaxação normal
RPU	Regiões de protensão uniforme
TCC	Trabalho de conclusão de curso
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná

LISTA DE SÍMBOLOS

w_k	Abertura característica de fissuras na superfície do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{ptk}	Resistência característica à tração do aço de armadura ativa
P	Força de ruptura
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço
Z	Máximo esforço de tração
a	Largura da placa de ancoragem
d	Largura do elemento estrutural
P_i	Força inicial de protensão
$\Delta P_{(x)}$	Perda por atrito ao longo do comprimento do cabo
x	Abcissa medida a partir da ancoragem
$\Sigma\alpha$	Soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e a abscissa medida a partir da ancoragem
μ	Coefficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha
k	Coefficiente de perda por metro que ocorre devido às curvaturas não intencionais do cabo
$\Delta\sigma_{p,anc}$	Perda de tensão na posição da ancoragem
E_p	Módulo de elasticidade do aço
δ	Escorregamento na ancoragem
X	Posição onde a perda de tensão é nula
σ_{pi}	Tensão da armadura na posição da ancoragem ativa
λ	Inclinação da reta
$\Delta\sigma_p$	Perda média de protensão por cabo
σ_{cp}	Tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão
σ_{cg}	Tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à carga permanente
α_p	Razão entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
$\Delta\sigma_{p,c+s}(t, t_0)$	Perda de tensão da armadura protendida provocada pela retração e fluência do concreto no intervalo (t, t_0)
(t, t_0)	Intervalo de tempo no qual serão avaliadas as perdas
t_i	Idade de aplicação dos carregamentos
$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$	Deformação normal por retração do concreto no intervalo (t, t_0)

$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluência para o intervalo (t, t_0)
$\sigma_{c,P0}$	Tensão inicial no concreto devida à protensão aplicada no instante t_0
$\Delta\sigma_{c,gi}$	Tensões no concreto devidas ao carregamento g_i , aplicados nas idades t_i sucessivas
σ_{P0}	Tensão inicial na armadura protendida devida à protensão
$ \Delta\sigma_P(t, t_0)_{c+s} $	Perda da tensão no aço, em módulo, devido à retração mais a fluência do concreto
$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$	Perda de tensão por relaxação pura do aço
f_{ctkj}	Resistência característica à tração do concreto prevista para a idade de aplicação da protensão
f_{ckj}	Resistência característica à compressão do concreto prevista para a idade de aplicação da protensão
f_{ctk}	Resistência característica à tração do concreto
M_1	Momento máximo
F_d	Valor de cálculo das ações
γ_g	Coeficiente de ponderação para as ações permanentes
$F_{Gi,k}$	Valor característico das ações permanentes
γ_q	Coeficiente de ponderação para as ações diretas variáveis
$F_{Q1,k}$	Valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação
$\psi_{0j}F_{Qj,k}$	Valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis
γ_{ap}	Peso específico aparente do concreto
R_1	Reação nos apoios
M_{sd}	Momento de cálculo
F_t	Força de tração
F_c	Força de compressão
z	Distância entre a aplicação da F_t e F_c
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
γ_c	Coeficiente de minoração
d	Altura útil da seção
b	Largura da viga
x	Posição da linha neutra
f_{pyk}	Resistência característica ao escoamento da cordoalha
M_{cabo}	Momentos devidos à protensão
l	Vão entre eixos

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Justificativa	15
1.2	Objetivos	16
1.2.1	Objetivo geral	16
1.2.2	Objetivos específicos.....	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	Sistema de descarga de grãos	17
2.2	Estruturas de concreto protendido	18
2.3	Tipos de protensão	18
2.4	Materiais para concreto protendido	19
2.4.1	Concreto.....	20
2.4.2	Ancoragens	21
2.4.3	Bainhas	22
2.4.4	Armadura ativa	23
2.4.5	Armadura de fretagem.....	24
2.4.6	Ato da Protensão.....	25
2.5	Perdas de Protensão	26
2.5.1	Perdas imediatas.....	26
<u>2.5.1.1</u>	<u>Perdas devidas ao atrito</u>	<u>26</u>
<u>2.5.1.2</u>	<u>Perdas devidas à acomodação da ancoragem</u>	<u>27</u>
<u>2.5.1.3</u>	<u>Perdas devidas ao encurtamento imediato do concreto</u>	<u>28</u>
2.5.2	Perdas progressivas.....	29
2.6	Software para engenharia de estruturas TQS	31
3	MATERIAIS E MÉTODOS	32
3.1	Projeto analisado	32
3.2	Parâmetros e critérios do TQS	34
3.3	Viga em concreto armado	36
3.4	Viga em concreto protendido	39
3.5	Determinação das perdas de protensão	40
3.6	Modelos de análise	40
3.7	Comparativo entre viga armada e protendida	41
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
4.1	Definição da seção analisada	42

4.2	Vigas com protensão	43
4.2.1	Viga em CP com seção inicialmente avaliada de 50x60 cm	43
4.2.2	Viga em CP com seção reduzida e traçado parabólico	45
4.2.3	Viga em CP com seção reduzida e traçado retilíneo	48
4.2.4	Viga em CA com seção reduzida	50
4.2.5	Capacidade de carga da viga em CP com seção 50x110 cm	52
4.2.6	Resumo das análises	54
4.3	Detalhamento da viga em CP	55
4.4	Comparação de quantitativos	59
4.5	Vantagens e desvantagens da viga em CA e CP	59
5	CONCLUSÕES	61
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	61
	REFERÊNCIAS	63
	APÊNDICE A - Projeto de tombador	66

1 INTRODUÇÃO

A engenharia das estruturas civis está em evolução de forma a buscar soluções de qualidade, durabilidade e segurança aos usuários. Nesse contexto, as inovações em materiais, projetos e execução de obras têm auxiliado não somente nos itens já citados, mas também gerado economia, redução da mão de obra e do tempo de execução.

Dentre os materiais transformadores da construção, existe o concreto de cimento Portland que surgiu no final do século XIX e por conta da sua confiabilidade atualmente é o material estrutural mais importante da construção civil e o segundo material mais consumido do mundo. (HELENE; ANDRADE, 2010; SILVA *et al.*, 2020). Alinhado a isso, surgiram inovações através de vários estudos sobre o concreto armado convencional (CA) e na década de 1920 Eugène Freyssinet exibiu os primeiros estudos e trabalhos sobre concreto protendido (CP), desenvolvendo a patente desse método construtivo e destacando-se em sua concepção. (VERÍSSIMO; CÉZAR JR, 1998).

O ramo da protensão tem ganhado espaço na construção civil, pois abrange diversos tipos de obras, como pontes, elementos pré-moldados, lajes maciças e nervuradas, reforços estruturais, obras de transportes, silos, obras especiais e industriais. Dentre esses usos, o CP tem como vantagens a limitação ou eliminação de fissuras, a redução da flecha diferida ao longo do tempo, a maior liberdade arquitetônica promovendo grandes vãos, a redução da corrosão da armadura, a maior resistência à força cortante e torção e a redução da altura da seção transversal para situações com mesma carga e vão de CA, por conta do aumento da rigidez à flexão (MIGLIORE; MIGLIORE JUNIOR; PASRSEKIAN, 2020). Além disso, de acordo com Veríssimo e César Jr (1998), estruturas em CP podem ter maior resistência à fadiga quando comparadas a estruturas em CA, pois a variação que ocorre nas tensões do aço de protensão no caso de aplicação de cargas acidentais é pequena quando comparadas à resistência característica do aço.

As obras industriais, como por exemplo as de unidades de recebimento de grãos, são obras que demandam conhecimento técnico e abrangem vários temas acerca de diversos assuntos, além de demandarem estudos, projetos bem elaborados e profissionais capacitados que busquem as melhores soluções, visto que são obras que envolvem solicitações particulares, como altas cargas de projeto, classes de

agressividade ambiental (CAA) elevadas, alto custo e pressa para finalização de obra e início de operação.

Nessas centrais existem tombadores hidráulicos, que são utilizados para fazer a descarga dos grãos dos veículos com rapidez, segurança e eficácia. Mas para que esse equipamento possa ser instalado é necessária uma base que vai receber as cargas geradas por ele e geralmente essa estrutura é feita em CA. Nesse caso, por conta das cargas aplicadas aos elementos estruturais, as peças geralmente são de grande seção transversal e alta taxa de armadura para suprir essas solicitações.

Ter soluções para esse perfil de obra industrial através de tecnologias que apresentem viabilidade econômica alinhada à rapidez de execução e à qualidade, traz vantagens para as grandes empresas graneleiras que buscam melhores resultados. Por isso, essa pesquisa tem como objetivo avaliar o uso da protensão em uma viga que suporta as cargas geradas por um tombador, comparar as soluções e o consumo de material em CA e CP.

1.1 Justificativa

O concreto protendido é uma tecnologia que está sendo bastante aceita e utilizada na construção, popularizando o uso na região oeste do Paraná, e com esse método construtivo é possível ter um melhor controle da fissuração, o uso de aços e concretos de elevadas resistências e o aperfeiçoamento de novos processos construtivos (HANAI, 2005).

Em obras industriais os esforços solicitantes geralmente são elevados, o que resulta em estruturas com grandes seções e altas taxas de armaduras. Neste contexto, o uso da protensão destaca-se devido a possibilidade de aumento da capacidade de carga ou como um fator de redução das dimensões das peças estruturais, podendo reduzir a altura da seção transversal de vigas de 20% a 35% quando comparados o mesmo vão e cargas de vigas em CA, conseguindo reduzir o volume de concreto (MIGLIORE; MIGLIORE JUNIOR; PASRSEKIAN, 2020).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar o uso da protensão em uma viga que suporta as cargas geradas por um tombador de grãos.

1.2.2 Objetivos específicos

- Avaliar a influência do traçado do cabo na capacidade de carga da viga protendida;
- Avaliar o uso da protensão em estruturas com elevada carga acidental;
- Comparar as vantagens e desvantagens do uso da viga protendida em relação à viga de concreto armado convencional para uma estrutura de tombador de cargas;
- Comparar a seção da peça, quantitativos e volumes de materiais entre os dois métodos construtivos;
- Utilizar o *software* de estruturas TQS Unipro_LP&S versão v23 para análise, dimensionamento e detalhamento da viga analisada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para toda e qualquer pesquisa é de suma importância a revisão teórica como um referencial de estudo. Por isso, os itens a seguir apresentados oferecem informações sobre o estudo em questão.

2.1 Sistema de descarga de grãos

O Brasil possui o *slogan* nacional de ser “o celeiro do mundo”, isso por conta das exportações de produtos agrícolas e por ser um dos maiores produtores mundiais de alimentos e fibras. Para se ter ideia, 34% das terras brasileiras são utilizadas para o cultivo agrícola, além da área de 103,3 milhões de hectares de reserva que também pode ser destinada a esse uso (SCOLARI, 2005).

Por conta desse grande volume de produção de grãos, e visando a manutenção da qualidade dos produtos, é de suma importância a existência de indústrias de beneficiamento e armazenagem de grãos. Mas, em épocas de colheita, a agilidade na descarga é crucial. Por isso, muitas empresas utilizam plataformas de descarga de grãos, denominadas tombadores (FIGURA 1), que auxiliam na descarga desses insumos, com maior segurança, suportando veículos pesados e carregados, através de sistemas hidráulicos. Além disso, a descarga é executada sobre uma moega, que realiza a dosagem dos grãos, enviando-os posteriormente para os silos de armazenagem, para secagem ou distribuição (BINATTI; CASTRO, 2020).

Figura 1 – Tombador de cargas



Fonte: SAUR (2016)

Esses tombadores geralmente são fixados em estruturas de concreto com sistema de cobertura e fechamentos laterais, de modo a evitar a incidência dos ventos.

2.2 Estruturas de concreto protendido

São diversas as estruturas que podem utilizar o CP: vigas, lajes, pisos, pontes, viadutos, pré-moldados, silos e reservatórios. O CP é um sistema que resiste à altas cargas e promove maior liberdade arquitetônica quando comparado com o CA. Leonhardt (2007) explica que a protensão possibilita grandes vãos, estruturas mais esbeltas e com menor peso próprio, por conta das altas resistências do aço e do concreto.

Isso ocorre pois o concreto resiste bem à compressão, mas sua contribuição nos esforços de tração é da ordem de 10% da resistência à compressão. Já o aço resiste bem nas duas solicitações. Ao realizar a protensão, são introduzidos esforços prévios ao concreto com intenção de eliminar ou reduzir os esforços de tração quando atuam cargas externas (VERÍSSIMO; CÉSAR JR, 1998).

Além disso, a altura da seção transversal de estruturas de CP é aproximadamente de 65% a 80% da seção para o mesmo vão e mesma carga em estruturas de CA, o que também proporciona redução no consumo de concreto (MIGLIORE; MIGLIORE JUNIOR; PASRSEKIAN, 2020).

Essa tecnologia se destaca na construção de pontes no Brasil desde 1948, quando foi executada a primeira obra em CP no país, através do sistema Freyssinet. Essa obra foi denominada Ponte do Galeão e está localizada no Rio de Janeiro (VERÍSSIMO; CÉSAR JR, 1998).

2.3 Tipos de protensão

Cholfe e Bonilha (2013) apresentam que a classificação da protensão é realizada quanto ao seu processo executivo. A pré-tração ocorre geralmente em fábricas de estruturas pré-moldadas e a armadura é protendida antes da concretagem, de modo que a ancoragem no concreto é dada pela própria aderência entre os elementos. A pós-tração ocorre quando a armadura ativa é protendida após a concretagem e endurecimento do concreto, podendo ser com aderência posterior,

onde é injetada na bainha uma calda de cimento, destacando-se obras de pontes e viadutos com esse método, ou sem aderência posterior, na qual a força de protensão é transferida ao elemento estrutural pelas ancoragens e a cordoalha utilizada é engraxada. Esse último sistema é muito utilizado em lajes planas e nervuradas. Também é possível realizar a pós-tração externa, que é utilizada em geral para reforços estruturais, e nesse caso, a armadura ativa fica fora da seção de concreto.

Como no CA, as estruturas em CP devem ser dimensionadas e analisadas nos estados limites e para isso, devem ser avaliados os níveis de protensão. Alinhando o que é apresentado por Hanai (2005), Leonhardt (2007) e pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) é possível especificar esses níveis como:

- a) Protensão completa (nível 3): utilizada em pré-tração com classe de agressividade ambiental (CAA) III e IV, respeitando o estado limite de formação de fissuras (ELS-F), protegendo assim as armaduras da corrosão;
- b) Protensão limitada (nível 2): utilizada em pré-tração com CAA II ou pós-tração considerando CAA III e IV, de forma que a probabilidade de ocorrer fissuras é muito pequena e quando formadas são estreitas, pois as tensões de tração no concreto não ultrapassam o valor admissível;
- c) Protensão parcial (nível 1): recomendada em pré-tração considerando CAA I ou pós-tração com CAA I e II. É respeitado o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), de modo que deve ser respeitado o limite da NBR 6118 (ABNT, 2014) de abertura característica de fissuras na superfície do concreto (w_k) \leq 0,2mm.

Os limites acima citados não eliminam a possibilidade de utilizar os níveis de protensão para CAA menores do que as citadas, desde que sejam mantidos os valores máximos dos estados limites especificados. Desta forma, tanto na pré-tração com aderência, como na pós-tração com ou sem aderência é possível utilizar todos os níveis de proteção citados, desde que respeitados os limites impostos.

2.4 Materiais para concreto protendido

Como o CP utiliza de técnicas aprimoradas, há a necessidade de um controle tecnológico mais rigoroso de todos os materiais empregados, além da importância da

mão de obra especializada. Muitas melhorias e inovações têm sido lançadas nacionalmente, o que amplia a área do conhecimento do CP e gera facilidade e confiabilidade perante ao sistema construtivo.

2.4.1 Concreto

A resistência característica à compressão (f_{ck}) dos concretos empregados nesse método construtivo são maiores do que as utilizadas em CA (TABELA 1). A utilização desses valores de resistência é importante para que o concreto resista à força de protensão aplicada, para a redução da seção da peça e para o aumento do módulo de deformação, contribuindo no efeito da perda de protensão que ocorre devido à retração e fluência do concreto (HANAI, 2005).

Por isso, é essencial o controle tecnológico do concreto em obra, por meio do rompimento dos corpos de prova para aferir se a resistência especificada em projeto foi atingida para que possa ser realizado o ato da protensão ou liberação da estrutura.

Desta forma, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define os valores mínimos de resistência para as estruturas de CA e CP, conforme apresentado na Tabela 1, onde se verifica que a classe de concreto varia conforme a CAA no qual a estrutura estará localizada, sendo o f_{ck} mínimo para o CP igual a 25 MPa.

