

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CAMPUS GOIÂNIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOÃO PAULO CARDOSO GROTO

**PROJETO EXECUTIVO DE PAVIMENTO COM VIGA EM CONCRETO ARMADO E
CONCRETO PROTENDIDO**

Goiânia, GO
2026



INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
SISTEMA INTEGRADO DE BIBLIOTECAS

TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☐ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☒ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor: João Paulo Cardoso Grotto

Matrícula: 20211011050265

Título do Trabalho: Projeto executivo de pavimento com viga em concreto armado e concreto protendido

Autorização - Marque uma das opções

1. (x) Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso aberto);
2. () Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG somente após a data ____/____/____ (Embargo);
3. () Não autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso restrito).

Ao indicar a opção **2 ou 3**, marque a justificativa:

- () O documento está sujeito a registro de patente.
() O documento pode vir a ser publicado como livro, capítulo de livro ou artigo.
() Outra justificativa: _____

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- i. o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- ii. obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- iii. cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Goiânia, 24 de fevereiro de 2026.

Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

JOÃO PAULO CARDOSO GROTTTO

**PROJETO EXECUTIVO DE PAVIMENTO COM VIGA EM CONCRETO ARMADO E
CONCRETO PROTENDIDO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil,
do Instituto Federal de Educação, Ciência
e Tecnologia de Goiás, Campus Goiânia,
como parte dos requisitos necessários
para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Me. Cláudio Marra Alves

Coorientador: Eng. Estevão Rezende
Brisolla-Zara

**Goiânia, GO
2026**

G881p Grotto, João Paulo Cardoso.

Projeto executivo de pavimento com viga em concreto armado e concreto protendido / João Paulo Cardoso Grotto. – Goiânia: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia, 2026.

96 f.: il.

Orientador: Prof. Me. Cláudio Marra Alves.

Coorientador: Eng. Estevão Rezende Brisolla-Zara.

TCC (Trabalho de Conclusão de Curso) – Bacharelado em Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia.

1. Concreto armado. 2. Concreto protendido. 3. Vigas de concreto. 4. Projeto estrutural. I. Alves, Cláudio Marra (orientador). II. Brisolla-Zara, Estevão Rezende (coorientador) III. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia. IV. Título.

CDD 624.183 4

Ficha catalográfica elaborada pelo Bibliotecário Alisson de Sousa Belthodo Santos CRB1/ 2.266
Biblioteca Professor Jorge Félix de Souza,
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia.

ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Na presente data realizou-se a sessão pública de defesa do Trabalho de Conclusão de Curso intitulado **PROJETO EXECUTIVO DE PAVIMENTO COM VIGA EM CONCRETO ARMADO E CONCRETO PROTENDIDO**, sob orientação de Claudio Marra Alves, apresentado pelo aluno **João Paulo Cardoso Grotto (20211011050265)** do Curso **Bacharelado em Engenharia Civil (Câmpus Goiânia)**. Os trabalhos foram iniciados às **09:00** do dia **05/02/2026** pelo Professor presidente da banca examinadora, constituída pelos seguintes membros:

- **Claudio Marra Alves** (Presidente)
- **Antonio Henrique Capuzzo Martins** (Examinador Interno)
- **Matilde Batista Melo** (Examinadora Interna)

A banca examinadora, tendo terminado a apresentação do conteúdo do Trabalho de Conclusão de Curso, passou à arguição do candidato. Em seguida, os examinadores reuniram-se para avaliação e deram o parecer final sobre o trabalho apresentado pelo aluno, tendo sido atribuído o seguinte resultado:

☒ Aprovado

☐ Reprovado

Nota : 9,0

Observação / Apreciações:

O aluno deverá se reunir com o orientador para juntos analisarem as sugestões e observações da banca examinadora.

Proclamados os resultados pelo presidente da banca examinadora, foram encerrados os trabalhos e, para constar, eu **Claudio Marra Alves** lavrei a presente ata que assino juntamente com os demais membros da banca examinadora.

Documento assinado eletronicamente por:

- **Antonio Henrique Capuzzo Martins**, em 13/02/2026 11:12:01 com chave **f793b90208e511f1ab8a005056a537a4**.
- **Claudio Marra Alves**, em 13/02/2026 11:08:28 com chave **788c031208e511f19662005056a537a4**.
- **Matilde Batista Melo**, em 13/02/2026 18:05:16 com chave **b288f770091f11f195ea005056a537a4**.

Este documento foi emitido pelo SUAP. Para comprovar sua autenticidade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse https://suap.ifg.edu.br/comum/autenticar_documento/ e informe os dados a seguir.

Tipo de Documento: Ata de Projeto Final

Data da Emissão: 13/02/2026

Código de Autenticação: d5f0ab



AGRADECIMENTOS

Primeiramente, meu maior agradecimento pertence à Deus, Aquele que nos sustenta e me traz forças todos os dias, me fazendo acordar e respirar o fôlego da vida, o Rei dos reis e Senhor dos senhores; sem Ele nada nesse mundo seria possível e por isso agradeço por seu amor incondicional e misericordioso.

Agradeço à minha maravilhosa esposa, Letícia. Minha companheira de vida e minha intercessora, uma pessoa que me apoia e torce pelo nosso sucesso, minha fortaleza em quem confio minha vida e concentro toda minha energia para ser seu protetor e provedor. Obrigado por caminhar comigo, cumprindo nossos propósitos até que o Senhor venha.

Agradeço aos meus pais, Alessandra e Renato, por todo esforço e apoio no meu desenvolvimento pessoal e profissional, por terem caminhado comigo em boa parte da minha formação acadêmica, me auxiliando e proporcionando o melhor que poderiam me entregar. Obrigado pai por ser um exemplo de homem dentro de casa, mostrando como é amar e sustentar uma família mesmo com tantas responsabilidades que um homem deve carregar dentro do lar. Mãe, te agradeço por nos ensinar a trilhar uma vida com Deus no caminho correto, sempre orando e pedindo proteção para minha vida e, por isso, hoje estou colhendo os frutos das suas orações.

Um agradecimento aos meus dois irmãos, Pedro e Daniel. Dois homens que estão comigo como meus braços direitos.

Também um agradecimento especial ao meu amigo Engenheiro Júlio César, que no início do meu curso me adotou como seu aluno e futuro colega de trabalho. Grande parte das minhas experiências profissionais deve-se a ele, que teve paciência e profissionalismo para me ensinar e orientar a ser um melhor profissional.

Por fim, agradeço ao professor Me. Cláudio Marra Alves que não mediu esforços para me incentivar a ser um bom engenheiro. Foram diversas conversas sobre assuntos do cotidiano que me fizeram enxergar o quão dedicado e empenhado você é em garantir um ambiente acadêmico mais justo.

RESUMO

Os desafios de dimensionar e projetar estruturas têm sido cada vez mais frequentes na atualidade devido aos arranjos arquitetônicos modernos. Dito isso, com o avanço da tecnologia e o desenvolvimento de métodos e materiais mais eficientes para a execução de uma edificação, a disciplina de estruturas em concreto (que é o tipo mais convencional) foi a mais impactada com esses avanços, uma vez que a concepção de um produto forçou a diversificação dos métodos para que seja entregue um projeto executivo seguro. Nesse sentido, o concreto protendido é uma das metodologias que satisfazem essas necessidades, sendo aplicado em elementos estruturais como vigas e lajes. Como forma de exemplificação, o seguinte estudo abordará os métodos convencionais de dimensionamento e cálculo de uma viga em concreto armado e, como contraponto, será adotada a mesma contextualização, porém aplicando a metodologia do concreto protendido, sendo produzido um projeto executivo de ambas as vigas, com seus respectivos quantitativos e índices. Os resultados indicaram uma redução na flecha comparando os dois métodos, sendo passível da análise de custo e benefício da adoção do concreto protendido em relação ao concreto armado, tornando o projeto mais ou menos oneroso.

Palavras-chave: Projeto executivo. Viga. Viga protendida. Concreto armado. Concreto protendido.

ABSTRACT

The challenges of dimensioning and designing structures have become increasingly frequent today due to modern architectural arrangements. That said, with technological advancements and the development of more efficient building methods and materials, the field of concrete structures (the most conventional type) has been most impacted by these advances, as product design has forced a diversification of methods to deliver a safe and feasible project. In this sense, prestressed concrete is one of the methodologies that satisfies these needs, being applied to structural elements such as beams and slabs. As an example, the following study will address the conventional methods of dimensioning and calculating a reinforced concrete beam and, as a counterpoint, the same context will be adopted, but applying the prestressed concrete methodology, producing an executive project of both beams, with their respective quantities and indices. The results indicated a reduction in deflection when comparing the two methods, making it possible to analyze the cost and benefit of adopting prestressed concrete in relation to reinforced concrete, making the project more or less expensive.

Keywords: *Executive Project. Beam. Prestressed Beam. Reinforced concrete. Prestressed Concrete*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Vista do edifício do MASP (Museu de Arte de São Paulo).....	13
Figura 2 – Planta de forma do pavimento.....	15
Figura 3 – Processos e etapas de execução de uma edificação.....	21
Figura 4 – Processos de elaboração de projeto.	22
Figura 5 – Etapas do projeto estrutural, interação com a concepção arquitetônica e o seu pré-dimensionamento.	23
Figura 6 – Fluxo de cargas em um edifício.....	25
Figura 7 – Efeito da protensão centrada em uma viga biapoiada sujeita a carregamento distribuído.....	31
Figura 8 – Efeito da protensão centrada em uma viga biapoiada sujeita a carregamento distribuído.....	31
Figura 9 – Representação de monocordoalha engraxada.....	34
Figura 10 – Representação de cordoalhas de três e sete fios.....	34
Figura 11 – Acessórios de protensão.	36
Figura 12 – Sistema de ancoragem.....	37
Figura 13 – Placa de ancoragem (12,7 mm).	37
Figura 14 – Cunha bipartida para protensão.	38
Figura 15 – Nicho para protensão.	38
Figura 16 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobertura nominal.	42
Figura 17 – Planta de forma proposta (cm).	43
Figura 18 – Diagrama de deslocamento e seção dimensionada da viga V5 em concreto armado.	44
Figura 19 – Valores característicos nominais das cargas variáveis.	49
Figura 20 – Dados de carregamentos nas lajes.	49
Figura 21 – Pré-definição de execução da protensão	50
Figura 22 – Representação de vão efetivo de uma viga	51
Figura 23 – Valores de reações das lajes na viga V5.....	52
Figura 24 – Valores de reações das lajes considerados no pré-dimensionamento.	53
Figura 25 – Modelo estrutural da viga V5.	54
Figura 26 – Geometria da viga no Eberick®.....	55

Figura 27 – Configuração de modelo de viga.	55
Figura 28 – Definição da geometria das placas de ancoragem.	55
Figura 29 – Janela de configurações de materiais e durabilidade.	56
Figura 30 – Critérios para análise de elementos protendidos.	57
Figura 31 – Dados gerais da protensão.	58
Figura 32 – Seção pré-dimensionada da viga V5 protendida.	59
Figura 33 – Traçado das cordoalhas para protensão.	63
Figura 34 – Trecho 1 (50 cm reto).	63
Figura 35 – Trecho 2 (parabólico).	64
Figura 36 – Trecho 3 (50 cm reto).	64
Figura 37 – Disposição das ancoragens da viga V5 protendida (14 cabos).	66
Figura 38 – Modelagem 3D da viga V5 protendida (14 cabos).	66
Figura 39 – Tensões ELS-F (MPa).	68
Figura 40 – Tensões ELS-D (MPa).	68
Figura 41 – Tensões ELU-ATO (MPa).	68
Figura 42 – Representação do Estado Limite de Descompressão Parcial.	70
Figura 43 – Disposição das ancoragens da viga V5 protendida (17 cabos).	71
Figura 44 – Modelagem 3D da viga V5 protendida (17 cabos).	71
Figura 45 – Tensões ELS-F (MPa).	72
Figura 46 – Tensões ELS-D (MPa).	72
Figura 47 – Tensões ELU-ATO (MPa).	72
Figura 48 – Armaduras nas regiões de ancoragem (fretagem).	75
Figura 49 – Disposição das ancoragens da viga V5 protendida (17 cabos).	78
Figura 50 – Planta de forma definitiva.	79
Figura 51 – Diagrama de deslocamento da viga V5 protendida.	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Pré-dimensionamento de seções de vigas em concreto.	26
Tabela 2 – Propriedades mecânicas dos tipos de aços de protensão.	34
Tabela 3 – Parâmetros de cálculo e limites de tensão para a verificação do ELU no ato da protensão.	42
Tabela 4 – Ações e carregamentos característicos no pavimento.	48
Tabela 5 – Tensões limites para protensão conforme NBR 6118.	67
Tabela 6 – Valores de alongamentos das cordoalhas	81
Tabela 7 – Materiais utilizados para execução das vigas.	82
Tabela 8 – Índice de consumo de materiais.....	82

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Etapas de projeto.....	20
Quadro 2 – Critérios preliminares de projeto (materiais)	47
Quadro 3 – Dados de projeto.	48

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABECE	Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRASIP	Associação Brasileira de Engenharia de Sistemas Prediais
AP	Anteprojeto
AsBEA	Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura
CA	Concreto Armado
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CG	Centro de gravidade
CP	Concreto Protendido
CP-190	Aço para concreto protendido classe 190
CP-210	Aço para concreto protendido classe 210
ELS	Estado Limite de Serviço
ELS-CE	Estado Limite de Compressão Excessiva
ELS-D	Estado Limite de Descompressão
ELS-DEF	Estado Limite de Deformações Excessivas
ELS-F	Estado Limite de Formação de Fissuras
ELS-VE	Estado Limite de Vibrações Excessivas
ELS-W	Estado Limite de Abertura de Fissuras
ELU	Estado Limite Último
ELU-ATO	Estado Limite Último no Ato da Protensão
MASP	Museu de Arte de São Paulo
NBR	Norma Brasileira
PB	Projeto Básico
PE	Projeto Executivo
PL	Projeto Legal
PN	Programa de Necessidades
RB	Relaxação Baixa
®	Marca formalmente registrada no órgão competente

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Objetivos.....	14
1.1.1 Objetivos Gerais	14
1.1.2 Objetivos Específicos.....	14
1.2 Análise de caso e contextualização	14
1.3 Divisão da monografia.....	17
2 REVISÃO DE LITERATURA	19
2.1 Projeto estrutural executivo.....	19
2.1.1 Concepção estrutural	24
2.1.2 Pré-dimensionamento	25
2.1.3 Análise estrutural	27
2.1.4 Dimensionamento	30
2.2 Vantagens do uso do concreto protendido em vigas.....	32
2.3 Diretrizes para o dimensionamento de vigas protendidas.....	32
2.3.1 Concreto para protensão	32
2.3.2 Aço para protensão.....	33
2.3.3 Acessórios para protensão	35
2.3.3.1 Dispositivos de ancoragem	36
2.3.3.2 Cunhas de fixação	37
2.3.3.3 Formas para nicho	38
2.3.4 Tipos de protensão	38
2.3.5 Níveis de protensão	39
2.3.6 Estado Limite Último (ELU) no ato da protensão.....	40
2.3.7 Cobrimento de armaduras	42
3 METODOLOGIA	43
4 CÁLCULO DA VIGA V5 PROTENDIDA NO EBERICK®	47
4.1 Critérios iniciais de projeto	47
4.1.1 Materiais e durabilidade para protensão	47
4.1.2 Descrição de cargas e ações na viga.....	48
4.1.3 Pré-dimensionamento da viga V5 protendida.....	50
4.1.4 Definição do modelo estrutural da viga	54
4.2 Dados de entrada	55
4.2.1 Geometria e definição de modelo da viga V5 protendida	55
4.2.2 Parâmetros de durabilidade	56

4.3 Estimativa do número de cordoalhas para protensão.....	58
4.3.1 Força de protensão no tempo infinito estimada.....	58
4.3.2 Força inicial de protensão estimada.....	60
4.3.3 Estimativa da armadura de protensão.....	61
4.4 Lançamento e validação das cordoalhas para protensão (14 cabos)	62
4.4.1 Disposição das cordoalhas	62
4.4.2 Disposição das ancoragens	65
4.4.3 Validação do dimensionamento para 14 cordoalhas	66
4.5 Lançamento e validação das cordoalhas para protensão (17 cabos)	70
4.5.1 Disposição das cordoalhas	70
4.5.2 Disposição das ancoragens	71
4.5.3 Validação do dimensionamento para 17 cordoalhas	71
4.6 Configurações das armaduras passivas.....	73
4.6.1 Armaduras longitudinais e transversais.....	73
4.6.2 Armaduras de fretagem	75
4.6.3 Armaduras de pele.....	78
4.7 Planta de forma final	78
5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	80
5.1 Deslocamento vertical da viga V5 em concreto protendido.....	80
5.2 Alongamento das cordoalhas	80
5.3 Armaduras passivas	81
5.4 Quantitativos e índice de materiais utilizados.....	81
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	83
6.1 Conclusões técnicas	83
6.2 Sugestões para trabalhos futuros	85
REFERÊNCIAS.....	87
APÊNDICE A – DETALHAMENTO DA VIGA EM CONCRETO ARMADO.....	91
APÊNDICE B – PRANCHA EXECUTIVA DA VIGA PROTENDIDA	92

1 INTRODUÇÃO

A disciplina de projetos estruturais em concreto vem sendo cada vez mais desafiada pelas contínuas mudanças e modernizações de edifícios, visto que as novas tendências de mercado trazem suas concepções mais otimizadas dos ambientes na construção civil. Atualmente, é comum depararmos com construções mais arrojadas, com um nível maior de complexidade na execução, dimensionamento e detalhamento feito pelos projetistas. O Museu de Artes de São Paulo é uma representação concreta desses desafios, onde a estrutura conta com um vão livre aproximadamente igual a 70 metros, tornando-o um marco da aplicação de novas técnicas na construção civil.

Figura 1 – Vista do edifício do MASP (Museu de Arte de São Paulo).



Fonte: MASP (2025).

A fim de mitigar esses impasses e desafios propostos, os calculistas estruturais estudam, propõem, simulam e analisam diversos arranjos estruturais para entregar projetos exequíveis, seguros, duráveis e econômicos, satisfazendo as necessidades tanto de outras disciplinas de projeto quanto do cliente, cumprindo as exigências de operação, segurança e longevidade da edificação de acordo com a norma ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023).

Frequente são as propostas de remoção de pilares, apoios, feitas aos calculistas estruturais de uma edificação (Brisolla-Zara, 2023). Diante da necessidade de remoção desse apoio intermediário em um pavimento típico, evidencia-se o seguinte problema de engenharia: a solução em concreto armado atende aos Estados

Limites de Serviço e Últimos ou a solução do concreto protendido torna-se tecnicamente mais eficiente? Este trabalho avalia a possibilidade de implementação dessa metodologia de adoção da protensão como solução estrutural para o estudo de caso apresentado.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivos Gerais

O objetivo do presente trabalho é analisar, dimensionar e detalhar uma viga biapoiada em concreto protendido a partir da utilização de ferramentas (programas computacionais).

1.1.2 Objetivos Específicos

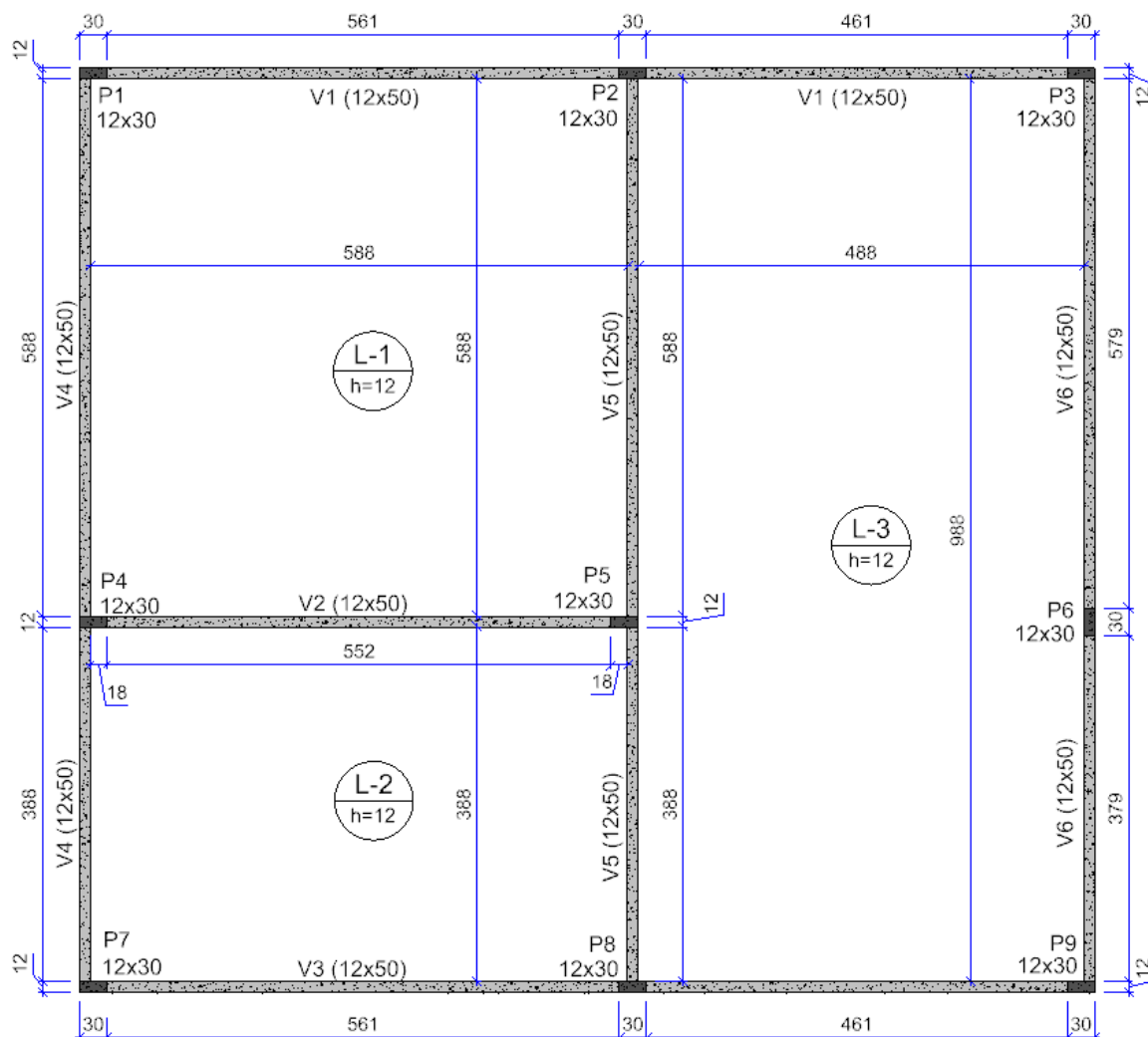
- a) Apresentar e explicar as etapas necessárias para análise, dimensionamento e detalhamento de uma viga por meio do programa computacional Eberick®;
- b) Comparar os resultados, análises e índices de projeto;
- c) Elaborar projeto executivo de viga em concreto protendido.

1.2 Análise de caso e contextualização

A partir de um problema de engenharia apresentado por Carvalho e Figueiredo Filho (2023) no livro intitulado “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2023”. O pavimento é composto por lajes maciças com espessura de 12 cm (L1, L2 e L3), apoiadas sobre vigas de seção 12 x 50 cm, as quais transferem as cargas para pilares com seção transversal de 12 x 30 cm.

Percebe-se que a viga V5 é apresentada como contínua, apoiada em três pilares e formada por dois vãos, aproximadamente iguais a 400 cm, e 600 cm. A Figura 2 apresenta a planta de forma elaborada pelo autor.

A concepção estrutural adotada considera um arranjo ortogonal de vigas, formando três painéis principais de laje, com dimensões conforme indicado em planta. As lajes apresentam comportamento bidirecional, apoiadas nas vigas perimetrais e internas, garantindo adequada distribuição de esforços e compatibilidade de deformações. Os carregamentos atuantes incluem peso próprio, revestimentos e sobrecarga de utilização, conforme prescrições normativas vigentes.

Figura 2 – Planta de forma do pavimento.

Fonte: adaptado de Carvalho (2024).

Por condicionantes arquitetônicas e funcionais, as vigas não poderão ser invertidas, ou seja, todas as vigas serão executadas com altura posicionada integralmente abaixo do plano das lajes. Essa restrição implica em limitações geométricas no dimensionamento, influenciando diretamente os critérios de verificação de flechas, controle de fissuração e detalhamento das armaduras, uma vez que não se pode recorrer ao aumento da altura útil por meio de vigas invertidas.

Soma-se a isso a limitação do pé-direito do pavimento inferior, que restringe a altura disponível para os elementos estruturais. Como as vigas se projetam abaixo da laje e não podem ser invertidas, sua altura impacta diretamente o espaço útil do ambiente inferior. Dessa forma, o dimensionamento das vigas deve atender simultaneamente aos critérios de segurança estrutural e às exigências arquitetônicas

de altura mínima de pé-direito, configurando um problema de compatibilização entre desempenho estrutural e condicionantes funcionais.

