

**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CAMPUS GOIÂNIA
DEPARTAMENTO DE ÁREAS ACADÊMICAS III
ÁREA DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

ESTEVÃO REZENDE BRISOLLA ZARA

**PROJETO EXECUTIVO DE UMA VIGA BIPOIADA EM CONCRETO
PROTENDIDO COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS: ESTUDO
DE CASO**

**GOIÂNIA
2023**

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: Estevão Rezende Brisolla Zara

Matrícula: 20191011050020

Título do Trabalho: Projeto executivo de uma viga biapoiada em concreto protendido com monocordalhas engradadas: estudo de caso

Autorização - Marque uma das opções

1. ☒ 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, 13 / janeiro / 2024.

Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

ESTEVÃO REZENDE BRISOLLA ZARA

**PROJETO EXECUTIVO DE UMA VIGA BIAPOIADA EM CONCRETO
PROTENDIDO COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS: ESTUDO
DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à coordenação do 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.

Área de concentração: Construção Civil

Orientador: Prof. Me. Cláudio Marra Alves

**GOIÂNIA
2023**

B859p

Brisolla-Zara, Estevão Rezende.

Projeto executivo de uma viga biapoiada em concreto protendido com monocordoalhas engraxadas: estudo de caso / Estevão Rezende Brisolla Zara. – Goiânia: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia, 2023.
185 f.: il.

Orientador: Prof. Me. Cláudio Marra Alves.

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

1. Construção civil – projeto executivo – concreto protendido - viga. 2. Construção civil – viga protendida. I. Alves, Cláudio Marra (orientador). II. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia. III. Título.

CDD 698



INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CÂMPUS GOIÂNIA

Estevão Rezende Brisolla Zara

**PROJETO EXECUTIVO DE UMA VIGA BIAPOIADA EM CONCRETO PROTENDIDO COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS:
ESTUDO DE CASO**

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 quesitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Membros da banca: **Me Cláudio Marra Alves (orientador)**, **Dra. Liana de Lucca Jardim Borges** e **Me. Lucas de Oliveira Zuniga**.

Aprovado em 13 de Dezembro de 2023.

Documento assinado eletronicamente por:

- **Claudio Marra Alves**, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 18/12/2023 14:51:31.
- **Lucas de Oliveira Zuniga**, PROF ENS BAS TEC TECNOLOGICO-SUBSTITUTO, em 16/12/2023 17:12:42.
- **Liana de Lucca Jardim Borges**, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 16/12/2023 16:50:20.
- **Matilde Batista Melo**, COORDENADOR(A) DE CURSO - FUC1 - GYN-CCBEC, em 16/12/2023 16:48:19.

Este documento foi emitido pelo SUAP em 16/12/2023. Para comprovar sua autenticidade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse <https://suap.ifg.edu.br/autenticar-documento/> e forneça os dados abaixo:

Código Verificador: 491602
Código de Autenticação: eb9b184c78



Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás
Rua 75, nº 46, Centro, GOIÂNIA / GO, CEP 74055-110
(62) 3227-2736 (ramal: 2736)

Aos meus queridos pais, José Carlos de Oliveira
Brisolla (*in memoriam*) e Diana Rezende de
Moraes, sem eles nada seria possível.
À minha esposa, Ana Laura Zara, pelo apoio
incondicional oferecido em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela minha vida, e por me ajudar a vencer todos os obstáculos encontrados ao longo da realização deste trabalho.

Aos meus pais, que me deram todo amor e suporte para que eu chegasse até aqui. Querido pai, sei que daí de cima o Senhor me acompanha e me ampara. Lembra de quando eu lhe disse “um dia serei engenheiro de estruturas”? Esse dia chegou e sei que você está muito feliz, consigo te sentir. Querida mãe, seu empenho em me educar sempre veio em primeiro lugar e aqui estão os resultados dos seus esforços. Amo vocês com toda minha alma e sou grato infinitamente.

À minha linda e querida esposa Ana Laura Zara. Sem você por perto os resultados não seriam os mesmos. Sou grato pela sua presença em cada etapa deste trabalho. Grato pelo carinho, zelo e paciência em todos os meus momentos de estresse. Minha alma gêmea, te amo!

Ao professor Me. Cláudio Marra Alves, por ter sido meu orientador e ter desempenhado tal função com tanta dedicação e amizade.

Ao professor Dr. Elias Calixto Carrijo, por aquela sensacional aula de resistência dos materiais que me fez decidir ser um engenheiro de estruturas.

E a todos e todas que participaram, direta ou indiretamente me auxiliando no desenvolvimento deste trabalho, enriquecendo o meu processo de aprendizado.

Meu muito obrigado!

RESUMO

Edificações com estruturas mais esbeltas e arquiteturas cada vez mais arrojadas exigem vãos que podem não ser vencidos pelo sistema estrutural do concreto armado. Para solucionar esse problema, o emprego do concreto protendido têm sido crescente no Brasil nas últimas décadas, estimulando o aprofundamento sobre o assunto por estudantes e profissionais da engenharia civil. Portanto, este trabalho tem por objetivo elaborar o projeto executivo de uma viga protendida pós-tracionada sem aderência, com demonstração dos cálculos manuais. O procedimento metodológico consiste em um estudo de caso que simule a retirada do pilar central de uma viga previamente contínua tornando-a biapoiada e com vão livre de aproximadamente 16 metros. No intuito de evidenciar que o concreto armado não é uma solução estrutural viável para esse estudo de caso, a viga foi computacionalmente dimensionada em concreto armado pelo programa Eberick[®], resultando em elevadas deformações e taxas de armadura. Como solução, a viga foi dimensionada em concreto protendido não aderente por meio de cálculos manuais, resultando em uma seção transversal de 65 x 90 cm e 28 cabos de protensão. Para comprovar que os resultados do cálculo manual foram coerentes, os mesmos foram comparados e analisados frente aos resultados do dimensionamento computacional do programa V-PRO[®], uma calculadora de vigas protendidas desenvolvida pela empresa TQS[®]. A análise comparativa demonstrou variações irrelevantes no que tange ao dimensionamento das armaduras ativas e passivas, resultando em áreas de aço muito próximas entre os dois métodos de cálculo. Em relação ao cálculo das perdas de protensão, o dimensionamento manual resultou em 20% de perdas totais contra 25% no dimensionamento computacional. Tais diferenças, apesar de serem relativamente consideráveis, são justificadas pelas diferentes equações entre os métodos de cálculo no cômputo das perdas progressivas de protensão. Como principal resultado do presente trabalho, foi elaborado o projeto executivo da viga protendida calculada manualmente que contém todas as informações técnicas necessárias para a execução da viga, tais como: detalhamento das armaduras ativas e passivas, quantitativo de materiais, notas de projeto e legendas.

Palavras-chave: Concreto Protendido. Projeto Executivo. Viga. Viga Protendida.

ABSTRACT

Buildings with slender structures and increasingly bold architecture require spans that may not be overcome by the reinforced concrete structural system. To solve this problem, the use of prestressed concrete has been increasing in Brazil in recent decades, encouraging in-depth study of the subject by civil engineering students and professionals. Therefore, this work aims to develop the executive project of a post-tensioned prestressed beam without adherence, with demonstration of manual calculations. The methodological procedure consists of a case study that simulates the removal of the central pillar of a previously continuous beam, making it simply supported and with a span of approximately 16 meters. With the aim of demonstrate that reinforced concrete is not a viable structural solution for this case study, the beam was computationally designed in reinforced concrete using the Eberick® program, resulting in high deformations and reinforcement rates. As a solution, the beam was designed in unbonded prestressed concrete using manual calculations, resulting in a cross section of 65 x 90 cm and 28 prestressing cables. To prove that the results of the manual calculation were coherent, they were compared and analyzed against the results of the computational sizing of the V-PRO® program, a prestressed beam calculator developed by the company TQS®. The comparative analysis demonstrated irrelevant variations regarding the design of active and passive reinforcement, resulting in very similar steel areas between the two calculation methods. Regarding the calculation of prestressing losses, manual sizing resulted in 20% total losses compared to 25% in computational sizing. Such differences, despite being relatively considerable, are justified by the different equations between the calculation methods when calculating progressive prestressing losses. As the main result of this work, the executive design of the prestressed beam was prepared manually, containing all the technical information necessary for the execution of the beam, such as: details of the active and passive reinforcement, quantity of materials, design notes and legends.