Tabela 1 – Classe de agressividade e qualidade do concreto (Tabela 7.1 da NBR 6118)

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1 da NBR 6118)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

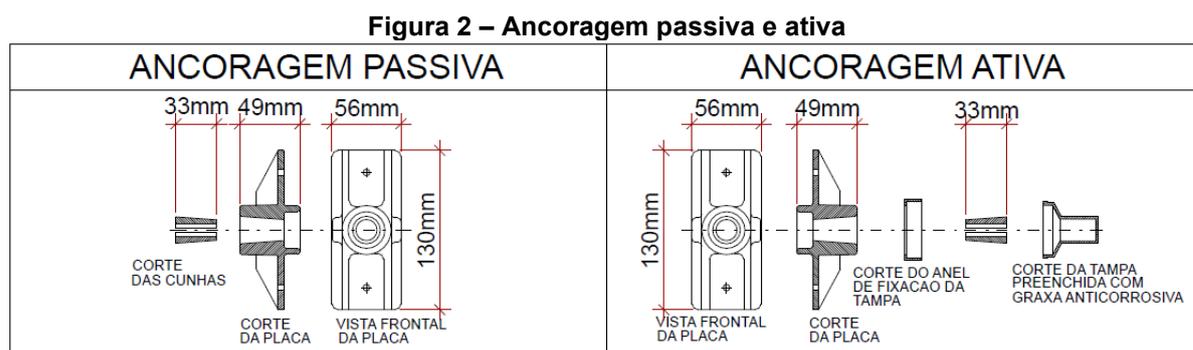
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

2.4.2 Ancoragens

Existem particularidades nas ancoragens de cada método de protensão. Como neste estudo foi utilizado o sistema de pós-tração com cordoalha engraxada, será dado enfoque nos elementos de ancoragem utilizados no método construtivo pós-tracionado não aderente.

Segundo Cauduro (2002), a força de protensão é transferida ao concreto através da placa de ancoragem. As ancoragens são realizadas com placas de aço e cunhas de fixação instaladas nas duas extremidades do cabo, de maneira que a extremidade com ancoragem passiva fica dentro do concreto, enquanto a ancoragem ativa é posicionada na borda da estrutura, permitindo o estiramento do cabo. Na Figura 2 são apresentados os componentes das ancoragens ativas e passivas.



Fonte: Lever Protensão (2022)

Para facilitar e agilizar o processo de instalação das ancoragens, algumas empresas realizam o corte dos cabos e o travamento das ancoragens passivas fora do canteiro de obras, em central de corte, onde os materiais ficam protegidos de intempéries. Esta etapa é denominada como pré-blocagem e está apresentada na Figura 3, de forma que os cabos estão prontos para serem levados para a obra, podendo iniciar o processo de instalação dos mesmos.

Figura 3 – Cabos cortados, enrolados e pré-blocados

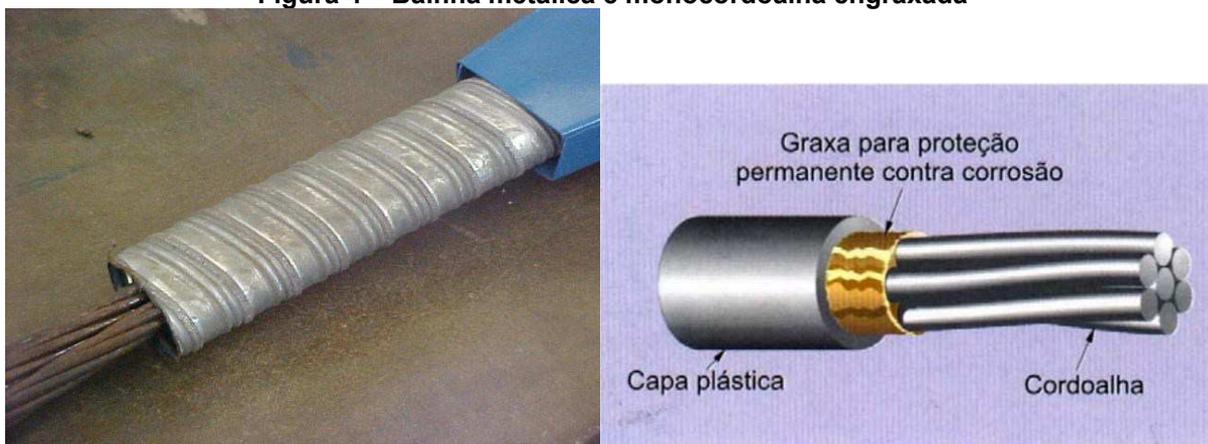


Fonte: Aatoria própria (2022)

2.4.3 Bainhas

No sistema de CP pós-tracionado, com ou sem aderência, são utilizadas bainhas, que podem ser metálicas ou de polipropileno (FIGURA 4), quando a cordoalha é engraxada, com finalidade da utilização da graxa não apenas para proteção permanente contra a corrosão, mas também para que o alongamento dessa cordoalha no ato da protensão possa ocorrer livremente.

Figura 4 – Bainha metálica e monocordoalha engraxada



Fonte: Adaptado de Bastos (2018) e Hanai (2005)

2.4.4 Armadura ativa

Outro elemento de muita importância e que deve ser aferido a cada lote é a armadura ativa utilizada no CP. As propriedades mecânicas requeridas, bem como as classificações dos fios e cordoalhas são indicadas nas normas NBR 7482 (ABNT, 2020) e NBR 7483 (ABNT, 2021).

Bastos (2018) explica que a armadura ativa é caracterizada por sua elevada resistência e por não possuir patamar de escoamento. Além disso, esse material deve apresentar ductilidade antes da ruptura, permitindo grandes alongamentos, boas propriedades de aderência, baixa relaxação, reduzindo as perdas, e boa resistência à fadiga e à corrosão. Atualmente, em cada bobina de fios e cordoalhas vendida é fornecido um certificado de qualidade, que especifica os resultados dos ensaios realizados no lote do material adquirido, como a carga de ruptura, módulo de elasticidade, peso da graxa, diâmetro da cordoalha e outras informações.

Este aço pode ser apresentado de 3 formas:

- a) fios trefilados de aço, com diâmetros de 3 a 8 mm, fornecidos em rolos ou bobinas;
- b) barras laminadas à quente de aço-liga de alta resistência, com diâmetros maiores que 12 mm, possuindo comprimento limitado;
- c) cordoalhas, que são fios enrolados em hélice, contendo 3 ou 7 fios, conforme apresentado na Figura 5, sendo fornecidos em bobinas.

Figura 5 – Cordoalha de 7 fios engraxada



Fonte: ArcelorMittal (2021)

Além de sua classificação através da resistência característica à tração (f_{ptk}), esses aços também são classificados quanto ao nível de relaxação, que é a perda de tensão do aço estirado, devido ao tempo, mantendo o comprimento e temperatura constantes. Existem dois tipos: a relaxação normal (RN) e a relaxação baixa (RB), sendo que o último possui melhores características que reduzem as perdas de tensão por relaxação (BASTOS, 2018).

Cholfe e Bonilha (2013) citam que os aços de armadura ativa mais utilizados são os das categorias CP 190 RB e CP 210 RB, com f_{ptk} de 1900 MPa e 2100 MPa, respectivamente.

2.4.5 Armadura de fretagem

Segundo Emerick (2002), a armadura de fretagem é essencial para combater as tensões de tração que ocorrem no concreto devidas à força de protensão. Essa armadura fica concentrada na região das ancoragens, e o método utilizado para defini-la fica a cargo do calculista, mas existem recomendações bibliográficas que podem ser utilizadas, como por exemplo o *Manual do Post-Tensioning Institute (PTI)*.

Por conta da perturbação ocorrida ao aplicar a força de protensão, a distribuição das tensões de compressão não é uniforme ao longo de certo trecho, e pode ser representada através de bielas inclinadas. Para o equilíbrio, é necessário que haja esforços transversais de tração, produzindo o fendilhamento lateral da estrutura. Por isso, a armadura de fretagem trata-se de uma armadura de fendilhamento (FUSCO, 1995).

Na Figura 6 é apresentada a especificação da armadura de fretagem do projeto e a executada em obra, onde estão identificadas como N1, N2 e N3. Este padrão de armadura é utilizado em lajes protendidas. No caso de vigas, comumente são utilizadas armaduras de fretagem em hélice ou estribos.

Almeida *et al.* (2020) constataram em seu estudo, que o uso de armaduras de fretagem na forma de estribos em vigas promove reduções relevantes na falha à tração, mas à compressão não favorece alterações significativas.

Para o cálculo dessa armadura, Almeida *et al.* (2020) simplificaram a determinação do máximo esforço de tração (Z) através da Equação 1 e para a

determinação da área de aço, é necessário dividir o valor obtido pela resistência de cálculo do aço (f_{yd}) que será utilizado.

$$Z = 0,25P \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (1)$$

Onde,

P é a força de ruptura;

a é a largura da placa de ancoragem;

d é a largura do elemento estrutural.

Figura 6 – Armadura de fretagem



Fonte: Adaptado de Lever Protensão (2022)

2.4.6 Ato da Protensão

Para a realização do ato da protensão no sistema construtivo com monocordoalhas não aderentes são utilizados macacos hidráulicos e bombas calibradas no ato da protensão, conforme demonstrado na Figura 7, onde o macaco tensiona uma cordoalha por vez. Estas, por sua vez, são fixadas através das garras do macaco hidráulico e esticadas até que seja atingida a força de protensão necessária. Para isso, o manômetro da bomba é calibrado para que seja atingida a pressão de projeto, obtida através da força de protensão pré-definida pelo calculista. No momento da retirada do macaco hidráulico, as cunhas são fixadas e ocorre um dos tipos de perda de protensão, que é devido à acomodação da cunha (EMERICK, 2002).

Esta etapa de protensão, assim como a instalação das cordoalhas, necessita mão de obra especializada e equipamentos calibrados periodicamente, para maior segurança do sistema e qualidade da estrutura.

Figura 7 – Macaco hidráulico e bomba para protensão



Fonte: Autoria própria (2022)

2.5 Perdas de Protensão

Num projeto de CP devem ser previstas as perdas de protensão que ocorrem devidas à força inicial de protensão (P_i) aplicada para no tensionamento dos cabos e essa análise deve ocorrer antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo e da vida útil da estrutura (perdas progressivas) (CHOLFE; BONILHA, 2013).

2.5.1 Perdas imediatas

Essas perdas ocorrem no momento da transferência da força de protensão para as seções de concreto, que são perdas devidas ao atrito, à acomodação da ancoragem e ao encurtamento imediato do concreto.

2.5.1.1 Perdas devidas ao atrito

São as perdas resultantes do atrito que ocorre entre a cordoalha e a bainha por conta das oscilações de alturas (CAUDURO, 2002). Para o cálculo dessas perdas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza a Equação 2:

$$\Delta P_{(x)} = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (2)$$

Onde:

$\Delta P_{(x)}$ é a perda por atrito ao longo do comprimento do cabo, em kN;

x é a abcissa de onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, em m;

$\sum \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto x , expressa em radianos (rad);

μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha, utilizado o valor de 0,05 para a cordoalha engraxada;

k é o coeficiente de perda por metro que ocorre devido às curvaturas não intencionais do cabo;

2.5.1.2 Perdas devidas à acomodação da ancoragem

Esse tipo de perda ocorre por conta do escorregamento dos fios e acomodação das cunhas, provocando uma queda de tensão (CATUZZO, 2017). Bastos (2018) apresenta como ocorre essa perda através da Figura 8 e demonstra que essa perda pode ser determinada com base na Lei de Hooke, através da Equação 3, já que a identificação dessas perdas através da NBR 6118 (ABNT, 2014) deve ser determinada experimentalmente ou devem ser adotados os valores fornecidos pelos fabricantes de ancoragem.

$$\Delta \sigma_{p,anc} = 2E_p \frac{\delta}{X} \quad (3)$$

Onde:

$\Delta \sigma_{p,anc}$ é a perda de tensão na posição da ancoragem;

E_p é o módulo de elasticidade do aço, em MPa;

δ é o escorregamento na ancoragem;

X é a posição onde a perda de tensão é nula e pode ser obtida através da Equação 4.

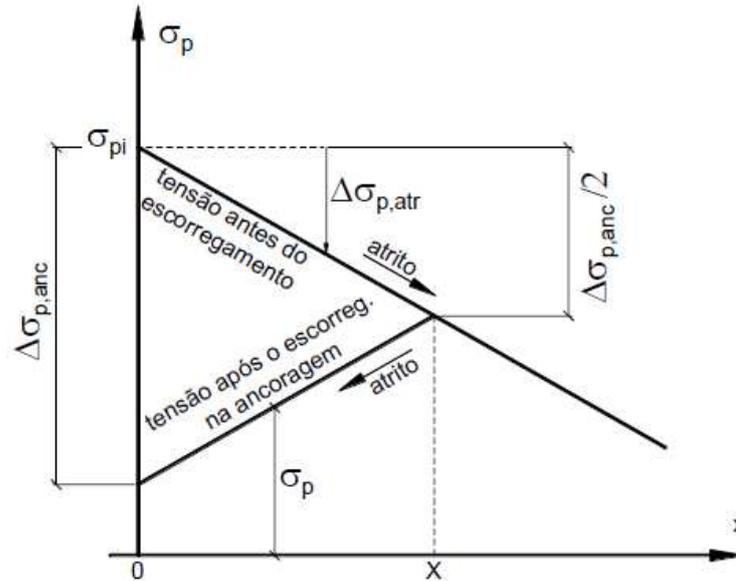
$$X = \sqrt{\frac{E_p \delta}{\sigma_{pi} \lambda}} \quad (4)$$

De modo que:

σ_{pi} é a tensão da armadura na posição da ancoragem ativa;

λ é um valor que depende da curvatura da armadura e do atrito.

Figura 8 – Perda de tensão por atrito e por escorregamento na ancoragem



Fonte: Bastos (2018)

2.5.1.3 Perdas devidas ao encurtamento imediato do concreto

Essa perda ocorre por conta da protensão individual de cada cabo, de forma que a deformação que ocorre no concreto faz com que os cabos já tracionados tenham perdas, o que não ocorre quando os cabos são estendidos todos juntos (BASTOS, 2018). Desta forma, é possível calcular essa perda através da Equação 5, obtida pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (5)$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$ é a perda média de protensão por cabo, em MPa;

σ_{cp} é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, por conta da protensão simultânea dos “n” cabos;

σ_{cg} é a tensão no mesmo ponto, devido à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada pela protensão;

α_p é a razão entre o módulo de elasticidade do aço (E_p) e do concreto (E_c), conforme representado na Equação 6.

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (6)$$

2.5.2 Perdas progressivas

Cholfe e Bonilha (2013) explicam que as perdas ocorridas por relaxação pura do aço de protensão são medidas com comprimento ancorado, produzindo deformações constantes. Esse fenômeno é avaliado em laboratório através do procedimento apresentado na NBR 7484 (ABNT, 2020), com tempo de duração do ensaio de 1000 horas.

Segundo Carvalho (2012) e analisando em conjunto com a NBR 6118 (ABNT, 2014), as perdas progressivas são aquelas que ocorrem ao longo do tempo, devido à natureza do aço e do concreto. Elas são decorrentes da retração e fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão:

- a. As perdas devidas à retração do concreto ocorrem por conta da variação volumétrica do concreto e é variável conforme a incidência de diversos fatores, como umidade, temperatura do ambiente, espessura da peça e quantidade de água (CARVALHO, 2012);
- b. As perdas devidas à fluência do concreto ocorrem pois ela é o aumento lento da deformação sob a aplicação de uma tensão permanente, visto que é influenciada pelas tensões capilares que ocorrem dentro do concreto. Essas deformações são causadas pela microfissuração que ocorre por conta da retração de secagem (CATUZZO, 2017);
- c. É a relaxação do aço que faz com que a tensão de protensão, inserida no momento da aplicação da força, vá caindo ao longo do tempo. Essa perda por relaxação do aço de protensão depende da tensão em que o aço está estirado, mas na prática ela será menor do que a perda por relaxação pura, visto que ela decresce por conta de outras perdas (CARVALHO, 2012).

Os resultados das perdas totais e parciais que ocorrem devidas à retração e fluência do concreto e à relaxação da armadura devem ser obtidos através da interação desses fatores, podendo-se admitir aderência entre a armadura e o concreto, de modo que a peça permaneça no estágio I (ABNT NBR 6118, 2014).

Para a determinação dessas perdas, Cholfe e Bonilha (2013) apresentam a “Fórmula derivada do método da tensão média”, que seria a substituição dos símbolos simplificados e apresentados separadamente pela NBR 6118 (ABNT, 2014), apresentada na Equação 7.

$$\Delta\sigma_{P,c+s}(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p + \alpha_p\varphi(t, t_0) (\sigma_{c,P0} + \sigma_{c,g}) + \alpha_p \sum_i [\Delta\sigma_{c,gi}\varphi(t, t_0)]}{\left[1 - \alpha_p \left(\frac{\sigma_{c,P0}}{\sigma_{P0}}\right) \left(1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2}\right)\right]} \quad (7)$$

Onde:

$\Delta\sigma_{P,c+s}(t, t_0)$ é a perda de tensão da armadura protendida provocada pela retração e fluência do concreto no intervalo (t, t_0) ;

(t, t_0) é o intervalo de tempo (idades fictícias) no qual serão avaliadas as perdas;

t_i é a idade fictícia de aplicação dos carregamentos;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ é a deformação normal por retração do concreto no intervalo (t, t_0) ;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

$\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência para o intervalo (t, t_0) ;

$\sigma_{c,P0}$ é a tensão inicial no concreto devida à protensão aplicada no instante t_0 (decontadas as perdas imediatas);

$\sigma_{c,g}$ é a tensão no concreto devida às ações permanentes mobilizadas pela protensão instante t_0 ;

$\Delta\sigma_{c,gi}$ são as tensões no concreto devidas ao carregamento g_i , aplicados nas idades t_i sucessivas;

σ_{P0} é a tensão inicial na armadura protendida devida à protensão, obtida pela razão da carga inicial pela área de armadura de protensão.