Dessa forma, o pavimento em estudo constitui um modelo representativo para análise estrutural, permitindo avaliar o comportamento global do sistema, os efeitos das restrições arquitetônicas impostas e a influência das cargas no dimensionamento dos elementos estruturais. Este contexto orienta as etapas subsequentes de modelagem, análise dos esforços solicitantes, dimensionamento e verificação dos estados limites últimos e de serviço.

A ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023) define as larguras mínimas para as seções transversais de elementos em concreto nas seguintes condições:

- a) Vigas: a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm e, obrigatoriamente, respeitar as condições de alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais;
- b) Pilares: a seção transversal de pilares maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm e, apenas em casos especiais permite-se a consideração entre o intervalo de 19 cm e 14 cm, desde que multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional. Além disso, não é permitido pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Com as considerações prescritas pela norma, observa-se que a planta de forma do pavimento elaborada pelo autor está divergente com os limites mínimos de dimensões para as peças estruturais analisadas. Portanto, será necessário alterar as seções transversais desses elementos da forma, uma vez que o autor considera, por exemplo, as dimensões dos pilares com 12 cm de largura, sendo necessário o mínimo de 14 cm em casos especiais. Além da alteração da largura do pilar, também será necessário adotar a outra dimensão do pilar, que não foi informada pelo autor, mas seguindo as considerações de área mínima da seção sendo 360 cm², tem-se que a seção mínima deve ser de 14 cm por 26 cm (nessa situação, é válido o arredondamento para 30 cm, configurando um pilar com seção transversal de 14 cm por 30 cm).

Além disso, as vigas também seguem o mesmo padrão de largura, sendo consideradas seções de 12 cm de largura e 50 cm de altura, que são dimensões permitidas por norma, porém existem considerações de arranjo de armaduras que obrigatoriamente precisam ser seguidas. Essa condição será verificada durante o dimensionamento da viga estudada.

A classe de agressividade admitida pelo autor foi do tipo CAA 1, com o cobrimento nominal da armadura de 2 cm para as lajes. Em caso de vigas, esse cobrimento nominal será diferente para o tipo de classe adotada, sendo revisadas para a análise da estrutura. Para a resistência característica do concreto (f_{ck}), a consideração estipulada para o pavimento foi de 20 MPa, informação essa que também será analisada para o estudo da viga do pavimento.

A fim de alinhar as informações de materiais e durabilidade do pavimento com as considerações normativas da NBR 6118 (ABNT, 2023), será proposta uma nova planta de forma do pavimento com alterações nos materiais e durabilidade do pavimento, apresentada no tópico de Metodologia. Nessa proposta, também será alterado o arranjo estrutural de vigas e pilares, garantindo uma maior liberdade arquitetônica para usabilidade da área projetada.

1.3 Divisão da monografia

No primeiro capítulo, é exposto a introdução do trabalho, abordando uma nova proposta de modelo estrutural para situações comuns nos ambientes da construção civil, baseando um estudo de caso a fim de demonstrar a importância do uso desse modelo na atualidade, além da sinopse referente a cada capítulo.

No segundo capítulo, apresenta-se a revisão bibliográfica acerca do tema proposto e sua relevância, sendo realizada com base em estudos acadêmicos, livros, artigos e normas. Nesse capítulo, são abordadas as premissas e informações relevantes para a elaboração do trabalho sustentado e prescritos segundo a norma ABNT NBR 6118:2023: projeto de estruturas de concreto.

No terceiro capítulo, expõe-se a metodologia para o desenvolvimento do trabalho, incorporando um pavimento para o estudo de protensão em vigas. Nesse capítulo são definidos os métodos de pesquisa, propondo uma nova configuração do pavimento estudado e utilizando a aplicação do concreto protendido em vigas com maiores vãos. São apresentadas as etapas dos processos de concepção, análise e

dimensionamento da viga em estudo, seguindo uma linha lógica de dimensionamento para produção de um projeto executivo.

No quarto capítulo são apresentados os processos e desenvolvimento do estudo do pavimento com viga em concreto protendido. Para o capítulo, serão expostas as etapas realizadas de configurações e cálculos a partir do software, com imagens das guias de ajustes do Eberick®.

No quinto capítulo são feitas as análises dos resultados, em que se faz considerações de projeto para produção e detalhamento da viga.

E por fim, no sexto capítulo são dispostas as conclusões do estudo e sugestões para futuros trabalhos que possuem os materiais e métodos de projetos de vigas protendidas.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Projeto estrutural executivo

Conforme Fontenelle (2002 apud Timbola, 2021), a etapa de projeto consiste em um processo de construção que deve buscar uma solução eficiente e criativa de forma documentada, que represente as condições de execução através da concepção, desenvolvimento e detalhamento de suas características físicas e tecnológicas. Dessa forma, a ação de projetar é fundamentada a partir do domínio de conhecimento específico de uma ciência.

Na disciplina de projeto estrutural, esse conhecimento é aplicado através da concepção, pré-dimensionamento, análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura a partir de etapas que, segundo a NBR 13531 - “Elaboração de projetos de edificações – Atividades técnicas” (Teixeira, 2007), são descritas da seguinte forma:

- a) Levantamento de dados (LV): “levantamento das informações técnicas específicas a serem fornecidas pelo empreendedor ou contratadas no projeto”;
- b) Programa de necessidades (PN): “determinação das exigências de caráter prescritivo ou de desempenho (necessidades e expectativas dos usuários) a serem satisfeitas pela edificação a ser concebida”.
- c) Estudo de viabilidade (EV): “elaboração de análise e avaliações para seleção e recomendação de alternativas para a concepção da edificação e de seus elementos (...)”.
- d) Estudo preliminar (EP): “concepção e representação do conjunto de informações técnicas e iniciais aproximadas (...)”.
- e) Anteprojeto ou pré-execução (AP): “concepção e representação das informações técnicas provisórias de detalhamento da edificação (...) necessários ao inter-relacionamento das atividades técnicas de projeto e suficientes à elaboração de estimativas aproximadas de custos e de prazos dos serviços de obra implicados”;
- f) Projeto legal (PL): “representação de informações técnicas necessárias à análise e aprovação, pelas autoridades competentes, (...) e à obtenção do alvará ou das licenças e demais documentos indispensáveis para as atividades de construção”;

g) Projeto básico (PB): “representação das informações técnicas (...) ainda não completas ou definitivas”;

h) Projeto para execução (PE): “concepção e representação final das informações técnicas (...) necessárias à execução dos serviços de obra correspondentes”

Entidades representativas do setor de projetos (AsBEA, ABECE e ABRASIP) articulam essas etapas do desenvolvimento e concepção de projeto de forma mais usual, subdividindo em fases e processos de acordo com o Quadro 1.

Quadro 1 – Etapas de projeto.

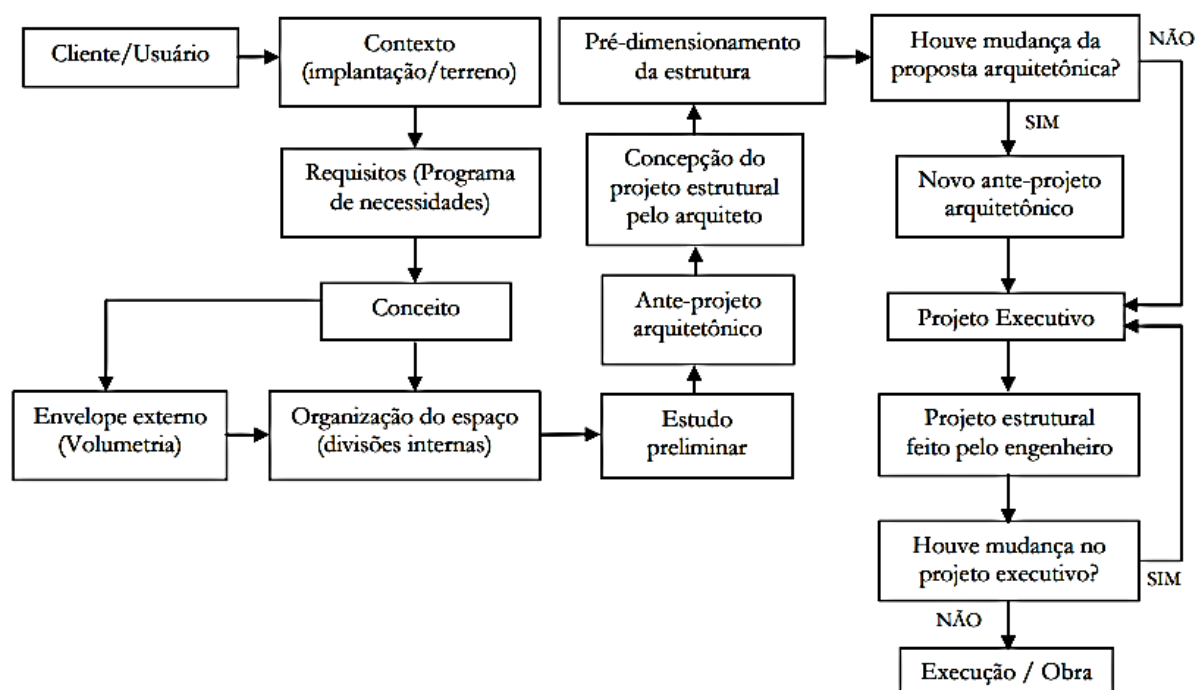
Etapas do projeto	Descrição da etapa	Agentes/Profissionais
Levantamento de dados	Fase inicial de definições que compreendem o objetivo da obra e demais instrumentos específicos de informação que se façam necessários	Cliente, arquiteto e topógrafo
Estudo preliminar	Apresenta o partido arquitetônico adotado, implantação e incorporando as exigências do cliente	Cliente e arquiteto
Anteprojeto	Apresentação da solução adotada no projeto com suas especificações técnicas, permitindo uma primeira avaliação de custo e prazo	Cliente, arquiteto, gerentes e projetistas complementares
Projeto legal	Constitui no projeto arquitetônico proposto considerando todas as exigências contidas no programa de necessidades, no estudo preliminar e no anteprojeto aprovado pelo cliente, nos requisitos legais e nas normas técnicas	Cliente, arquiteto, órgãos licenciadores
Projeto pré-executivo	Consiste no desenvolvimento do anteprojeto a fim de verificar interferências com demais projetos complementares	Cliente, arquiteto, gerentes e projetistas complementares
Projeto executivo	Constitui a solução desenvolvida já compatibilizada com todos os projetos complementares, com todas as informações necessárias à execução da obra. Compõe-se dos	Cliente, arquiteto, gerentes e projetistas complementares

	desenhos de arquitetura devidamente compatibilizados com os projetos complementares	
Projeto de detalhamento	Complementação do projeto executivo com detalhes Construtivos, em escala apropriada, necessários a um melhor entendimento da obra	Cliente, arquiteto, gerentes e projetistas complementares

Fonte: adaptada de AsBEA (2000).

A partir dessas definições de processos e etapas, Melo (2013) apresenta, de forma simplificada, a interação entre projeto arquitetônico e o projeto estrutural. Na Figura 3 é esquematizado, através de um fluxograma, os processos da concepção da arquitetura até a execução da edificação, dividindo as etapas de acordo com o roteiro de concepção de um produto.

Figura 3 – Processos e etapas de execução de uma edificação.



Fonte: Melo (2023).

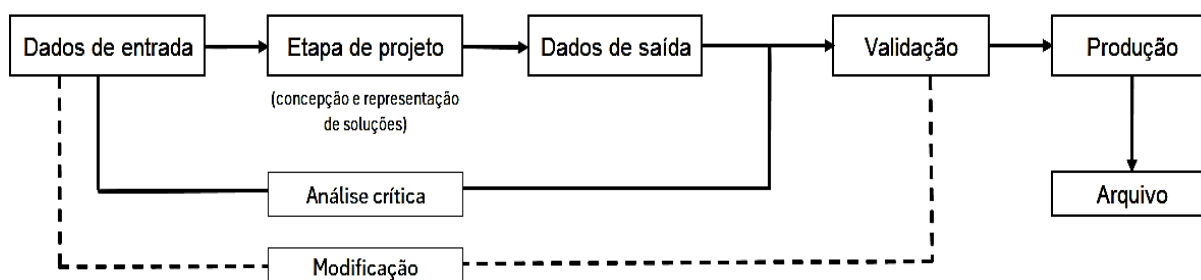
Para Melhado (1995), o desenvolvimento do projeto passa a ser entendido como uma sequência de etapas de concepção, verificação e validação, devendo, a partir de dados de entrada, garantir soluções que satisfazem a necessidades e expectativas dos clientes, assegurando a qualidade do projeto. De modo complementar, Reis (2013) entende que, para o projeto executivo, é necessário a

realização de estudos específicos, com o objetivo de apresentar bons resultados, visto que há a necessidade de avaliar as suas particularidades.

A não utilização do projeto executivo pode gerar grandes problemas tanto em relação a custo quanto a surgimento de manifestações patológicas, fazendo-se inevitável o retrabalho em menos tempo previsto, o que pode ocasionar problemas de gerenciamento do tempo afetando diretamente o planejamento e o prazo de execução (De Aguiar, 2022). Logo, com a ideia de implementação de um projeto executivo em que há análises críticas e modificações, a produção do arquivo final (normalmente pranchas de detalhamentos e/ou memorial de cálculo) se dá apenas após ocorrer a validação final do projeto, sendo indispensável na construção civil tais condições.

Conforme ilustrado na Figura 4, Melhado (1995) representa o processo de elaboração de projetos como um fluxo não linear, no qual a produção de arquivos pode ser interrompida por dois processos fundamentais: a análise crítica e as modificações necessárias. A análise crítica consiste na verificação e avaliação das soluções adotadas — que, no caso de projetos estruturais, corresponde às etapas de concepção e análise estrutural. Quando são identificadas inconsistências ou inadequações, realizam-se as modificações necessárias, promovendo o retorno às etapas anteriores do projeto até que este esteja apto à validação e posterior produção.

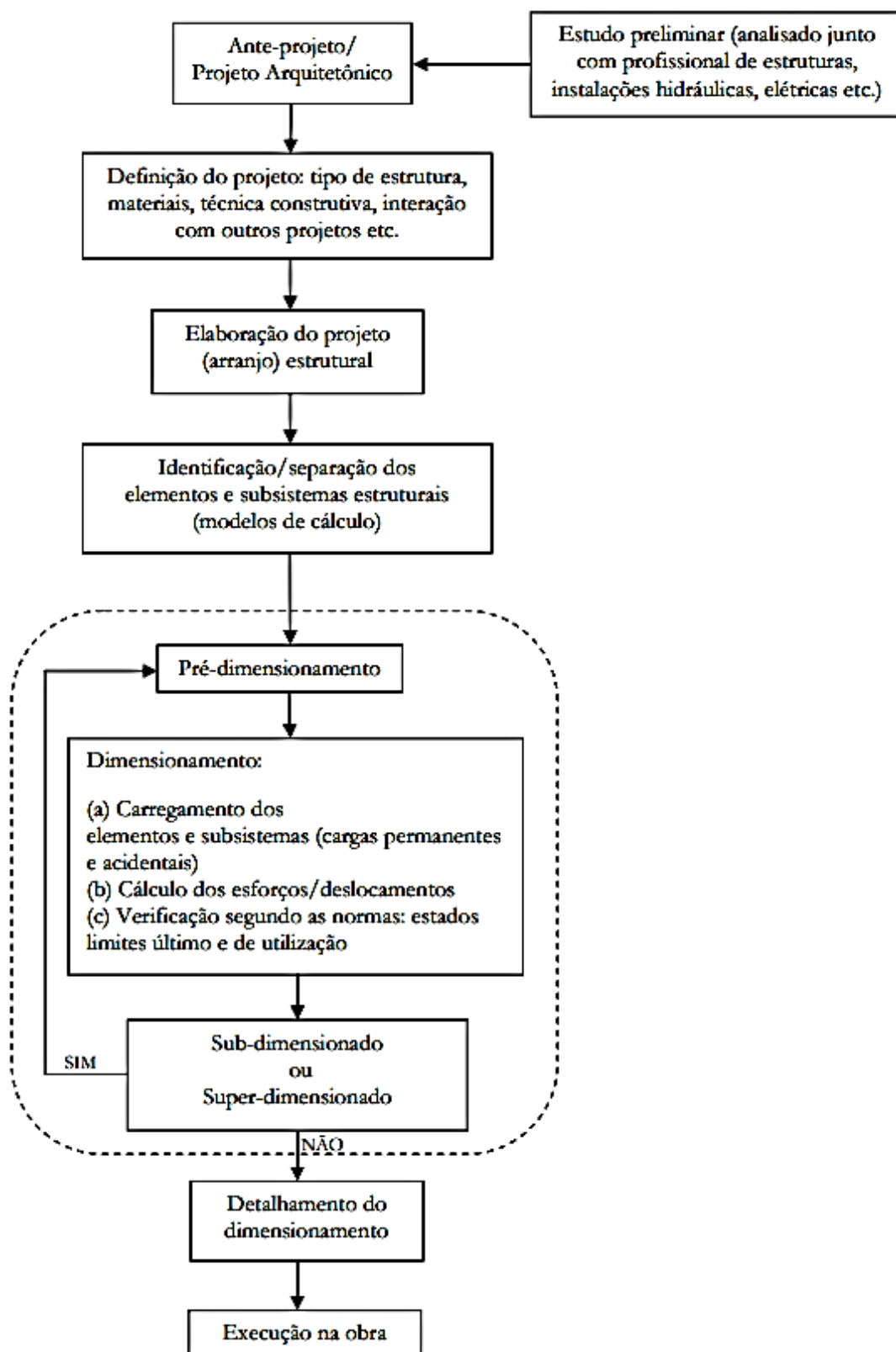
Figura 4 – Processos de elaboração de projeto.



Fonte: adaptada de Melhado (1995).

De maneira semelhante, o projeto estrutural executivo é dividido em um ciclo de processos que garantem o desenvolvimento de um bom modelo estrutural para execução, seguindo etapas indispensáveis ao projetista para dimensionamento e definição do arranjo estrutural. Frente a isso, o organograma da Figura 5 resume as principais e importantes etapas e processos de um projeto estrutural:

Figura 5 – Etapas do projeto estrutural, interação com a concepção arquitetônica e o seu pré-dimensionamento.



Fonte: Melo (2013).

Em seu estudo, Brisolla-Zara (2023) cita diversos autores que definem etapas primordiais do projeto estrutural, sendo eles: concepção estrutural, pré-dimensionamento, análise estrutural e dimensionamento.

2.1.1 Concepção estrutural

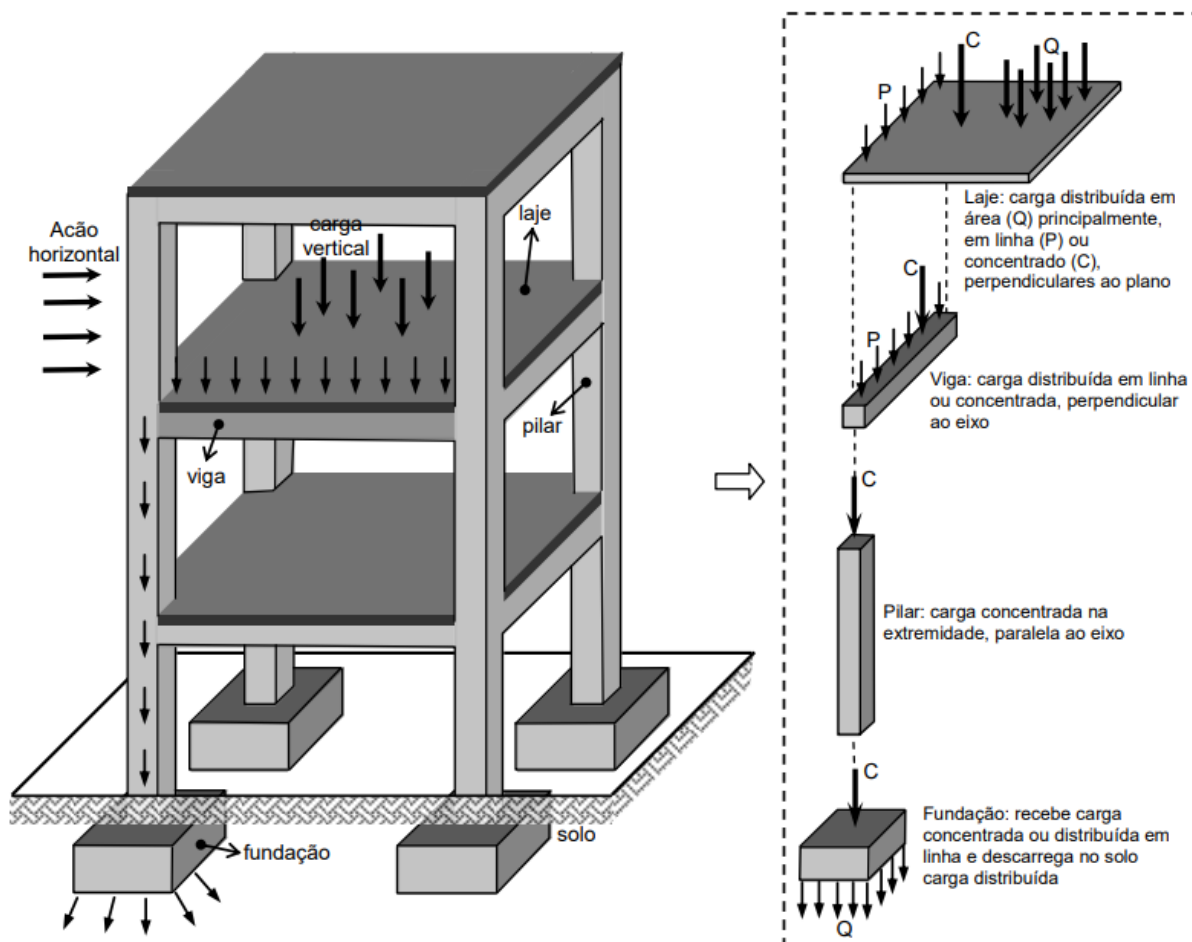
De modo geral, a metodologia para a concepção estrutural de uma edificação baseia-se na análise do encaminhamento das cargas na edificação e, para aplicação desse método, Fusco (1976) apresenta as seguintes indicações de análise:

- a) Tipo da construção: quanto à utilização da edificação e quanto ao seu padrão;
- b) Meio externo: influencia no tipo da estrutura por meio de agentes externos e os tipos de construções vizinhas;
- c) Materiais a serem utilizados: influência direta no carregamento da estrutura;
- d) Elementos estruturais: definição dos elementos participantes da estrutura, ou seja, aquelas com funções estruturais;
- e) Método construtivo e custo: a técnica construtiva e a padronização de processos impactam no custo de obra;
- f) Aspectos arquitetônicos: a disciplina de projeto arquitetônico é determinante na análise e seleção da geometria estrutural.

O objetivo principal dessa fase do projeto estrutural executivo é a idealização de um modelo estrutural eficiente e apto para incorporar cargas atuantes e seleção dos elementos estruturais, garantindo a satisfação do cliente, da arquitetura e da norma que rege as estruturas de concreto. Na Figura 6 apresenta-se essas cargas atuantes e suas respectivas distribuições na edificação em que o modelo estrutural é formado por vigas, lajes, pilares e elementos de fundação.

Entende-se que, diante de uma concepção da estrutura, inicia-se uma fase de análise do modelo adotado e o estudo de soluções eficientes para determinadas situações que uma estrutura será solicitada. De forma geral, a concepção estrutural é uma parte integrante de qualquer projeto de engenharia de estruturas, sendo sua função a previsão do desempenho da estrutura proposta (Kassimali, 2015).

Figura 6 – Fluxo de cargas em um edifício.



Fonte: adaptado de Melo (2013).

2.1.2 Pré-dimensionamento

Após os processos de concepção estrutural, as definições de dimensões finais para os elementos estruturais solicitados por ações internas, cumpre-se a partir desse momento. É nessa etapa que são estimadas as seções do elemento estrutural, quantidades de aço, geometria das armaduras ativas etc., sendo responsáveis pela resistência aos maiores esforços atuantes na estrutura, dimensionada a partir de combinações calculadas de acordo com o tipo de carregamento e solicitação. Para a verificação da segurança em peças de concreto protendido, assim como em qualquer tipo de estrutura, deve-se observar os critérios prescritos pela NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento (ABNT, 2004) que prescreve requisitos de análises de ações nas estruturas.

Uma maneira simples de estimar a altura (h) de uma viga de concreto armado e protendido é por meio de seu vão efetivo (l_e) e sua condição de apoio (biapoiada, contínua e balanço), de acordo com a Tabela 1 a seguir:

Tabela 1 – Pré-dimensionamento de seções de vigas em concreto.

Tipo de viga	Biapoiadas	Contínuas	Balanço
Concreto armado	$h = \frac{l_e}{8} \text{ a } \frac{l_e}{12}$	$h = \frac{l_e}{12} \text{ a } \frac{l_e}{16}$	$h = \frac{l_e}{5} \text{ a } \frac{l_e}{7}$
Concreto protendido	$h = \frac{l_e}{12} \text{ a } \frac{l_e}{16}$	$h = \frac{l_e}{16} \text{ a } \frac{l_e}{18}$	$h = \frac{l_e}{7} \text{ a } \frac{l_e}{9}$

Fonte: Di Pietro (2000) apud Brisolla-Zara (2023).