Key words: *Prestressed Concrete. Executive Project. Beam. Prestressed Beam.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas do projeto estrutural	16
Figura 2 – Exemplo análogo à protensão	17
Figura 3 – Viga protendida teoricamente dividida em partes menores	17
Figura 4 – Planta de forma da estrutura com o pilar central	20
Figura 5 – Estabelecimento comercial do estudo de caso	20
Figura 6 – Viga V101 sem o pilar central P5	21
Figura 7 – Espiral do projeto geral de uma construção	23
Figura 8 – Itens do memorial de cálculo	25
Figura 9 – Etapas do projeto estrutural até a construção	26
Figura 10 – Traçado de vigas a partir do projeto arquitetônico	27
Figura 11 – Valores característicos nominais das cargas variáveis	28
Figura 12 – Viga e pilares aparentes (à esquerda) e ocultos na alvenaria (à direita)	29
Figura 13 – Cortes e elevações	29
Figura 14 – Estrutura protendida do Museu Brasileiro da Escultura	31
Figura 15 – Fluxo das cargas na edificação	32
Figura 16 – Projeto arquitetônico (A) e arranjo dos elementos estruturais (B)	34
Figura 17 – Vão efetivo de vigas	35
Figura 18 – Altura da viga A condicionada à dimensão da esquadria	36
Figura 19 – Viga embutida na parede	36
Figura 20 – Largura mínima da viga de concreto	37
Figura 21 – Viga biapoiada com traçado dos cabos de protensão e carregamento externo	42
Figura 22 – Protensão como um balanceamento de cargas	45
Figura 23 – Deformação e esforços de protensão da viga	45
Figura 24 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	47
Figura 25 – Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal	47
Figura 26 – Diagrama Tensão x Deformação simplificado do aço CP	50
Figura 27 – Tabela 11.4 da ABNT NBR 6118 (combinações de serviço)	52
Figura 28 – Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118 (fatores de redução Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2)	53
Figura 29 – Somatória de tensões na verificação ao ELS-D	55
Figura 30 – Somatória de tensões na verificação ao ELS-F	55
Figura 31 – Verificação de ELU no ato da protensão pelo cálculo das tensões na seção	59
Figura 32 – Seção transversal de uma viga protendida com armaduras ativas e passivas	60

Figura 33 – Componente vertical do esforço cortante na seção de uma viga protendida	63
Figura 34 – Traçado geométrico de viga protendida.....	66
Figura 35 – Distribuição de tensões em blocos parcialmente carregados.	67
Figura 36 – Deslocamento da viga V101 em concreto armado.....	70
Figura 37 – Dimensionamento da viga V101 em concreto armado	71
Figura 38 – Esquema estrutural da viga V101	73
Figura 39 – 2º Esquema estrutural da viga V101	79
Figura 40 – 3º Esquema estrutural da viga V101	83
Figura 41 – Geometria e modelo de cálculo da viga no V-PRO®	90
Figura 42 – Carregamentos da viga V101 no V-PRO®	91
Figura 43 – Características do concreto da viga V101 no V-PRO®	91
Figura 44 – Características do aço de protensão da viga V101 no V-PRO®	92
Figura 45 – Critérios de projeto relacionados à protensão da viga V101 no V-PRO®	92
Figura 46 – Critérios relacionados às perdas de protensão da viga V101 no V-PRO®	93
Figura 47 – Traçado da viga V101 no V-PRO®	93
Figura 48 – Envoltória dos esforços solicitantes de momento fletor no V-PRO®	94
Figura 49 – Envoltória dos esforços solicitantes de cortante no V-PRO®	94
Figura 50 – Dimensionamento à flexão e ao cisalhamento	95
Figura 51 – Resultados das perdas de protensão da viga V101 no V-PRO®	96
Figura 52 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELS-F no V-PRO®	97
Figura 53 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELS-F no V-PRO®	98
Figura 54 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELS-D no V-PRO®	98
Figura 55 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELS-D no V-PRO®	99
Figura 56 – Flecha imediata para o ELU-DEF no V-PRO®	99
Figura 57 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELU-ATO no V-PRO®	100
Figura 58 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELU-ATO no V-PRO®	100
Figura 59 – Dimensionamento das armaduras passivas longitudinais no V-PRO®	101
Figura 60 – Dimensionamento das armaduras passivas transversais no V-PRO®	101
Figura A1 – Vigas em concreto protendido com monocordoalhas engraxadas	115
Figura A2 – Monocordoalha engraxada	116
Figura A3 – Cordoalhas de três e sete fios	117
Figura A4 – Cordoalhas de 12,7 mm e 15,2 mm da esquerda para a direita.....	117
Figura A5 – Economia promovida pela armadura CP 210.....	118
Figura A6 – Peças do sistema de ancoragem	119

Figura A7 – Placas de ancoragem	119
Figura A8 – Cunha bipartida para protensão.....	120
Figura A9 – Instalação da forma para nicho	120
Figura A10 – Molde da forma de nicho para acoplamento do macaco hidráulico.....	121
Figura A11 – Cordoalhas com e sem os dispositivos de proteção	121
Figura A12 – Ancoragens ativa e passiva	122
Figura A13 – Macaco de protensão e bomba hidráulica	122
Figura A14 – Viga com estribos abertos para montagem dos cabos (A) e com estribos fechados após posicionamento de projeto dos cabos (B)	123
Figura A15 – Detalhe do traçado das cordoalhas de uma viga protendida	124
Figura A16 – Detalhe do traçado das cordoalhas de uma viga protendida	125
Figura A17 – Extremidades retas e prolongamento dos cabos de protensão	125
Figura A18 – Espaçamentos mínimos para armaduras de pós tração	126
Figura A19 – Operação da protensão com um macaco hidráulico.....	127
Figura C1 – Seção de dimensionamento da viga V101	132
Figura C2 – Seção de ancoragem da viga V101	133
Figura C3 – Traçado geométrico esquemático dos cabos de protensão da viga	134
Figura C4 - Elevação dos cabos da 1ª camada ($y_1 = 24\text{ cm}$).....	139
Figura C5 - Elevação dos cabos da 2ª camada ($y_1 = 38\text{ cm}$).....	139
Figura C6 - Elevação dos cabos da 3ª camada ($y_1 = 52\text{ cm}$).....	140
Figura C7 - Elevação dos cabos da 4ª camada ($y_1 = 66\text{ cm}$).....	140
Figura C8 - Inclinação α_1 do trecho parabólico BC com o trecho reto AB	141
Figura C9 – Diagrama de P_0x dos cabos da 1ª camada ($y_1 = 24\text{ cm}$).....	146
Figura C10 – Diagrama de P_0x dos cabos da 2ª camada ($y_1 = 38\text{ cm}$).....	146
Figura C11 – Diagrama de P_0x dos cabos da 3ª camada ($y_1 = 52\text{ cm}$).....	147
Figura C12 – Diagrama de P_0x dos cabos da 4ª camada ($y_1 = 66\text{ cm}$).....	147
Figura C13 – Diagramas de P_0x e P'_0x dos cabos da 1ª camada ($y_1 = 24\text{ cm}$).....	150
Figura C14 – Diagramas de P_0x e P'_0x dos cabos da 2ª camada ($y_1 = 38\text{ cm}$).....	152
Figura C15 – Diagramas de P_0x e P'_0x dos cabos da 3ª camada ($y_1 = 52\text{ cm}$).....	154
Figura C16 – Diagramas de P_0x e P'_0x dos cabos da 4ª camada ($y_1 = 66\text{ cm}$).....	156
Figura C17 – Variação de $\beta_s t$ em função da idade fictícia do concreto.....	163

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estimativa da altura de vigas de concreto, de acordo com a condição de apoio ...	35
Tabela 2 – Classificação das ações	38
Tabela 3 – Perdas efetivas de protensão	86
Tabela 4 – Armaduras passivas da viga V101	89
Tabela 5 – Comparativo das forças e das perdas de protensão.....	102
Tabela 6 – Comparativo das armaduras ativas e passivas	104
Tabela 7 – Comparativo das verificações aos estados limites.....	105
Tabela C1 – Inclinações α_1 de todos os cabos.....	142
Tabela C2 – Áreas dos diagramas de força de protensão, descontadas as perdas por atrito	148
Tabela C3 – Áreas dos diagramas de força de protensão, descontadas as perdas por atrito	160

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 JUSTIFICATIVA.....	18
1.2 OBJETIVOS	19
1.2.1 Objetivo Geral.....	19
1.2.2 Objetivos Específicos.....	19
1.3 ESTUDO DE CASO.....	19
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	22
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1 PRINCÍPIOS DO PROJETO ESTRUTURAL	23
2.1.1 O Projeto Estrutural	24
2.1.2 Concepção Estrutural	26
2.1.3 Análise Estrutural.....	39
2.1.4 Dimensionamento	42
2.1.5 Detalhamento	43
2.1.6 Emissão das Plantas Finais	43
2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO DE VIGAS PROTENDIDAS COM CORDOALHAS ENGRAXADAS	44
2.2.1 Considerações Iniciais.....	44
2.2.2 Materiais Estruturais: Concreto e Aço de Protensão	47
2.2.3 Estados Limites de Serviço	50
2.2.4 Níveis de Protensão e Combinações de Serviço	51
2.2.5 Estados Limites Último.....	56
2.2.6 Estado Limite Último à Força Cortante	63
2.2.7 Estudo do Traçado Geométrico dos Cabos de Protensão	65
2.2.8 Perdas de Protensão	66
2.2.9 Armadura de Fretagem.....	67
3 MÉTODO.....	69
4 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL	70
4.1 CÁLCULO DA VIGA V101 (25 x 90) EM CONCRETO ARMADO (ETAPA 1).....	70
4.2 CÁLCULO DA VIGA V101 (25 x 90) EM CONCRETO PROTENDIDO (ETAPA 2)	72
4.2.1 Critérios Iniciais de Projeto	72
4.2.2 Definição do Esquema Estrutural da Viga.....	72
4.2.3 Estimativa da Força de Protensão no Tempo Infinito.....	74