As perdas por relaxação relativa, que são as que ocorrem nas estruturas de CP, são determinadas através da Equação 8.

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)_{,rel} = \Delta\sigma_{pr}(t, t_0) \left[1 - 2 \left(\frac{|\Delta\sigma_P(t, t_0)_{,c+s}|}{\sigma_{Pi}}\right)\right] \quad (8)$$

Em que:

$|\Delta\sigma_P(t, t_0)_{,c+s}|$ é a perda da tensão no aço, em módulo, devido à retração mais a fluência do concreto;

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ é a perda de tensão por relaxação pura do aço;

σ_{Pi} é a tensão no aço, determinada após as perdas imediatas mais os efeitos de ações permanentes posteriores.

2.6 Software para engenharia de estruturas TQS

A TQS atua no ramo da engenharia civil auxiliando engenheiros no desenvolvimento de projetos de estruturas desde 1986. A versão 23 deste *software* possui o recurso de cálculo de lajes e vigas protendidas através do modelo VI, que trata os efeitos de protensão num modelo tridimensional, calculando-os de forma mais adequada do que no modelo bidimensional, de forma que o cálculo das perdas de protensão é realizado de forma automática e são gerados diagramas de esforços e fissuração na estrutura para cada combinação de cálculo (TQS, 2022).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho foi dimensionada uma viga que recebe o carregamento de um tombador de grãos, utilizando concreto protendido, tendo como variável o traçado do cabo de protensão, seguindo as recomendações da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), e comparando os resultados obtidos com a mesma viga dimensionada em CA.

Por se tratar de uma estrutura localizada em área industrial, mesmo que sem contato com agentes químicos, foi considerada a CAA III para o projeto em questão, que é definida através da NBR 6118 (ABNT, 2014) como forte, tendo grande risco de deterioração da estrutura.

Para os dimensionamentos das vigas em concreto armado e concreto protendido foi utilizado o programa computacional TQS versão 23 (TQS, 2022).

3.1 Projeto analisado

Para o dimensionamento da viga foi utilizado um projeto padrão de tombador que está apresentado no Apêndice A, adaptado com base no catálogo de plataformas de descarga para granéis da SAUR (2021), sendo dimensionada a viga que recebe os mancais A e B para o apoio fixo do tombador, conforme apresentado na Figura 9.

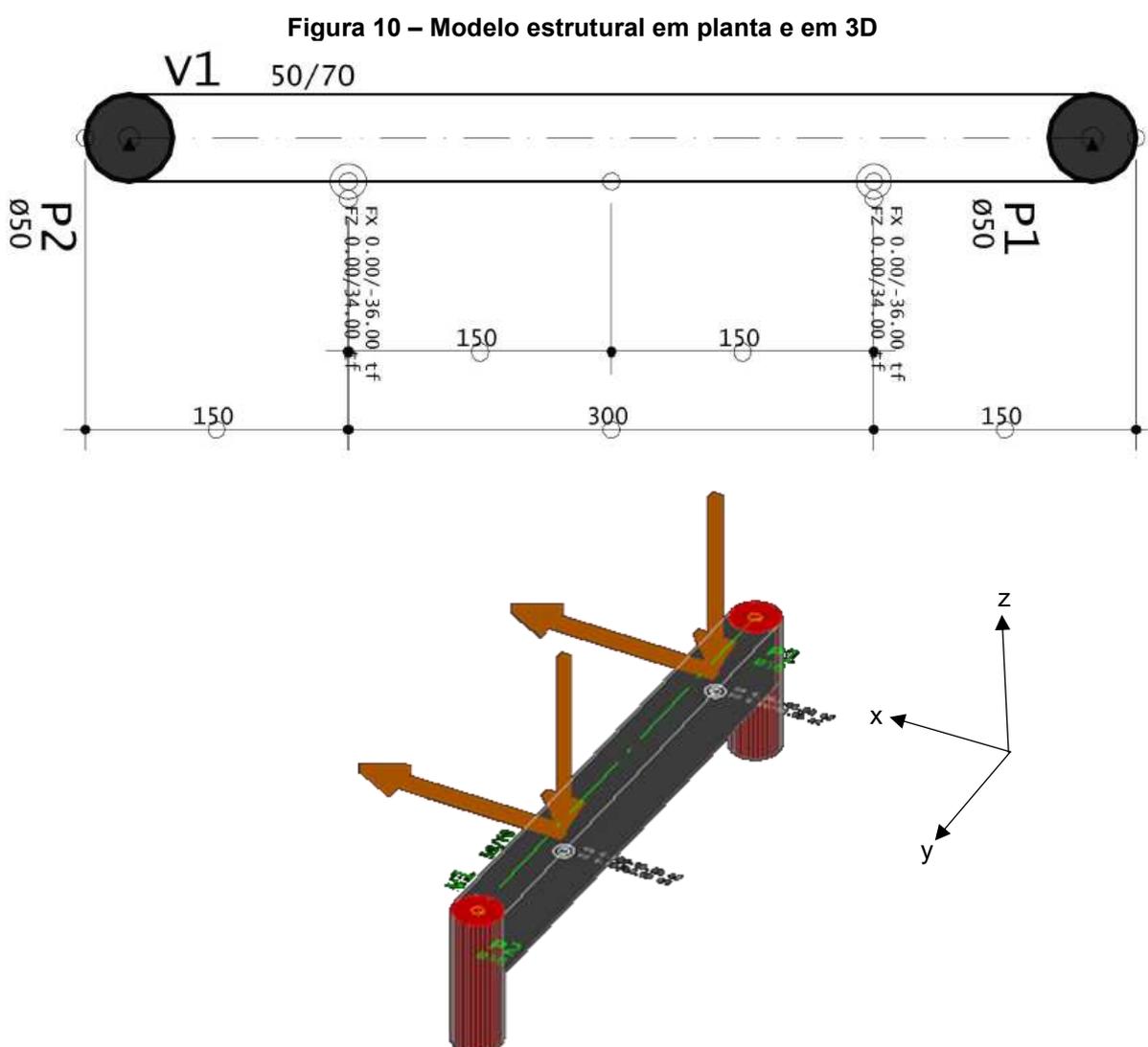
Figura 9 – Detalhe “y”: mancais para o apoio fixo do tombador



Fonte: Adaptado de SAUR (2021)

O comprimento total da viga é de 6 m e para o lançamento em *software* foram considerados pilares circulares de diâmetro de 50 cm, resultando em um vão entre eixos de 5,50 m. O modelo estrutural utilizado no TQS está apresentado na Figura 10,

onde as cargas que são transferidas para a viga através dos mancais foram aplicadas através de cargas concentradas. Além disso, a plataforma especificada no projeto suporta caminhões de até 30 metros de comprimento e as cargas que podem ser aplicadas estão especificadas no quadro de estados de cargas apresentado na prancha do Apêndice A. Considerando esse quadro, foram utilizados para o dimensionamento os maiores valores atuantes de cargas que podem ocorrer nos mancais A e B, sem considerar as cargas de vento, já que existe em projeto uma estrutura externa própria para conter esses esforços. Desta forma, é possível foram consideradas tanto para o mancal A, quanto para o mancal B as cargas de +36 ton e -36 ton para força horizontal (FH) e -34 ton para força vertical (FV).



Fonte: Autoria própria (2022)

Estas são cargas acidentais, definidas na NBR 8681 (ABNT, 2003) como ações variáveis atuantes nas estruturas em função do seu uso, ou seja, apresentam variações consideráveis ao longo da vida útil da construção. Além disso, foram consideradas no cálculo as ações permanentes, devidas ao peso próprio da estrutura. Não foi avaliada neste trabalho a resistência à fadiga.

O carregamento do projeto em questão é adotado como normal, pois é previsto para a estrutura e é necessária a verificação da sua segurança tanto para o estado limite último (ELU), como para o estado limite de serviço (ELS).

3.2 Parâmetros e critérios do TQS

No programa TQS foram adotados os parâmetros de dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2014) como f_{ck} do concreto, cobrimento das estruturas e outros, itens que foram avaliados antes das análises e dimensionamento. Estes itens diferem para CA e CP, por isso foram descritos e especificados separadamente, conforme a modalidade construtiva e são apresentados a seguir.

Com relação à armadura de protensão, foi adotada a cordoalha engraxada CP 190 RB, de diâmetro 12,7 mm, pois em Toledo, no Paraná (PR), o uso de protensão não aderente aumentou consideravelmente nos últimos anos. Para isso, foram considerados os dados já citados na revisão bibliográfica deste estudo e também informações de execução adotadas atualmente na região oeste do Paraná.

Como premissa, foram considerados os ponderadores de cálculo com base na NBR 6118 (ABNT, 2014) tanto nas verificações de ELU, como em ELS, de modo que para as cargas acidentais foram adotados os fatores de redução para locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas, onde $\psi_0=0,7$, $\psi_1=0,6$ e $\psi_2=0,4$. Além disso, as cargas de ventos não foram analisadas neste projeto, por conta da consideração de utilização de estruturas metálicas impedindo a incidência dos mesmos sobre a estrutura e o equipamento em questão.

As tensões máximas de tração e compressão no ELU, verificadas no ato da protensão (ATOPRO), e ELS podem ser analisadas através da Tabela 2, de modo que as combinações de serviço que devem ser utilizadas estão especificadas na Tabela 13.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) para CAA III, como combinação frequente (CF) para

ELS-F e combinação quase permanente (CQP) para o estado-limite de descompressão (ELS-D). Além disso, o TQS também utiliza outras combinações além destas especificadas na norma, para que sejam verificadas diversas possibilidades de combinações, de forma a avaliar aprimoradamente a estrutura em análise.

Tabela 2 – Valores admissíveis de tensões normais

Verificação	Carregamento	Tração	Compressão
ELU			
Item 17.2.4.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014)	ATOPRO	$1,2f_{ctkj}$	$0,7f_{ckj}$
ELS-F			
Item 17.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)	CF	$1,5f_{ctk}$	$0,6f_{ck}$
ELS-D			
Item 17.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)	CQP	$0f_{ctk}$	$0,6f_{ck}$

Fonte: Autoria própria (2022)

Para a armadura ativa foram configuradas algumas informações acerca do material utilizado no programa, como módulo de elasticidade e coeficientes de perdas, considerando 6 mm de perda por retrocesso da cunha, que segundo Cauduro (2002) está dentro dos valores habitualmente considerados. Além disso, foi adotado como espaçamento máximo de análise das seções 50 cm para obter maiores informações do traçado e elevações para fixação das cordoalhas. Para que possa ser liberada a protensão da viga em questão, a resistência à compressão do concreto f_{ckj} deve ser de no mínimo 21 MPa, considerando protensão com 7 dias e atendendo aos critérios do item 17.2.4.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como critério de detalhamento foi especificado que deve ser adotado um trecho reto nas ancoragens ativas e passivas de 50 cm e cotas da face inferior do cabo, por questões de agilidade de instalação dessas armaduras em obra.

Para o dimensionamento da viga em CP, foi utilizado o sistema de lançamento através de regiões de protensão uniformes (RPU) no *software*.

3.3 Viga em concreto armado

De acordo com o projeto apresentado no Apêndice A, a seção da viga em CA deve ter largura mínima de 50 cm para fixação dos mancais, e a altura sugerida é de 110 cm, mas para serem comparadas as condições das vigas em CA e CP foi realizada a avaliação da seção da viga que pode ser utilizada em CA para os carregamentos verticais de 34 ton em cada mancal, além da consideração do peso próprio da viga.

Considerando a CAA III, a classe de resistência do concreto adotada para o CA é C30 e a armadura utilizada para a viga em CA é composta de barras de CA50, sendo a norma que estabelece os requisitos para esse tipo de aço a NBR 7480 (ABNT, 2008).

Para verificar o momento máximo (M_1) que é obtido utilizando as combinações últimas normais quando aplicadas as cargas máximas verticais deve ser utilizada a Equação 9, desta forma é calculada a majoração das cargas, equação que é apresentada na NBR 8681 (ABNT, 2003). Os coeficientes apresentados foram adotados considerando as tabelas 11.1 e 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (9)$$

Onde:

F_d representa os valores de cálculo das ações;

γ_g é o coeficiente de ponderação para as ações permanentes, adotado 1,4;

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

γ_q é o coeficiente de ponderação para as ações diretas variáveis, adotado 1,4;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j} F_{Qj,k}$ representa o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

Para o cálculo do peso próprio foi utilizada a NBR 6120 (ABNT, 2019), que define como 25 kN/m³ o peso específico aparente do concreto armado (γ_{ap}).

Multiplicando este valor pela área da seção da viga é possível obter o carregamento devido ao peso próprio da estrutura por unidade de comprimento.

Tendo esses valores das cargas, é possível verificar qual o valor do momento máximo devido às cargas verticais aplicadas na estrutura. Para a viga proposta no projeto será desenvolvido o cálculo do momento máximo aplicado através da verificação do valor da reação nos apoios (R_1). Já para as outras seções, será verificado esse valor através de planilha do Excel, alterando apenas os valores de seção. Os resultados estão apresentados no item Resultados e Discussões.

Utilizando os valores em unidades de tf e m é possível obter o valor de R_1 através da condição de equilíbrio por meio da somatória de forças:

$$R_1 = \gamma_g \cdot \gamma_{ap} \cdot b \cdot h \cdot x + \gamma_q \cdot F_{Q1,k}$$

Onde x representa a distância do ponto de aplicação da carga ao ponto de referência.

$$R_1 = 1,4 \cdot 2,5tf/m^3 \cdot 0,5m \cdot 1,1m \cdot 2,75m + 1,4 \cdot 34tf$$

$$R_1 = 52,89 tf$$

Para o cálculo de M_1 é adotado o mesmo padrão de condição de equilíbrio através da somatória de momentos:

$$M_1 = R_1 \cdot x_1 - \gamma_q \cdot F_{Q1,k} \cdot x_2 - \gamma_g \cdot \gamma_{ap} \cdot b \cdot h \cdot x_3 \cdot \frac{x_3}{2}$$

$$M_1 = 52,89tf \cdot 2,75m - 1,4 \cdot 34tf \cdot 1,5m - 1,4 \cdot 2,5tf/m^3 \cdot 0,5m \cdot 1,1m \cdot 5,5m \cdot \frac{5,5m}{2}$$

$$M_1 = 44,94 tf \cdot m$$

Já para a avaliação de qual seção em CA suporta as cargas a que a viga está submetida, é realizada a verificação da capacidade máxima de cada seção analisada, as quais são comparadas com os momentos aplicados para o ELU.

Para o cálculo do momento de cálculo (M_{sd}) que pode ser aplicado na estrutura analisada, é utilizada a Equação 10, calculando o momento a partir do ponto de consideração da força de tração (F_t), através da análise do diagrama parábola-retângulo definido na NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo a tensão de pico avaliada no ponto de consideração da força de compressão (F_c).

$$M_{sd} = F_c z \quad (10)$$

Onde:

z representa a distância entre a aplicação da F_t e F_c e é igual a $d - 0,4x$;

F_c é a força resistente de cálculo e é igual a $0,85f_{cd}0,8xb$.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota como hipótese básica a tensão de pico sendo $0,85f_{cd}$, substituindo o diagrama por um retângulo de profundidade $0,8x$. Com isso, desenvolvendo a Equação 10 é possível obter a Equação 11.

$$M_{sd} = 0,85f_{cd}0,8xb(d - 0,4x) \quad (11)$$

Onde,

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ é a resistência de cálculo à compressão do concreto, sendo γ_c o coeficiente de minoração adotado igual a 1,4;

d é a altura útil da seção, contada da face superior da viga até o eixo da armadura positiva adotada;

b é a largura da viga;

x é a posição da linha neutra.

O item 14.6.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) especifica que para que seja proporcionado o adequado comportamento dútil em vigas, $x/d \leq 0,45$, por isso foi adotado nesta análise $x = 0,45d$.

Para o caso em questão será adotado por segurança $d = h - 10$ (em cm), sendo h a altura da viga, e os 10 cm a serem subtraídos são referentes ao cobrimento da estrutura e a armadura passiva positiva a ser considerada.