Percebe-se que a relação de vão efetivo e altura da viga em concreto protendido possui um divisor maior e, conseqüentemente, uma altura menor comparada ao mesmo vão efetivo em concreto armado independente dos vínculos aplicados em uma viga. Essa correlação é funcional para análise estrutural em que são definidos os métodos de cálculo e arranjo estrutural, levando em consideração a aplicação do melhor método em determinadas situações, comparando custos de execução, segurança e efetividade.

Como forma de pré-dimensionamento do comprimento da base de uma viga protendida, Duarte (2015) apresenta a relação:

$$W_{est} \geq \frac{M_s}{\frac{2}{3} \cdot f_{ck} - \Delta P_{est}}$$

Em que:

W_{est} – é o módulo resistente estimado da seção;

M_s – é o momento de serviço devido às sobrecargas e cargas acidentais;

ΔP_{est} – um valor estimado para as perdas de protensão.

Segundo Brisolla-Zara (2023), o valor de ΔP_{est} pode ser estimado da seguinte forma:

$$\Delta P_{est} = 0,125 \cdot f_{ck}$$

Inicialmente, pode-se pré-dimensionar uma viga protendida com os critérios analisados, sendo necessário, ainda, realizar as verificações de segurança para os Estados Limites da análise estrutural, que serão aplicadas no decorrer do estudo da viga analisada neste trabalho.

2.1.3 Análise estrutural

Para Sussekind (1978), a análise estrutural é a parte do conteúdo da mecânica que estuda as estruturas, determinando os esforços e as deformações a que elas ficam submetidas quando solicitadas por agentes externos (cargas, variações térmicas, movimento de seus apoios etc.) e deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise.

Como parte importante na elaboração de um projeto executivo, a fase de análise do modelo estrutural é o primeiro passo para se dimensionar elementos estruturais eficientes e detalhamentos coerentes, porém é necessário a definição de um método de cálculo a partir de Estados-Limites (caracterizados pela norma como “últimos” e “de serviço”), capazes de garantir um projeto seguro.

A descrição da NBR 6118 (ABNT, 2023) para os Estados Limites de Serviço (ELS) estão associados ao conforto do usuário, bem como à durabilidade, estética e funcionalidade das estruturas. Esse tipo de verificação decorre de ações cujas combinações são:

- a) combinações quase permanentes de ações: correspondem às combinações que atuam de forma contínua ou durante grande parte da vida útil da estrutura;
- b) combinações frequentes de ações: correspondem às combinações que ocorrem repetidamente ao longo da vida útil da estrutura, com duração limitada em cada ocorrência;
- c) combinações raras de ações: correspondem às combinações que têm baixa probabilidade de ocorrência, podendo atuar apenas por curtos intervalos de tempo, geralmente de algumas horas, ao longo da vida útil da estrutura.

Por outro lado, o Estado Limite Último (ELU) refere-se à exaustão da capacidade resistente, à perda de estabilidade e colapso progressivo da estrutura (Siqueira, 2019). Ainda para Veríssimo (1998), a verificação de um ELU é considerada satisfatória quando a resistência de cálculo (R_d) de cada componente da estrutura for

igual ou superior à solicitação de cálculo (S_d), causada pela combinação mais desfavorável de ações.

Comumente, para a análise de estruturas em concreto armado, a armadura de flexão é definida, primeiramente, através do ELU e verificada no ELS. Em estruturas de concreto protendido, é usual a definição da armadura no ELS e verificação no ELU (Carvalho, 2012).

Ainda nesse contexto, a norma define o método de verificação de segurança a partir de validações dos Estados Limites, seguindo algumas considerações:

- a) acrescentar um coeficiente de ponderação a partir da etapa de concepção de acordo com as ações classificadas;
- b) minorar, a partir de coeficientes de ponderação, a resistência dos materiais a partir das considerações das características dos materiais que compõem o elemento estrutural;
- c) as ações devem ser combinadas conforme os critérios estabelecidos para os Estados Limites Últimos e de Serviço.

Os Estados Limites devem ser considerados no projeto das estruturas em concreto protendido, relativamente à verificação da segurança e das condições em serviço. Portanto, a seguir apresenta-se as definições conforme descritos no item 3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023):

- 1) Estado-Limite Último (ELU): estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”;
- 2) Estado-Limite de Serviço (ELS): aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas. A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns estados-limites de serviço definidos. Em construções especiais pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados-limites de serviço não definidos nesta Norma;
- 3) Estado-Limite de Formação de Fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ctk,f}$;
- 4) Estado-Limite de Abertura das Fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados;
- 5) Estado-Limite de Compressão Excessiva (ELS-CE): estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido;
- 6) Estado-Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal.

- 7) Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

Para um projeto, a análise estrutural deve abordar os tipos de comportamentos básicos dos materiais (elasticidade, plasticidade e elastoplasticidade) e dos elementos estruturais (lineares e não lineares), determinados pelas interações entre as tensões aplicadas e as respectivas deformações (Fusco, 1976).

Como prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2023), existem os seguintes métodos de análise estrutural: análise linear, análise linear com redistribuição, análise plástica, análise não linear e análise através de modelos físicos. Para os cálculos dos ELS em elementos protendidos, deve-se levar em consideração a análise elástica da seção transversal de concreto, uma vez que, de acordo com Zanette (2006), o concreto pode ser considerado um material elástico e linear para uma determinada faixa de tensões em serviço, não sendo passível de esforços de tração na peça estrutural em serviço.

Com a definição dos métodos de análise, modelo estrutural e de cálculo, é possível extrair os esforços atuantes e, por fim, dimensionar elementos estruturais capazes de suportar essas solicitações. Os procedimentos para dimensionamento e verificação de elementos estruturais protendidos da NBR 6118 (ABNT, 2023) estão baseados nesse método dos Estados Limites, que considera que uma estrutura atende aos objetivos para os quais foi fabricada quando, para todas as combinações apropriadas de ações, nenhum Estado Limite aplicável é excedido.

Em atendimento ao ELS-D, a análise de tensões é realizada no bordo mais inferior da viga, em que as fibras recebem máxima compressão devido à protensão, descomprimindo com as ações de cargas externas ponderadas pela combinação quase permanente. Esse atendimento se dá quando:

$$-\frac{P_{\infty,est}}{A_c} - \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W} + \frac{M_s^{CQP}}{W} \leq 0$$

Sendo:

$P_{\infty,est}$ – força de protensão estimada no período, considerando perdas;

e_p – excentricidade da armadura ativa em relação ao centro de gravidade;

A_c – área de aço da seção em concreto;

W – módulo de resistência elástico da seção;

M_S^{CQP} – momento solicitante, ponderadas na combinação quase permanente.

Para atendimento ao ELS-F, a verificação de tensões é similar, porém admitindo tensões de tração inferiores à resistência à tração do concreto na flexão. Logo, esse atendimento à verificação se dá quando:

$$-\frac{P_{\infty,est}}{A_c} - \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W} + \frac{M_S^{CF}}{W} \leq f_{ctk,f}$$

Sendo:

$f_{ctk,f}$ – resistência à tração do concreto na flexão;

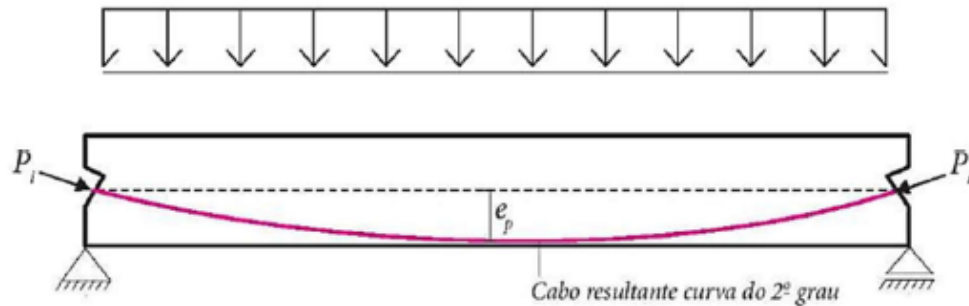
M_S^{CF} – momento solicitante, ponderadas na combinação frequente.

2.1.4 Dimensionamento

O dimensionamento de elementos protendidos pode ser feito pelo método das cargas em equilíbrio, em que se considera a força de protensão necessária, a partir de um traçado de cabos previamente definido, para equilibrar as parcelas de carregamento externo atuantes (Cholfe, 2018).

De forma complementar, o traçado dos cabos é fundamental para a disposição final de esforços em um elemento estrutural protendido, uma vez que o objetivo primário da protensão é atuar em sentido oposto aos esforços produzidos pelos carregamentos externos e que deve ser projetado em função das cargas atuantes na peça e, posteriormente, ajustado para satisfazer os requisitos construtivos (Veríssimo, 1998). A Figura 7 ilustra esse cenário, em que uma viga biapoiada recebe um carregamento distribuído, em que as ações provocadas por esse carregamento seja, em parte, combatido pela cordoalha de protensão.

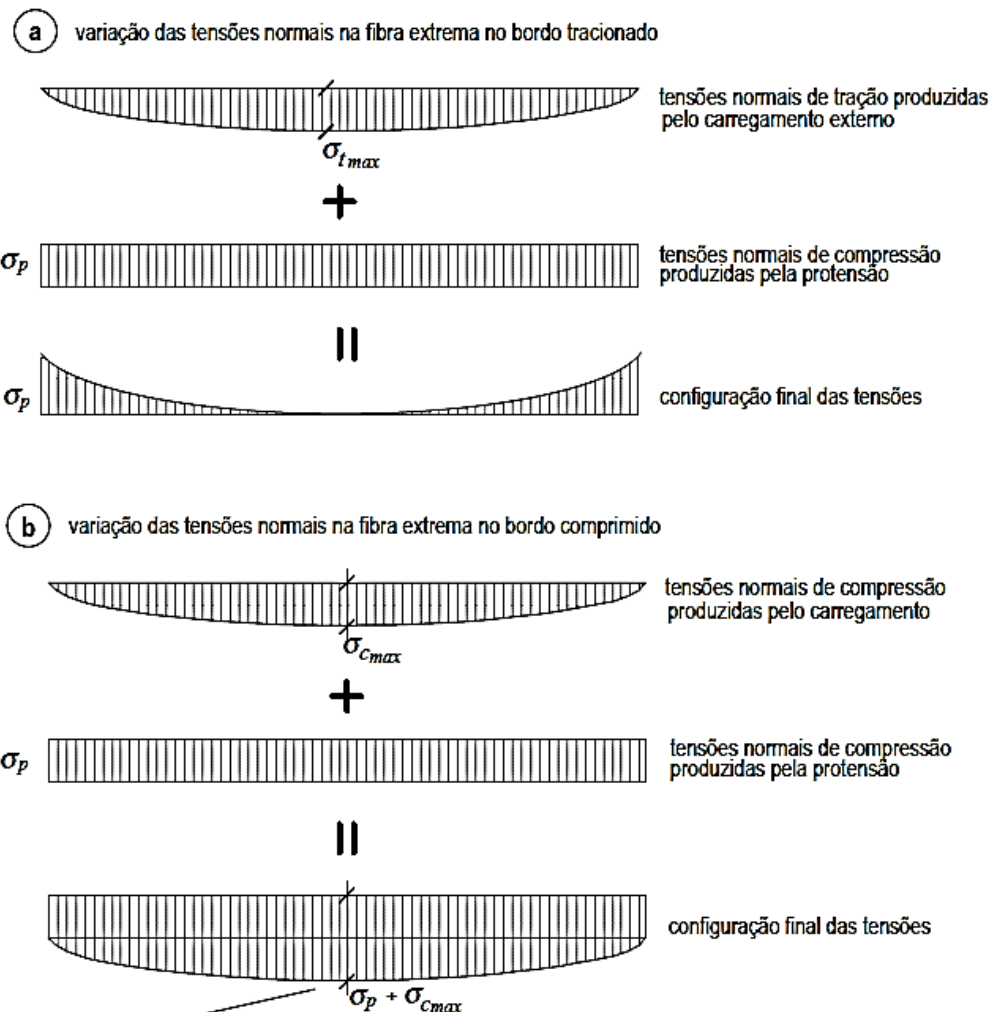
Figura 7 – Efeito da protensão centrada em uma viga biapoiada sujeita a carregamento distribuído.



Fonte: Cholfe e Bonilha (2018, apud Brisolla-Zara, 2023).

Ademais, na Figura 8 é apresentada os efeitos da protensão para essa situação, em que as ações de tração e compressão provocadas pela carga são influenciadas pelo efeito do tracionamento das cordoalhas. No bordo tracionado da viga, as tensões atuantes de tração são reduzidas devido a aplicação da protensão, e, no bordo comprimido, as tensões de compressão aumentam.

Figura 8 – Efeito da protensão centrada em uma viga biapoiada sujeita a carregamento distribuído.



Fonte: Veríssimo (1998).

Por fim, tendo em vista o dimensionamento da viga, entende-se que é necessária a representação gráfica para facilidade de execução do elemento estrutural e, para isso, o detalhamento e emissão de pranchas é uma etapa primordial para o ambiente de obra. Segundo Cauduro (2002), a execução de qualquer elemento estrutural deve somente ser iniciada após a emissão dos desenhos técnicos impressos nas plantas finais na fase de projeto executivo.

2.2 Vantagens do uso do concreto protendido em vigas

As vantagens do uso de protensão em vigas podem ser resumidas da seguinte maneira:

- a) Reduz as tensões de tração provocadas pela flexão e pelos esforços cortantes;
- b) Reduz a incidência de fissuras;
- c) Vigas protendidas podem vencer vãos maiores, que seriam inviáveis para o concreto armado;
- d) Reduz a seção de uma viga com grandes vãos sem apoio;
- e) Redução no tempo de execução.

2.3 Diretrizes para o dimensionamento de vigas protendidas

A princípio, nos elementos protendidos são aplicados concretos e aços com resistências elevadas, com a possibilidade de anular tensões de tração provenientes de esforços internos. A protensão é um sistema estrutural que exige técnicas mais específicas para sua execução, sendo requeridos materiais com maior controle de qualidade, limites de tensão específicas e precisas e propriedades mecânicas adequadas à cada situação que se faz necessário protender um elemento estrutural (Brisolla-Zara, 2023).

2.3.1 Concreto para protensão

De acordo com Hanai (2005), edificações que utilizam a tecnologia da protensão, é comum a definição de elementos estruturais com alta resistência a compressão (de modo geral entre 30 e 40 MPa) e o autor afirma que a necessidade de boa resistência do concreto pode estar associada a aspectos como:

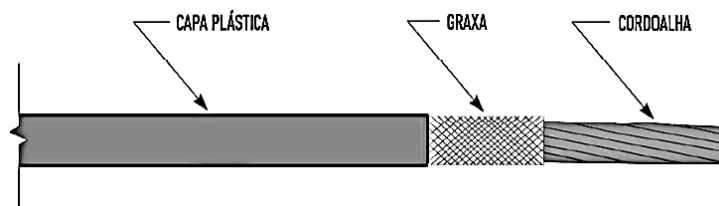
- a) elevados esforços solicitantes na seção do concreto decorrentes da introdução da força de protensão que normalmente provoca tensões no concreto superiores aos carregamentos em situação de serviço;
- b) redução do peso próprio do elemento, pois o concreto de alta resistência permite a concepção de peças mais esbeltas e leves;
- c) redução das deformações devido maior módulo de elasticidade, o que contribui diretamente na redução de perdas de protensão causadas pela retração e fluência do concreto;
- d) geralmente são mais impermeáveis, o que contribui para diminuir a possibilidade de corrosão da armadura de protensão.

É frequente a aplicação da técnica em vigas, já que, em uma viga submetida a carregamento distribuído, existe uma parcela tracionada com origem na tensão de flexão que, conseqüentemente, provoca o surgimento de fissuras no concreto. Logo, a adoção de uma maior resistência do concreto, somado com a resistência de aço para protensão, produz um sistema estrutural sem fissuras e completamente comprimido, que será discutido no decorrer do trabalho a respeito dos tipos de protensões para vigas.

2.3.2 Aço para protensão

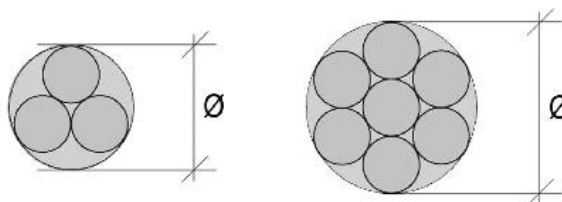
O aço empregado nas armaduras ativas distingue-se do aço convencional utilizado em estruturas de concreto armado (CA) em razão de sua elevada resistência à tração. Essa maior resistência é necessária para compensar as perdas de tensão que ocorrem ao longo da vida útil da armadura tensionada. Fenômenos reológicos do concreto, como retração e fluência, promovem o encurtamento dos elementos estruturais e, devido à interação mecânica entre concreto e aço, induzem reduções significativas na tensão inicial da armadura ativa, usualmente variando entre 150 MPa e 300 MPa (Bastos, 2024).

Cordoalhas para protensão são cabos de aço de alta resistência, formados por fios entrelaçados envolvidos por uma capa plástica, conforme Figura 9 (na pesquisa utiliza-se as monocordoalhas engraxadas) que são tensionados para comprimir a estrutura após o concreto atingir uma resistência mínima.

Figura 9 – Representação de monocordoalha engraxada.

Fonte: adaptado de Cauduro (2002).

Segundo a ABNT NBR 7483, as cordoalhas para estruturas de concreto protendido são classificadas pelo número de fios, podendo ser fabricadas em três ou sete fios conforme representação na Figura 9, e pela resistência do aço à tração sendo classificadas nas categorias CP-190, CP-210, CP-220, CP-230 e CP-240. A abreviatura CP significa “concreto protendido” e os números 190, 210, 220, 230 e 240 indicam o limite mínimo de resistência a tração na unidade quilogramas-força por milímetro quadrado. Além disso, as cordoalhas são definidas de acordo com o diâmetro nominal, sendo as mais comuns de 12,70 e 15,20 mm, ilustrado pela Figura 10.

Figura 10 – Representação de cordoalhas de três e sete fios.

Fonte: adaptado de Cauduro (2002).

Os tipos de cordoalhas mais utilizadas são de categoria CP-190 e CP-210 que, de acordo com a NBR 7483 (ABNT, 2021), possuem as seguintes propriedades mecânicas, dispostas na Tabela 2:

Tabela 2 – Propriedades mecânicas dos tipos de aços de protensão.

CP-190	CP-210
$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$	$f_{ptk} = 2100 \text{ MPa}$
$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$	$f_{pyk} = 1890 \text{ MPa}$
$\epsilon_{pyk} = 8,55\%$	$\epsilon_{pyk} = 9,45\%$
$\epsilon_{pyd} = 7,43\%$	$\epsilon_{pyd} = 8,22\%$
$E_p = 200 \text{ GPa}$	$E_p = 200 \text{ GPa}$
$\gamma_p = 78,5 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_p = 78,5 \text{ kN/m}^3$
$\alpha_t = 10^{-5} \cdot C^{\circ-1}$	$\alpha_t = 10^{-5} \cdot C^{\circ-1}$

Fonte: adaptado de ABNT NBR 7483 (2021).

Em que:

f_{ptk} – resistência característica à ruptura por tração do aço;

f_{pyk} – resistência característica ao escoamento do aço;

ε_{pyk} – deformação característica de escoamento do aço;

ε_{pyd} – deformação de cálculo de escoamento do aço;

E_p – módulo de elasticidade do aço;

γ_p – peso específico do aço;

α_t – coeficiente de dilatação térmica do aço.

Desde a introdução, em 2013, da categoria CP-210 de aços para protensão, diversos estudos têm sido conduzidos com o objetivo de avaliar a viabilidade técnica e econômica de sua utilização em comparação à cordoalha engraxada CP-190. Tais investigações buscam identificar a alternativa de protensão que proporcione melhor desempenho estrutural e maior eficiência financeira na execução de vigas protendidas (Brisolla-Zara, 2023).

No presente trabalho, adotam-se inicialmente cordoalhas engraxadas CP-190 RB, com diâmetro nominal de 12,70 mm, como solução estrutural de referência. Essa escolha decorre do fato de a viga analisada no estudo de caso constituir o único elemento protendido da estrutura, pressupondo-se, portanto, que o emprego do aço CP-210 não é indispensável para a resistência às ações externas.

A NBR 7483 (ABNT, 2021) estabelece que as cordoalhas destinadas à protensão devem ser produzidas exclusivamente na condição de relaxação baixa (RB). Essa categoria aplica-se a aços trefilados submetidos a tratamento termomecânico, cujo propósito é aprimorar suas propriedades elásticas e minimizar as perdas de tensão decorrentes do fenômeno de relaxação.

2.3.3 Acessórios para protensão

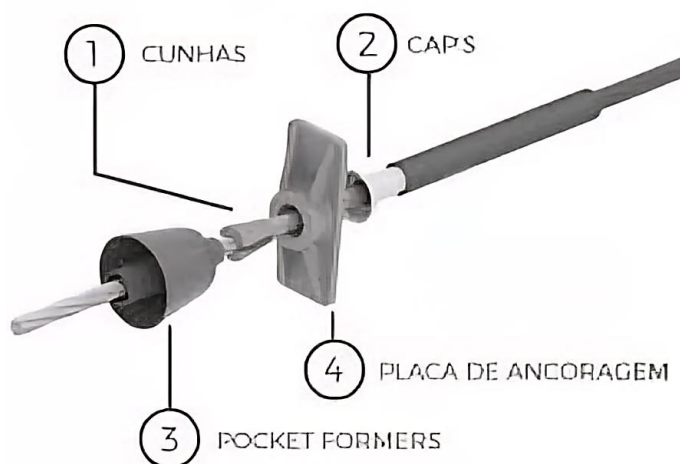
A tecnologia do concreto protendido fundamenta-se na introdução artificial de tensões de compressão na estrutura, visando melhorar seu comportamento sob cargas de serviço e aumentar sua durabilidade. Para que a força de protensão seja efetivamente aplicada e mantida ao longo da vida útil da estrutura, é imprescindível o

uso de um conjunto de componentes denominados "acessórios de protensão". A Figura 11 ilustra esses acessórios de forma didática.

Segundo Pfeil (2009), a eficiência da protensão depende intrinsecamente da qualidade e do desempenho destes dispositivos, que são responsáveis pela transferência dos esforços da armadura ativa (cabos ou cordoalhas) para o concreto.

Nos tópicos posteriores, detalham-se os principais acessórios utilizados, com ênfase no sistema de pós-tração.

Figura 11 – Acessórios de protensão.



Fonte: adaptado de PTE Protensões (2018).

2.3.3.1 Dispositivos de ancoragem

A ancoragem é o componente mais crítico do sistema. Sua função é transferir a força de tração da armadura ativa para o concreto da viga. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), as ancoragens devem ser capazes de resistir à carga de ruptura da armadura com um coeficiente de segurança adequado. As ancoragens dividem-se em duas categorias principais, exemplificadas na Figura 12 e Figura 13.

- a) Ancoragens ativas: localizadas na extremidade onde se aplica a força de protensão por meio do macaco hidráulico;
- b) Ancoragens passivas: localizadas na extremidade oposta, onde a armadura é fixada sem previsão de alongamento posterior.

Figura 12 – Sistema de ancoragem.



Fonte: adaptado de PTE protensão (2018).

Figura 13 – Placa de ancoragem (12,7 mm).



Fonte: PTE protensão (2018).

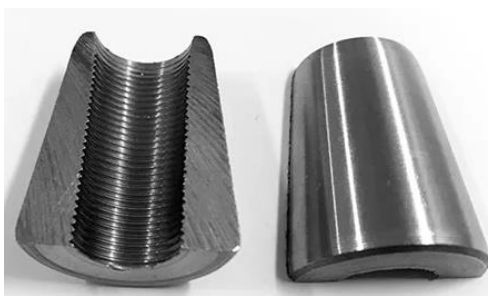
As ancoragens ativas, conforme explicado por Leonhardt e Mönnig (1983), geralmente são constituídas por um bloco de aço que funciona como cabeça de ancoragem e por cunhas apoiadas em uma placa de distribuição, a qual tem a função de transmitir as tensões concentradas ao concreto.

2.3.3.2 Cunhas de fixação

As cunhas são dispositivos mecânicos de travamento, geralmente bipartidos ou tripartidos, fabricados em aço de alta dureza. Elas são inseridas nos orifícios cônicos do bloco de ancoragem.

Segundo Hanai (2005), o funcionamento das cunhas baseia-se no atrito. Ao liberar o macaco hidráulico após o tensionamento, a cordoalha tende a retornar ao seu estado original, puxando a cunha para dentro do cone, o que gera uma força normal elevada e trava o sistema.

Figura 14 – Cunha bipartida para protensão.



Fonte: MAXI cabos (2025).

2.3.3.3 Formas para nicho

As *pocket formers* (chamada de nicho) são manufaturadas predominantemente em polímeros de alta resistência (como polietileno ou polipropileno) ou borracha reutilizável. Sua geometria é tipicamente tronco-cônica, formato este que cumpre duas funções essenciais: facilitar a remoção da peça após o endurecimento do concreto e evitar cantos vivos no nicho de concreto, reduzindo a concentração de tensões que poderiam gerar fissuras durante a aplicação da força de protensão.