4.2.4 Estimativa da Força Inicial de Protensão.....	75
4.2.5 Cálculo da Armadura de Protensão (A_p).....	75
4.2.6 Verificação do Estado Limite Último no Ato da Protensão	76
4.3 CÁLCULO DA VIGA V101 (65 x 90) EM CONCRETO PROTENDIDO (ETAPA 3)	78
4.3.1 Pré-dimensionamento	78
4.3.2 Cálculo do Peso Próprio da Viga V101 (65 x 90).....	78
4.3.3 Definição do 2º Esquema Estrutural da Viga.....	79
4.3.4 Estimativa da Força de Protensão no Tempo Infinito.....	80
4.3.5 Estimativa da Força Inicial de Protensão (P_{iest})	80
4.3.6 Cálculo da Armadura de Protensão (A_p)	81
4.3.7 Verificação do Estado Limite Último no Ato da Protensão	81
4.3.8 Definição do 3º Esquema Estrutural da Viga.....	82
4.3.9 Estimativa da Força de Protensão no Tempo Infinito.....	83
4.3.10 2ª Estimativa das Perdas de Protensão.....	84
4.3.11 Cálculo da Armadura de Protensão (A_p)	84
4.3.12 Verificação do Estado Limite Último no Ato da Protensão.....	84
4.3.13 Verificação dos Estados Limites ELS-D, ELS-F e ELU-ATO Para o Valor Efetivo da Força de Protensão no Tempo Infinito.....	85
4.3.14 Verificação ao Estado Limite de Deformação Excessiva	87
4.3.15 Armaduras Passivas	89
5 CÁLCULO DA VIGA V101 (65x90) PROTENDIDA NO V-PRO® (ETAPA 4).....	90
5.1 DADOS DE ENTRADA.....	90
5.2 ESFORÇOS SOLICITANTES	93
5.3 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS PASSIVAS.....	94
5.4 PERDAS DE PROTENSÃO NO V-PRO®.....	96
5.5 VERIFICAÇÃO QUANTO AOS ESTADOS-LIMITES DE SERVIÇO.....	97
5.5.1 Verificação Quanto ao ELS-F	97
5.5.2 Verificação Quanto ao ELS-D	98
5.5.3 Verificação Quanto ao ELS-DEF	99
5.6 Verificação Quanto aos Estados-Limites Últimos	99
5.6.1 Verificação Quanto ao ELU-Ato	100
5.6.2 Verificação Quanto aos ELU à Flexão e ao Esforço Cortante.....	100
6 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS (ETAPA 5).....	102
6.1 COMPARATIVO DAS FORÇAS E PERDAS DE PROTENSÃO	102

6.2 COMPARATIVO DAS ARMADURAS	104
6.3 COMPARATIVO DAS VERIFICAÇÕES AO ELS E AO ELU	104
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	106
8 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	108
REFERÊNCIAS	109
ANEXOS	114
Anexo A Características e procedimentos de execução do sistema estrutural de protensão com monocordoalhas engraxadas	114
Anexo B – Formulário emitido pelo programa V-PRO® para cálculo das perdas progressivas	128
APÊNDICES	129
Apêndice A – Fluxograma dos procedimentos para dimensionamento e verificação de seções de elementos protendidos.....	129
Apêndice B – Pré-planta de forma estrutural (sem o pilar central) para o estudo de caso.	130
Apêndice C – Cálculo manual das perdas de protensão e armaduras passivas da viga V101.....	132
Apêndice D – Prancha Executiva da viga protendida V101	181

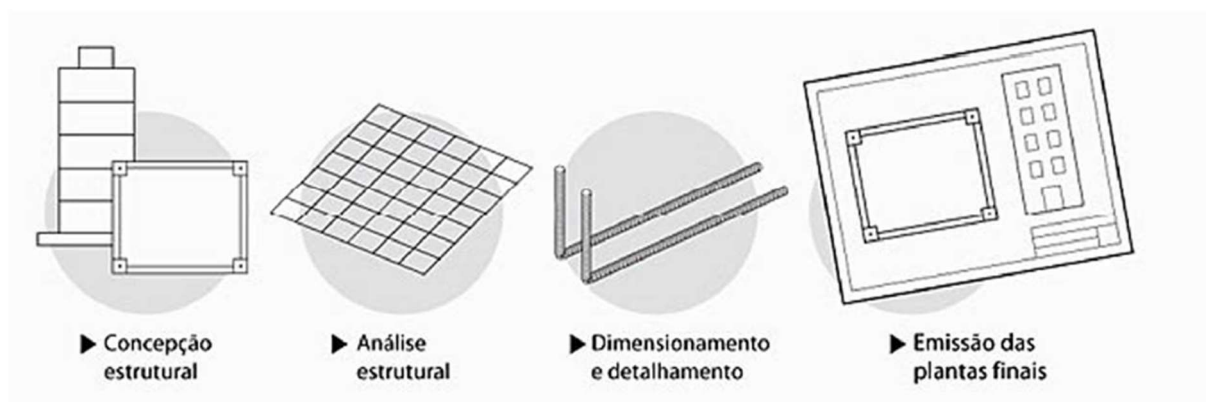
1 INTRODUÇÃO

Elaborar um projeto estrutural trata-se de um trabalho intelectual que exige tanto conhecimento teórico como prático, proporcionando inúmeros desafios e envolvendo grandes responsabilidades da parte dos profissionais de engenharia de estruturas (KIMURA, 2018). Além disso, um projeto estrutural deve conduzir a uma estrutura que atenda aos requisitos de segurança, funcionalidade e durabilidade da edificação, propostos pela ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014).

O projeto estrutural em concreto armado pode ser subdividido em cinco etapas principais: concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento, detalhamento e emissão das plantas finais (Figura 1). O resultado desse processo é um projeto executivo, definido pelo Manual de Obras Públicas como:

O conjunto de informações técnicas necessárias e suficientes para a realização do empreendimento, contendo de forma clara, precisa e completa todas as indicações e detalhes construtivos para a perfeita instalação, montagem e execução dos serviços (BRASIL, 2020, p. 5/1).

Figura 1 – Etapas do projeto estrutural



Fonte: Kimura (2018).

Dentre todas as opções de materiais estruturais, o concreto armado é o mais utilizado no Brasil e no mundo. Por ser um material que mescla muito bem a resistência à compressão do concreto com a resistência à tração do aço, essa opção demonstra-se muito efetiva na maioria dos desafios estruturais. Porém, assim como os outros materiais estruturais, o concreto armado também tem suas limitações. Edificações com estruturas mais esbeltas e arquiteturas cada vez mais arroçadas exigem vãos que muitas vezes não podem ser vencidos pela tecnologia do concreto armado convencional. Para solucionar esse problema, o emprego do concreto protendido têm sido crescente no Brasil nas últimas décadas, estimulando o aprofundamento sobre o assunto por estudantes e profissionais da engenharia civil.

Protensão têm como definição o processo pelo qual se aplicam tensões prévias ao concreto. Porém o significado de protensão é mais abrangente na engenharia. Para melhor compreensão, de forma análoga, o exemplo na Figura 2 ilustra o princípio desse sistema construtivo. Para que um conjunto de livros seja levantado de uma prateleira, sem que os livros caiam, é necessária a aplicação de forças de compressão na lateral do conjunto. A compressão que os envolve produz forças de atrito capazes de superar seu peso próprio (VERÍSSIMO; CÉSAR JR, 1998).

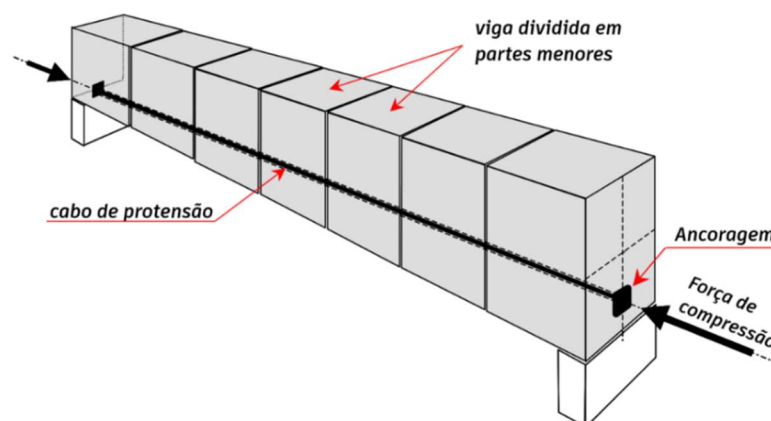
Figura 2 – Exemplo análogo à protensão



Fonte: adaptada de Castro (2011).

Dessa forma, na Figura 3, é ilustrada uma viga teoricamente dividida em partes menores que são solidarizadas por tensões de compressão devidas à força de protensão produzida pela ancoragem dos cabos de protensão. Esse artifício proporciona um melhor aproveitamento do concreto, uma vez que toda a seção pode trabalhar à compressão, o que viabiliza economicamente o projeto de estruturas para grandes vãos.

Figura 3 – Viga protendida teoricamente dividida em partes menores



Fonte: adaptada de Veríssimo e César Jr. (1998).

Os elementos protendidos podem ser classificados de acordo com o processo construtivo. De acordo com Cholfé e Bonilha (2018), a protensão pode ser executada com pré-tração, pós-tração com aderência posterior, pós-tração sem aderência posterior e pós-tração com protensão externa da peça estrutural.