Para as dimensões sugeridas pelo projeto, viga de 50x110 cm, foi realizado o cálculo do momento máximo que a viga suporta, tomando como base a Equação 11 e está descrito abaixo. Para as demais seções, com variação da altura a cada 10 cm foi calculado utilizando planilha configurada do Excel, ajustando apenas as dimensões necessárias. Os resultados estão apresentados no item Resultados e Discussões.

$$M_{sd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} 0,8(0,45d)b[d - 0,4(0,45d)]$$

Sabendo que $d=110-10=100$ cm, e lançando os valores numéricos em unidades de tf e m, tem-se que:

$$M_{sd} = 0,85 \cdot \frac{3}{1,4} \cdot 0,8(0,45 \cdot 1) \cdot 0,5 \cdot (1 - 0,4(0,45 \cdot 1))$$

$$M_{sd} = 268,84 \text{ tf.m}$$

O cálculo para o dimensionamento e detalhamento da viga em CA para este trabalho foi realizado com base na NBR 6118 (ABNT, 2014), utilizando o *software* de dimensionamento TQS versão 23.

3.4 Viga em concreto protendido

A viga de concreto protendido foi dimensionada considerando o sistema de pós-tração com cordoalha engraxada de 7 fios envolta por bainha plastificada (CP 190 RB), com diâmetro nominal de 12,7 mm, normatizada pela NBR 7483 (ABNT, 2021). As especificações desse produto foram obtidas com base no catálogo da ArcelorMittal (2021), e estão apresentadas na Tabela 3. Além disso, a classe de concreto mínima que foi adotada nesse caso é C35 para estruturas protendidas com CAA III, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 3 – Especificações da cordoalha

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)	Módulo de elasticidade (kN/mm ²)
Cordoalha CP 190 RB 12,70	12,7	101	184	165	3,5	200

Fonte: ArcelorMittal (2021)

A quantidade necessária de cordoalhas foi definida na fase de lançamento e dimensionamento da viga empregando o *software* TQS versão 23, utilizando os mesmos parâmetros estabelecidos para a viga de CA. Foram avaliadas duas formas de traçados para os cabos, sendo um reto e outro parabólico.

Conforme explicado no item 3.3, a largura da viga foi fixada em 50 cm por conta dos mancais a serem instalados, mas a altura pode ser ajustada, de modo a economizar material com o uso da protensão.

Também foi avaliada a capacidade de carga do tombador quando utilizada a mesma seção de 50x110 cm da viga proposta em CP.

Para a definição da força de tensionamento dos cabos, foi adotado como valor limite a tensão na armadura ativa imediatamente após a aplicação da protensão (σ_{pi}) os valores apresentados da Equação 12.

$$\sigma_{pi} \leq \begin{matrix} 0,80 f_{ptk} \\ 0,88 f_{pyk} \end{matrix} \quad (12)$$

Onde,

f_{pyk} = resistência característica ao escoamento da cordoalha.

3.5 Determinação das perdas de protensão

As perdas de protensão foram calculadas utilizando os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014), apresentados no item 2.5, utilizando o *software* TQS versão 23. Com isso, os dados obtidos são lançados e registrados e a viga é dimensionada considerando essas perdas.

3.6 Modelos de análise

Para a verificação de todos os itens necessários para este projeto deve-se analisar os modelos de cálculos que foram avaliados. Com isso, foi necessário avaliar a viga em CP sem a aplicação das cargas acidentais pontuais, atuando apenas o peso próprio da estrutura, para que quando o tombador não estiver operando não ocorra contra flecha ou rompimento da peça por conta dos esforços gerados pela protensão. Desta forma, foi necessário trabalhar com 11 modelos de análise que foram avaliados no TQS:

- Viga em CP com seção inicialmente avaliada (50x60 cm), sendo realizadas 2 análises (com e sem carregamento);
- Viga em CP com seção reduzida (50x70 cm) e cabo parabólico sem carregamento, sendo realizadas 2 análises (gerado pelo *software* e adaptado);
- Viga em CP com seção reduzida e cabo parabólico com carregamento, sendo realizadas 2 análises (gerado pelo *software* e adaptado);

- Viga em CP com seção reduzida e cabo reto sem carregamento;
- Viga em CP com seção reduzida e cabo reto com carregamento;
- Viga em CP com seção proposta (50x110 cm) sem carregamento;
- Viga em CP com seção proposta (50x110 cm) com carregamento.
- Viga em CA com seção reduzida.

3.7 Comparativo entre viga armada e protendida

Após o dimensionamento e detalhamento da viga em análise em CP, foram levantados os quantitativos dos materiais necessários para os dois sistemas construtivos e foi feito um comparativo de volumes e quantidades de materiais, bem como a avaliação da seção transversal da viga.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A viga em análise foi dimensionada considerando CA e CP, de forma que a definição da seção foi realizada através da análise dos momentos aplicados e momentos resistentes, além da avaliação das tensões aplicadas na estrutura juntamente com a aplicação da protensão.

4.1 Definição da seção analisada

Foi realizada a verificação da seção proposta no projeto padrão apresentado no Apêndice A, confrontando com as cargas aplicadas na estrutura, para verificar a seção que pode ser utilizada, verificando a possibilidade de redução de seção e diferença no quantitativo de materiais. Por isso, para a definição da seção a ser analisada em CP neste trabalho, foram calculados os momentos aplicados na estrutura e também o momento resistente considerando a variação das seções da estrutura. Para isso, foram utilizadas as Equações 9 e 11 apresentadas e descritas no item 3.3 deste estudo. Os resultados considerando a variação da altura da viga de 110 cm a 50 cm estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Análise dos momentos e seções

Seção		Momento aplicado no meio do vão		Momento resistente		
b (m)	h (m)	R ₁ (tf)	M ₁ (tf.m)	d (m)	x (m)	M _{sd} (tf.m)
0,50	1,10	52,89	44,94	1,00	0,45	268,84
0,50	1,00	52,41	46,27	0,90	0,41	217,76
0,50	0,90	51,93	47,59	0,80	0,36	172,06
0,50	0,80	51,45	48,91	0,70	0,32	131,73
0,50	0,70	50,97	50,24	0,60	0,27	96,78
0,50	0,60	50,49	51,56	0,50	0,23	67,21
0,50	0,50	50,01	52,88	0,40	0,18	43,01

Fonte: Autoria própria (2022)

Se $M_{sd} \geq M_1$, a viga pode ser verificada em CA. Os resultados apresentados identificam que a seção com altura de 50 cm não passa nesta verificação preliminar. Com isso, os estudos considerando CP iniciaram através do lançamento em *software* da viga com altura de 60 cm.

4.2 Vigas com protensão

As análises dos resultados obtidos com os lançamentos das vigas em CP no *software* são apresentadas a seguir.

4.2.1 Viga em CP com seção inicialmente avaliada de 50x60 cm

Tendo definida a seção a ser inicialmente avaliada, foi realizado o lançamento da armadura de protensão através da RPU do TQS, inicialmente sem as cargas aplicadas nos mancais e posteriormente considerando-as. Além disso, também foi avaliado o traçado do cabo, iniciando o lançamento com o cabo parabólico, que não apresentou bom comportamento quando a estrutura estava sem o carregamento acidental, gerando tração nas fibras superiores (FS) da viga, mesmo quando considerados pequenos valores de excentricidade, como por exemplo 5 cm. Depois disso, foi avaliado o cabo reto, que sem considerar as cargas acidentais e adotando a altura da seção de 60 cm, é necessário utilizar no mínimo 10 cordoalhas com traçado reto no centro de gravidade (CG) da peça, e ainda assim, as tensões ficam próximas ao limite de tensão nas FS de 0 MPa para a CQP, conforme é apresentado na Figura 11, apresentando também as tensões nas fibras inferiores (FI) da viga. Utilizando 8 cordoalhas para este mesmo caso, são geradas tensões de tração nas FS da viga, excedendo essa tensão limite.

Para todas as figuras apresentadas neste trabalho identificando as tensões na viga com o uso da protensão foram realizadas considerando a CQP, onde os limites de tensões nas FI e FS da viga estão representados pelas linhas tracejadas.

A linha sólida representa o diagrama de tensões na viga e o perfil do cabo com suas respectivas excentricidades (em cm).

Analisando as tensões na viga quando considerados os carregamentos acidentais, ao realizar o lançamento das 10 cordoalhas, as tensões de tração nas FS da viga superam o limite para CQP de 0 MPa na região dos apoios, conforme é possível verificar na Figura 12. Comprovando que esta seção não é suficiente para combater os esforços quando ocorre a elevação do tombador.

Figura 11 – Traçado reto da viga em CP sem cargas seção 50x60 cm

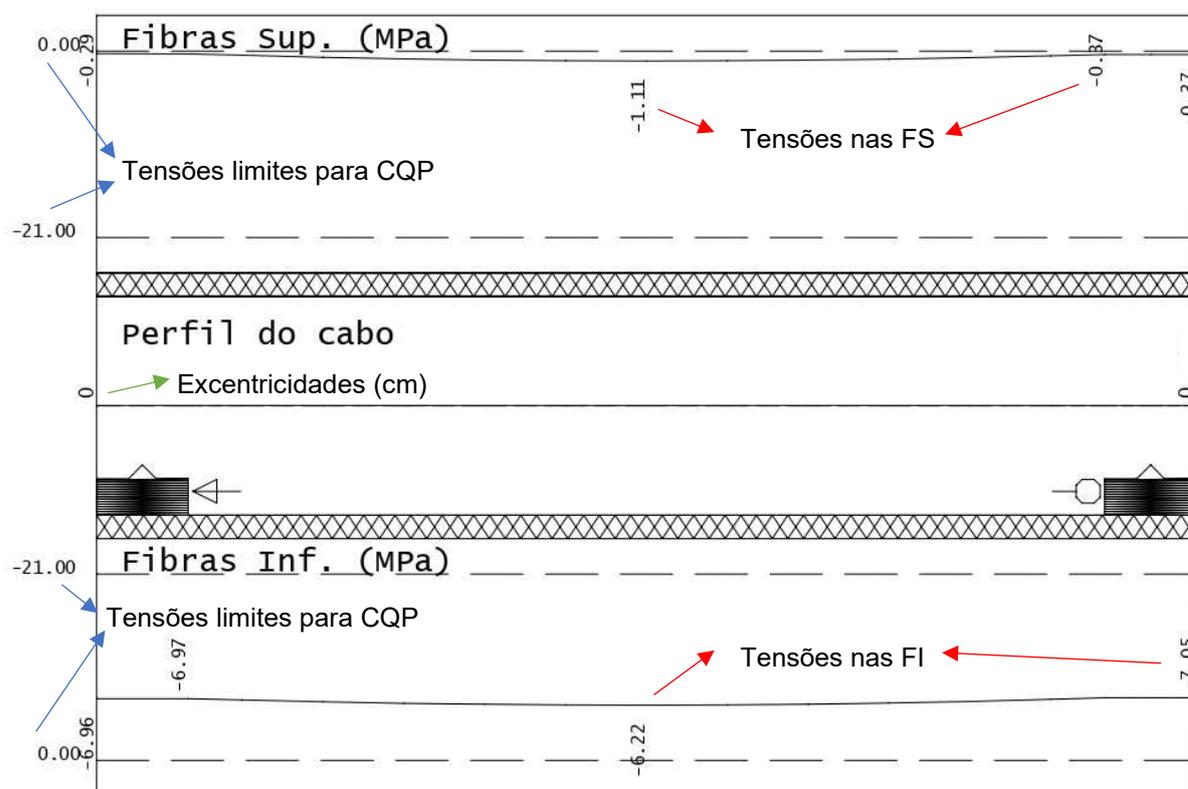
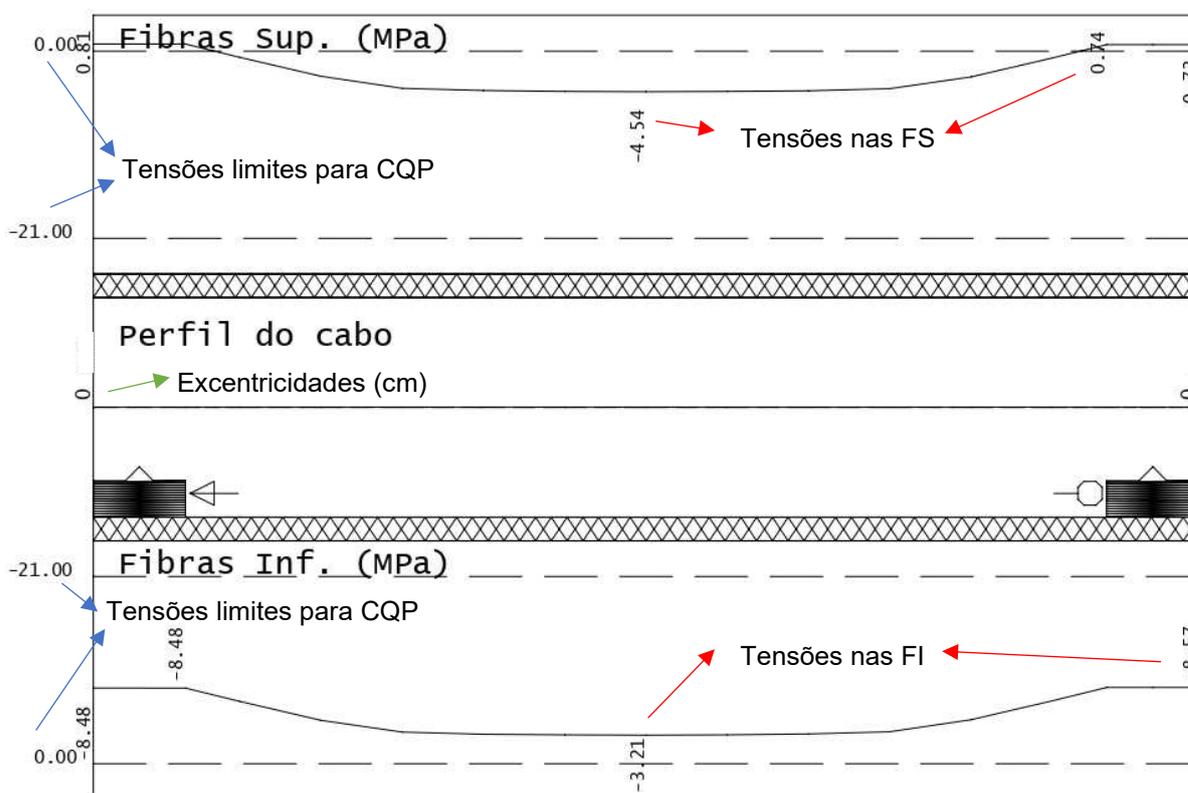


Figura 12 – Traçado reto da viga em CP com cargas seção 50x60 cm

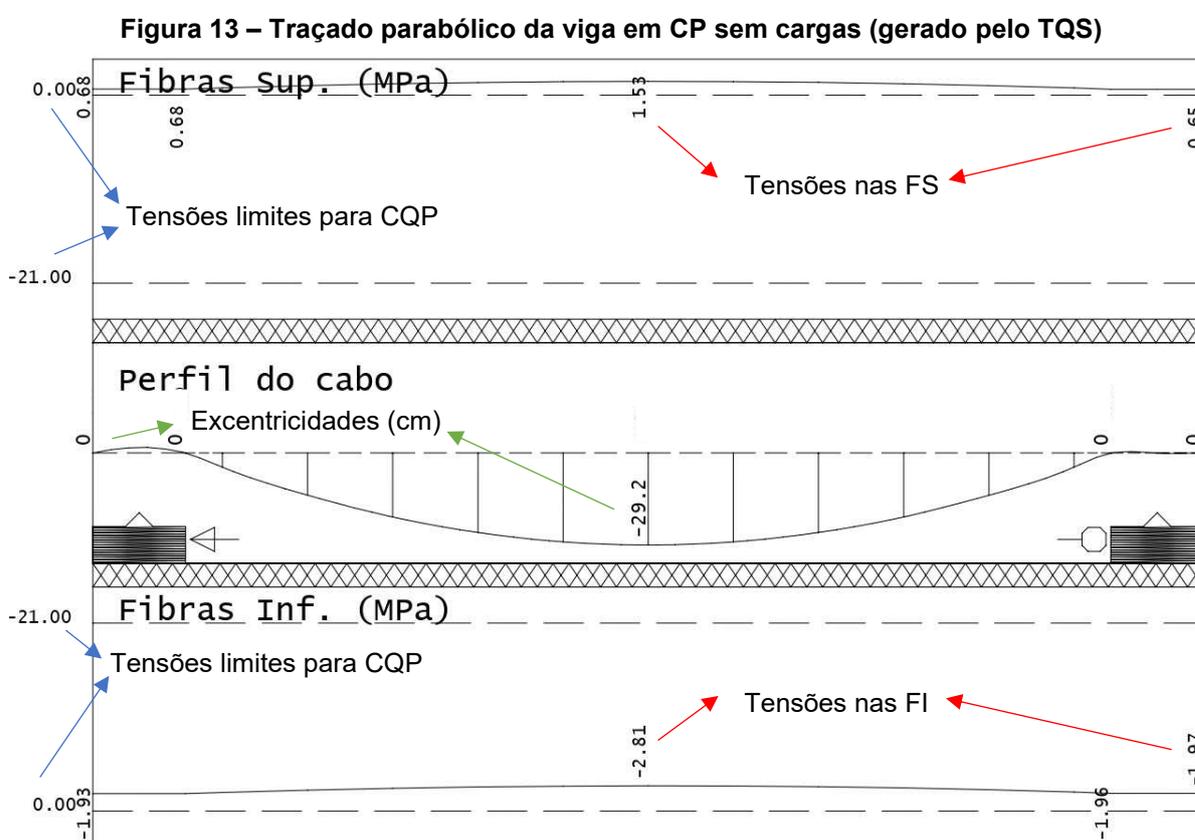


Desta forma, optou-se por utilizar viga com altura de 70 cm nas análises seguintes. A análise primeiramente foi realizada considerando a viga sem carregamento accidental, ou seja, atuando apenas as cargas de peso próprio da estrutura e a protensão, avaliando os traçados de cabos parabólico e retilíneo.