Cauduro (2002) ressalta que o dispositivo precisa apresentar rigidez suficiente para resistir à pressão do concreto fresco sem sofrer deformações, assegurando assim a perfeita coaxialidade entre o nicho e a cordoalha.

Figura 15 – Nicho para protensão.



Fonte: MAQ blocos (2025).

2.3.4 Tipos de protensão

A protensão pode ser classificada de acordo com o sistema construtivo e o modo como a força de protensão é transferida para a seção de concreto, sendo divididas em:

- a) Pré-tração: o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto,

com a ligação da armadura de protensão sendo desfeita após o endurecimento do concreto. Ou seja, a ancoragem no concreto é realizada só por aderência, sendo comuns em pré-moldados;

- b) Pós-tração com aderência posterior: o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, utilizando como apoios partes do elemento estrutural, criando uma aderência permanente através de injeção das bainhas. São comuns em pontes e viadutos;
- c) Pós-tração sem aderência posterior: trata-se das peças com pós-tração protendidas onde não existe a aderência entre a armadura ativa e o concreto. A ligação entre armadura e o concreto ocorre apenas nas ancoragens, onde a força de protensão é transferida ao elemento estrutural. Esse tipo de protensão é importante devido ao desenvolvimento da cordoalha engraxada que simplificou e facilitou o acesso aos acessórios utilizados na protensão. É um tipo de método mais comum na construção civil devido à acessibilidade aos materiais;
- d) Pós-tração com protensão externa: ocorre quando a armadura ativa está atuando fora da seção de concreto, sendo mais comuns em pontes rodoviárias com reforço feito por protensão externa.

Utilizou-se o método da pós-tração sem aderência posterior por ser uma metodologia mais comum devido a viabilidade e acesso aos materiais que compõem os elementos protendidos. Além disso, a não aderência ao concreto garante uma perda de tensão de tração menor a partir da utilização da graxa que envolve a cordoalha, diminuindo o atrito entre o concreto e os fios do cabo de protensão.

2.3.5 Níveis de protensão

Para a NBR 6118 (ABNT, 2023), os elementos em concreto protendido são divididos em três níveis, de acordo com a capacidade de gerar tensões de tração e abertura de fissuras para determinadas combinações de carregamentos:

- a) Protensão parcial (nível 1): aquela permite que o concreto fissure de maneira ordenada, ou seja as fissuras aparecem em locais previstos e controlados, e não de forma aleatória pelo elemento estrutural, sendo aceitável pelo projeto.

- b) Protensão limitada (nível 2): aquela que sob carga de serviço total, permite pequenas tensões de tração, mas a probabilidade de ocorrência de fissuras é pequena;
- c) Protensão completa (nível 3): aquela que, sob carga de serviço total, a tensão de tração na fibra extrema seja nula;

Contudo, considerando a desvantagem da protensão de estarem sujeitas à corrosão sob tensão devido às fissuras, a norma impõe condições para cada nível de protensão, sendo eles:

- a) Protensão parcial: para pós-tração, pode ser utilizado em meios de classe de agressividade ambiental I e II, respeitando o estado limite de serviço de abertura de fissuras, ELS-W, de 0,2 mm para combinação frequente de ações;
- b) Protensão limitada: para pós-tração, pode ser utilizado em meios de classe de agressividade ambiental I, II, III e IV, respeitando os Estados Limites de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F) e de Descompressão (ELS-D) para as combinações frequentes e quase permanentes de ações;
- c) Protensão completa: pode ser utilizado em meios de qualquer classe de agressividade ambiental, respeitando o estado limite de serviço de descompressão, ELS-D, para combinação frequente e o estado limite de serviço de formação de fissuras, ELS-F, para combinação rara de ações (Zanette, 2006).

2.3.6 Estado Limite Último (ELU) no ato da protensão

O primeiro requisito crucial trata da resistência real do material no momento da pré-carga. Considera-se resistência característica do concreto ($f_{ck,j}$) aquela correspondente à idade fictícia j (em dias) no ato da protensão (ABNT, 2023), sendo que a resistência deve ser claramente especificada no projeto. Este requisito vincula a segurança do projeto ao cronograma de execução da obra.

A determinação de $f_{ck,j}$ é essencial, pois ela define o limite de tensão admissível. O material, sendo jovem, possui propriedades de resistência e deformação que ainda não estão plenamente desenvolvidas. A obrigatoriedade de especificar o valor de resistência característica no projeto transforma esta variável em um ponto de controle de qualidade fundamental, exigindo que o engenheiro da obra

comprove a resistência por meio de ensaios antes de liberar a aplicação da protensão (Brisolla-Zara, 2023).

Para esta verificação específica de ELU, a norma prescreve coeficientes de ponderação distintos daqueles utilizados para o dimensionamento definitivo. Admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação e limites:

- a) Coeficiente de ponderação das ações de protensão: $\gamma_p = 1,1$ para pós tração (metodologia utilizada neste trabalho);
- b) Coeficiente de ponderação para outras ações permanentes ou variáveis: $\gamma_f = 1,0$;
- c) Tensão máxima de compressão no concreto não pode superar 70% do $f_{ck,j}$ na data de protensão para concretos de classe C50 e inferior;
- d) A tensão máxima de tração no concreto, $\sigma_{c,lim}$ (calculada com base nas combinações de serviço), deve ser limitada a 1,2 vezes a resistência característica à tração do concreto na idade j correspondente à aplicação da protensão $f_{ck,j}$.

O fundamento desta ponderação é garantir a segurança contra a causa mais provável de falha neste estágio: o esmagamento induzido pelo esforço de protensão. A majoração da força de protensão ($\gamma_p = 1,1$) reflete a incerteza no valor e na excentricidade da força aplicada. Em contrapartida, a não majoração de outras ações ($\gamma_f = 1,0$) concentra o foco no risco de compressão máxima (ABNT, 2023).

Se fosse permitido majorar a carga permanente com o coeficiente usual (como por exemplo 1,4 ou 1,5) o momento fletor resultante do peso próprio aumentaria. Em muitas estruturas protendidas (como lajes e vigas), o momento fletor do peso próprio alivia a tensão de compressão máxima gerada pela protensão. Ao adotar ($\gamma_f = 1,0$), a norma minimiza esse alívio, forçando uma verificação mais conservadora do pico de compressão no concreto jovem. A Tabela 3 resume a fundamentação dos coeficientes, limites e ponderações normativos para a verificação em ELU no ato da protensão:

Tabela 3 – Parâmetros de cálculo e limites de tensão para a verificação do ELU no ato da protensão.

Parâmetro	Símbolo normativo	Valor ELU inicial	Justificativa e implicação
Resistência do concreto	$f_{ck,j}$	Especificada em projeto	Base de resistência do material jovem; diretamente ligada ao cronograma de cura
Coeficiente da protensão	γ_p	1,1	Majoração da força principal que induz a compressão, refletindo a incerteza da ação.
Coeficiente de outras ações	γ_f	1,0	Conservadorismo no lado seguro, minimizando o alívio de tensões por cargas permanentes.
Tensão máxima admissível	$\sigma_{c,lim}$	$0,7 \cdot f_{ck,j}$	Fator de segurança intrínseco para o concreto jovem, validando a hipótese do Estádio I contra o esmagamento.

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6118 (2023).

2.3.7 Cobrimento de armaduras

Por meio da NBR 6118 (2023), é estabelecido requisitos de durabilidade que implicam a adoção de valores de cobrimento nominal mais rigorosos para as armaduras ativas e passivas de estruturas em concreto protendido (CP), em comparação com as estruturas de concreto armado (CA).

Especificamente para os elementos de protensão, como as cordoalhas, o cobrimento mínimo exigido é de 3,0 cm, sendo um valor que deve ser aplicado invariavelmente em todos os elementos protendidos (como vigas ou lajes), parametrizados em função da agressividade ambiental (CAA) à qual a estrutura está exposta, conforme Figura 16 que apresenta a determinação dos cobrimentos para elementos em concreto.

Figura 16 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga ^b /Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto Protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

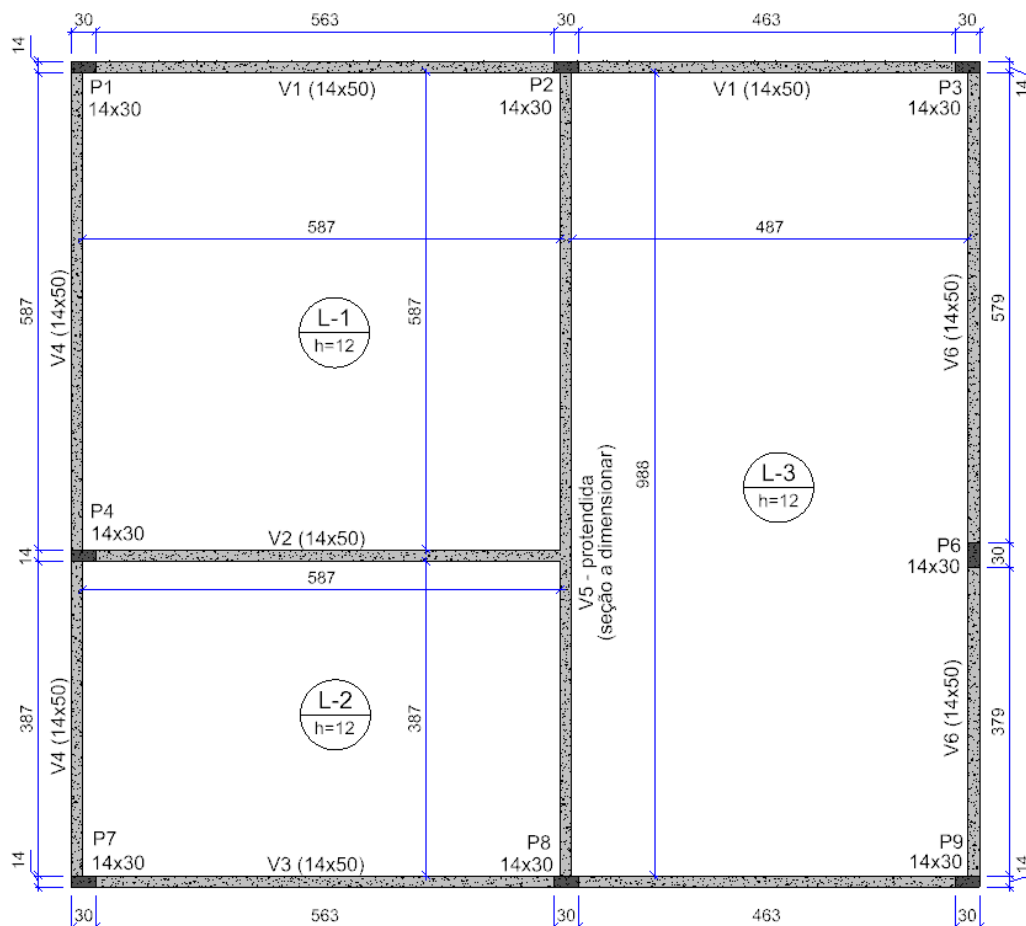
Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

3 METODOLOGIA

O estudo de caso proposto por Carvalho e Figueiredo Filho (2023) estipula uma altura de 50 cm para as vigas do pavimento. O pré-dimensionamento da altura de uma viga em concreto armado pode ser feito através da relação $L/10$, em que “L” representa o vão efetivo da viga entre os apoios (Pinheiro, apud Brisolla, 2007). Em vista disso, obedecendo essa relação, a viga V5 para a concepção estrutural proposta, sem o pilar intermediário, teria uma altura aproximada de 100 cm, caso projetada em concreto armado (detalhamento presente no Apêndice A). Também serão sugeridas modificações condicionadas às prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2023) apresentadas no tópico 1.2 deste trabalho, em que as dimensões dos pilares e vigas sofrerão acréscimo de seção transversal tanto para a solução em concreto armado quanto protendido.

A Figura 17 apresenta a planta de forma proposta para o pavimento, com a remoção do pilar P5 e alteração da seção da viga V5 a partir do dimensionamento em concreto protendido.

Figura 17 – Planta de forma proposta (cm).

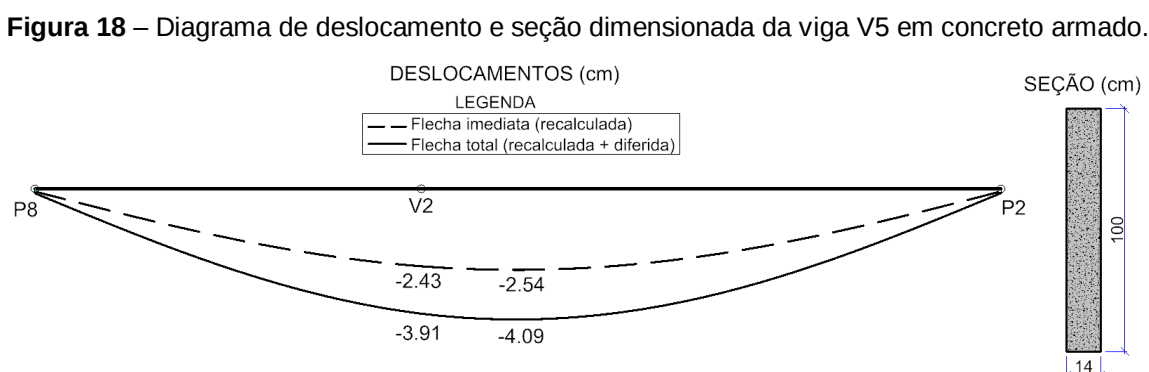


Fonte: adaptado de Carvalho (2024).

Para as demais vigas, foi conservada a dimensão da altura, porém alterada a largura de 12 cm para 14 cm, tendo em vista a necessidade das ancoragens nos demais elementos estruturais. Na viga em estudo (V5), foi necessário o aumento de sua seção em decorrência dos esforços atuantes e a proposta de remoção do apoio que existia na região intermediária da viga. Nessa situação, a viga V5 também será solicitada pelo carregamento da viga V2 e das áreas de influência das lajes adjacentes, sendo cargas consideráveis. Os pilares sofreram alterações em suas seções, mantendo a padronização normativa em que um pilar deve possuir, no mínimo, 360 cm² de área de seção transversal, o que pode ser dado pelas dimensões adotadas. As dimensões dos pilares foram adotadas com essa premissa de seção mínima.

Feitas as alterações e inserções das cargas atuantes nas lajes, a viga foi processada e dimensionada com o auxílio do programa computacional Eberick®, gerados os resultados de análise do programa e detalhada em prancha, conforme Apêndice A, em que é detalhado a viga dimensionada em concreto armado e seus respectivos materiais para a execução (quantidade de aço, volume de concreto e área de forma), para serem comparados com os materiais utilizados na viga em concreto protendido.

Realizou-se a análise de critérios iniciais de projeto, em que a verificação do Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF), da viga V5 dimensionada em concreto armado, apresentou a seguinte geometria e comportamento de deslocamento vertical, conforme Figura 18 abaixo:



Fonte: adaptado do Eberick® (2026).

A NBR 6118 (ABNT, 2023) menciona que, para a aceitabilidade sensorial, o limite de deslocamento vertical total (flecha total) da viga não deve superar o valor

de $l/250$, com “ l ” referindo-se à distância entre o eixo do pilar externo e o primeiro pilar interno (ABNT, 2023). Para a viga analisada, esse valor limita-se a 4,0 cm.

Percebe-se que os deslocamentos verticais para a análise dos Estados Limites de Deformações Excessivas (ELS-DEF), devido a flexão da viga, são de grande magnitude, superando os limites sensoriais e funcionais aceitáveis. Além disso, o efeito visual é de incômodo para qualquer cliente e, a fim de reduzir esse efeito natural do elemento estrutural, a técnica do concreto protendido com pós-tração não aderente pode ser uma solução para o problema analisado, viabilizando o elemento com o arranjo da estrutura com uma seção menor sem afetar a arquitetura.

A metodologia aplicada à resolução do problema de engenharia proposto na seção anterior será apresentada em forma de tópicos, dispostos nos capítulos seguintes. Nesses capítulos, os métodos de análise, cálculo e dimensionamento estarão submetidos a uma arquitetura restringida, de acordo com a contextualização.

O estudo será segmentado em cinco etapas distintas:

1ª etapa – Dimensionamento da viga em concreto armado: a viga V5 foi modelada, calculada e dimensionada sem o apoio central (pilar P5) utilizando o programa computacional Eberick® (prancha de detalhamento presente no Apêndice A). Essa viga passou a ter um vão aproximado de dez metros e altura pré-dimensionada de um metro, a partir das análises anteriores. Conforme estabelece o exercício resolvido proposto no livro “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2023”, as vigas presentes no pavimento possuem dimensões com 12 centímetros de largura e 50 centímetros de altura, porém essas dimensões foram revisadas e analisadas anteriormente para que haja conformidade com os estados limites últimos e de serviço estabelecidos pela norma NBR 6118 (ABNT, 2023).

Assim, foi realizada a análise através do programa computacional, o qual verificou a eficácia do método do concreto armado para a situação; porém, os dados iniciais fornecidos pelo autor foram devidamente alterados para finalidade de verificações e correções que atendam os estados limites da estrutura.

2ª etapa – Dimensionamento da viga em concreto protendido: nesta etapa, a viga V5 também será modelada, calculada e dimensionada sem o apoio central (pilar P5), mas utilizando-se do concreto protendido através do auxílio do programa computacional, conservando as mesmas condições da etapa anterior, adequando algumas considerações de projeto, principalmente em relação às características

consideradas para os materiais (como por exemplo a resistência característica do concreto). Será utilizado o programa para calcular e dimensionar a viga estudada, adotando a solução do concreto protendido a fim de atender às verificações de estados limites. As análises e dimensionamento serão expostos de acordo com os resultados apresentados pelo próprio programa;

3ª etapa – Análise comparativa dos resultados encontrados nas etapas anteriores: para fins de análise do projeto executivo, serão comparados os resultados de cálculos computacionais, definindo o modelo mais adequado para a execução do pavimento e entrega de um projeto executivo. Para essa etapa, serão levantados índices de projeto para que seja feita uma estimativa de execução entre os dois métodos.

5ª etapa – Detalhamento e emissão de pranchas: por fim, nessa etapa será detalhada a viga protendida e emitida(s) prancha(s) de detalhamento(s).

4 CÁLCULO DA VIGA V5 PROTENDIDA NO EBERICK®

Assim como analisado, a execução da viga estudada em concreto armado é inviável devido à flecha excessiva, a grande área de aço necessária para combater os esforços internos presentes além da diminuição do pé direito do pavimento, comprometendo e limitando as concepções arquitetônicas. Dessa forma, decidiu-se adotar a protensão de pós-tração não aderente com monocordoalhas engraxadas como possível solução estrutural para satisfazer, com segurança, esses impasses.

Como parte do desenvolvimento do Projeto Executivo da viga em concreto protendido, neste capítulo são apresentados os critérios iniciais para o projeto e as sequências de operações do software, além dos resultados gerados pelos cálculos computacionais, demonstrados por meio de representações gráficas, tabelas e relatórios gerados pelo programa.

4.1 Critérios iniciais de projeto

4.1.1 Materiais e durabilidade para protensão

No Quadro 2 apresenta-se as informações preliminares dos materiais essenciais para desenvolvimento e análise do arranjo estrutural da viga protendida, com essas informações inseridas no Eberick®. Também, outros critérios para análise foram considerados a partir das informações do pavimento atribuídas pelo autor, conforme dispostas nos tópicos seguintes.

Quadro 2 – Critérios preliminares de projeto (materiais)

Materiais		
Concreto	Armadura passiva	Armadura ativa
fck = 30 MPa Cimento CP-V (ARI)	Aço CA-50	Aço CP190 RB

Fonte: próprio autor

Para a análise e dimensionamento da viga protendida pelo Eberick® foram considerados critérios normativos para o tipo de protensão adotada no estudo, incluindo tipos de combinações para os Estados Limites de Serviço (ELS) e a forma de análise dos elementos a partir de diagramas e gráficos.

4.1.2 Descrição de cargas e ações na viga

Outros dados de materiais para execução de estrutura em concreto, que são atribuídos ao pavimento pelo autor e utilizados para análise de carregamento, são dispostos no Quadro 3 a seguir:

Quadro 3 – Dados de projeto.

Materiais		
Revestimento inferior	Contrapiso	Piso
Argamassa de cal, cimento e areia (espessura 2,0 cm)	Argamassa de cimento e areia (espessura 2,0 cm)	Porcelanato (espessura 1,0 cm com 0,5 cm de cola)

Fonte: próprio autor

Por fim, são definidas os carregamentos e ações características presentes no pavimento a partir dos dados pré-definidos, presentes na Tabela 4.

Tabela 4 – Ações e carregamentos característicos no pavimento.

Tipo	Ação	Peso específico	Carga atuante
Peso próprio das lajes (h=12cm)		$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	$3,0 \text{ kN/m}^2$
Revestimento	Revestimento inferior	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	$0,38 \text{ kN/m}^2$
	Contrapiso	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$	$0,63 \text{ kN/m}^2$
	Porcelanato e cola	$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$	$0,34 \text{ kN/m}^2$
Carga variável de escritório (ABNT NBR 6120:2019)		-	$2,5 \text{ kN/m}^2$

Fonte: próprio autor.

As cargas atuantes foram calculadas multiplicando o peso específico pela espessura do elemento (no caso de lajes, a altura dimensionada no projeto de engenharia do livro). Já a carga variável foi mencionada pela ABNT NBR 6120 (ABNT, 2019) de acordo com a Tabela 10 da norma (Figura 19) que, com o exemplo estudado, está em um local de escritórios.

Esses carregamentos foram inseridos nos dados das lajes do pavimento (Figura 20) para que sejam extraídos os esforços das lajes na viga em estudo.

Figura 19 – Valores característicos nominais das cargas variáveis.

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Carga concentrada kN
Balcões, sacadas, varandas e terraços ^{ij}	Residencial	2,5	—
	Comercial, corporativos e escritórios	3	—
	Com acesso público (hotéis, hospitais, escolas, teatros etc.)	4	—
Bancos, agências bancárias, instituições financeiras ^a	Escritórios	2,5	—
	Sanitários	2	—
	Salas de diretoria e de gerência	2,5	—
	Cofre (validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela)	30	—
	Agência (área de atendimento ao público)	3	—
	Regiões de arquivos deslizantes	5	—
	Região de terminais de autoatendimento, caixas eletrônicos	12	k
	Áreas técnicas (ver item Áreas Técnicas nesta Tabela)		
	Centro de processamento de dados (ver Áreas técnicas)		

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019).

Figura 20 – Dados de carregamentos nas lajes.

Laje

Nome Tipo

Ambiente

Cargas

Grupo

Acidental kN/m² Revestimento kN/m²

Extra kN/m²

Temperatura e retração °C

Vigota protendida

Tipo

Arranjo Altura

Enchimento

Tipo

Dimensão

Seção

Espessura cm Elevação cm

ec cm

ee cm

enx cm espessura

eny cm

Fonte: adaptado do Eberick® (2026).

Também existem as ações de protensão, que serão consideradas como limitada (nível 2) com data de protensão sendo o 7º dia após a concretagem, disposto na Figura 21 como informação de dimensionamento de elementos protendidos no software.

Figura 21 – Pré-definição de execução da protensão

Fonte: adaptado do Eberick® (2026).

4.1.3 Pré-dimensionamento da viga V5 protendida

A configuração estrutural de uma viga é composta pelos carregamentos atuantes, seção pré-dimensionada, seu vão efetivo e os vínculos de apoio. A planta de forma proposta pela Figura 17 apresenta alguns parâmetros para determinação de dessas configurações para a viga V5:

- a) A seção pré-dimensionada, para uma viga protendida, será definida a partir das considerações atribuídas na Tabela 1, a qual estabelece que, para vigas biapoiadas, a relação abaixo é uma estimativa para dimensionar a altura (h) de uma viga protendida:

$$h = \begin{cases} \frac{l_e}{12} \\ \frac{l_e}{16} \end{cases}$$

Onde:

l_e – vão efetivo da viga;

- b) O vão efetivo (l_e) de uma viga pode ser calculado, a partir da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023) através da equação:

$$l_e = l_0 + a_1 + a_2$$

Onde:

l_0 – vão livre entre os pilares, medido entre as faces internas;

t_1 e t_2 – larguras dos pilares de apoio;

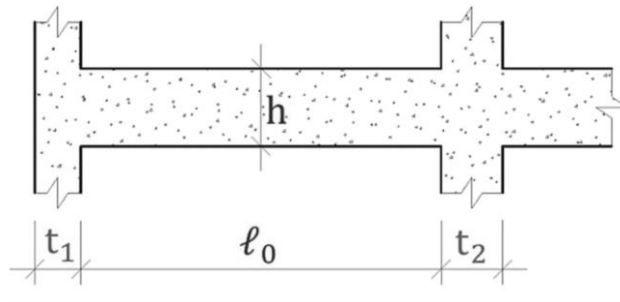
h – altura da viga.