No Brasil, o uso da protensão com pós tração sem aderência têm ganhado cada vez mais espaço no mercado da construção civil devido ao uso de equipamentos e acessórios mais acessíveis no canteiro de obras e às vantagens relacionadas à redução da perda por atrito da força de protensão (BRASIL PROTENSÃO, 2023).

1.1 JUSTIFICATIVA

Durante a concepção de um projeto estrutural, é recorrente a proposta da retirada de pilares na edificação para atender os requisitos arquitetônicos da obra a ser construída. E com o avanço da tecnologia difundida em ferramentas computacionais, instala-se um cenário no qual engenheiros de estruturas confiam nos resultados gerados por computadores e podem perder habilidades essenciais como sensibilidade à ordem de grandeza dos resultados e senso crítico e, conseqüentemente, tomar decisões inadequadas.

Todo sistema computacional deve estar baseado em formulações teóricas consistentes. Sendo assim, deduz-se ser incoerente utilizá-los sem que o engenheiro entenda e saiba realizar esses mesmos cálculos que fundamentam os processos computacionais.

Entende-se, assim, que um estudo de caso que simule a retirada de um pilar de uma viga, tornando seu vão livre mais amplo e dimensionando-a com cálculos manuais, pode ser um recurso didático, útil e poderoso para uma melhor compreensão do processo de elaboração de um projeto estrutural de uma viga em concreto protendido (comunicação pessoal)¹.

A escolha do concreto protendido com armadura ativa pós-tracionada sem aderência, amplamente utilizada na execução de obras residenciais e comerciais, como o tipo de protensão da viga a ser estudada, poderá complementar, ampliar e contribuir para o processo de ensino-aprendizagem das estruturas de concreto protendido que, por vezes, pode se dar unicamente em seus aspectos puramente teóricos.

¹ Orientação recebida pelo Mestre em engenharia civil Cláudio Marra Alves, professor do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás (IFG) - Campus Goiânia, em 2022.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Elaborar o projeto executivo de uma viga biapoiada em concreto protendido, por meio de cálculos manuais e validar os resultados mediante programa computacional de cálculo estrutural com finalidade didática para graduação em engenharia civil.

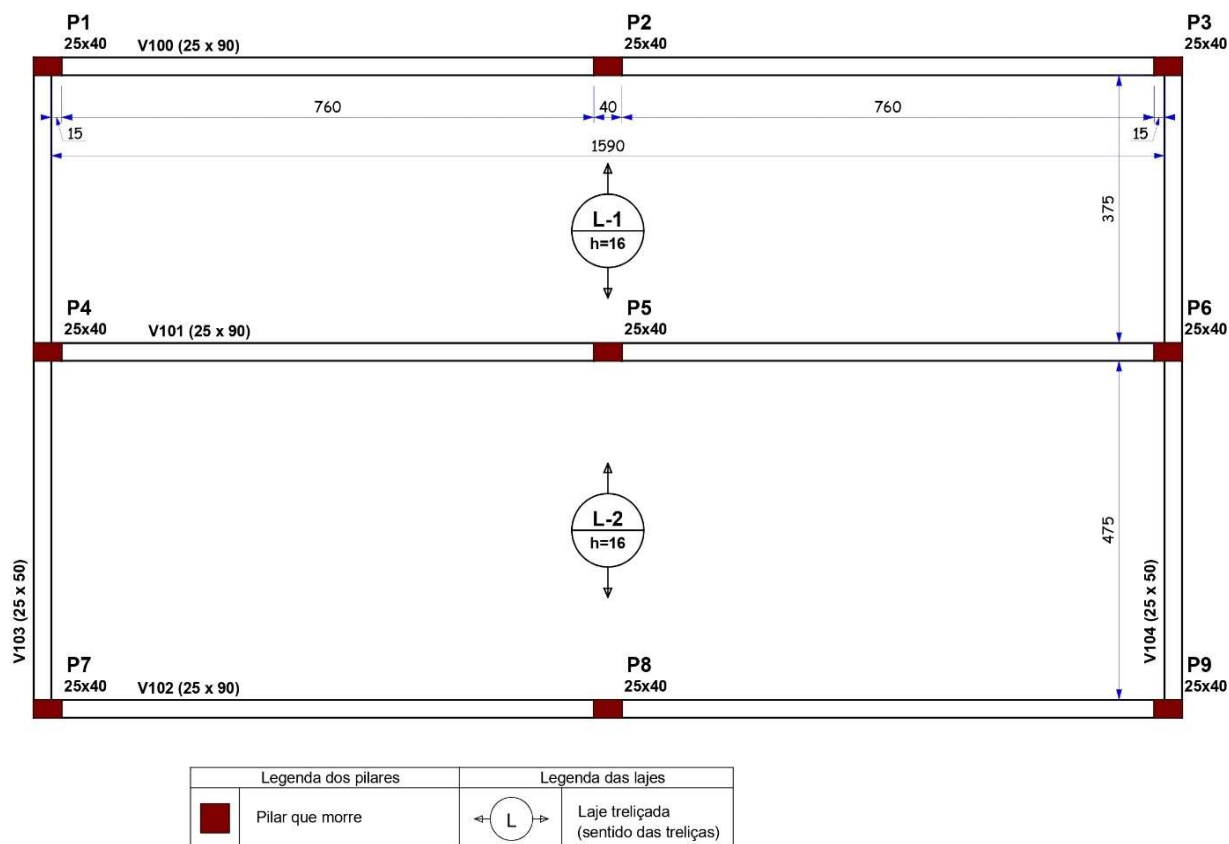
1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Realizar o dimensionamento da viga em concreto armado, utilizando o programa computacional Eberick® como ferramenta de cálculo;
- b) Realizar o dimensionamento das armaduras passivas e ativas da viga protendida por meio do cálculo manual;
- c) Demonstrar o processo de análise estrutural e dimensionamento da viga protendida em formato de memorial de cálculo;
- d) Validar os resultados com o auxílio do programa V-PRO®;
- e) Conceber o detalhamento e representação gráfica da viga protendida com o auxílio dos programas V-PRO® e AutoCAD®;
- f) Elaborar prancha executiva com informações de projeto necessárias para correta execução do elemento estrutural.
- g) Apresentar material didático de apoio para propiciar aplicação de atividades e trabalhos relacionados a projeto de viga em concreto protendido no curso de engenharia civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás (IFG) - Campus Goiânia

1.3 ESTUDO DE CASO

No livro “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado”, de Carvalho e Figueiredo Filho (2014) apresenta-se, nas páginas 201 a 215 do capítulo 4, um exemplo de dimensionamento e detalhamento de uma viga. Essa viga, denominada V101, encontra-se apoiada em três pilares e foi calculada em concreto armado, cujas dimensões obtidas estão apresentadas na planta de forma a seguir (Figura 4).

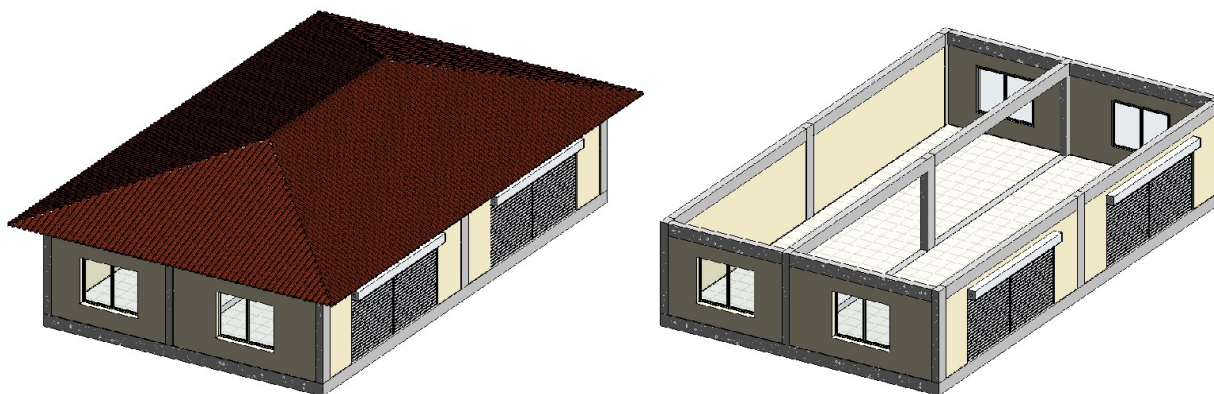
Figura 4 – Planta de forma da estrutura com o pilar central



Fonte: adaptada de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

O presente trabalho é um estudo de caso em que a estrutura apresentada na Figura 4 trata-se de um hipotético estabelecimento comercial, a ser construído na cidade de Goiânia, que prevê futura ampliação vertical (Figura 5).