4.2.2 Viga em CP com seção reduzida e traçado parabólico

A seção reduzida adotada é de 50x70 cm neste trabalho. Com isso, a análise primeiramente foi realizada considerando a viga sem carregamento, ou seja, atuando apenas as cargas de peso próprio da estrutura e a protensão, verificando qual a quantidade máxima possível de protensão a ser utilizada, através da verificação das tensões nas fibras superiores e inferiores da viga.

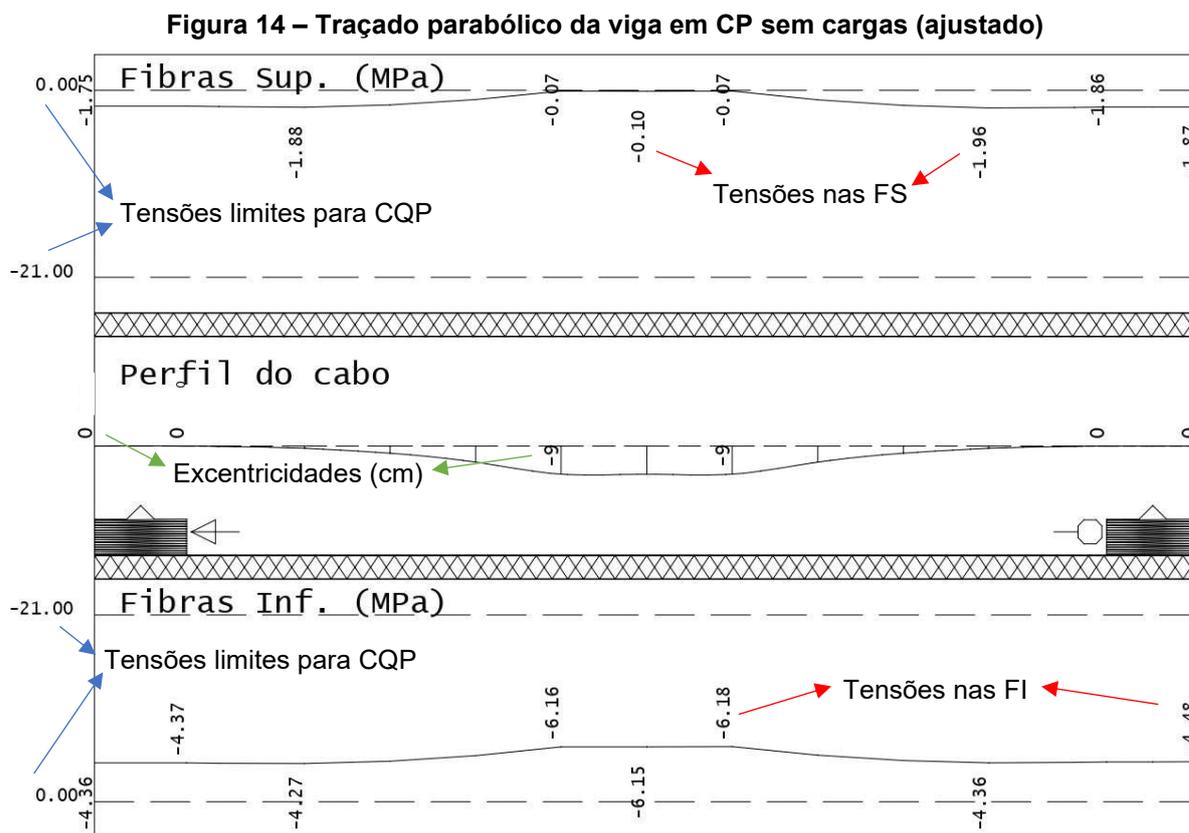
Com isso, considerando o cobrimento mínimo para o CP e o traçado parabólico, que foram inicialmente definidos com maior excentricidade com relação ao CG da peça considerada no meio do vão de 29,2 cm com relação ao eixo do cabo, como apresentado na Figura 13.



Fonte: Autoria própria (2022)

Verifica-se que a tensão de tração limite de 0 MPa para a CQP, é superada nas fibras superiores. O programa sugere o uso de 2 cordoalhas, e desta forma constata-se que o traçado parabólico da forma que foi apresentado na figura acima não pode ser utilizado para a viga em análise.

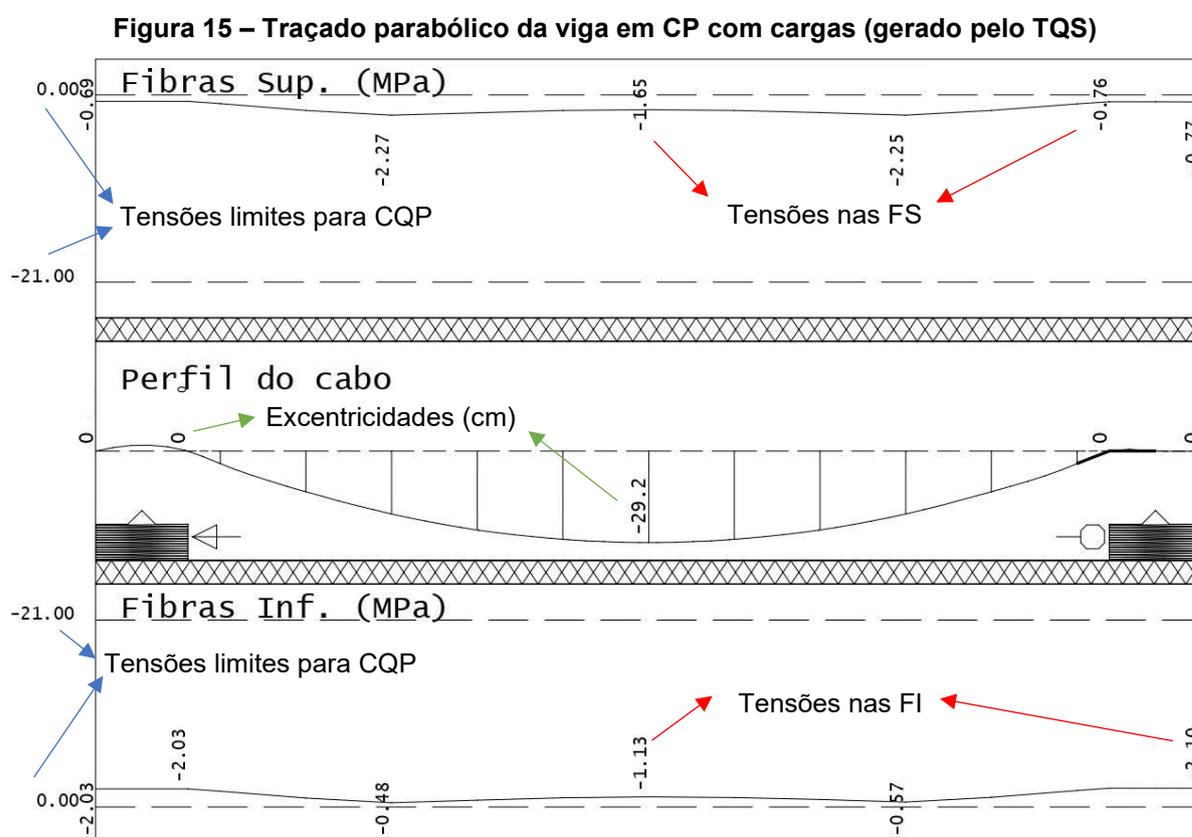
Visando adequar as tensões na viga dentro dos valores limites e buscando utilizar de forma favorável a excentricidade do cabo, o traçado foi ajustado reduzindo essa excentricidade aplicada até serem atendidos os limites, conforme verificado na Figura 14. Desta forma, foi possível manter uma excentricidade máxima de 9 cm e 2 feixes de 5 cordoalhas, para que as tensões limites não fossem superadas, deixando o traçado retilíneo em um comprimento de 50 cm em cada extremidade da viga, posicionado no CG da peça.



Fonte: Autoria própria (2022)

Com isso, é possível verificar que para a análise da viga em CP com seção reduzida e considerando as cargas acidentais provenientes do funcionamento do tombador, a análise pode partir de 2 feixes de 5 cordoalhas, com traçado de cabo já definido conforme a Figura 14.

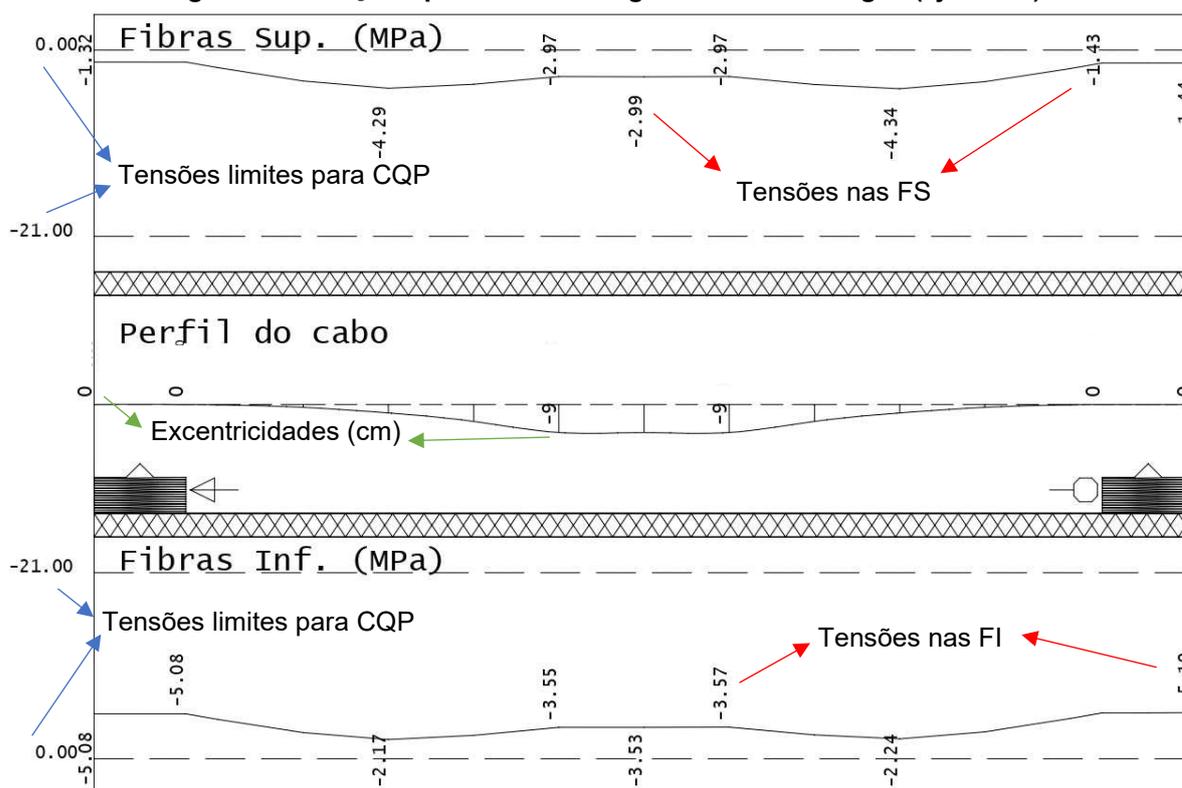
Quando ocorre o lançamento destas cargas no *software*, a solução que é oferecida é de 2 feixes de 2 cordoalhas e traçado parabólico considerando o ponto mínimo da viga, conforme é verificado na Figura 15. Essa é uma solução que funcionaria quando a viga estivesse carregada, mas quando não consideradas essas cargas, a viga estaria superando as tensões limites nas fibras superiores, por isso este traçado não pode ser utilizado, já que devem ser previstas as duas situações de cargas que vão ocorrer nesta estrutura.



Fonte: Autoria própria (2022)

Avaliando isso e com a premissa de utilização de 2 feixes de 5 cordoalhas com excentricidade máxima de 9 cm, é lançado o mesmo traçado apresentado na Figura 14 e é verificado que também é possível utilizar a armadura desta forma quando consideradas as cargas acidentais, mas ainda é necessário considerar uma armadura passiva mínima necessária gerada pelo programa. As tensões e o traçado podem ser verificados na Figura 16.

Figura 16 – Traçado parabólico da viga em CP com cargas (ajustado)



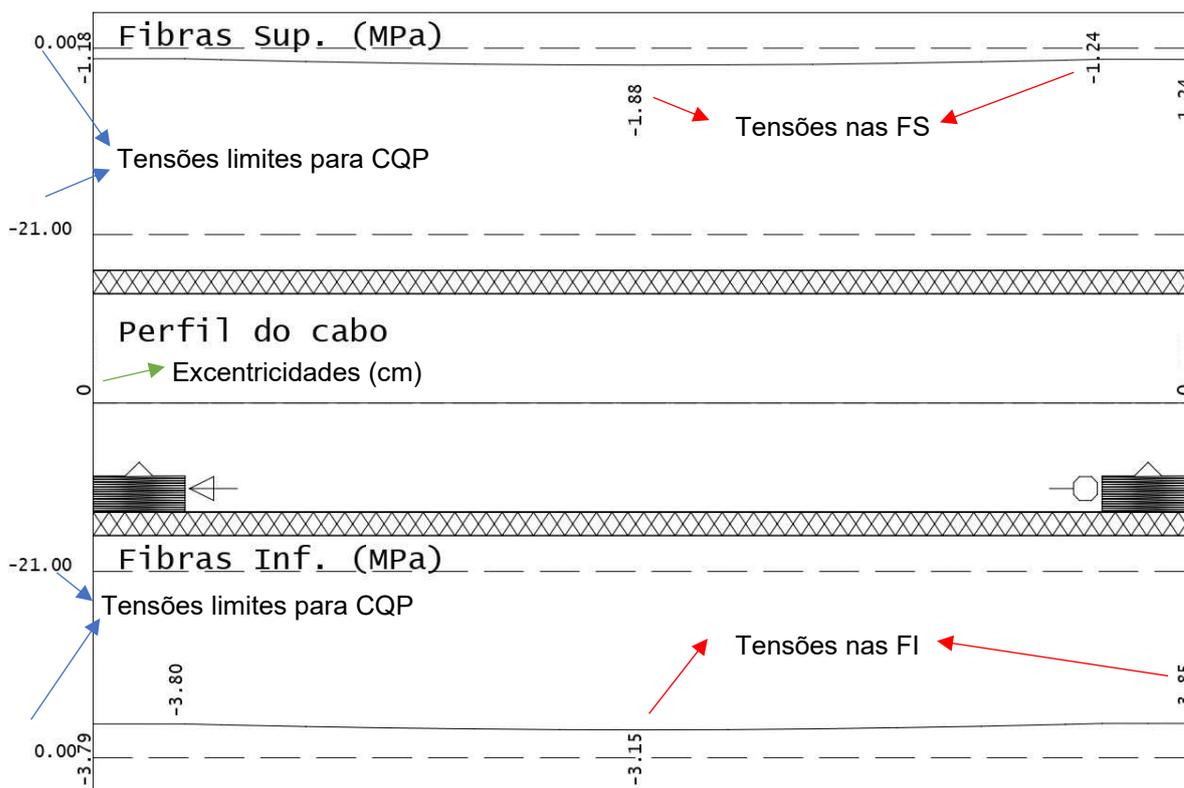
Fonte: Autoria própria (2022)

Portanto, analisando a viga com traçado parabólico ajustado, adotando excentricidade reduzida, considerando e não considerando o carregamento acidental, foi possível solucionar as solicitações dentro dos valores limites de fissuração, tensões e armaduras com a viga de seção 50x70 cm e 10 cordoalhas, além da armadura passiva necessária a ser utilizada de 7,35 cm², calculada de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.2.3 Viga em CP com seção reduzida e traçado retilíneo