Sendo,

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} \\ 0,30 \cdot h \end{cases} \text{ e } a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} \\ 0,30 \cdot h \end{cases}$$

A Figura 22 demonstra de forma gráfica a definição de vão efetivo de forma normativa:

Figura 22 – Representação de vão efetivo de uma viga



Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

Para a planta de forma proposta analisada (Figura 17), os parâmetros lineares t_1 e t_2 representam as menores dimensões dos pilares P2 e P8 (14 cm) e o parâmetro l_0 sendo 988 cm.

Em primeiro momento, será utilizada a altura da viga com 60 cm e verificada pelo software sua eficácia e, caso necessário, altera-se esse valor a partir da necessidade e análise da viga.

Como os pilares P2 e P8 possuem as mesmas dimensões, teremos a consideração que $a_1 = a_2 = a$. Dessa forma:

$$a \leq \begin{cases} \frac{t}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \\ 0,30 \cdot h = 0,30 \cdot 60 = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Portanto,

$$l_e = 988 + 7 + 7$$

$$l_e = 1002 \text{ cm}$$

Por fim, pode-se verificar a altura da viga:

$$h = \begin{cases} \frac{l_e}{12} = \frac{1.002 \text{ cm}}{12} \cong 83,50 \text{ cm} \\ \frac{l_e}{16} = \frac{1.002 \text{ cm}}{16} \cong 62,63 \text{ cm} \end{cases}$$

A altura da viga protendida pode ser pré-dimensionada com valores entre 62,63 cm e 83,50 cm, porém será mantida a altura inicial de 60 cm para fins de verificações e, em caso de necessidade, será alterado esse valor de acordo com a análise estrutural e comportamento da viga em virtude do carregamento atuante.

Para o cálculo do valor do momento máximo atuante na viga biapoiada (M_s) foi considerado os valores de reações das lajes na viga V5, conforme representação gráfica da figura Figura 23 que ilustra os carregamentos característicos atuantes.

Figura 23 – Valores de reações das lajes na viga V5.

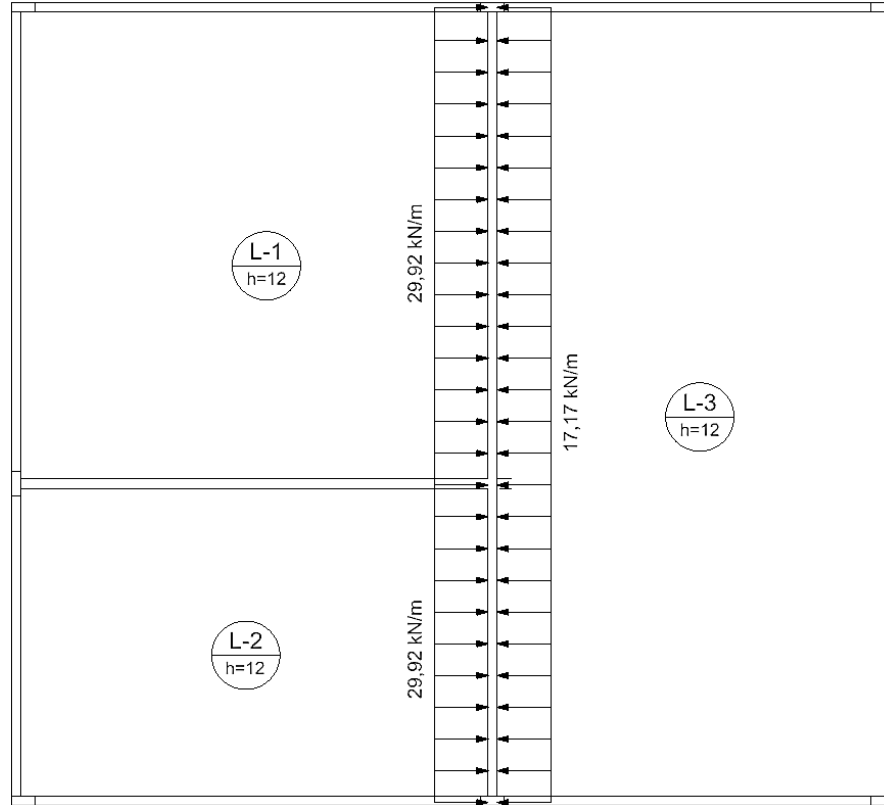


Fonte: adaptado do Eberick® (2026).

Para efeito de pré-dimensionamento, foram considerados os maiores valores de reação das lajes na viga: a reação da laje “L-2” corresponde a 29,92 kN/m, sendo aplicado esse mesmo valor para a laje “L-1”, distribuído em toda sua extensão; para a laje “L-3” foi considerada a maior reação entre os trechos da viga, ou seja, a reação

dessa laje corresponde a 17,17 kN/m distribuída por toda sua extensão. De forma prática, a Figura 24 representa o cenário descritivo.

Figura 24 – Valores de reações das lajes considerados no pré-dimensionamento.



Fonte: adaptado do Eberick® (2026).

A partir da equação proposta por Duarte (2015), estima-se a largura da viga a partir das informações de carregamentos e reações das lajes extraídos pelo software:

$$W_{\text{est}} \geq \frac{M_s}{\frac{2}{3} f_{\text{ck}} - \Delta P_{\text{est}}}$$

$$M_s = \frac{(29,92 + 17,17) \cdot 10,02^2}{8} = 590,98 \text{ kN.m}$$

$$\Delta P_{\text{est}} = 0,125 \cdot 30 \text{ MPa} = 3,75 \text{ MPa} = 3.750 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{\text{est}} \geq \frac{590,98}{\frac{2}{3} \cdot 30000 - 3750} \geq 0,036 \text{ m}^3$$

$$\frac{b \cdot 0,60^2}{6} \geq 0,036 \geq 0,60 \text{ m} \geq 60 \text{ cm}$$

Por fim, a nova seção da viga estudada será de 60 cm de largura e 60 cm de altura. Com isso, pode-se calcular seu peso próprio (g_1) por:

$$g_1 = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{conc}}$$

Onde:

b – largura da viga;

h – altura da viga;

γ_{conc} – peso específico do concreto.

A massa específica do concreto armado, conforme o item 8.2.2 da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023), é de 2.500 kg/m³, o que corresponde a um peso específico de 25 kN/m³. Portanto, calcula-se o novo peso próprio da viga V5 a partir da nova seção pré-dimensionada:

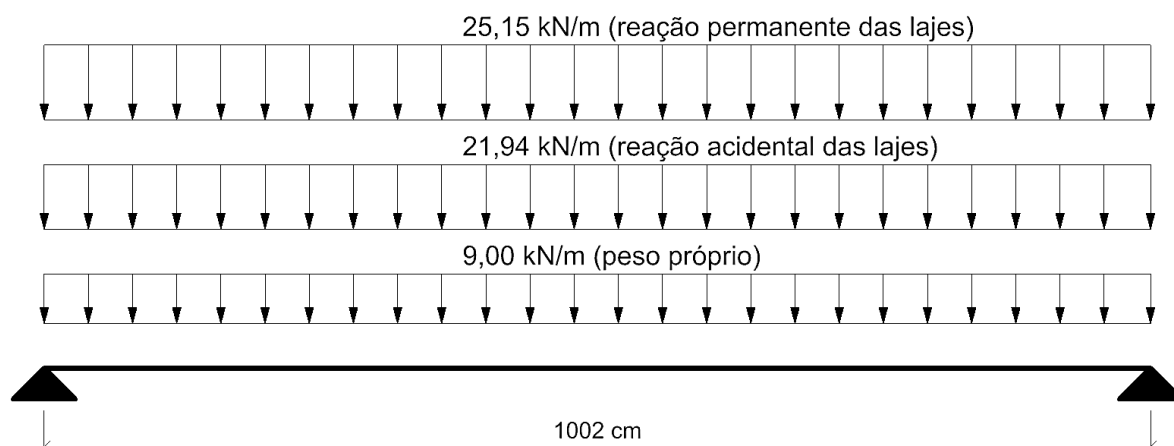
$$g_1 = 0,60 \cdot 0,60 \cdot 25$$

$$g_1 = 9,00 \text{ kN/m}$$

4.1.4 Definição do modelo estrutural da viga

Com as informações de pré-dimensionamento e carregamentos característicos atuantes na viga V5, o esquema estrutural da viga está ilustrado na Figura 25.

Figura 25 – Modelo estrutural da viga V5.



Fonte: adaptado do Eberick®.

4.2 Dados de entrada

Com as definições de seção da viga pré-dimensionada, fez-se o lançamento dos dados no software relacionados à geometria, parâmetros de durabilidade, características dos materiais utilizados e critérios de projeto associados à protensão.

4.2.1 Geometria e definição de modelo da viga V5 protendida

As definições geométricas (seção e ancoragem da armadura ativa) são configuradas no software a partir do pré-dimensionamento apresentados nos tópicos anteriores e definidas conforme janelas de configurações na Figura 26 até Figura 28.

Figura 26 – Geometria da viga no Eberick®.

Fonte: Eberick® (2026).

Figura 27 – Configuração de modelo de viga.

Fonte: Eberick® (2026).

Figura 28 – Definição da geometria das placas de ancoragem.

Placas de ancoragem		
Altura	12.7	cm
Largura	5.7	cm
Folga entre placas	1.3	cm

Fonte: Eberick® (2026).

4.2.2 Parâmetros de durabilidade

Assim como proposto pelo autor, as informações presentes no Quadro 2 foram inseridas no software através da configuração de materiais e durabilidade dos elementos em concreto, representado na Figura 29. Além disso, adotou-se a abertura máxima para as fissuras nos “demais elementos” o valor de 0,2 mm conforme norma, respeitando seus parâmetros de análise para o Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F), em combinações frequentes.

Figura 29 – Janela de configurações de materiais e durabilidade.

Materiais e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
☐ Pavimento

Geral
 Classe de agressividade: I (fraca)
 Dimensão do agregado: 19 mm
☐ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
☐ Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.2 mm
 Combinações: Frequentes

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares e NR	C-20	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-20	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-25			4.5 cm	Bitolas...

Avisos

Fonte: Eberick® (2026).

Para o tipo de protensão utilizada (limitada com pós-tração), a NBR 6118 (ABNT, 2023) impõe que o parâmetro para CAA 1 deve respeitar a análise de ELS-F, em que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção

transversal for igual a $f_{ctk,f}$ para a combinação frequente de ações. Portanto, na janela de dimensionamento, apresentado pela Figura 30, foi selecionado esse tipo de combinação para o dimensionamento quanto a formação de fissuras.

Para a verificação quanto ao Estado Limite de Descompressão (ELS-D), foram consideradas combinações quase permanentes, permitindo uma pequena parcela de tração no elemento com o surgimento de fissuras limitadas e ordenadas dentro dos limites estabelecidos.

Conforme disposto na NBR 6118 (ABNT, 2023), o projetista pode substituir a verificação do ELS-D pela verificação do Estado Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP) desde que toda a região da seção transversal do elemento que contém armadura ativa permaneça integralmente submetida a tensões de compressão. Como será permitida uma fissuração ordenada, existirá uma pequena parcela tracionada, sendo necessária a verificação do ELS-D dentro dos parâmetros normativos.

Figura 30 – Critérios para análise de elementos protendidos.

Fonte: Eberick® (2026).

Em resumo, para a protensão, foi inserido o valor de 10% (Figura 31) como acréscimo de tensão de protensão, sendo um fator normativo que introduz um nível

adicional de conservadorismo para mitigar os riscos associados às incertezas do material e do processo construtivo do concreto protendido. Também, o cobrimento dos cabos foi atribuído a partir das considerações normativas, que propõe 3 cm de cobrimento para elementos em concreto protendido em casos de CAA 1.

Figura 31 – Dados gerais da protensão.

Fonte: Eberick® (2026).

4.3 Estimativa do número de cordoalhas para protensão

Para a estimativa da quantidade de cabos para executar a viga V5 protendida, foram utilizados os métodos de cálculo apresentados por Brisolla-Zara (2023), seguindo as verificações apresentadas pelo Eberick® e pré-dimensionamento da viga realizado.

4.3.1 Força de protensão no tempo infinito estimada

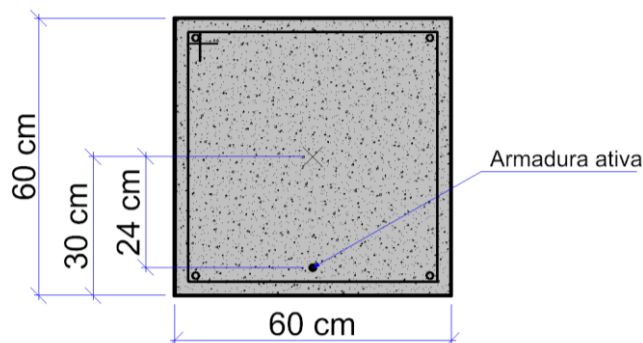
A análise do Estado Limite de Descompressão (ELS-D) busca garantir a preservação da seção transversal, monitorando o bordo inferior da viga — área mais sensível às oscilações de carga. O objetivo é equilibrar o efeito benéfico da protensão, que comprime as fibras, com as solicitações externas da combinação quase permanente, que tendem a tracioná-las. Assim, assegura-se que a estrutura opere dentro de limites seguros de descompressão. O atendimento a esse estado limite ocorre quando:

$$-\frac{P_{\infty,est}}{A_c} - \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W} + \frac{M_s^{CQP}}{W} \leq 0$$

A excentricidade da armadura ativa foi considerada a partir do espaçamento de 6,0 cm em relação ao fundo da viga, sendo um valor estimado e utilizado por Brisolla-Zara (2023) em seu dimensionamento proposto em seu trabalho de estudo de caso.

Assim, obtendo-se $e_p = 24$ cm, conforme representação da seção da viga na Figura 32.

Figura 32 – Seção pré-dimensionada da viga V5 protendida.



Fonte: autor próprio.

O momento solicitante devido as ações atuantes para combinação quase permanente (M_S^{CQP}) pode ser calculado da seguinte forma:

$$M_S^{CQP} = \frac{F_d \cdot l^2}{8}$$

Sendo:

F_d – ações permanentes e variáveis.

Com isso, estima-se uma força de protensão no tempo infinito que atenda aos critérios de verificação do Estado Limite de Descompressão (ELS-D):

$$M_S^{CQP} = \frac{(25,15 + 9,00) + (0,30 \cdot 21,94)}{8} \cdot 10,02^2 = 511,19 \text{ kN.m}$$

$$W = \frac{I}{y} = \frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{y} = \frac{\frac{0,60 \cdot 0,60^3}{12}}{0,30} = 0,036 \text{ m}^3$$

$$A_c = b \cdot h = 0,60 \cdot 0,60 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$-\frac{P_{\infty,est}}{0,36} - \frac{P_{\infty,est} \cdot 0,24}{0,036} + \frac{511,19}{0,36} \leq 0$$

$$P_{\infty,est} \geq 1.502,62 \text{ kN}$$

Para a verificação do Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F) se diferencia do ELS-D. A distinção essencial está no fato de que, nesse caso, admite-se a atuação de tensões de tração no concreto em níveis inferiores à sua resistência à tração na flexão, reconhecendo-se assim o comportamento progressivo do material antes do surgimento de fissuras. Para esse estado limite, as ações que atuam na estrutura devem ser consideradas de acordo com a combinação frequente. Assim, para atendimento ao ELS-F, tem-se:

$$-\frac{P_{\infty,est}}{A_c} - \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W} + \frac{M_S^{CF}}{W} \leq f_{ctk,f}$$

O valor de $f_{ctk,f}$ é obtido a partir da seguinte relação:

$$f_{ctk,f} = 1,20 \cdot f_{ctk,inf} = 1,20 \cdot 0,70 \cdot f_{ctm} = 1,20 \cdot 0,70 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctk,f} = 1,50 \cdot 0,70 \cdot 0,30 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 3,04 \text{ MPa} = 3.040,00 \text{ kN/m}^2$$

Para o valor de M_S^{CF} , tem-se:

$$M_S^{CF} = \frac{(25,15 + 9,00) + (0,40 \cdot 21,94)}{8} \cdot 10,02^2 = 538,72 \text{ kN.m}$$

Logo, pode-se estimar a força de protensão no tempo:

$$-\frac{P_{\infty,est}}{0,36} - \frac{P_{\infty,est} \cdot 0,24}{0,036} + \frac{538,72}{0,036} \leq 3.040,00$$

$$P_{\infty,est} \geq 1.583,54 \text{ kN}$$

Para os valores de $P_{\infty,est}$ no ELS-D e ELS-F, adota-se o maior valor entre eles. Portanto, é definido que $P_{\infty,est} = 1.583,54 \text{ kN}$.

4.3.2 Força inicial de protensão estimada

Hanai (2005) estima as perdas totais de protensão (ΔP_{est}) da ordem de 20% até 30%, adotando-se 25% para este estudo de caso, sendo 10% para perdas imediatas (ΔP_{imed}) e 15% para perdas progressivas (ΔP_{prog}). Dessa forma, pode-se calcular a força inicial de protensão estimada ($P_{i,est}$) da seguinte forma:

$$P_{i,est} = \frac{P_{\infty,est}}{1 - \Delta P_{est}} = \frac{P_{\infty,est}}{1 - (\Delta P_{imed} + \Delta P_{prog})}$$

$$P_{i,est} = \frac{1.583,54}{1 - (0,10 + 0,15)} = 2.111,39 \text{ kN}$$

4.3.3 Estimativa da armadura de protensão

Para o dimensionamento preliminar, obtém-se a área necessária de aço dividindo-se a força de protensão inicial estimada pela tensão admissível na armadura ativa, conforme equação:

$$A_{p,est} = \frac{P_{i,est}}{\sigma_{pi,lim}}$$

Sendo:

$A_{p,est}$ – área de aço da armadura ativa estimada;

$P_{i,est}$ – força inicial de protensão estimada;

$\sigma_{pi,lim}$ – limite de tensão na armadura ativa.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece o valor de $\sigma_{pi,lim}$ da seguinte forma:

$$\sigma_{pi,lim} \leq \begin{cases} 0,80 \cdot f_{ptk} \\ 0,88 \cdot f_{pyk} \end{cases}$$

Sendo:

f_{ptk} – resistência característica à tração do material;

f_{pyk} – tensão de escoamento característica.

De acordo com a Tabela 2 deste trabalho, os valores de resistência e tensão características do material da cordoalha são de 1.900 Mpa e 1.710 Mpa, respectivamente. Então, tem-se:

$$\sigma_{pi,lim} \leq \begin{cases} 0,80 \cdot 1.900 = 1.520,00 \text{ MPa} \\ 0,88 \cdot 1.710 = 1.504,80 \text{ MPa} \end{cases}$$

Considerando o menor valor estabelecido, o valor limite de tensão da armadura ativa é:

$$\sigma_{pi,lim} = 1.504,80 \text{ MPa} = 1.504.800,00 \text{ kN/m}^2$$

Por fim, a área de aço da armadura ativa pode ser estimada:

$$A_{p,est} = \frac{2.111,39}{1.504.800,00} = 1,40 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 14,00 \text{ cm}^2$$

Com base nas especificações técnicas da ArcelorMittal, definiu-se a quantidade de cordoalhas através da razão entre a área total de aço estimada e a seção transversal nominal de uma unidade de Ø12,7 mm:

$$n^o_{\text{cordoalhas}} = \frac{A_{p,est}}{A_{\emptyset}} = \frac{14,00}{1,01} = 13,86 \cong 14 \text{ cordoalhas}$$

A estimativa de 14 cordoalhas para protensão da viga V5 foram inseridas no software Eberick® e processado para verificação dos resultados obtidos a partir dessas estimativas. Nos tópicos posteriores serão inseridos os valores estimados, analisando os resultados e, se necessário, alterando tais estimativas para atendimento aos critérios normativos.

4.4 Lançamento e validação das cordoalhas para protensão (14 cabos)

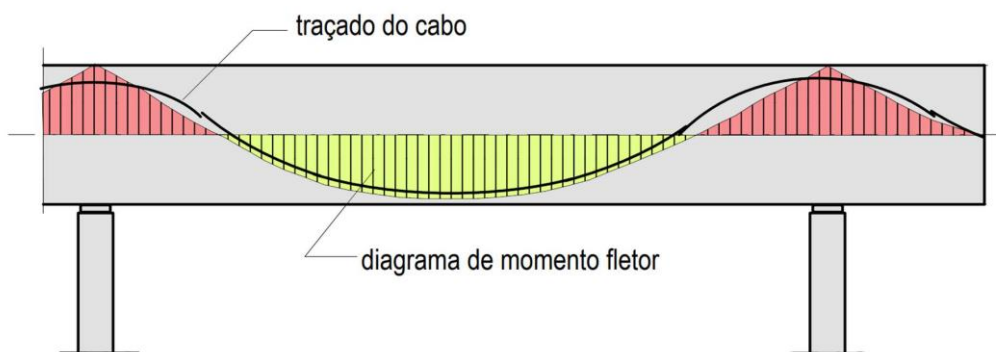
O lançamento de cordoalhas para protensão no Eberick® requer definições de parâmetros usuais para o tipo de método adotado. A geometria da seção da viga, disposição dos dispositivos de ancoragem (representadas como placas de ancoragem), definições dos traçados e características físicas das cordoalhas são alguns desses critérios. Dessa forma, serão determinados esses parâmetros nos tópicos seguintes para que sejam feitas as verificações dos Estados Limites.

4.4.1 Disposição das cordoalhas

As cordoalhas no Eberick® são lançadas a partir de trechos, definidos por dois pontos. De acordo com recomendações de Cholfe e Bonilha (2018), considerou-se as seguintes configurações: nichos de 5 cm e trechos retos de 50 cm na região das ancoragens. Como a protensão é justamente equilibrar as forças a partir da aplicação

de cabos que comprimem o concreto, a geometria das cordoalhas seguirá parecida com o diagrama de momento fletor, com trecho intermediário parabólico (Figura 33).

Figura 33 – Traçado das cordoalhas para protensão.



Fonte: Cholfe e Bonilha (2018, apud Brisolla-Zara, 2023).

Seguindo as recomendações dos autores referentes ao traçado geométrico, tem-se a definição de três trechos dos cabos, sendo um trecho inicial de 50 cm (reto/linear), trecho intermediário parabólico e um último trecho de 50 cm (reto/linear).

A partir dessa disposição dos cabos, faz-se necessário definir o valor da força de protensão por cordoalha:

$$P = 1.504.800.000 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4} = 150.480 \text{ N} = 150,48 \text{ kN} = 15,00 \text{ tf}$$

As definições iniciais da geometria do traçado das cordoalhas estão representadas na Figura 34 até a Figura 36, que demonstram a janela de configurações dos cabos de protensão no software.

Figura 34 – Trecho 1 (50 cm reto).

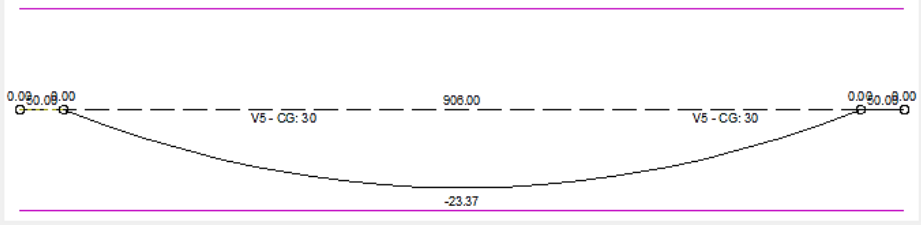
Cabo de protensão

Geral

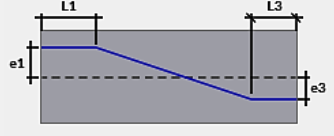
Nome

Força por cordoalha tf Extremidade de aplicação ☒ Perfil vertical do cabo

Número de cordoalhas Orientação das ancoragens ☐ Agrupar cordoalhas



Trecho Perfil



Distância cm

Comprimento L1 %

Distância cm

Comprimento L2 %

Distância cm

Comprimento L3 %

OK Cancelar Desenho... Ajuda

Fonte: Eberick® (2026).

Figura 35 – Trecho 2 (parabólico).

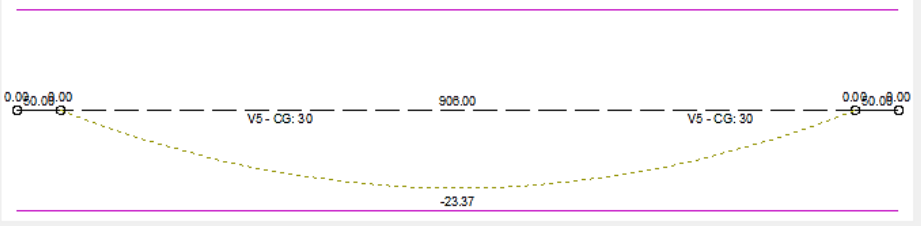
Cabo de protensão

Geral

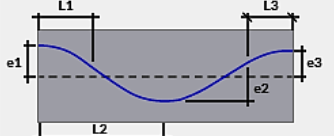
Nome

Força por cordoalha tf Extremidade de aplicação ☒ Perfil vertical do cabo

Número de cordoalhas Orientação das ancoragens ☐ Agrupar cordoalhas



Trecho Perfil



Distância cm

Comprimento L1 %

Distância cm

Comprimento L2 %

Distância cm

Comprimento L3 %

OK Cancelar Desenho... Ajuda

Fonte: Eberick® (2026).