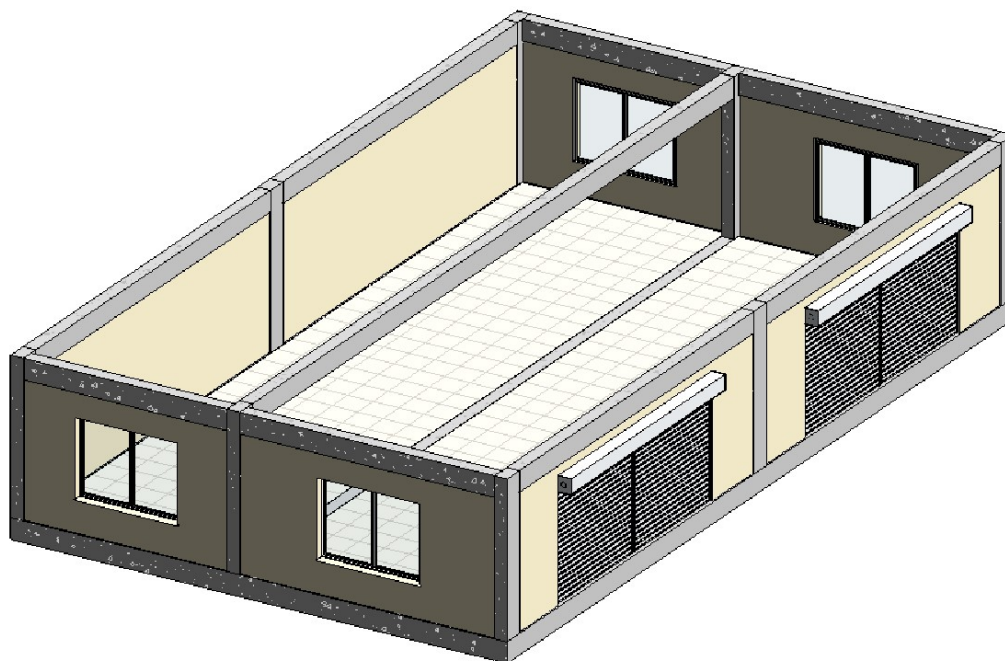
Figura 5 – Estabelecimento comercial do estudo de caso



Fonte: autoria própria.

Para atender a uma necessidade arquitetônica de otimizar o espaço do pavimento térreo, o pilar central (P5) da viga V101 será removido, tornando-a biapoiada e com vão livre de aproximadamente 16 metros, permitindo que os usuários tenham mais flexibilidade para determinar a disposição dos móveis, das salas de reuniões e outros cômodos (Figura 6).

Figura 6 – Viga V101 sem o pilar central P5



Fonte: autoria própria.

O suposto projeto arquitetônico do estudo de caso, determina que a máxima altura permitida para a viga central seja de 90 cm, a fim de não comprometer o pé direito proposto para o pavimento em questão.

De acordo com Pinheiro (2007), a altura de uma viga em concreto armado pode ser pré-dimensionada pela fórmula $L/10$, sendo L o maior vão efetivo da viga entre pilares. Dessa forma, a viga V101, sem o pilar central em concreto armado, teria aproximadamente 160 cm de altura, elevados deslocamentos e elevadas taxas de armadura, inviabilizando tecnicamente e economicamente o uso desse sistema estrutural. Assim, uma possível solução estrutural é utilizar o concreto protendido com monocordoalhas engraxadas, comumente indicado para viabilizar estruturas com grandes vãos.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

No Capítulo 1 é apresentada a importância do trabalho, o motivo e relevância da escolha do tema, além dos objetivos do estudo de caso proposto.

No Capítulo 2 está contida a revisão bibliográfica do tema feita com base em livros, dissertações, artigos e normas. Nele, são revisados os critérios e procedimentos para execução de um projeto estrutural, informações preliminares a respeito do concreto protendido e os principais temas relacionados ao dimensionamento e detalhamento de vigas protendidas. Os diversos assuntos são apresentados de forma que estejam de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014).

No Capítulo 3 é descrito o procedimento metodológico utilizado para o desenvolvimento do trabalho em 5 etapas que descrevem o passo a passo do roteiro para dimensionamento e detalhamento da viga protendida.

No Capítulo 4 é apresentado o desenvolvimento do cálculo estrutural da viga V101 em concreto armado, com auxílio do programa Eberick[®], e em concreto protendido por meio de cálculos manuais.

No Capítulo 5 são expostos os resultados do cálculo estrutural da viga V101 em concreto protendido, realizado pelo programa computacional V-PRO[®], uma calculadora de vigas protendidas desenvolvida pela empresa TQS[®]. Os resultados foram apresentados por meio de recursos gráficos, tabelas e relatórios de cálculos do programa.

No Capítulo 6 os resultados do cálculo estrutural manual da viga protendida V101 e os resultados obtidos pela ferramenta computacional V-PRO[®] são comparados.

No Capítulo 7 são apresentadas as considerações finais do trabalho.

No Capítulo 8 são feitas recomendações para trabalhos futuros.

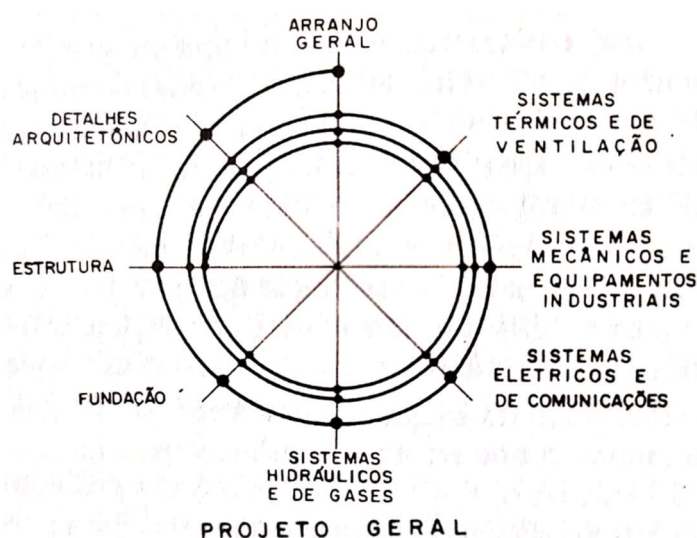
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PRINCÍPIOS DO PROJETO ESTRUTURAL

O setor da construção civil impulsiona o crescimento econômico, gera empregos no Brasil e movimenta uma grande cadeia produtiva. Desde os escritórios de projeto, canteiro de obras até a fabricação de insumos (ABRAINC, 2022). Na construção civil, projeto é definido como a “atividade ou serviço integrante do processo de construção, responsável pelo desenvolvimento, organização, registro e transmissão das características físicas e tecnológicas especificadas para uma obra, a serem consideradas na fase de execução” (MELHADO, 1994).

O projeto de uma construção constitui uma das primeiras etapas do ciclo de vida da edificação, sendo considerado por Fusco (1976) como um projeto geral que integra diversas disciplinas, podendo ser representado graficamente como uma espiral (Figura 7).

Figura 7 – Espiral do projeto geral de uma construção



Fonte: Fusco (1976).

O primeiro ciclo da espiral indica que cada disciplina de projeto (arquitetônico, estrutural, fundação e instalações em geral) possui soluções individuais em função dos requisitos do proprietário da obra a ser construída. Como o objetivo da equipe de projetos é realizar soluções que se adequem de forma compatibilizada, ou seja, com eficiência global da construção, a espiral se encerra em um círculo que representa a integração e harmonia de todos os projetos.

Segundo Melhado (1994) as etapas que compõem o ciclo de desenvolvimento dos projetos de arquitetura e engenharia possuem denominações usuais e iguais para todas as disciplinas, sendo elas:

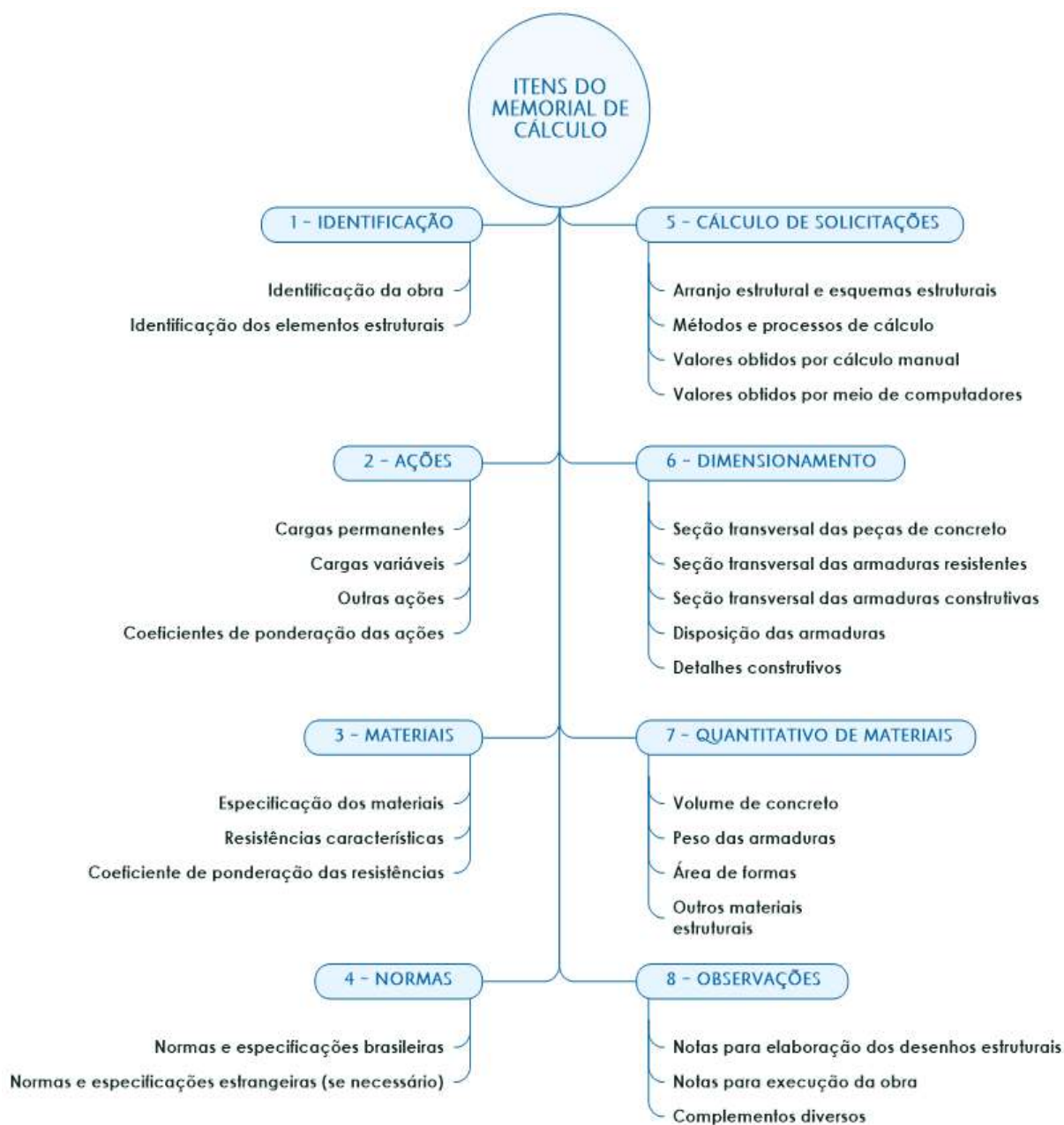
- a) Estudo preliminar (EP): etapa em que é executada a primeira concepção e representação gráfica da edificação a ser construída a partir de informações colhidas do proprietário baseado em suas expectativas e exigências pessoais em relação ao projeto;
- b) Anteprojeto (AP): etapa em que são desenvolvidas as primeiras soluções de engenharia para atender aos requisitos do estudo preliminar, dentre elas: definição do método construtivo (concreto armado, estruturas metálicas, alvenaria estrutural etc.), pré-dimensionamento estrutural e de fundação, concepção preliminar dos sistemas de instalações. Todos os itens abordados permitem realizar uma estimativa inicial do custo da obra e avaliar a qualidade do projeto;
- c) Projeto Legal (PL): trata-se da etapa em que o projeto será enviado à prefeitura para que a construção seja autorizada. Para isso, os projetos devem estar de acordo com as normas do município cuja edificação será construída;
- d) Projeto Executivo (PE): etapa final do projeto que será enviado ao canteiro de obras para que a obra possa ser iniciada. Compõe a representação completa do projeto de arquitetura e engenharia, na forma gráfica e de especificações técnicas, com informações suficientes para perfeita compreensão durante a obra.

2.1.1 O Projeto Estrutural

Toda edificação, para que possa atingir suas finalidades, deve possuir um conjunto de partes resistentes que irão compor a estrutura da construção. Cabe ao projetista idealizar um arranjo estrutural que garanta a segurança e eficiência do conjunto resistente, denominado projeto estrutural (FUSCO, 1976).

O projeto estrutural em concreto é composto por pranchas que contém a representação gráfica de todos os elementos estruturais do edifício: plantas de locação, cortes, detalhes, notas técnicas, especificações construtivas, plantas de forma dos pavimentos e de armaduras dos elementos estruturais; todas contendo informações imprescindíveis para sua execução. As folhas de cálculo, também chamadas de memorial de cálculo, apesar de não serem destinadas ao canteiro de obras, são parte integrante do projeto estrutural. O memorial de cálculo é o documento que justifica todos os resultados obtidos no cálculo estrutural (FUSCO, 1976).

Atualmente, os projetos estruturais são desenvolvidos com o auxílio de computadores por meio de programas que realizam modelagem, análise estrutural, dimensionamento, emissão de plantas e memorial de cálculo. De acordo com Fusco (1976), o memorial de cálculo deve conter informações suficientes sobre os itens especificados na Figura 8.

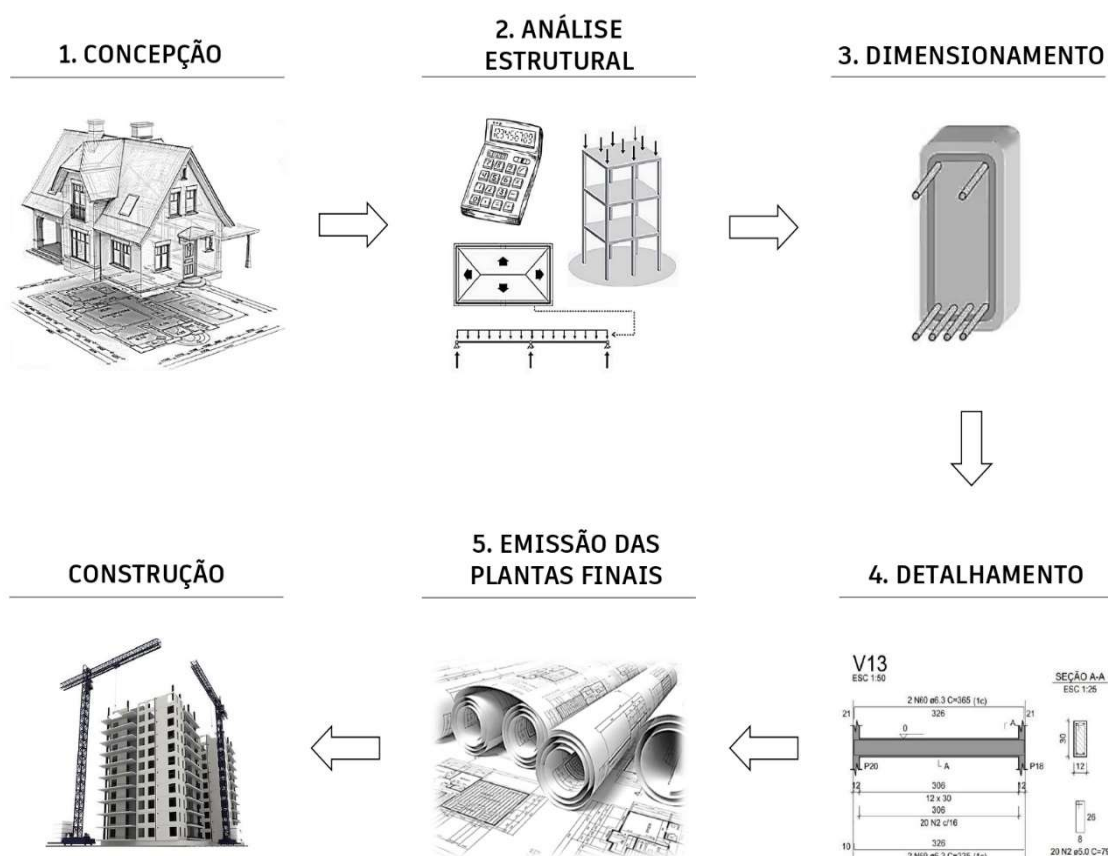
Figura 8 – Itens do memorial de cálculo

Fonte: adaptada de Fusco (1976).

Alguns autores como Kimura (2018), Nóbrega (2018), Giongo (2007) e Pinheiro (2007) definem cinco etapas principais do projeto estrutural que englobam os itens listados no memorial de cálculo (Figura 9), sendo elas:

- 1) concepção estrutural;
- 2) análise estrutural;
- 3) dimensionamento;
- 4) detalhamento;
- 5) emissão das plantas finais.

Figura 9 – Etapas do projeto estrutural até a construção



Fonte: adaptada de Kimura (2018) .

2.1.2 Concepção Estrutural

A etapa inicial na elaboração de um projeto de estruturas é denominada concepção estrutural cujo objetivo é definir o sistema estrutural a ser utilizado, escolher os materiais que se adaptem a esse sistema e dar origem aos primeiros elementos que irão compor a estrutura do edifício, tornando possível a execução do projeto arquitetônico idealizado.