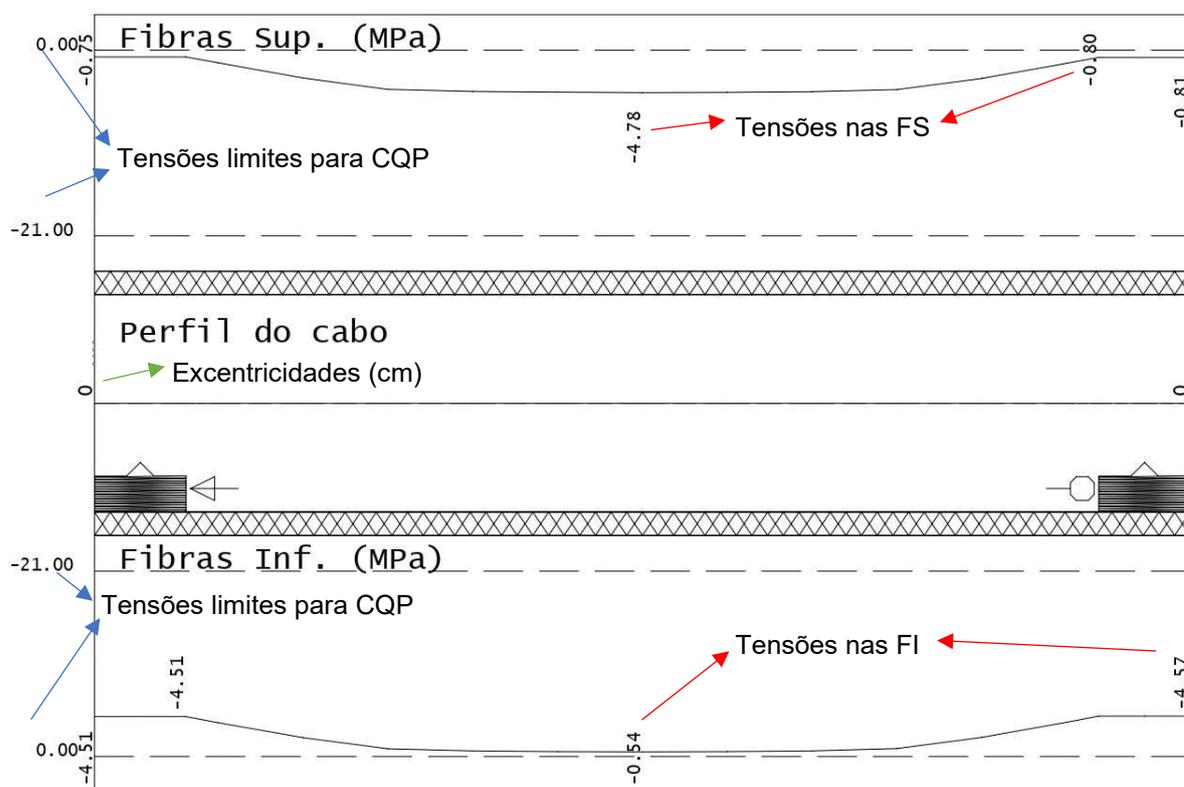
Para esta análise, foram consideradas as cordoalhas posicionadas no CG da peça com traçado retilíneo, conforme verificado na Figura 17 para a viga sem os carregamentos acidentais, e na Figura 18 considerando estes carregamentos. E para solucionar o problema em questão é possível utilizar 8 cordoalhas, pois inserindo 8 ou 10 cordoalhas na viga, a armadura passiva necessária é a mesma, e com a menor quantidade de cordoalhas ainda é possível estar dentro das tensões limites. Com isso, utilizando o traçado retilíneo, houve uma economia de 2 cordoalhas do que quando utilizado o traçado parabólico ajustado com excentricidade de 9 cm.

Figura 17 – Traçado reto da viga em CP sem cargas



Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 18 – Traçado reto da viga em CP com cargas

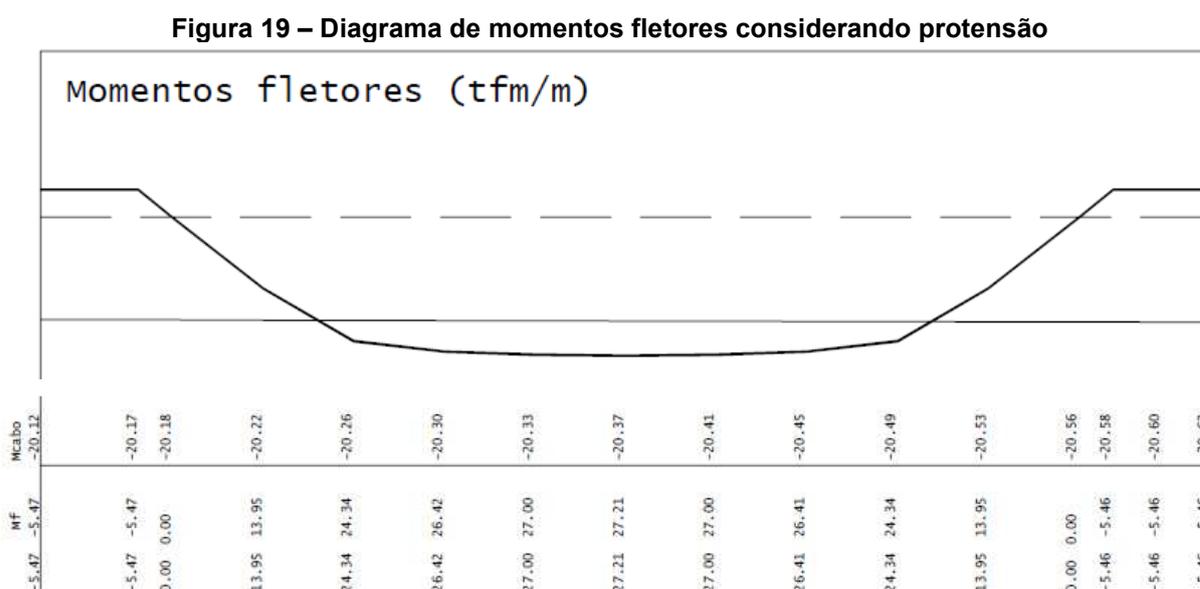


Fonte: Autoria própria (2022)

Desta forma, é possível verificar que trabalhando com o cabo retilíneo tem-se uma economia de protensão na viga analisada e isso pode ser verificado através da análise da tensão de compressão atuante na viga devido à aplicação da protensão.

Isso significa que por conta de a excentricidade ser muito pequena quando comparada ao tamanho da seção, é mais viável utilizar o traçado retilíneo para o caso em questão, pois a força de compressão devida à protensão precisa ser alta para atender à solicitação de tração, e isso ocorre em maior módulo com o cabo retilíneo, mesmo que consideradas 2 cordoalhas a menos do que com o cabo parabólico.

Desta forma, a viga a ser detalhada com as armaduras de protensão é a viga de seção 50x70 cm com cabo retilíneo. Com isso, foram analisadas as envoltórias de momentos considerando os carregamentos externos aplicados na estrutura e também o momento devido à protensão, sendo possível verificar na Figura 19 os momentos devidos à protensão (M_{cabo}) e os momentos finais (M_f).

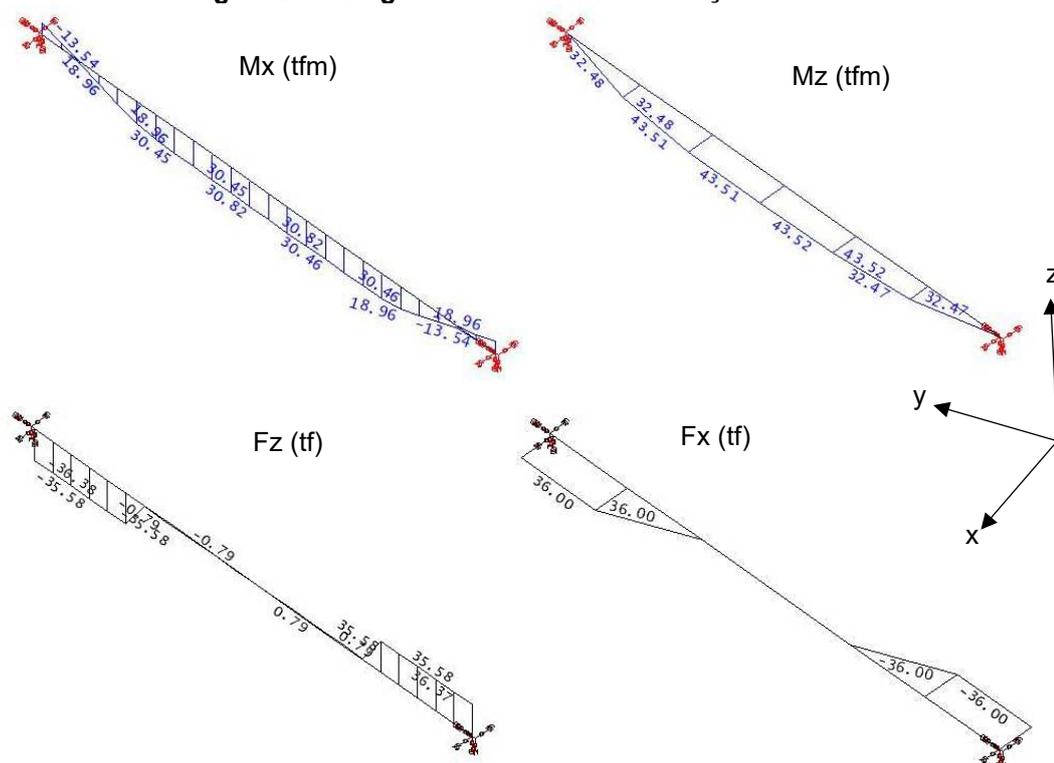


Fonte: Autoria própria (2022)

4.2.4 Viga em CA com seção reduzida

Para que possa ser comparada a armadura gerada quando a viga é em CA e tem a seção reduzida para 50x70 cm, foram avaliados os diagramas de momentos e de força cortante através do TQS na verificação do ELU através do visualizador de grelhas do *software*, podendo verificar os resultados na Figura 20.

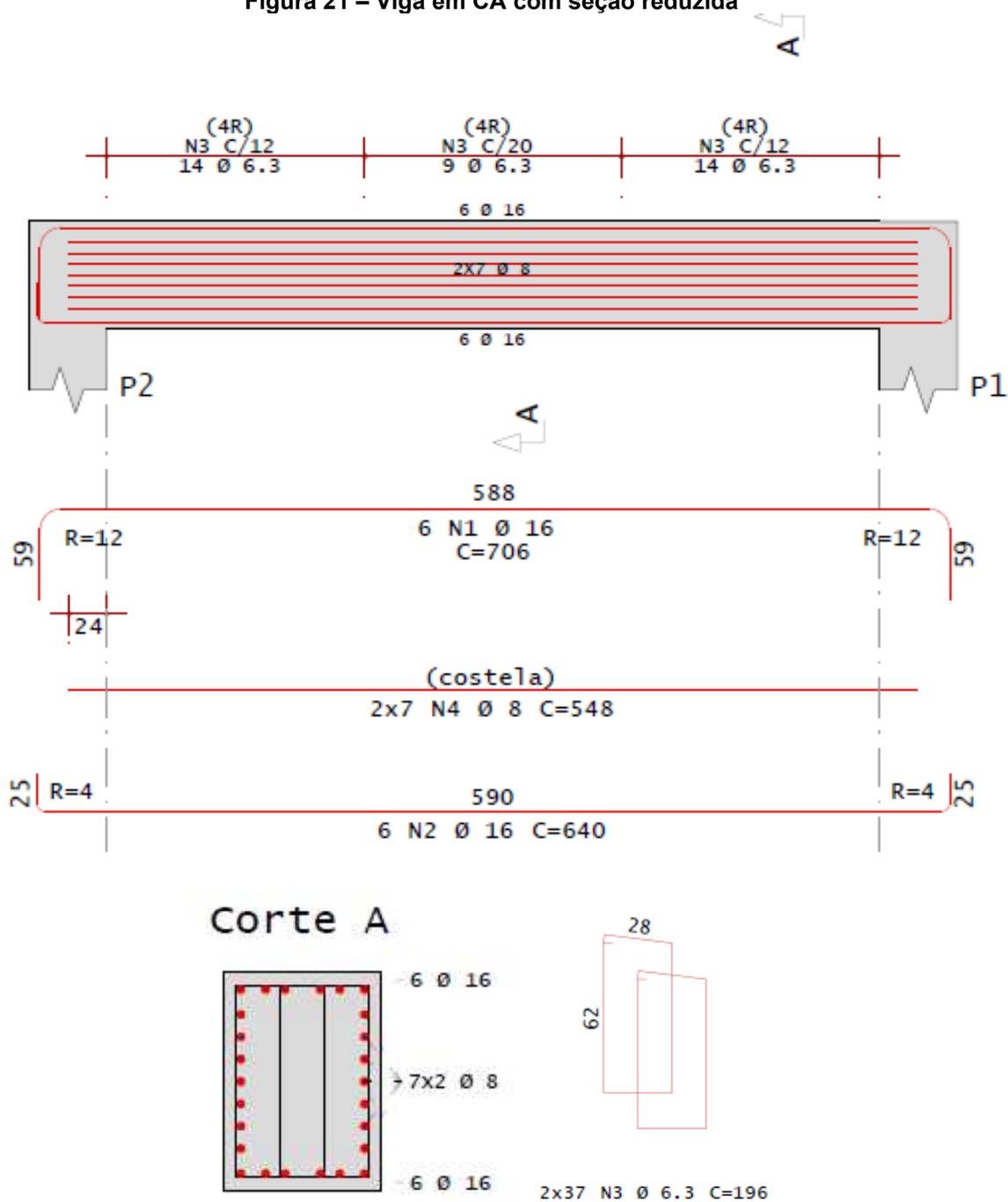
Figura 20 – Diagrama de momentos e força cortante



Fonte: Autoria própria (2022)

Com isso, a estrutura foi dimensionada e detalhada neste método construtivo, conforme é possível verificar na Figura 21, necessitando utilizar 6 barras de diâmetro 16 mm de armaduras longitudinais positivas e também negativas.

Figura 21 – Viga em CA com seção reduzida



Fonte: Autoria própria (2022)

4.2.5 Capacidade de carga da viga em CP com seção 50x110 cm

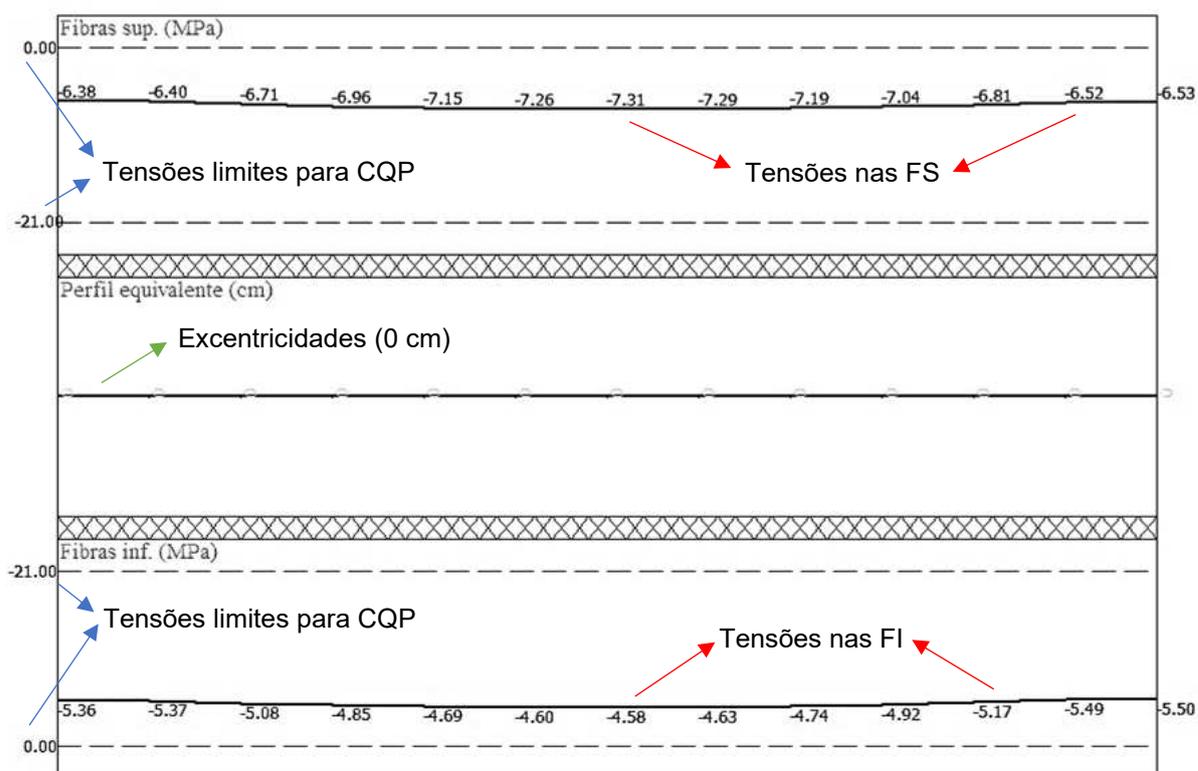
Para verificar a capacidade de carga da viga considerando CP com a seção proposta pelo projeto padrão apresentado no Apêndice A, com seção de 50x110 cm em CA, foi lançada a viga sem considerar as cargas acidentais, para que

posteriormente as mesmas possam ser avaliadas, conforme análises anteriores estavam sendo feitas.

Buscando verificar as maiores cargas que podem ser aplicadas nos mancais, foi necessário fazer a verificação contrária às outras análises, avaliando a quantidade máxima de protensão possível a ser utilizada através do *software*, sendo 30 cordoalhas, e posteriormente avaliar qual carga é possível a ser utilizada com essa seção para que sejam atendidos os valores máximos de tensões.