Figura 36 – Trecho 3 (50 cm reto).

Cabo de protensão

Geral

Nome:

Força por cordoalha: tf

Extremidade de aplicação: ☒ Perfil vertical do cabo ...

Número de cordoalhas: Orientação das ancoragens: ☐ Agrupar cordoalhas

Trecho: Distância: cm

Perfil: Comprimento L1: %

Distância: cm

Comprimento L2: %

Distância: cm

Comprimento L3: %

OK Cancelar Desenho... Ajuda

Fonte: Eberick® (2026).

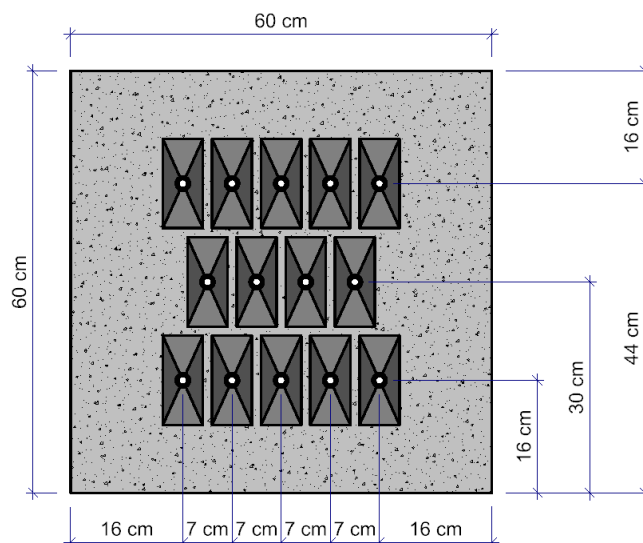
Com a opção “Perfil vertical do cabo” selecionada, o programa computacional insere a cota do eixo da cordoalha em relação ao centro geométrico da viga (CG). Essa cota está representada no valor de -23,37 cm, o que corresponde a um deslocamento vertical para baixo da cordoalha, sendo seu eixo cotado a essa distância do CG.

4.4.2 Disposição das ancoragens

Para as ancoragens, seguiu-se a simetria da seção da viga para que sejam dispostas de maneira equilibrada. Como pré-dimensionado, foram necessárias 14 cordoalhas para que sejam superados os esforços provenientes das ações internas e, por conseguinte, serão utilizados 14 dispositivos de ancoragem (placas) na viga, divididas em três camadas: primeira e última camada com 5 placas e uma camada intermediária com 4 placas, todas na vertical.

Como já disposto na Figura 28, a geometria das placas de ancoragem segue conforme definidas, conservando suas dimensões e espaçamentos, representadas pela Figura 37.

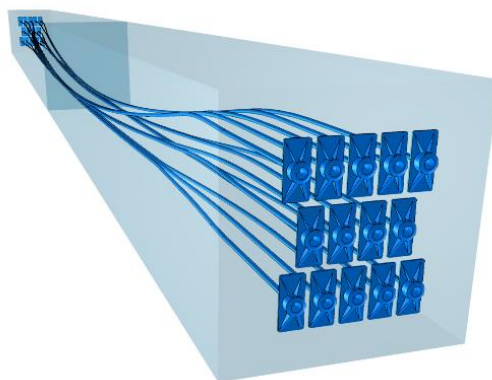
Figura 37 – Disposição das ancoragens da viga V5 protendida (14 cabos).



Fonte: autor próprio.

Após estabelecer os critérios no software, obteve-se a primeira modelagem 3D do elemento protendido (Figura 38).

Figura 38 – Modelagem 3D da viga V5 protendida (14 cabos).



Fonte: Eberick (2026).

4.4.3 Validação do dimensionamento para 14 cordoalhas

Após a conclusão do lançamento dos cabos de protensão, procede-se ao cálculo da estrutura por meio do software, iniciando-se então a etapa de validação dos resultados obtidos.

De forma resumida, considera-se que a protensão atende aos requisitos quando o cenário mais desfavorável satisfaz os limites estabelecidos na Tabela 5, os quais foram compilados a partir das diretrizes da NBR 6118 (2023).

Tabela 5 – Tensões limites para protensão conforme NBR 6118.

Fenômeno	Estados Limites	Combinação	Limite normativo	Valor adotado
Compressão (+)	ELS-CE	Quase permanente	$\leq 0,60 \cdot f_{ck}$	18,00 MPa
		Rara	$\leq 0,45 \cdot f_{ck}$	13,50 MPa
	ELU-ATO*	-	$\leq 0,70 \cdot f_{ckj}$	14,70 MPa
Tração (-)	ELS-D**	Frequente	$\leq f_{ctk,f}$	3,05 MPa
	ELS-F	Frequente	$\leq f_{ctk,f}$	3,05 MPa
	ELU-ATO	-	$\leq 1,20 \cdot f_{ctmj}$	2,74 MPa

*Para o ELU-ATO, adotou-se f_{ckj} correspondente à resistência do concreto na idade de protensão.

**O Eberick® adota um critério baseado no controle da fissuração, equiparando o ELS-D ao ELS-F para protensão limitada, o que é permitido pela NBR 6118 desde que a abertura de fissuras seja controlada.

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6118 (2023).

Sendo:

f_{ckj} – resistência característica à compressão do concreto na idade j (em dias);

$$f_{ckj} = \alpha_j \cdot f_{ck}$$

$f_{ctk,f}$ – resistência característica do concreto à tração na flexão;

$$f_{ctk,f} = 1,50 \cdot f_{ctk,inf} = 1,50 \cdot 0,70 \cdot f_{ctmj}$$

f_{ctmj} – resistência à tração média do concreto na idade j (em dias).

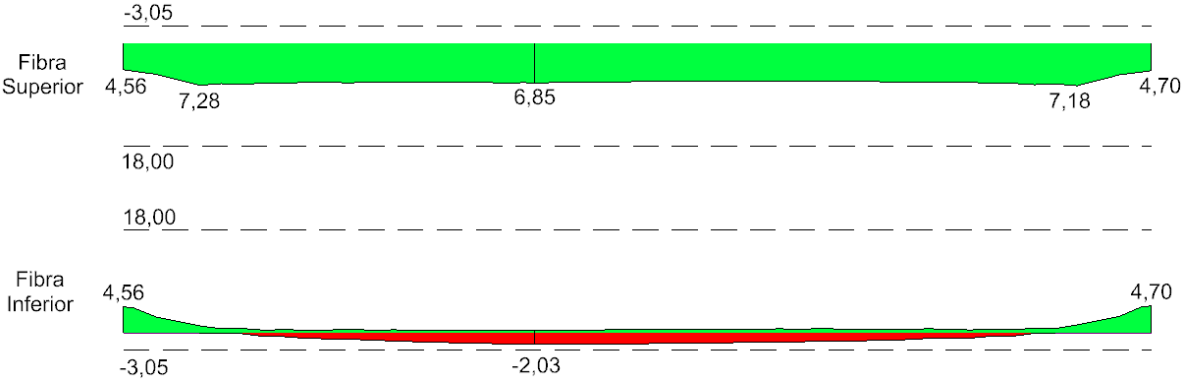
$$f_{ctmj} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Para a NBR 6118 (ABNT, 2023), o valor de α_j é obtido em função da idade do concreto e do tipo de cimento, conforme a tabela de desenvolvimento de resistência. Para 7 dias com cimento CP V-ARI (ARI V) tem-se que $\alpha_j = 0,70$. Já para o valor de $f_{ctk,inf}$, este representa uma estimativa inferior à 5% dos resultados obtidos no ensaio de tração direta do concreto. Na falta destes ensaios, a norma permite que ele seja calculado através da expressão:

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctmj} = 0,70 \cdot 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,70 \cdot 0,30 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,03 \text{ MPa}$$

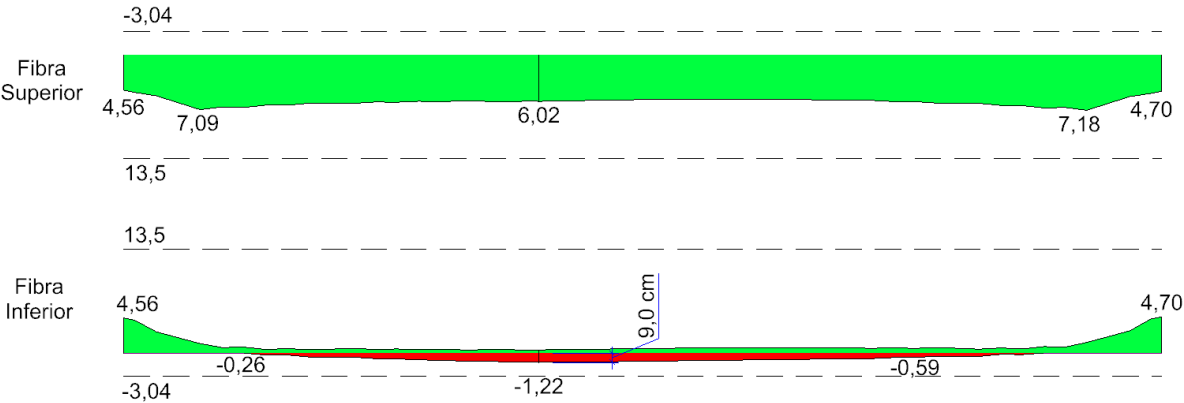
Com essas premissas, o projeto foi processado e obtidos os resultados gráficos, dispostos na Figura 39 até a Figura 41.

Figura 39 – Tensões ELS-F (MPa).



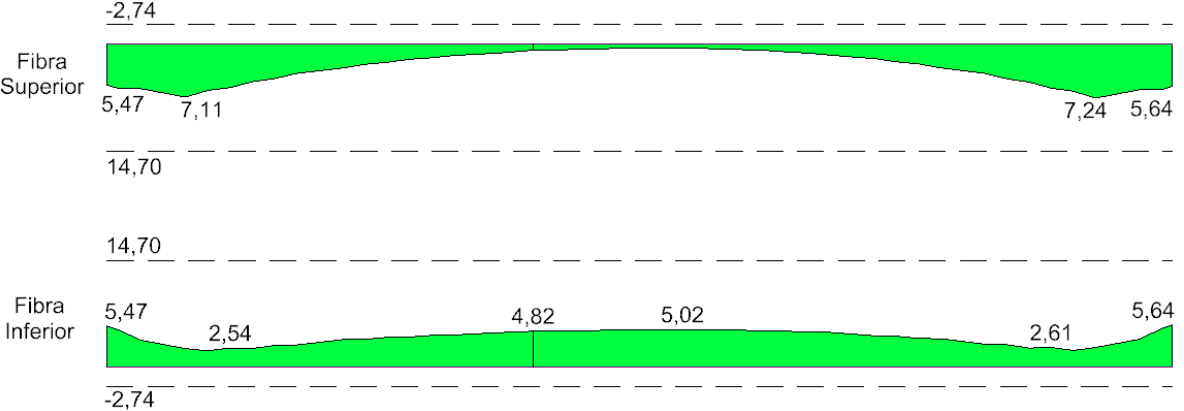
Fonte: Eberick® (2026).

Figura 40 – Tensões ELS-D (MPa).



Fonte: Eberick® (2026).

Figura 41 – Tensões ELU-ATO (MPa).



Fonte: Eberick® (2026).

De forma normativa embasada pela NBR 6118 (ABNT, 2023), as fibras superior e inferior em vigas protendidas correspondem às linhas extremas da seção transversal, localizadas, respectivamente, no topo e na base do elemento estrutural. Essas fibras são os pontos mais afastados do eixo neutro da seção e, por essa razão, são onde se desenvolvem as tensões normais máximas decorrentes da combinação dos efeitos da força de protensão, do momento fletor e das demais ações atuantes.

A fibra superior representa a extremidade superior da seção transversal da viga. Nessa região manifestam-se as tensões normais máximas no topo do elemento, podendo ser de compressão ou tração. Em vigas protendidas usuais, nas quais os cabos são posicionados abaixo do eixo neutro, a protensão tende a induzir compressão na fibra superior, sendo essa fibra relevante para a verificação dos limites de compressão do concreto no ELS.

A fibra inferior, por sua vez, corresponde à extremidade inferior da seção transversal. Essa fibra é geralmente a mais solicitada à tração em vigas submetidas à flexão positiva, razão pela qual constitui a região crítica para a avaliação da fissuração. Em sistemas protendidos, a força de protensão é empregada com o objetivo de reduzir ou anular as tensões de tração nessa fibra, mantendo-as dentro dos limites admissíveis.

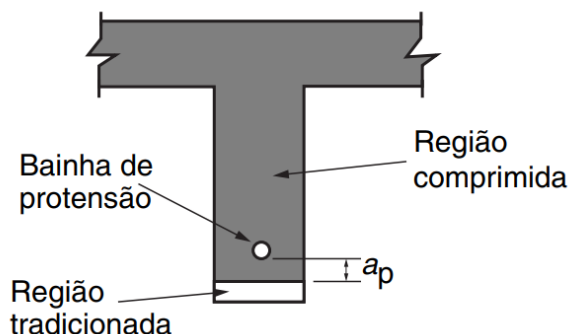
As linhas tracejadas correspondem aos limites normativos presentes na Tabela 5 e seus valores adotados conforme estimado.

As regiões em verde correspondem aos efeitos de compressão na viga protendida em sua respectiva fibra e as regiões em vermelho, efeitos de tração correspondentes. Para esses valores, alguns pontos do gráfico foram mensurados para análise.

Assim, a análise das tensões nas fibras superior e inferior permite avaliar o comportamento da viga protendida em serviço, garantindo que as tensões no concreto permaneçam compatíveis com os critérios normativos de compressão máxima e controle de fissuras, conforme exigido nas verificações de ELS.

O item 3.2.6 da NBR 6118 (ABNT, 2023) define o ELS-DP como o estado que garante que a região da seção transversal, onde existem armaduras ativas, esteja em compressão e a distância a_p (distância da face do cabo de protensão até a linha neutra da peça) seja maior do que 50 mm, conforme a Figura 42.

Figura 42 – Representação do Estado Limite de Descompressão Parcial.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

Com o pré-dimensionamento realizado com 14 cordoalhas, o software emitiu um alerta de erro devido ao dimensionamento ao ELS-DP referente à cabo em região tracionada (valores negativos em uma região de 9,0 cm), sendo o valor mais crítico da distância a_p de 0,3 mm. Como a cordoalha está posicionada à um cobrimento de 6,0 cm do fundo da viga protendida (região onde ocorre tração), o programa computacional invalidou o dimensionamento. Algumas soluções possíveis seriam: revisar o perfil e excentricidade dos cabos ou aumentar a resistência do material. Contudo, a decisão foi de aumentar a quantidade de cordoalhas para que sejam atendidos os critérios de dimensionamento. No tópico seguinte, será feito o lançamento dos cabos, aumentando de 14 para 17 cordoalhas para, enfim, revalidar o lançamento.

4.5 Lançamento e validação das cordoalhas para protensão (17 cabos)

Para a utilização de 17 cordoalhas na viga protendida, serão adotados os mesmos critérios e configurações dispostas no tópico 4.4 deste trabalho, alterando apenas a quantidade de cabos e ancoragens. Nesse caso, pretende-se aumentar a compressão no concreto para que as regiões de tração sejam mínimas, não excedendo o limite normativo e garantindo as verificações do ELS-DP.

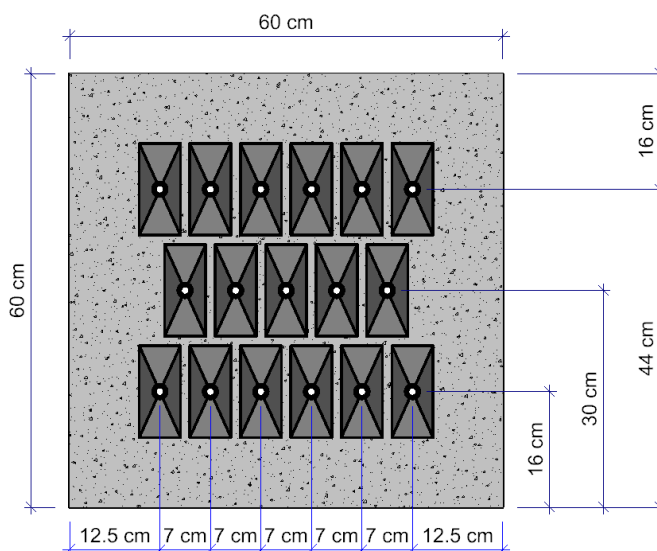
4.5.1 Disposição das cordoalhas

As cordoalhas adicionadas à viga seguiram o mesmo traçado adotado anteriormente, alterando apenas as disposições das ancoragens, que serão redefinidas nos tópicos posteriores e, por fim, a validação das mudanças.

4.5.2 Disposição das ancoragens

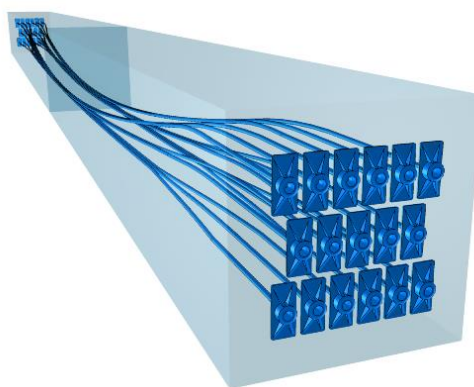
Para as novas ancoragens, foi conservado a ideia de simetria dos dispositivos de protensão e, então, acrescentado 1 ancoragem (cabo) para cada camada de cordoalhas, conforme disposto na Figura 43 e Figura 44.

Figura 43 – Disposição das ancoragens da viga V5 protendida (17 cabos).



Fonte: autor próprio.

Figura 44 – Modelagem 3D da viga V5 protendida (17 cabos).



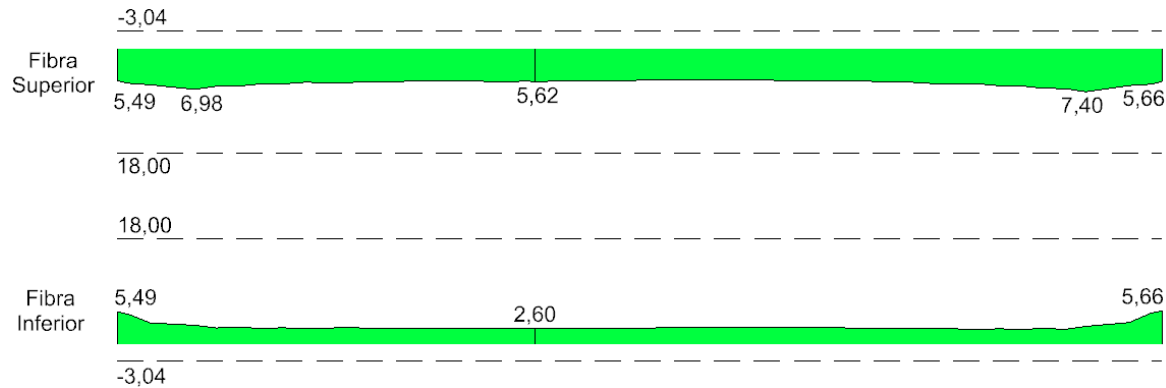
Fonte: Eberick® (2026).

4.5.3 Validação do dimensionamento para 17 cordoalhas

Após o lançamento dos novos cabos de protensão, procede-se com o processamento do projeto para validação dos Estados Limites e, se necessário, realizar novas intervenções para atendimento dos critérios normativos.

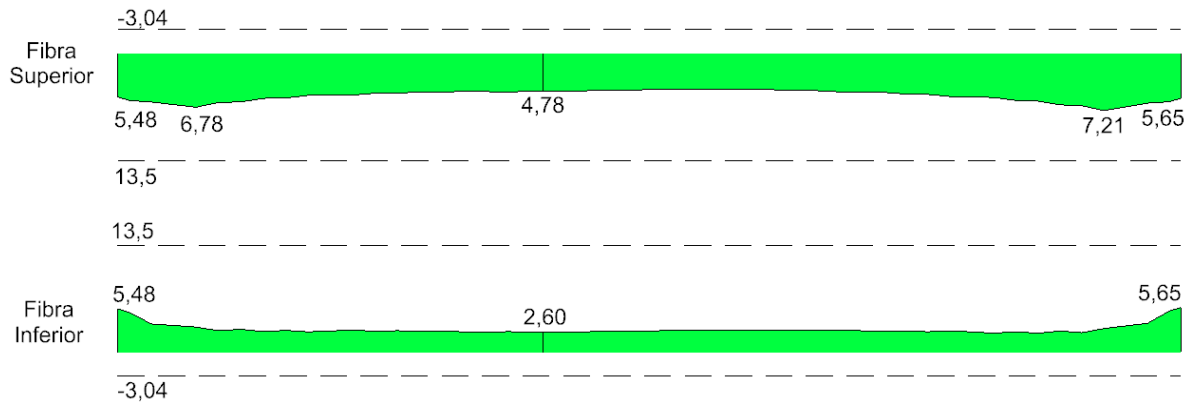
Com isso, tem-se os resultados disponibilizados pelo software, conforme a Figura 45 até a Figura 47 a seguir.

Figura 45 – Tensões ELS-F (MPa).



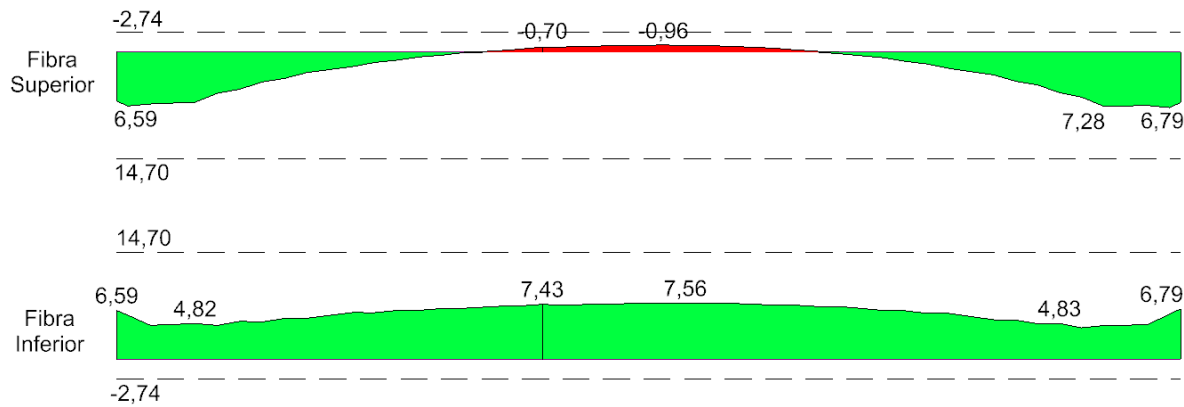
Fonte: Eberick® (2026).

Figura 46 – Tensões ELS-D (MPa).



Fonte: Eberick® (2026).

Figura 47 – Tensões ELU-ATO (MPa).



Fonte: Eberick® (2026).

As tensões de tração para ELS-F e ELS-D foram anuladas, sobrando apenas uma pequena tração (-0,96 MPa) para a análise do ELU-ATO, porém com valor dentro do limite normativo (-2,74 MPa) e fora de regiões com cabos de protensão.

Dessa forma, pode-se validar o dimensionamento da viga V5 protendida com 17 cordoalhas e seção de base 60 cm e altura 60cm, conforme pré-dimensionado. O projeto executivo da viga protendida V5 está apresentado no Apêndice B. No tópico 5 de análise e discussão dos resultados, serão verificados os resultados de flechas, alongamentos dos cabos, armaduras passivas e materiais utilizados para execução da viga protendida.

4.6 Configurações das armaduras passivas

Mesmo em vigas onde a armadura ativa (cabos de protensão) realiza o trabalho principal de suportar as cargas, a armadura passiva (barras de aço CA-50/60 convencionais) é essencial por diversos motivos normativos e estruturais, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023).

A armadura ativa é muito resistente, mas possui baixa deformação residual antes da ruptura. A armadura passiva é adicionada para garantir que a viga tenha ductilidade ou seja, em caso de sobrecarga extrema (ELU), a viga apresentará deformações visíveis e fissuras antes de colapsar, evitando uma ruptura frágil e repentina.

4.6.1 Armaduras longitudinais e transversais

A partir das análises realizadas no programa computacional, observou-se que a força de protensão aplicada é teoricamente suficiente para suprir as demandas estruturais, prescindindo do uso de armaduras passivas complementares. No entanto, para seguir a determinação da NBR 6118 (ABNT, 2023), é imprescindível a adoção de armaduras mínimas, garantindo assim o controle de fissuração e a ductilidade necessária ao elemento estrutural. Na norma, a área de aço mínima para armaduras longitudinais pode ser calculada por:

$$A_{s,min} \geq \rho_{min} \cdot b_w \cdot h$$

Onde:

$A_{s,min}$ – área de aço mínima;

$\rho_{\min}$ – taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas;

b_w – largura da alma de uma viga (sendo a largura dimensionada);

h – altura da viga.