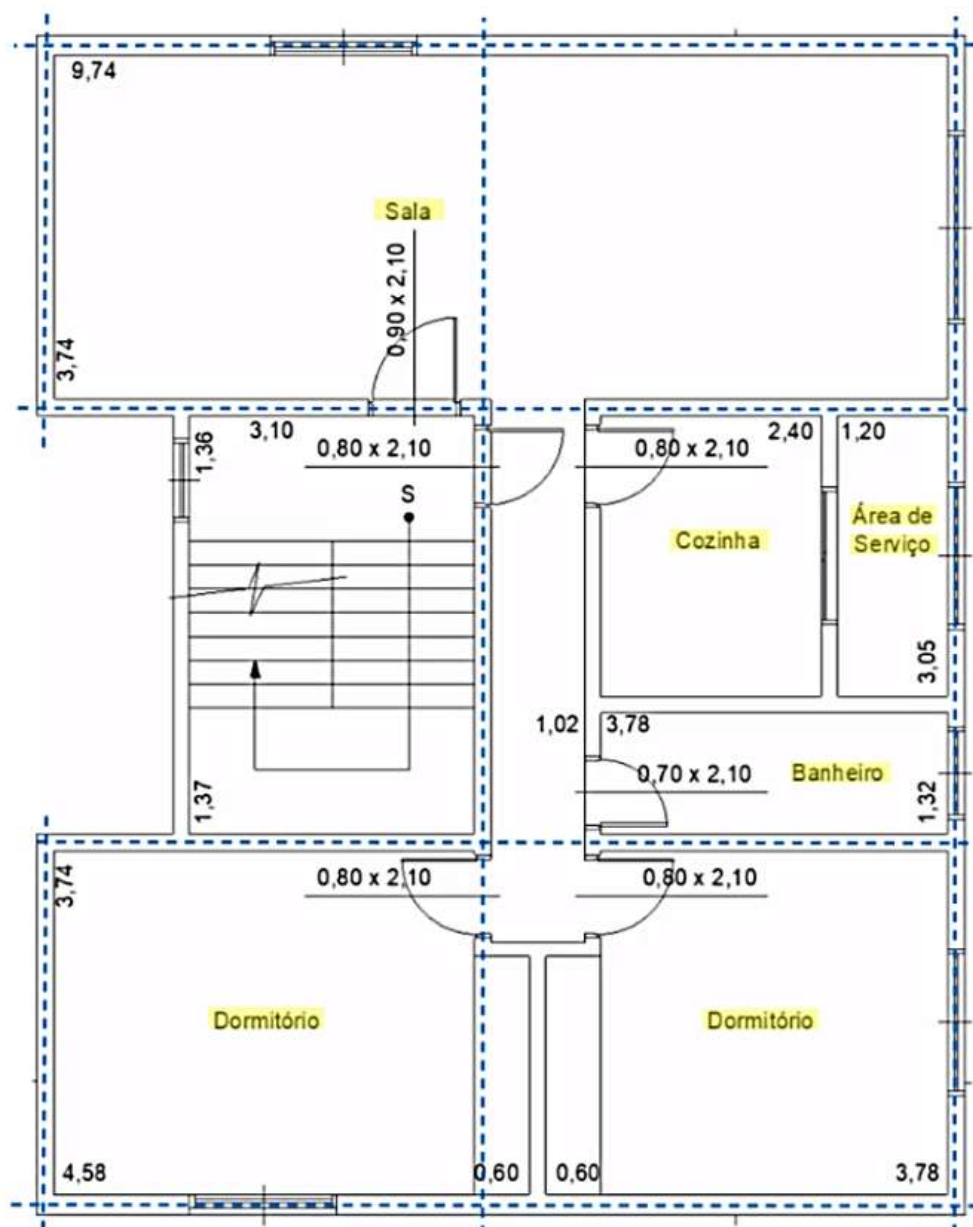
O conjunto de elementos concebidos pelo engenheiro depende de alguns fatores como: o tipo de edificação a ser construída, a estética da estrutura, os recursos disponíveis pelo cliente, a possibilidade construtiva no local, a qualidade e oferta de materiais disponíveis no mercado (RODRIGUES DE MELO, 2013).

Portanto, a concepção de uma estrutura exige do engenheiro visão espacial, criatividade, capacidade de produzir um projeto seguro, econômico, durável e exequível. De acordo com Nóbrega (2018), a fase de concepção estrutural pode ser dividida em duas etapas: análise inicial do projeto arquitetônico e anteprojeto estrutural, também conhecido como pré-forma estrutural.

2.1.2.1 Análise Inicial do Projeto Arquitetônico

O projeto arquitetônico contém informações relevantes que irão conduzir a concepção de uma estrutura. Na planta baixa, o posicionamento das paredes por exemplo prevê um possível posicionamento dos eixos das vigas, ilustrado na Figura 10 por linhas tracejadas, responsáveis por receber a carga da alvenaria (Figura 10).

Figura 10 – Traçado de vigas a partir do projeto arquitetônico



Fonte: adaptada de Pinheiro e Zumaeta Moncayo (2021).

Também é possível ao projetista estrutural determinar a carga de utilização das lajes, baseada no tipo de ambiente em que ela se encontra (dormitório, sala, banheiro, cozinha, área de serviço etc.) por meio da tabela 10 da ABNT NBR 6120 (Figura 11) (ABNT, 2019).

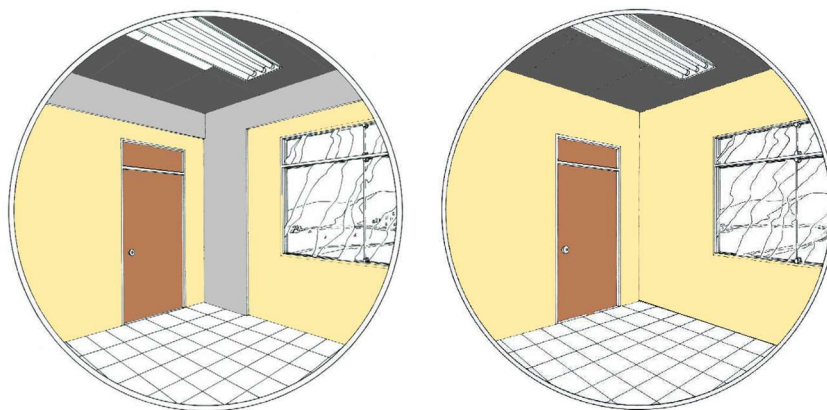
Figura 11 – Valores característicos nominais das cargas variáveis

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Carga concentrada kN
Cozinhas não residenciais ^a	Validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela	3	—
	Câmara fria	5	—
Depósitos de uso geral ^a As cargas devem ser validadas caso a caso, porém com os valores mínimos indicados nesta Tabela.	Validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela	7,5 kN/m ² até 2,5 m de altura de estoque + 3 kN/m ² por metro de altura de estoque excedente ^p	q
	Locais sujeitos ao acúmulo de mercadorias, incluindo zonas de acesso Materiais de armazenagem (ver 6.9) Supermercados (ver item nesta Tabela)	7,5	q
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	—
	Sala, copa, cozinha	1,5	—
	Sanitários	1,5	—
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2	—
	Quadras esportivas	5 ^a	—
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	—
	Áreas de uso comum	3 ^a	—
	Academia	3 ^a	—
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 ^{a,r}	—
	Sótão	2 ^a	—
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	—
	Corredores de uso comum	3	—
	Depósitos	3	—
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019).

Além disso, para atender a requisitos estéticos a largura da parede especificada no projeto arquitetônico pode definir uma das dimensões das vigas e dos pilares, a fim de ocultá-los no interior dos ambientes (Figura 12).

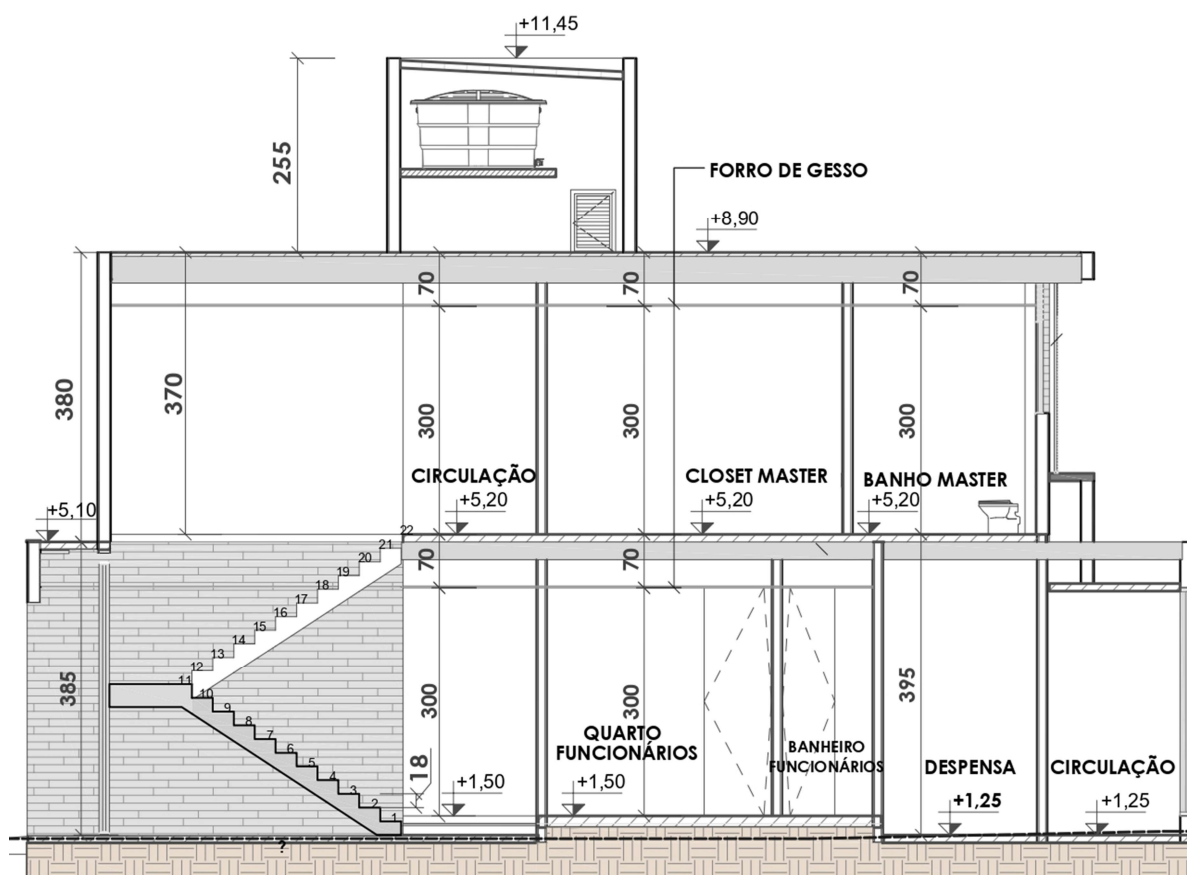
Figura 12 – Viga e pilares aparentes (à esquerda) e ocultos na alvenaria (à direita)



Fonte: Nóbrega (2018).