Desta forma, como na viga já analisada com seção 50x70 cm foi possível utilizar de forma mais eficiente os cabos retilíneos, para esta seção de 50x110 cm também serão utilizados cabos retilíneos no CG da peça. Com isso, o traçado utilizado e as tensões na viga sem considerar os carregamentos acidentais são apresentados na Figura 22.

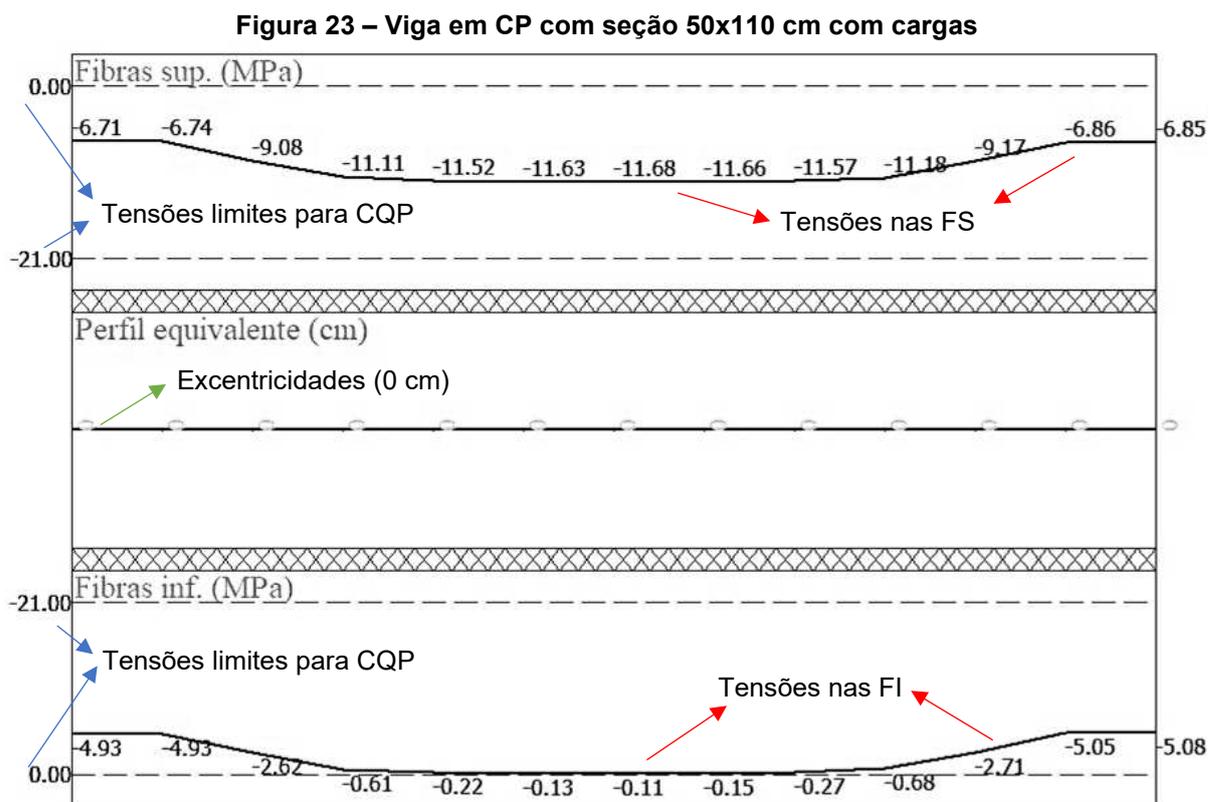
Figura 22 – Viga em CP com seção 50x110 cm sem cargas



Fonte: Autoria própria (2022)

A partir destas informações, foram realizados os lançamentos manuais de aumento de carga proporcional nas duas direções (horizontal e vertical) até chegar aos limites especificados para as combinações analisadas na viga protendida. De

modo que para a CQP, que em vários casos é a combinação que excede os limites primeiro, as maiores cargas que puderam ser aplicadas foram de 54 tf vertical e 51 tf horizontal. Esta análise foi focada na avaliação da protensão, por isso devem também ser avaliadas as armaduras passivas para solução global destas cargas. Considerando isso, é possível verificar o diagrama da viga considerando as cargas acidentais com as tensões e traçado do cabo na Figura 23.

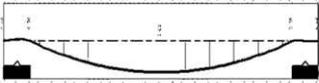
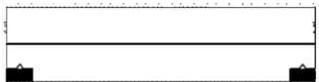


Fonte: Autoria própria (2022)

4.2.6 Resumo das análises

Avaliando as análises apresentadas, é possível fazer um resumo com as vigas em CP adotando seção 50x70 cm e considerando as cargas acidentais aplicadas, conforme é apresentado na Tabela 5, constando os resultados máximos obtidos nestas análises das combinações avaliadas, como tensões nas fibras superiores (FS) e fibras inferiores (FI) para CQP, armaduras geradas pelo programa avaliando as combinações no ato da protensão (ATOPRO), combinação total não majorada (CTNM) e envoltória máxima (ENVT_MAX).

Tabela 5 – Resumo dos modelos de protensão

Modelo	Tensões (Mpa)	Armadura (cm ²)	Quantidade cordoalhas	Excentricidade (cm)
1. Cabo parabólico gerado 	FS: -0,69 FI: -0,48	FS: 7,35 FI: 7,35	4	29,2
2. Cabo parabólico ajustado 	FS: -1,32 FI: -2,17	FS: 7,35 FI: 7,35	10	9,0
3. Cabo reto 	FS: -0,75 FI: -0,54	FS: 7,35 FI: 7,35	8	0,0

Fonte: Autoria própria (2022)

Através do resumo acima apresentado, é possível verificar que foi obtida a mesma área de armadura passiva para a viga em análise, mesmo quando ajustados os traçados. Isso ocorre pois é a armadura passiva mínima admitida pelo *software*, então mesmo inserindo mais cordoalhas, a armadura passiva não se altera.

A fissuração é avaliada para a CF, mas em todos os casos apresentados desse resumo a fissuração foi nula. Este é um fato bastante interessante nesta estrutura, principalmente por conta da CAA a qual a estrutura está sujeita, reduzindo a corrosão das armaduras. Utilizar a cordoalha engraxada plastificada também é uma segurança de que não ocorra corrosão nessa armadura de protensão.

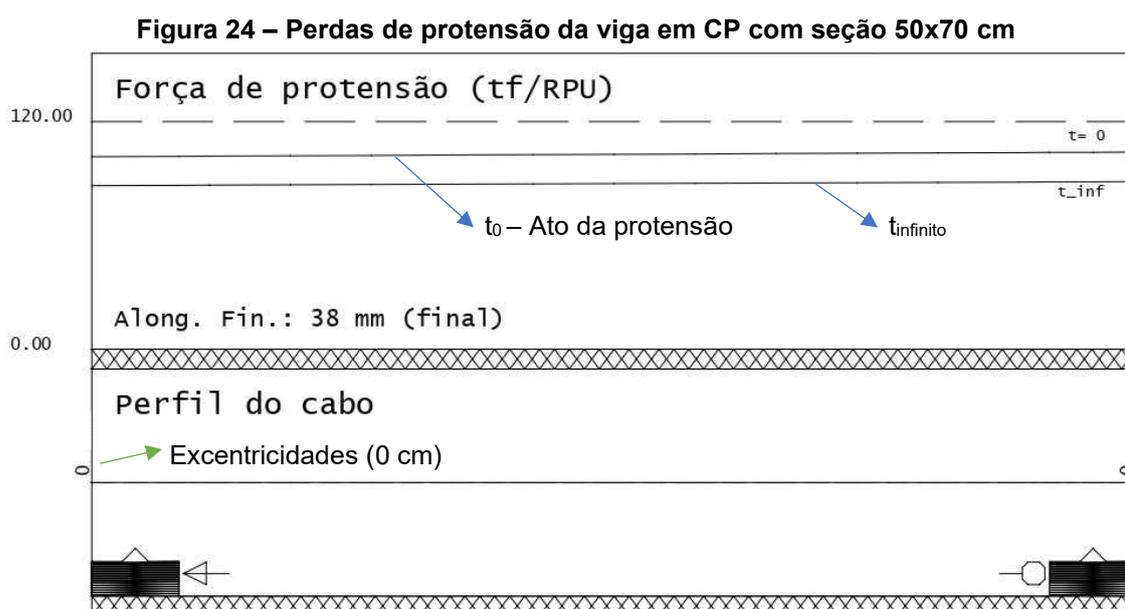
Através do TQS também foi possível verificar a flecha da viga considerando as verificações do ELS, obtendo que para a viga em CA com seção reduzida de 50x70 cm este deslocamento foi de 1,23 cm e para a viga em CP modelo 3 (cabo reto) foi de 0,98 cm. O valor limite considerado para esses deslocamentos foi de 1,57 cm, adotando como deslocamento limite $l/350$, conforme sugerido na tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Sendo l o vão entre eixos dos pilares, que é 550 cm.

4.3 Detalhamento da viga em CP

Conforme visto, a melhor solução em CP para a viga em análise é com o cabo reto. Para esta viga foi avaliada a perda de protensão através do TQS, representada na Figura 24, sendo possível verificar o diagrama com as perdas de protensão ao

longo do tempo na RPU analisada, considerando as 8 cordoalhas. A força de protensão limite com 120 tf/RPU identificada através da linha tracejada significa que é aplicado no máximo 120 tf na RPU que considera as 8 cordoalhas, resultando em uma força de 15 tf por cordoalha. E por meio desta análise, foi possível verificar que o alongamento necessário destas cordoalhas é de 38 mm e poderá ser realizado este tensionamento quando o concreto obter um $f_{ckj} = 21$ MPa. Com isso, os detalhamentos da viga constando sua armadura passiva e ativa estão representados nas Figuras 25 e 26, respectivamente.

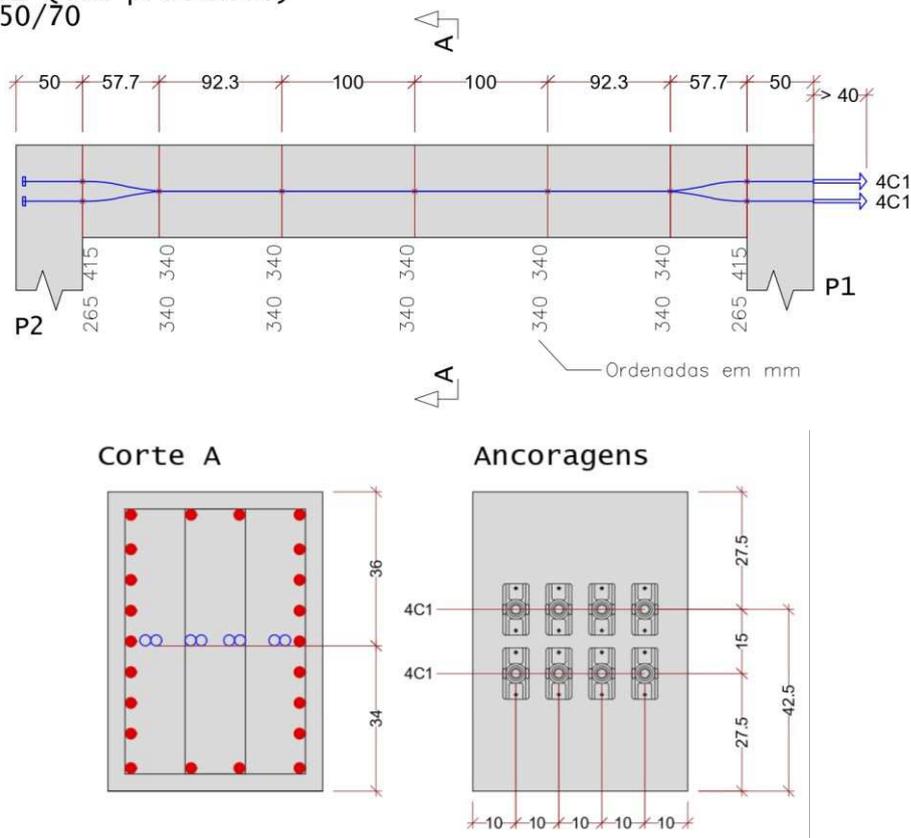
Para o cálculo da armadura de fretagem foi utilizada a Equação 1 apresentada, utilizando como solução ganchos que devem ser colocados após a instalação das cordoalhas, aproximando-se da consideração de estribo com 4 ramos, distribuídos ao longo dos primeiros 50 cm a partir das ancoragens passivas e ativas.



Fonte: Autoria própria (2022)

As armaduras passivas detalhadas foram obtidas através do TQS, de modo que o *software* considera os momentos fletores e momentos de torção, assim como as forças cortantes aplicadas na estrutura em análise.

Figura 26 – Armadura ativa da viga em CP com seção 50x70 cm
V1 (com protensão)
50/70



RELAÇÃO PROTENSÃO									
CABO	Ø	QTD	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INICIAL	FINAL
C1	Ø 12.7	8	6.5	52.0	8	8	-	0.0	3.8

CONCRETO:
fck = 35 MPa
fcj = 21 MPa

FORÇA APLICADA:
fpi = 0.79 fptk
Pi = 15 tf

RESUMO DE PROTENSÃO					
CP 190 RB			ANCORAGENS		
Ø (mm)	COMPR.	PESO	A	P	I
		kg			
12.7	52.0	46.3	8	8	-

NOTAS PARA PROTENSÃO:

- 1) TODAS AS ANCORAGENS PASSIVAS DEVERÃO SER PRÉ-BLOCADAS;
- 2) TODAS AS ANCORAGENS ATIVAS E PASSIVAS DEVERÃO SER PROTEGIDAS, RESPEITANDO O COBRIMENTO;
- 3) OS ALCANTARADOS APÓS A CRAVAÇÃO ESTÃO INDICADOS EM "cm" NA TABELA "RELAÇÃO PROTENSÃO";
- 4) O "GROUT" DE FECHAMENTO DOS NICHOS DE PROTENSÃO DEVE TER fck=30 MPa;
- 5) ETAPAS DE PROTENSÃO: 1ª ÚNICA ETAPA APÓS A CONCRETAGEM DA LAJE DE COBERTURA DESDE QUE fcj > 21 MPa

Fonte: Autoria própria (2022)

As elevações dos cabos são consideradas da face da forma da viga até a face inferior do cabo e são representadas em mm.

4.4 Comparação de quantitativos

Os quantitativos de concreto e fôrmas foram avaliados de forma a verificar a possível redução desses materiais considerando a possibilidade de redução da seção. Já para as armaduras, para que seja mais coerente a comparação da diferença de quantitativos, foram comparadas entre estruturas com mesma seção, de forma que sinal negativo significa redução e positivo acréscimo. Essas diferenças estão apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Comparação de quantitativos

Modelo	Concreto (m ³)	Fôrmas (m ²)	Armadura passiva (kg)	Armadura ativa (kg)
Viga em CA 50x70 cm	2,1	12,1	193,27	0,0
Viga em CP 50x70 cm	2,1	12,1	156,0	46,3
Viga proposta 50x110 cm	3,3	17,3	-	-
Diferença	-36,4%	-30,1%	-19,3%	+100,0%

Fonte: Autoria própria (2022)

Houve redução de concreto, fôrmas quando avaliada a viga com a seção reduzida em comparação com a seção proposta. Com relação à comparação das vigas em CA e CP com seção reduzida, houve economia de armadura passiva, mas existe o acréscimo de armadura ativa, que não havia anteriormente.

4.5 Vantagens e desvantagens da viga em CA e CP

Por se tratar de uma estrutura que recebe cargas acidentais pontuais e de grande módulo, o uso da protensão é um desafio, já que a protensão também é uma carga que é aplicada na estrutura.

Para a estrutura em questão, o uso da protensão é vantajoso por conta da CAA a que essa estrutura está submetida, pois considerando a não fissuração da peça, é possível obter uma maior durabilidade, reduzindo a corrosão das armaduras da mesma. Além disso, com a redução da seção dessa peça utilizando CP é possível ter redução de concreto, podendo impactar no custo final da obra.

Porém, houve redução de armadura passiva e com a inserção da armadura de protensão faz-se necessária a avaliação de viabilidade econômica, para que seja verificada a vantagem de utilização deste sistema neste caso em questão, já que seria necessário mão de obra especializada e materiais específicos para este serviço.

A viga em CA resolve as solicitações de cálculo e por se tratar de um modelo de construção muito utilizado na região oeste do Paraná, provavelmente não geraria muitos problemas quanto à mão de obra e obtenção dos materiais. Porém, em CA ocorre a fissuração da peça estrutural e considerando obras industriais é importante que essa fissuração possa ser limitada por conta da corrosão das armaduras devido a CAA em questão.