A taxa mínima é definida pela Tabela 17.3 da norma, sendo que, para elementos com seção retangular e resistência característica de 30 MPa, esse valor é de 0,15%. Logo, a área de aço mínima será:

$$A_{s,\min} \geq \frac{0,15}{100} \cdot 60 \cdot 60 = 5,40 \text{ cm}^2$$

Com a área de aço correspondente, pode-se configurar a distribuição das armaduras longitudinais conforme avaliação do projetista. Para o Eberick®, a configuração recomendada é: adotar 5 barras de diâmetro 12,5 mm para armaduras negativas (como não há região tracionada no bordo superior da viga, essa armadura adotada é apenas construtiva) e 9 barras de diâmetro 10,0 mm para armaduras positivas.

Já para armaduras transversais, o programa computacional também adota armadura de cisalhamento mínima, que pode ser dimensionada por:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,20 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w$$

Sendo:

A_{sw} – área total dos ramos do estribo;

s – espaçamento dos estribos;

f_{yk} – resistência característica do aço;

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,20 \cdot \frac{2,90}{500} \cdot 60$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,0696 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Adotando armadura com diâmetro 5,0 mm e área de seção do aço 0,196 cm² com estribos duplos (4 ramos), tem-se que:

$$A_{sw} = 4 \cdot 0,196 = 0,784 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \frac{0,784}{0,0696} = 11,26 \text{ cm} \cong 11,00 \text{ cm}$$

Portando, o Eberick® adotou esse critério para armaduras transversais, sendo armaduras (estribos duplos) com diâmetro de 5,0 mm e espaçamentos de 11,0 cm, conforme apresentado no detalhamento de armaduras passivas presente no Apêndice B.

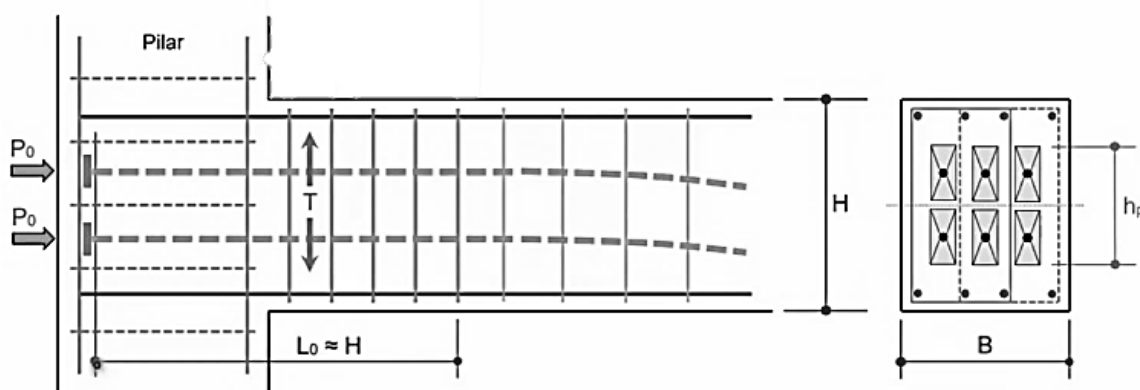
Além da armadura de cisalhamento, no caso de vigas protendidas existem armaduras adicionais, chamadas de armaduras de fretagem, que segue o mesmo padrão de execução (em formas de estribos fechados) porém em uma região limitada da viga, não sendo dimensionada em conjunto com as armaduras transversais.

4.6.2 Armaduras de fretagem

No concreto protendido, a aplicação da força de protensão gera um estado de tensões elevadas na região das ancoragens, as quais se distribuem de forma não uniforme ao longo de um trecho característico, denominado comprimento de regularização (L_0), cujo valor é aproximadamente equivalente à altura da viga.

De forma simples, a fretagem é uma zona de bloco parcialmente carregado que, no plano perpendicular a aplicação da protensão vai ocorrer tração, que pode gerar um fendilhamento (fissura) anelar e um esmagamento no ponto de aplicação da carga, na região das ancoragens. A Figura 48 representa o cenário descrito a partir da força de protensão aplicada (P_0):

Figura 48 – Armaduras nas regiões de ancoragem (fretagem).



Fonte: Demarche (2025).

Onde:

L_0 – comprimento de regularização das tensões;

P_0 – força de protensão por cordoalha;

h_p – altura total das placas de ancoragem;

n_p – número total de placas de ancoragem;

T – força de tração.

O dimensionamento dessa armadura de fretagem não é realizado pelo Eberick®, sendo condicionada ao cálculo realizado pelo projetista. Para isso, utiliza-se o método preconizado por Fusco (2013) a partir da seguinte relação:

$$A_{swf} = \frac{1,40 \cdot \left[0,30 \cdot n_p \cdot P_0 \cdot \left(1 - \frac{h_p}{H} \right) \right]}{f_{yd}}$$

Sendo:

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo do aço;

A_{swf} – armadura contra o fendilhamento (fretagem);

O valor de f_{yd} é calculado da seguinte forma:

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

Sendo:

f_{yk} – tensão característica de escoamento do aço (50 kN/cm² para CA-50);

γ_s – coeficiente de minoração de resistência no aço (1,15 segundo a ABNT NBR 6118:2023).

Logo, tem-se:

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,47 \text{ kN/cm}^2$$

Aplicando os valores para o dimensionamento da área de aço contra o fendilhamento, obtém-se:

$$A_{swf} = \frac{1,40 \cdot \left[0,30 \cdot 17 \cdot 150 \cdot \left(1 - \frac{12,7 \cdot 3}{60} \right) \right]}{43,47}$$

$$A_{swf} = 9,0 \text{ cm}^2$$

A área de aço para o combate ao efeito de fendilhamento é dimensionada pela força de protensão, não pelo esforço cortante global, sendo a primeira governada por equilíbrio local de tensões. Para a NBR 6118 (ABNT, 2023), a armadura de fretagem é local, distribuída em uma região da ancoragem correspondente, partindo do local de instalação das placas de ancoragens até uma distância de regularização de tensões. Já para a armadura de cisalhamento, está é global, sendo distribuída por toda a extensão da viga. Logo, não se faz necessário o somatório das áreas de aço necessárias para combate aos dois efeitos, sendo adotado, na região de fretagem, a maior área de aço dimensionada entre os dois cenários verificados.

Adotando armaduras com diâmetro de 8,0 mm, a quantidade de estribos (N_{est}) com 4 ramos (estribos duplos) por metro é dada por:

$$N_{est} = \frac{A_{swf}}{4 \cdot A_{sw\phi 8 \text{ mm}}} = \frac{9,0}{4 \cdot 0,50} = 5 \text{ estribos}$$

Para um comprimento de regularização equivalente à altura da viga (60 cm), o espaçamento (s) para distribuição da armadura de fretagem é calculado por:

$$s = \frac{h}{N_{est}} = \frac{60,0}{5,0} = 12,0 \text{ cm}$$

Com isso, para uma região de 60 cm a partir dos apoios, tem-se armaduras passivas contra o fendilhamento provocado pela força de protensão com 5 estribos duplos montados com armaduras de diâmetro 8,0 mm distribuídos a cada 12 cm (ver detalhamento da viga protendida e região de fretagem indicada no Apêndice B).

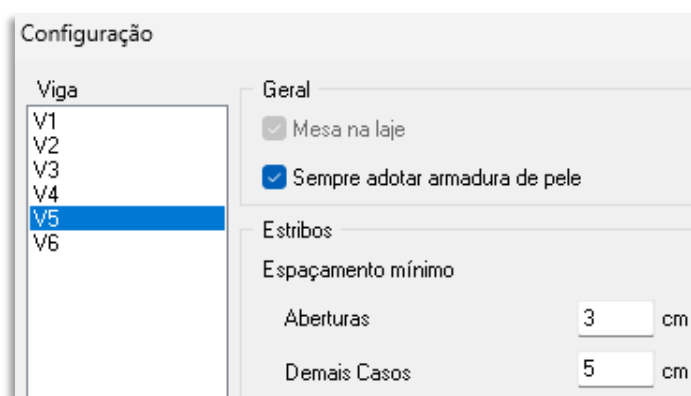
4.6.3 Armaduras de pele

A NBR 6118 (ABNT, 2023) considera o dimensionamento de armadura de pele quando uma viga excede a altura de 60 cm. Porém, ponderando o fato de existir esforços que podem fissurar a seção do concreto, adotou-se uma área de aço para esse tipo de armadura, cujo cálculo para cada face lateral é dado por:

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_c = \frac{0,10}{100} \cdot 60 \cdot 60 = 3,60 \text{ cm}^2$$

A área de aço equivalente será distribuída com 5 barras com diâmetro 10,0 mm em cada face da viga, resultando uma área de aço de 3,93 cm² para cada face lateral. No programa, configura-se a adoção da armadura de pele, conforme Figura 49.

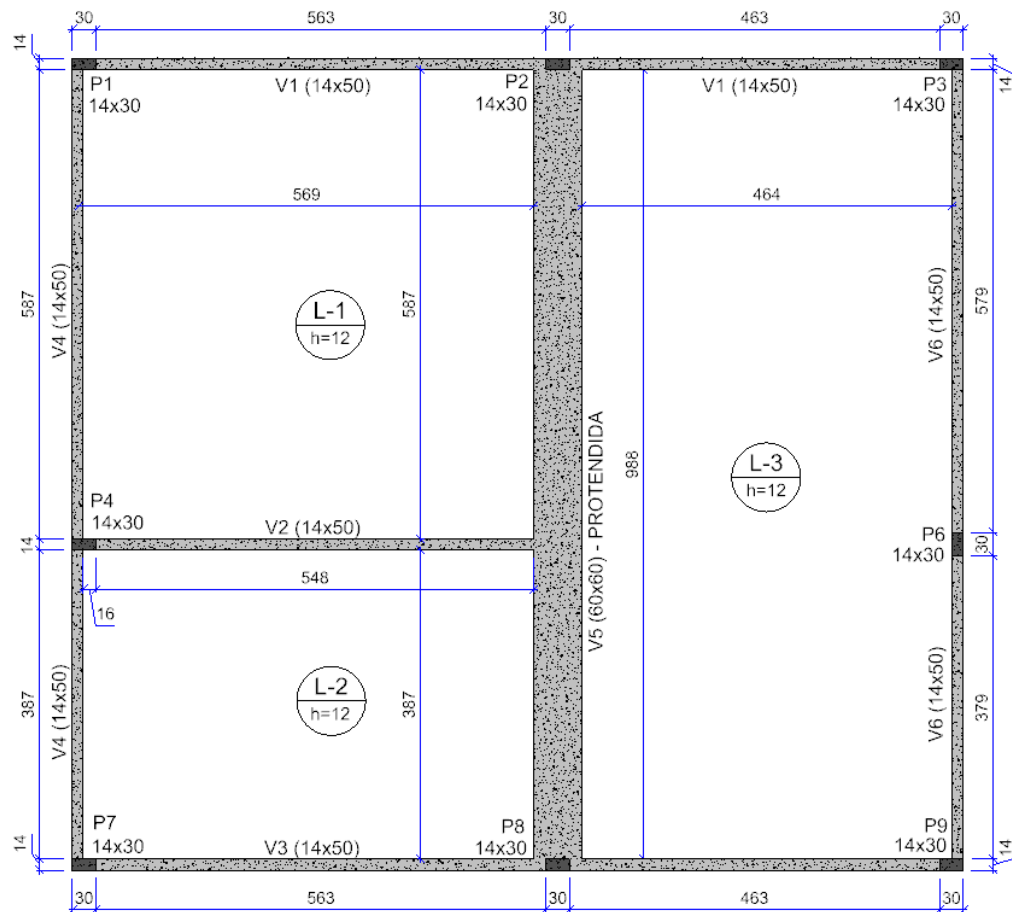
Figura 49 – Disposição das ancoragens da viga V5 protendida (17 cabos).



Fonte: adaptado do Eberick® (2026).

4.7 Planta de forma final

Com o dimensionamento definitivo, é gerada uma nova planta de forma para o pavimento, sendo os critérios de projeto adotados e alterados conforme prescritos neste trabalho. A Figura 50 apresenta essa nova planta para o pavimento, incluindo a viga V5 protendida.

Figura 50 – Planta de forma definitiva.

Fonte: adaptado de Carvalho (2024).

Com uma análise crítica da robustez da seção dimensionada, foram realizados testes empíricos de definições de outras seções para a viga estudada, a fim de verificar possibilidades de reduções de seção. Contudo, após diversos testes, a seção mais eficiente para o problema apresentado é a seção dimensionada neste trabalho, adotando as configurações e critérios de projeto caracterizados.

5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

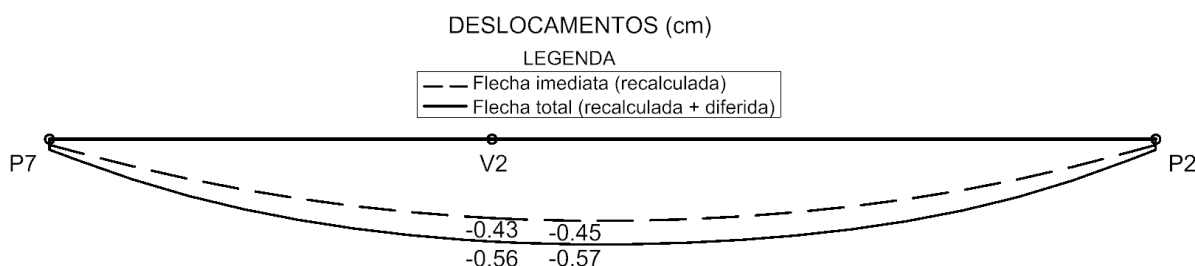
No intuito de analisar o dimensionamento final da viga V5 protendida, neste tópico serão dispostos os resultados obtidos a partir da validação dos Estados Limites realizados pelo Eberick® e a discussão desses resultados a partir de uma análise crítica.

5.1 Deslocamento vertical da viga V5 em concreto protendido

Com o processamento e validações dos resultados, o software disponibiliza algumas informações quanto às características mecânicas da viga. Dentre elas, a verificação do Estado Limite de Deslocamento Excessivo (ELS-DEF). Essa verificação tem o objetivo de analisar os deslocamentos verticais (flechas) devido a flexão.

Na Figura 51, observa-se os valores de flecha imediata e flecha total (devido à fluência do concreto), sendo consideravelmente menores em relação ao concreto armado.

Figura 51 – Diagrama de deslocamento da viga V5 protendida.



Fonte: adaptado do Eberick® (2026).

Com isso, obtém-se uma viga com uma seção de altura reduzida em relação ao concreto armado, sendo garantida uma maior liberdade arquitetônica e dentro dos limites normativos. Tal resultado deve-se ao fato da aplicação da força de compressão na viga, através das cordoalhas, proporcionar um esforço adicional de protensão (através da compressão) para equilibrar as ações verticais atuantes na viga sem que haja a perda de resistência do concreto provocada pela tração.

5.2 Alongamento das cordoalhas

Os valores de alongamento são a medida física de quanto o aço (cordoalha ou fio) esticou durante o processo de aplicação da tensão. Eles funcionam como uma

comprovação de que a força de protensão projetada foi efetivamente instalada na viga, sendo a responsabilidade do macaco hidráulico provocar esses alongamentos. Com o processamento do projeto, o software fornece essa informação para cada camada de cabos lançados. Foram lançadas 3 camadas: camadas 1 e 3 (CP1 e CP3) com 6 cordoalhas e camada 2 (CP2) com 5 cordoalhas, assim como disposto na Tabela 6, que apresentam as nomenclaturas dos cabos e seus respectivos alongamentos.

Tabela 6 – Valores de alongamentos das cordoalhas

Aço	Nome	Quantidade	Alongamento (cm)
CP 190 RB	CP1	6	6,65
	CP2	5	6,63
	CP3	6	6,68

Fonte: adaptado do Eberick® (2026).

5.3 Armaduras passivas

Como apresentado no tópico 4.6, o Eberick® não incluiu o dimensionamento de armaduras passivas para a viga protendida, porém foram incluídas armaduras mínimas para o projeto. Os resultados gerados pelo software são embasados nessa mesma área de aço $A_{s,min} = 5,40 \text{ cm}^2$, comprovando a eficiência das armaduras ativas e a necessidade de armaduras passivas mínimas para a viga a fim de cumprimento de critérios normativos.

Para a armadura de fretagem, o dimensionamento foi realizado a partir de cálculo manual devido ao não processamento desse tipo de armadura no software, sendo fundamentado em literaturas com boas práticas de armar estruturas em concreto. Como a área de aço de fretagem (A_{swf}) é superior à área de aço mínima, utilizou-se a maior ($A_{swf} = 9,0 \text{ cm}^2$) para detalhamento da viga.

Nas armaduras de pele, o detalhamento condiz com o esperado pelo cálculo na seção 4.6.3, validando seu dimensionamento.

5.4 Quantitativos e índice de materiais utilizados

Para os detalhamentos da viga V5 em concreto armado e concreto protendido, o quantitativo de materiais para a execução dos dois modelos apresenta diferenças,

impactando no custo final do projeto executivo. Na Tabela 7 é apresentado o resumo desses materiais conforme extraído pelo software.

Tabela 7 – Materiais utilizados para execução das vigas.

Método	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Peso de aço (kg)
Concreto armado	1,38	18,70	295,40
Concreto protendido	3,65	15,82	403,69*
	+164,49%	-15,40%	+36,65

*Incluso os pesos de armaduras passivas (260 kg) e ativas (143,69 kg).

Fonte: autor próprio.

Percebe-se diferenças consideráveis em relação ao peso de aço utilizado e o volume de concreto, sendo dois materiais com seus custos mais elevados em uma obra. Dito isso, é necessário analisar o custo dos dois métodos em relação à vantagem da utilização da protensão, uma vez que o impacto financeiro em um orçamento pode tornar o concreto protendido mais oneroso, porém possui a vantagem da liberdade arquitetônica de eliminar um apoio (uma barreira em um espaço) garantindo a segurança e eficiência da estrutura.

A Tabela 8 apresentam os índices de projeto dos detalhes das vigas em concreto armado e protendido:

Tabela 8 – Índice de consumo de materiais.

Método	Consumo de aço (kg/m³)	Consumo de concreto (m³/m²)	Consumo de forma (m²/m³)
Concreto armado	214,05	0,07	5,12
Concreto protendido	110,60	0,23	11,46
	-48,33%	+228,57%	+123,83%

Fonte: autor próprio.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho teve como objetivo analisar a viabilidade técnica e executiva da aplicação do concreto protendido em uma viga, com a proposta de remoção de um pilar intermediário e a criação de um vão livre de aproximadamente 10 metros. Com a análise e dimensionamento realizado pelo software Eberick®, juntamente com o embasamento teórico na NBR 6118 (ABNT, 2023), foi possível comparar o desempenho de uma solução em concreto armado, que é mais convencional, com a proposta de solução em concreto protendido com pós-tração não aderente, sendo mais especializada.

6.1 Conclusões técnicas

A partir do desenvolvimento do estudo, verifica-se que o objetivo geral foi plenamente atingido, uma vez que foi possível modelar e dimensionar a viga V5 em ambas as soluções estruturais, respeitando as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2023), assim como avaliar criticamente o comportamento e desempenho estrutural resultante. Os objetivos específicos também foram contemplados, uma vez que o trabalho descreveu as etapas de cálculo e validação no programa computacional, apresentou comparações quantitativas e qualitativas entre as soluções em concreto armado e protendido, culminando na elaboração de pranchas executivas compatíveis com a prática profissional.

Além disso, à retórica do trabalho partiu-se do pressuposto de que a solução em concreto armado, diante da remoção de um apoio intermediário e do aumento significativo do vão livre, apresentaria limitações quanto ao atendimento dos Estados Limites de Serviço, especialmente no que diz respeito às deformações excessivas. Essa hipótese foi confirmada pelos resultados obtidos, os quais indicaram flechas superiores aos limites normativos admissíveis, comprometendo o desempenho em serviço, a aceitabilidade sensorial e a compatibilidade arquitetônica da estrutura.

Porém, a hipótese de que o concreto protendido poderia oferecer um desempenho estrutural superior mostrou-se válida. A adoção da protensão por meio do sistema de pós-tração não aderente resultou em expressiva redução dos deslocamentos verticais, melhor controle das tensões na seção transversal e atendimento simultâneo aos Estados Limites Últimos e de Serviço. Esses resultados

evidenciam a eficiência da protensão como solução técnica para estruturas submetidas a grandes vãos e elevados níveis de solicitação.

Adicionalmente, a análise dos quantitativos e dos índices de consumo de materiais permitiu compreender que, embora o concreto protendido demande maior rigor técnico, mão de obra especializada e controle executivo mais criterioso, os ganhos estruturais obtidos (a exemplo da redução da altura da viga), podem justificar sua adoção sob o ponto de vista técnico e funcional. Dessa forma, a escolha entre concreto armado e concreto protendido não deve ser baseada exclusivamente em custos iniciais, mas em uma avaliação global do desempenho da estrutura e durabilidade.

Para o consumo de materiais, o comparativo revelou diferenças importantes entre as duas soluções estruturais:

- a) Volume de concreto: a solução em concreto protendido resultou em um aumento de quase 3 vezes no volume de concreto (aumento de 1,38 m³ para 3,65 m³), sendo uma carga de peso próprio consideravelmente maior que a solução em concreto armado. Esse resultado evidencia que a eficiência da aplicação da protensão não está necessariamente associada à redução do volume de concreto, mas sim a capacidade de modificar o estado de tensões da estrutura, melhorando o desempenho em serviço para grandes vãos;
- b) Consumo de aço: houve um aumento de cerca de 36% no peso total de aço na solução proposta (403,69 kg, sendo o somatório do aço de armaduras passivas e ativas, contra 295,40 kg do concreto armado). Esse aumento é justificado pela necessidade de armaduras passivas (longitudinais e transversais), armaduras de fretagem nas regiões de ancoragem e armaduras ativas para protensão.

Conclui-se, portanto, que o concreto protendido se apresenta como uma solução estrutural tecnicamente adequada e eficiente para o estudo de caso analisado, validando as ideias assumidas e atendendo plenamente aos objetivos propostos.

O trabalho contribui para o entendimento prático da aplicação da protensão em vigas, demonstrando sua relevância no contexto atual da Engenharia Civil,

especialmente frente às exigências por estruturas mais esbeltas, seguras e compatíveis com concepções arquitetônicas contemporâneas.

Por fim, ressalta-se que o domínio dos conceitos de protensão, aliado ao correto uso das prescrições normativas e das ferramentas computacionais, amplia significativamente as possibilidades de solução para o engenheiro estrutural, promovendo projetos mais eficientes, seguros e alinhados às demandas técnicas e arquitetônicas da construção civil.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando a abrangência do tema abordado juntamente com a importância da otimização de ambientes no mundo moderno devido às mudanças de parâmetros arquitetônicos, sugere-se para trabalhos futuros a continuidade e aprofundamento nos seguintes tópicos:

- a) Análise econômica detalhada: realizar um orçamento comparativo completo para determinação da viabilidade financeira para cada solução estrutural adotada, sendo incluso os custos de materiais (aço, concreto e forma), custos de mão de obra especializada, locação de equipamentos de protensão, formas e tempo de execução;
- b) Estudo de vibrações: realizar uma análise dinâmica da viga protendida através das verificações quanto ao Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE), uma vez que a redução da inércia (após mudança da seção transversal da viga) e da massa em estruturas de grandes vãos, pode torná-las mais suscetíveis a vibrações excessivas causadas pelo uso cotidiano;
- c) Comparativo com protensão aderente: desenvolvimento de um estudo comparativo aplicando a pós-tração com aderência posterior, avaliando se o aumento da capacidade resistente compensa a maior complexidade executiva em relação ao sistema não aderente utilizado neste trabalho;
- d) Otimização da seção transversal: investigar o uso de seções transversais do tipo "T" para a viga protendida, propondo reduzir o consumo de concreto e o peso próprio;
- e) Otimização de seção em concreto protendido: investigar novas possibilidades de seção da viga a partir da adoção de critérios e configurações diferentes das adotadas no trabalho, como por exemplo a

disposição e espaçamento das ancoragens e geometria dos cabos de protensão;

- f) Comparativo de dimensionamento em outros programas computacionais: utilização de outros programas para dimensionar e comprar o mesmo cenário da viga estudada, verificando resultados e índices;
- g) Estimativa de perdas de carga de protensão: estimar as perdas de carga de protensão, de forma manual ou utilização de outras ferramentas, para o estudo de caso e comparar com o valor adotado (25%);

REFERÊNCIAS

- AsBEA (Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura). **Manual de Contratação dos Serviços de Arquitetura e Urbanismo**. 2ª Edição – PINI. São Paulo, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16636-1: Elaboração e desenvolvimento de serviços técnicos especializados de projetos arquitetônicos e urbanísticos Parte 1: Diretrizes e terminologia**. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7483: **Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido: especificação**. 4. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- BASTOS, P. S. **Fundamentos do concreto protendido**. Notas de aula (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. UNESP. São Paulo, p. 267. 2024.
- BRISOLLA-ZARA, Estevão Rezende et al. **Projeto executivo de uma viga biapoiada em concreto protendido com monocordoalhas engraxadas: estudo de caso**. 2023.
- CARVALHO, R. C. **Estrutura em Concreto Protendido: Cálculo e Detalhamento**. 1 ed. São Paulo: PINI, 2012.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2023**. 5. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2024.