5 CONCLUSÕES

Utilizando o *software* TQS para análise e dimensionamento de uma viga de um tombador de grãos, considerando o uso de concreto armado e concreto protendido, para as combinações de carga de peso próprio da estrutura e carga acidental correspondente ao peso do caminhão e dos grãos a serem descarregados, pode-se obter as seguintes conclusões:

O traçado retilíneo do cabo apresentou maior eficiência, sendo possível reduzir 2 cordoalhas quando comparado com o traçado parabólico. Isso se deve ao fato de que a viga necessita grande tensão de compressão para combater o tipo de esforço solicitante, e a pequena excentricidade que o traçado parabólico permitiu utilizar não foi suficiente para que este traçado fosse mais vantajoso. Além disso, o uso da protensão para estruturas industriais é vantajoso quando analisada a CAA destas, verificando que com o uso de CP é possível reduzir ou eliminar a fissuração, reduzindo a corrosão das armaduras. O uso da cordoalha engraxada e plastificada também se torna uma grande vantagem nestes casos.

A utilização capacidade de carga da viga de concreto armado pode ser aumentada em 50% quando utilizada protensão, considerando as tensões limites de tensão dos materiais, para uma viga com a seção 50x110 cm.

A utilização da protensão em estruturas com elevada carga acidental deve ser cuidadosamente avaliada, verificando o uso da protensão sem a atuação das cargas acidentais, para que seja evitado exceder as tensões nas fibras superiores.

Com o uso da protensão foi possível reduzir altura da seção transversal da viga proposta no projeto padrão em concreto armado, resultando em menor volume de concreto e formas, porém uma análise de custos deve ser realizada para avaliar a viabilidade do concreto protendido devido ao valor dos materiais e mão de obra empregados na protensão.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

São sugestões para estudos futuros a avaliação de fadiga em vigas de concreto protendido que recebem elevadas cargas acidentais aplicadas em pontos

concentrados ao longo da sua vida útil e também a avaliação de viabilidade econômica do uso da protensão para este tipo de estrutura.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, J. P. B.; NICOLETTI, R. S.; WOLENSKI, A. R. V.; SOUZA, A. S. C.; CHRISTOFORO, A. L. Investigação numérica da importância de armaduras de fretagem em vigas pós-tracionadas não aderentes. **Holos**, Natal, ano 36, v. 3, p. 1-18, 2020. DOI: 10.15628/holos.2020.9566. Disponível em: <https://www2.ifrn.edu.br/ojs/index.php/HOLOS/article/view/9566>. Acesso em: 02 maio. 2022.

ARCELORMITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**. Belo Horizonte, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de Estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7482**: Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7483**: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7484**: Barras, cordoalhas e fios de aço destinados a armaduras de protensão – Método de ensaio de relaxação isotérmica. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

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

BASTOS, P. S. S. **Concreto Protendido**. Notas de Aula, Departamento de Engenharia Civil. São Paulo: Universidade Estadual Paulista Campus de Bauru, Bauru, 2018.

BINATTI, C. I.; CASTRO, R. de M. Análise para otimização do projeto hidráulico de um tombador de grãos com auxílio de simulação de sistemas dinâmicos.

Repositório Institucional SATC, Criciúma, p. 1-33, 2020. Disponível em: <http://repositorio.satc.edu.br/handle/satc/406>. Acesso em: 25 mar. 2022.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2012. 431 p. ISBN 978-85-7266-256-7.

CATUZZO, H. **Cálculo de vigas pré-tracionadas para uso em cobertura de galpões pré-fabricados**. 46 p. Monografia (Pós-Graduação em estruturas de concreto e fundações) – INBEC – Universidade da Cidade de São Paulo. Curitiba, 2017.

CAUDURO, E. L. **Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas**. 2. ed. s. l., 2002. Disponível em: https://www.rlf.com.br/arquivos/Manual_BoaExecEstruturasPro.pdf. Acesso em: 27 mar. 2022.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido: teoria prática**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2013. ISBN 978-85-7266-285-7.

EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**. Brasília: 2002. Disponível em: http://www.deecc.ufc.br/Download/TB812_Estruturas%20de%20Concreto%20Protenvido/LP.pdf. Acesso em: 27 mar. 2022.

FUSCO, P. B. **Técnicas de Armar Estruturas de Concreto**. 1. ed. São Paulo: PINI, 1995. ISBN 85-7266-057-7.

HANAI, J. B. de. **Fundamentos do Concreto Protendido**: E-Book de apoio para o Curso de Engenharia Civil. Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos: 2005.

HELENE, P.; ANDRADE, T. Concreto de cimento Portland. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo: IBRACON, v. 2, p. 905-944, 2010. Disponível em: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/lc48.pdf>. Acesso em 06 mai. 2022.

Lajes Protendidas. **TQSDocs**, 2022. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=1631009215&language=pt-BR>. Acesso em: 18 set. 2022.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto: Concreto Protendido**. 1. ed. v. 5. Rio de Janeiro: Interciência, 2007. ISBN: 978-85-7193-169-5.

MIGLIORE, G. M.; MIGLIORE JUNIOR, A. R.; PARSEKIAN, G. A. Viabilidade econômica de longarina pré-moldada protendida com aço CP-210 RB para obras de arte especiais. **Concreto & Construções**, ano XLVIII(100), 2020. DOI: <https://doi.org/10.4322/1809-7197.2020.100.0005>.

SAUR. **Plataformas de Descarga para Granéis (Tombadores)**. Panambi, 2016. Disponível em: www.saur.com.br. Acesso em 26 mar. 2022.

SAUR. **Plataformas de Descarga para Granéis**. Panambi, 2021. Disponível em: www.saur.com.br. Acesso em 04 mai. 2022.

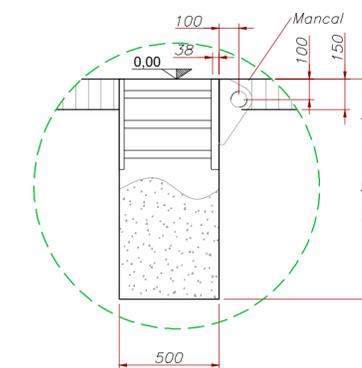
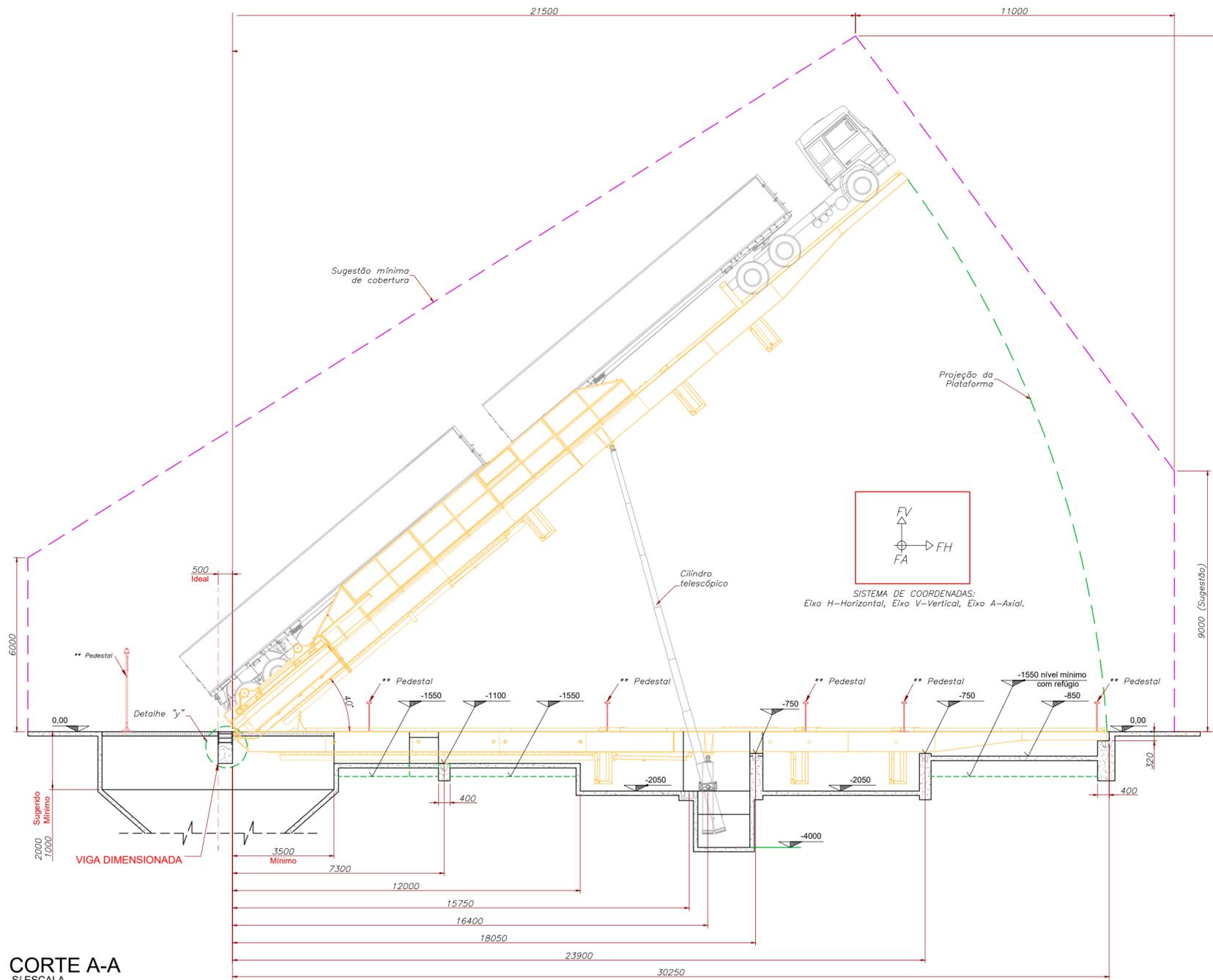
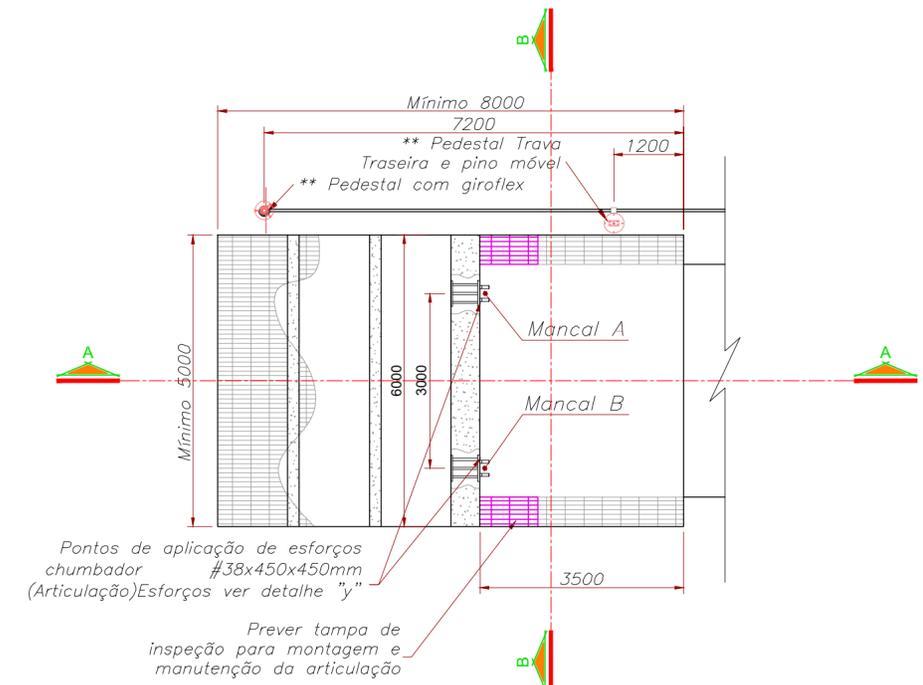
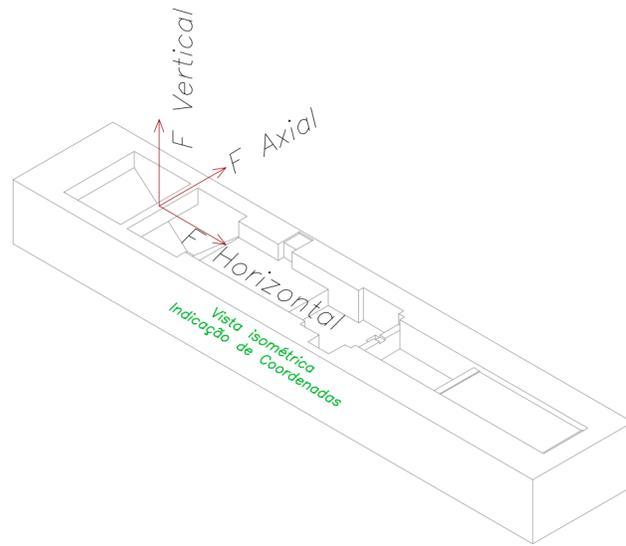
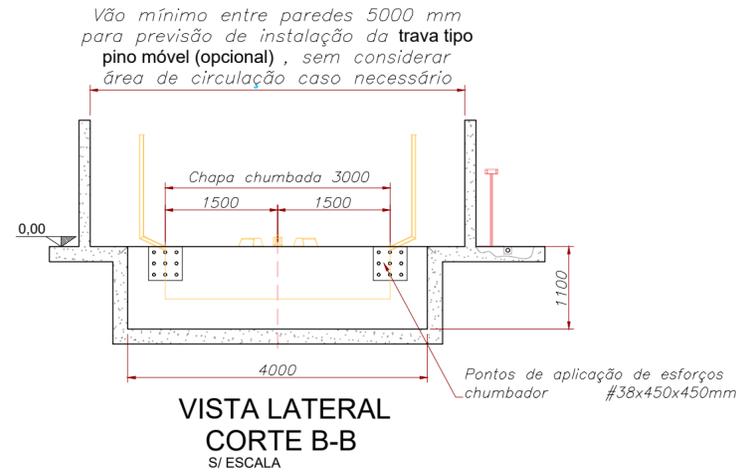
SCOLARI, D. D. G. Produção agrícola mundial: o potencial do Brasil. **Embrapa**, Brasília, p. 9-86, 2005. Disponível em: <https://www.alice.cnptia.embrapa.br/handle/doc/417182>. Acesso em: 26 mar. 2022.

SILVA, F. B. *et al.* Avaliação do ciclo de vida do concreto dosado em central com base em dados da indústria brasileira. **Concreto & Construções**, ano XLVIII(98), 2020.

VERÍSSIMO, G. de S.; CÉSAR JR, K. M. L. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. Universidade Federal de Viçosa - Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas - Departamento de Engenharia Civil. 4. ed. Viçosa, 1998.

APÊNDICE A - Projeto de tombador

Obs.: Cotas expressas em mm



VIGA DIMENSIONADA
DETALHE "y"
MANCAL "A" E "B"
SI/ESCALA

DESCRIÇÃO DOS ESTADOS DE CARGA	ESTADOS	ESTADOS DE CARGAS					
		FORÇA MANCAL "A"			FORÇA MANCAL "B"		
		FH - HORIZONTAL (TON)	FV - VERTICAL (TON)	FA - AXIAL (TON)	FH - HORIZONTAL (TON)	FV - VERTICAL (TON)	FA - AXIAL (TON)
CARGAS MÁXIMAS DURANTE PASSAGEM DO VEÍCULO - FREIAGEM	1	+15	-26	0,0	+15	-26	0,0
CARGAS MÁXIMAS DURANTE PASSAGEM DO VEÍCULO - ACELERAÇÃO	2	-15	-26	0,0	-15	-26	0,0
TOMBADOR INICIANDO A ELEVAÇÃO - VEÍCULO CRÍTICO ARTICULAÇÃO **	3	-22	-34	+2	+22	-34	+2
TOMBADOR INICIANDO A ELEVAÇÃO - VEÍCULO CRÍTICO ARTICULAÇÃO **	4	+22	-34	-2	-22	-34	-2
TOMBADOR INICIANDO A ELEVAÇÃO - VEÍCULO CRÍTICO CILINDRO **	5	-32	-19	+3	+32	-19	+3
TOMBADOR INICIANDO A ELEVAÇÃO - VEÍCULO CRÍTICO CILINDRO **	6	+32	-19	-3	-32	-19	-3
TOMBADOR ELEVADO	7	-14	-31	0,0	-14	-31	0,0
TOMBADOR ELEVADO COM CARGA, VENTO LATERAL 72 km/h	8	-28	-44	+2	+7	-7	+2
TOMBADOR ELEVADO COM CARGA, VENTO LATERAL 72 km/h	9	+7	-7	-2	-28	-44	-2
INÍCIO DA ELEVAÇÃO COM CARGA, VENTO LATERAL 72 km/h	10	-56	-19	+5	+56	-12	+5
INÍCIO DA ELEVAÇÃO COM CARGA, VENTO LATERAL 72 km/h	11	+56	-12	-5	-56	-19	-5
VEÍCULO DE 20 M, TRAVADO ERRADO (VEÍCULO COM 7 EIXOS)	12	-36	+10	+3	+36	+10	+3
VEÍCULO DE 20 M, TRAVADO ERRADO (VEÍCULO COM 7 EIXOS)	13	+36	+10	-3	-36	+10	-3
CALÇO DE MANUTENÇÃO QUANDO EM OPERAÇÃO	14	0,0	-1	0,0	0,0	-1	0,0

CORTE A-A
SI/ESCALA