CAUDURO, E. L. **Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas**. São Paulo: Editora Belgo Bekaert Arames, 2002.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

DE AGUIAR, Francisco Hortoglan et al. **Um estudo do projeto executivo de fachadas com revestimento cerâmico em edificação vertical multifamiliar**. Sobral, 2022.

DEMARCHE. **Protensão Faixa-Preta**. Hotmart, 2025. Disponível em: <https://hotmart.com/pt-br/marketplace/produtos/protensao-faixa-preta/C87433645L>. Acesso em: 20 out. 2025.

DI PIETRO, J. E. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. 2000. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2000.

DUARTE, E. **Cálculo completo de uma viga isostática protendida**. Revista Concreto & Construções, ed. 78, p. 92–101, 2015.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural**. Universidade de São Paulo. São Paulo, 1976.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2013.

FONTENELLE, E. C. **Estudos de caso sobre a gestão do projeto em empresas de incorporação e construção**. 384 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

HANAI, J. B. **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Carlos: EESC-USP, 2005.

KASSIMALI, A. **Análise estrutural**. Tradução da 5ª edição norte-americana. São Paulo: Cengage Learning, 2015.

LEET, Kenneth M.; UANG, Chia M.; GILBERT, Anne M. **Fundamentos da Análise Estrutural**. AMGH Editora, 2014.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto: vol 5 - Concreto Protendido**. Rio de Janeiro: Interciência, 1983.

MAQ BLOCOS. **Protensão: pocket former**. 2025. 1 fotografia. Disponível em: <https://www.maqblocos.com.br/produtos/pocket-former-ap0-e-1/74>. Acesso em: 19 dez. 2025.

MASP – Museu de Arte de São Paulo Assis Chateaubriand. **Imagem do MASP**. s.d. In: MASP – Museu de Arte de São Paulo Assis Chateaubriand. Disponível em: <https://masp.com.br/pt-br/sobre-o-masp>. Acesso em: 12 out. 2025.

MAXI CABOS. **Protensão.: cunhas**. 2025. 1 fotografia. Disponível em: <https://www.maxicabos.com.br/produtos/cunhas>. Acesso em: 19 dez. 2025.

MELHADO, Silvio B.; AGOPYAN, V. **O conceito de projeto na construção de edifícios: diretrizes para sua elaboração e controle**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP (BT/PCC/139). São Paulo, 1995.

MELO, Paula Rodrigues de. **Pre design of wooden, steel and concrete structures as a tool to the conception of architectural projects**. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharias) - Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2013. DOI <https://doi.org/10.14393/ufu.di.2013.214>.

PFEIL, W. **Concreto Protendido**. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PTE PROTENSÃO. **Acessórios para protensão não aderente**. 2018. 1 fotografia. Disponível em: <https://www.ptec.com.br/informacao/acessorios-para-protensao-nao-aderente>. Acesso em: 19 dez. 2025.

REGO, R. M. **As naturezas cognitiva e criativa da projeção em arquitetura: reflexões sobre o papel mediador das tecnologias**. Revista Escola Minas – volume 54 n.1. Ouro Preto, 2001.

REIS, W. P. S. **Revestimento cerâmico de fachada: projeto do produto e da produção**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Paraná, 2013.

SIQUEIRA, Gabriel de Souza. **Concreto Protendido: Produção no Estado de Goiás**. Goiânia: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia, 2019.

SUSSEKIND, J.C. **Curso de análise estrutural**. Vol. 3. 2ª ed. Editora Globo. Porto Alegre, 1978.

TEIXEIRA, Renata Bacelar. **Análise da gestão do processo de projeto estrutural de construções metálicas**. Dissertação pós-graduação - UFMG. Minas Gerais, 2007.

TIMBOLA, A. M. **Estado da arte na utilização do sistema BIM (Building Information Modeling) em edifícios**. Trabalho de Conclusão de Curso - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás. Anápolis, 2021.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JR, Kléos M. Lenz. **Fundamentos Básicos**. 4ª ed. Minas Gerais, 1998.

ZANETTE, D. S. **Projeto de vigas de pequeno porte parcialmente protendidas com monocordoalhas engraxadas**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

APÊNDICE A – DETALHAMENTO DA VIGA EM CONCRETO ARMADO

ESCALA 1:75



ESC 1:20

- Considerando adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância de viabilidade das medidas durante a execução da estrutura em concreto armado;

- Cobrimento das armaduras passivas:
Vigas e pilares: 2.5 cm

- Após a conferência da forma e ferragem, assim como da limpeza criteriosa da forma, verificar se existe sujeira acumulada na viga (serragem, terra, papéis, folhas, plástico etc.). Limpar bem a forma da viga antes da concretagem;

- Deve-se realizar a cura do concreto e o controle tecnológico do mesmo;

- Não é permitido seccionar qualquer elemento da estrutura, as tubulações elétricas e hidráulicas deverão ser projetadas obedecendo este critério;

- Molhar bem as formas antes da concretagem;

- Não são permitidas alterações no projeto sem prévia consulta e autorização formal dos autores do projeto.

Relação do aço

V5

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	10	1017	10170
	2	6.3	44	221	9724
	3	8.0	4	866	3464
	4	8.0	2	1049	2098
	5	8.0	2	1057	2114
	6	12.5	6	193	1158
	7	20.0	1	1017	1017
	8	20.0	2	1027	2054
	9	20.0	2	1037	2074
	10	20.0	2	1047	2094

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	199	53.3
	8.0	76.8	33.3
	12.5	11.6	12.3
	20.0	72.4	196.4
PESO TOTAL (kg)			
CA50	295.5		

Volume de concreto (C-30) = 1.38 m³
Área de forma = 18.7 m²

[illegible]

Autor:

João Paulo Cardoso Grotto

Orientador:

Cláudio Marra Alves

PROJETO EXECUTIVO

Endereço: R. 75, 46 - Setor Central, Goiânia - GO

Proprietário:

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiás
Campus Goiânia

Viga em Concreto Armado

Conteúdo da prancha:

- Detalhe da viga em concreto armado

	$\langle \rangle$
	$\langle \rangle$
	$\langle \rangle$
	$\langle \rangle$

Nº da folha

 $\frac{1}{1}$

Estrutura 3D

Resistência do concreto: 30 MPa

ECS>= 27605 MPa

Slump: 12 ± 2 / Fator A/C $\leq 0,55$

	Data:
--	-------

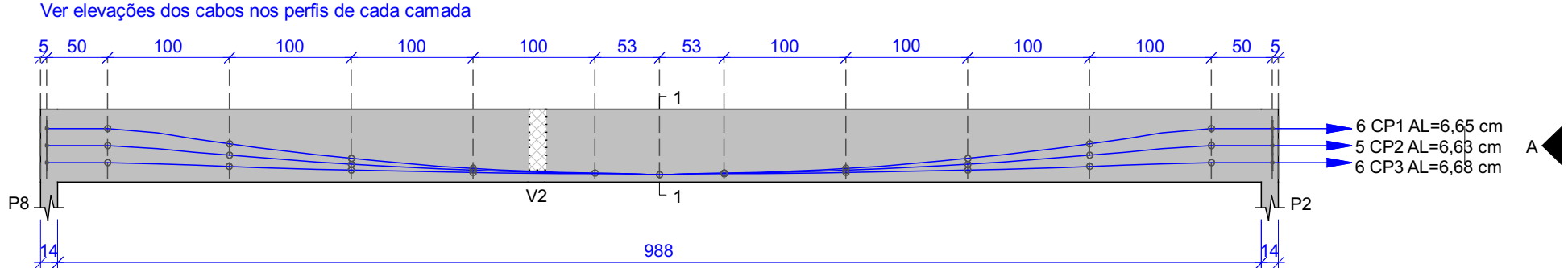
22/01/2026



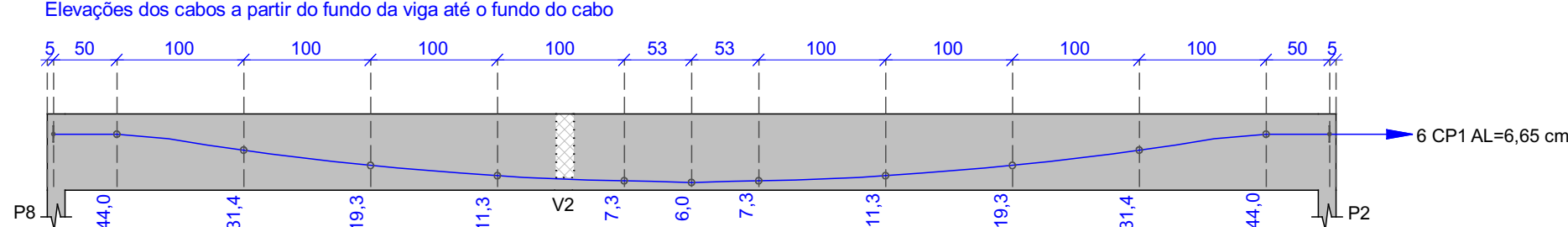
OS DIREITOS AUTORAIS DESTES PROJETO PERTENCEM AO AUTOR ACIMA CITADO E PROIBIDA A SUA REPRODUCAO, MODIFICACAO E/OU A TERCAO. LEI 5988-4/RT-25

APÊNDICE B – PRANCHA EXECUTIVA DA VIGA PROTENDIDA

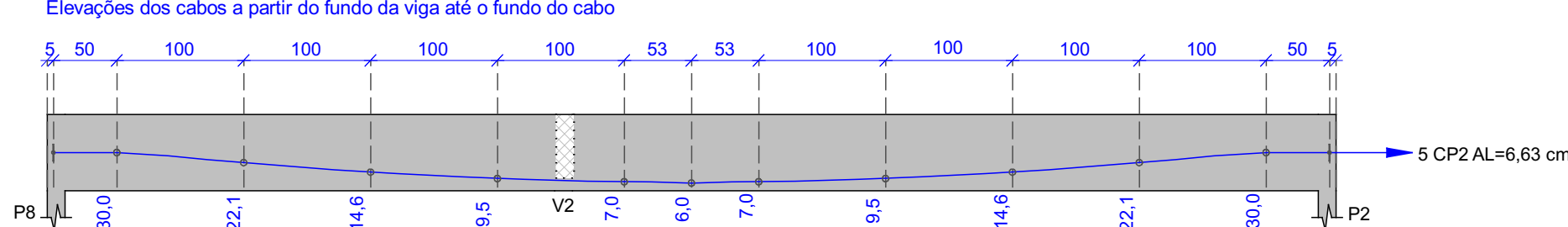
PERFIL GERAL DAS ARMADURAS ATIVAS
ESCALA 1:50



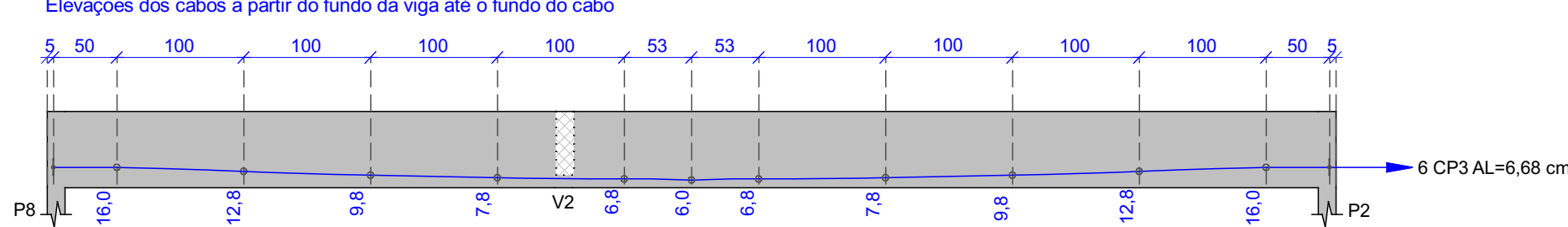
PERFIL DOS CABOS DA 1ª CAMADA (CP1)
ESCALA 1:50



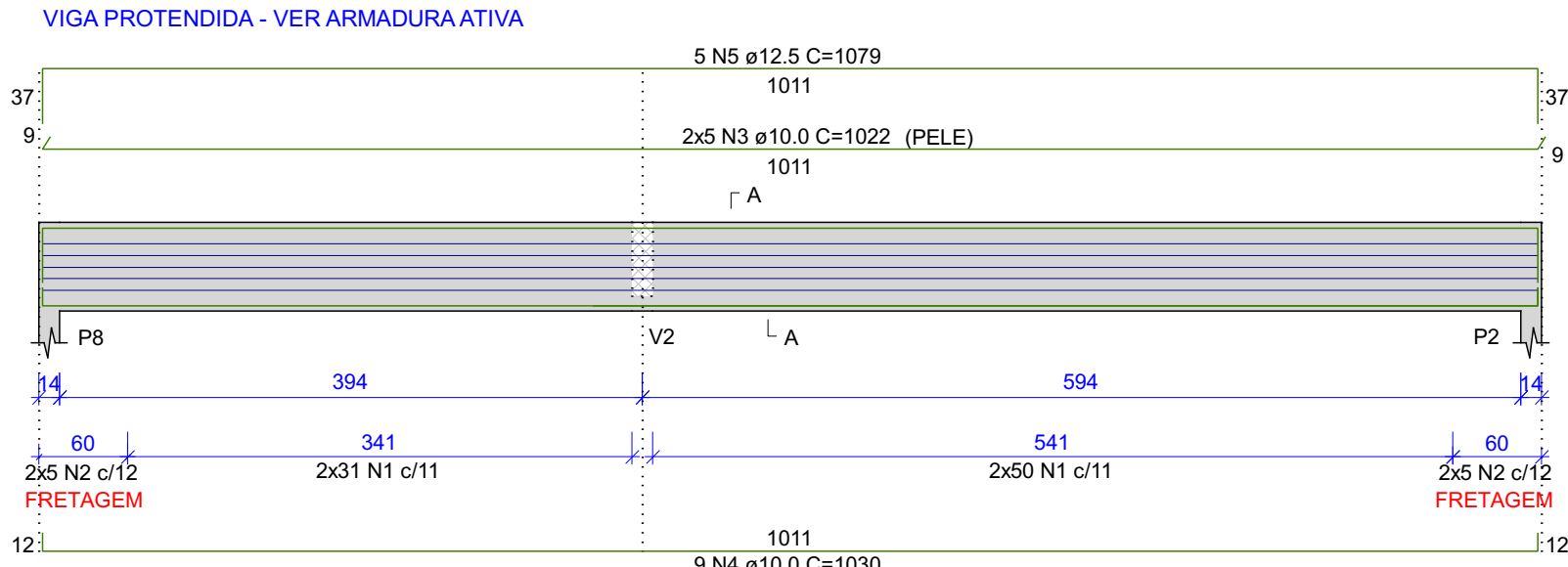
PERFIL DOS CABOS DA 2ª CAMADA (CP2)
ESCALA 1:50



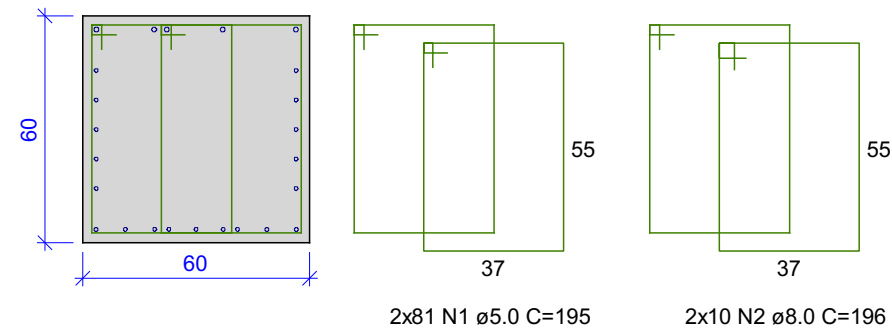
PERFIL DOS CABOS DA 3ª CAMADA (CP3)
ESCALA 1:50



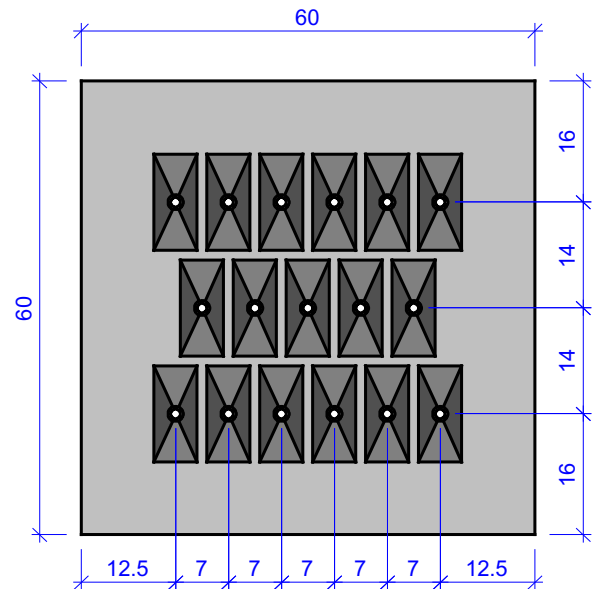
V5 (ARMADURAS PASSIVAS)
ESCALA 1:50



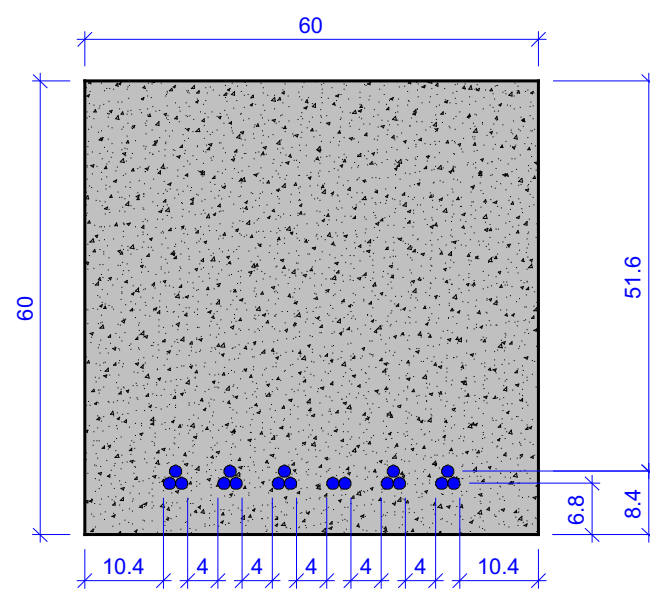
SEÇÃO A-A
ESC 1:20



VISTA A
ESC 1:10



SEÇÃO 1-1
ESC 1:10



OBSERVAÇÕES:

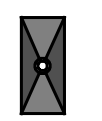
- Considerando adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância de viabilidade das medidas durante a execução da estrutura em concreto armado;
- Cobrimento das armaduras passivas:
Vigas e pilares: 2.5 cm
- Após a conferência da forma e ferragem, assim como da limpeza criteriosa da forma, verificar se existe sujeita acumulada na viga (serragem, terra, papéis, folhas, plástico etc.). Limpar bem a forma da viga antes da concretagem;
- Deve-se realizar a cura do concreto e o controle tecnológico do mesmo;
- Não é permitido seccionar qualquer elemento da estrutura, as tubulações elétricas e hidráulicas deverão ser projetadas obedecendo este critério;
- Molhar bem as formas antes da concretagem;
- Não não permitidas alterações no projeto sem prévia consulta e autorização formal dos autores do projeto.

NOTAS GERAIS

- Todos os cabos para protensão são constituídos de 1 Ø 12,7mm - CP 190 RB;
- Força de protensão a ser aplicada em cada cabo: F=150 kN;
- Os alongamentos após a cravação estão indicados no detalhamento da viga
- A sequência de protensão deverá ser feita protendendo os cabos na sequência do centro para as extremidades;
- Manter as vigas escoradas até a última etapa de protensão;
- Brocas de concretagem são extremamente prejudiciais às peças protendidas, podendo causar o rompimento das mesmas no momento da protensão;
- Cobrimento das armaduras ativas: 3cm para vigas;
- Prazos para retirada de formas (em condições normais), não antes de:
 - Faces laterais : 3 dias
 - Faces inferiores, deixando-se pontaletes bem acunhados e convenientemente espaçados : 14 dias
 - Faces inferiores, sem pontaletes : 28 dias
- Cura - A proteção contra secagem prematura, pelo menos 10 dias após o lançamento do concreto, poderá ser feita mantendo-se umedecida a superfície ou protegendo-se com película impermeável;
- Diretrizes para cordoalhas não aderentes:
 - deslizamento da ancoragem = 6 mm
 - coeficiente de desvio (wobble) = 0,0005 1/m
 - coeficiente de atrito = 0,05 1/rad
 - massa linear da cordoalha = 0,792 kg/m
- Data de aplicação da protensão: 7 dias

ATENÇÃO!

ETAPAS DE PROTENSÃO:



Protender quando o concreto atingir 21 MPa

CONVENÇÃO DOS CABOS

ANCORAGEM PASSIVA

ANCORAGEM ATIVA

RELAÇÃO DE CABOS DE PROTENSÃO

AÇO	NOME	CORDOALHAS				ANCORAGEM		ALONGAMENTO	
		DIAM (mm)	QUANT	C. UNIT (m)	C. TOTAL (m)	ATIVA	PASSIVA	INICIAL (cm)	FINAL (cm)
CP 190 RB	CP1	12,7	6	10,69	64,14	6	6	0	6,65
	CP2	12,7	5	10,71	53,55	5	5	0	6,63
	CP3	12,7	6	10,67	64,02	6	6	0	6,68

Relação do aço

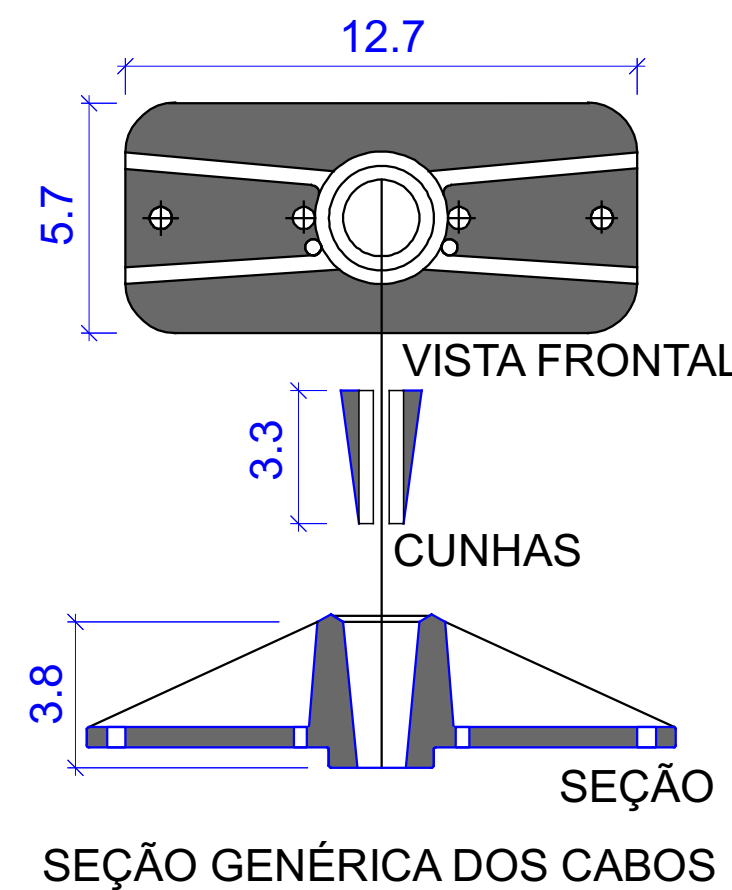
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	162	195	31590
CA50	2	8.0	20	196	3920
	3	10.0	10	1022	10220
	4	10.0	9	1030	9270
	5	12.5	5	1079	5395

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	8.0	39.2	17
	10.0	194.9	132.2
	12.5	54	57.2
CA60	5.0	315.9	53.6
PESO TOTAL (kg)			
CA50	206.4		
CA60	53.6		

Volume de concreto (C-30) = 3.65 m³
Área de forma = 15.82 m²

DETALHE DA ANCORAGEM PARA CABO DE MONOCORDOALHA



RESUMO DE PROTENSÃO

CORDOALHAS				ANCORAGEM
AÇO	DIAM (mm)	C, TOTAL (m)	PESO TOTAL (kg)	ATIVA + PASSIVA
CP 190 RB	12,7	181,71	143,91	34

Atualizações de Projeto		
Nº Comentário	Data	Autor
0 Emissão inicial	22/01/2026	João Paulo

	Autor:
	João Paulo Cardoso Grotto
	Orientador:
	Cláudio Marra Alves

PROJETO EXECUTIVO	
Endereço: R. 75, 46 - Setor Central, Goiânia - GO	
Proprietário: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiás Campus Goiânia	
Viga Protendida	
Conteúdo da prancha: - Detalhe das armaduras passivas da viga V5 protendida - Detalhe das armaduras ativas da viga V5 protendida	Nº da folha 1 / 1 Estrutura 3D
Resistência do concreto: 30 MPa ECS>= 27605 MPa Slump: 12 ±2 / Fator A/C <= 0,55	Data: 22/01/2026