Nos cortes, é possível determinar importantes informações como o nível dos pavimentos, dimensões da escada, e cotas importantes para a concepção de vigas como a altura do forro de gesso (Figura 13). A altura do forro de gesso delimita a altura máxima que a viga pode ter para não ficar aparente e prejudicar a estética do ambiente.

Figura 13 – Cortes e elevações



Fonte: adaptada de Estúdio K Arquitetura (2019).

2.1.2.2 Anteprojeto Estrutural

Como dito anteriormente, anteprojeto é o termo utilizado para definir a etapa em que são desenvolvidas as primeiras soluções de engenharia para atender aos requisitos da etapa anterior, o estudo preliminar (MELHADO, 1994). Portanto, é no anteprojeto estrutural que são apresentadas as primeiras soluções estruturais para atender aos requisitos do projeto arquitetônico.

A primeira solução apresentada se refere ao tipo de estrutura a ser utilizado na construção, também chamado de sistema estrutural, que irá definir a técnica construtiva responsável por absorver as cargas da edificação bem como os materiais usados durante sua execução. Posteriormente é elaborado o arranjo estrutural inicial que estabelece o posicionamento dos elementos estruturais na estrutura da construção. Em seguida, esses elementos que compõem o conjunto resistente da edificação são pré-dimensionados por formulações empíricas. Por fim é realizado o levantamento das ações atuantes, que ao serem combinadas de acordo com a ABNT NBR 6118, resultarão em carregamentos de cálculos necessários para o cálculo dos esforços e deslocamento na etapa de análise estrutural (ABNT, 2014).

2.1.2.2.1 Sistema Estrutural

Segundo Pinheiro (2007) e Giongo (2007), a escolha do sistema estrutural deve levar em conta a facilidade, no local, de se encontrar os materiais, equipamentos e prestadoras de serviços, pois a decisão de se projetar uma edificação leva em conta não somente fatores técnicos, mas também logísticos e econômicos. Dentre a variedade de sistemas estruturais disponíveis na indústria da construção civil destacam-se os mais conhecidos:

- a) concreto armado;
- b) concreto pré-fabricado;
- c) concreto protendido;
- d) alvenaria estrutural;
- e) estruturas metálicas;
- f) estruturas de madeira.

É forte a tendência de sistemas estruturais que possibilitam o aumento dos vãos da edificação, pois além de garantir maior facilidade de execução devido a diminuição de recortes nas formas e redução no número de vigas e pilares internos ao pavimento, também garantem

maior flexibilidade ao layout da construção do ponto de vista arquitetônico (SILVA; PRATA; ALBUQUERQUE, 2018).

Dessa forma, o concreto protendido é uma das principais alternativas quando o assunto é atingir vãos livre maiores e projetar seções mais esbeltas que reduzem o peso próprio do elemento estrutural em comparação a peças equivalentes de concreto armado, o que viabiliza economicamente o projeto de estruturas para grandes vãos (HANAI, 2005).

Em contrapartida, as construções protendidas exigem níveis de controle e qualidade de execução superiores aos necessários para o concreto armado. A mão-de-obra envolvida exige equipamento e mão-de-obra especializada. Na Figura 14, ilustra-se o Museu Brasileiro da Escultura (MUBE) localizada na cidade de São Paulo, cuja estrutura protendida possui 60 metros de vão e é biapoiada em dois pilares-parede.

Figura 14 – Estrutura protendida do Museu Brasileiro da Escultura



Fonte: Kon (2019).

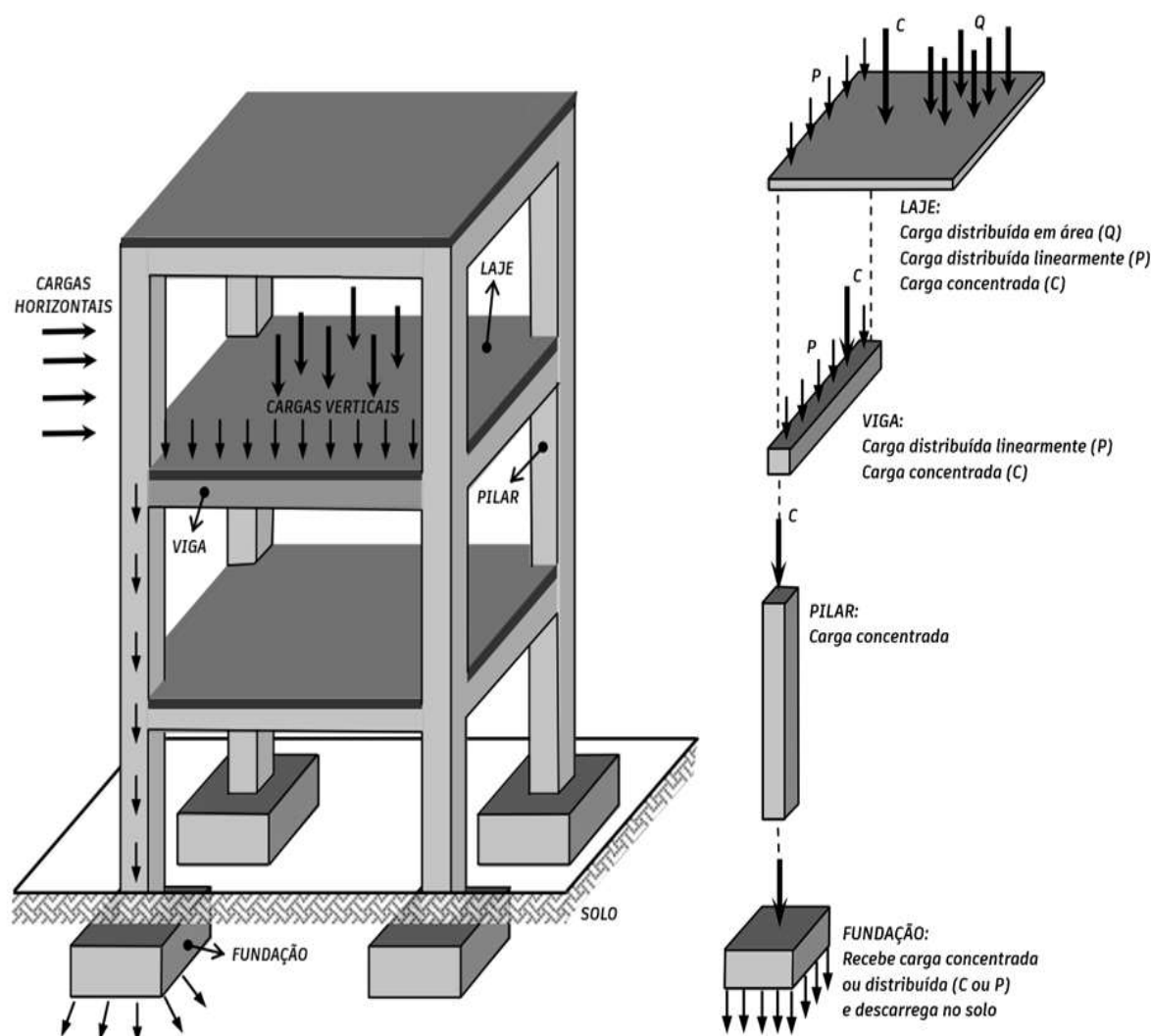
2.1.2.2.2 Arranjo Estrutural

Após a escolha do sistema estrutural, o próximo passo na execução do anteprojeto estrutural é estabelecer o posicionamento dos elementos que compõem o conjunto resistente da edificação, utilizando o projeto arquitetônico como referência no delineamento do arranjo estrutural da construção (FUSCO, 1976).

O objetivo dessa etapa é formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços provenientes das cargas atuantes e ao mesmo tempo atender às imposições da arquitetura. Todavia, quando a estrutura é concebida apenas visando sua compatibilização com o projeto arquitetônico, sem que haja uma preocupação com a economia e durabilidade da construção, o resultado tende a ser uma estrutura economicamente mal dimensionada e que irá exigir muito retrabalho para alcançar um nível aceitável.

Desta forma, é de grande valia posicionar os elementos da estrutura buscando alcançar a qualidade almejada para a edificação desde seu início, entendendo a necessidade de cada decisão tomada. O entendimento do fluxo dos carregamentos atuantes na estrutura auxilia na definição de suas partes resistentes. Na Figura 15, é ilustrado o fluxo dessas cargas em uma edificação cujo sistema estrutural é o de concreto armado composto por vigas, lajes, pilares e elementos de fundação.

Figura 15 – Fluxo das cargas na edificação



Fonte: adaptada de Rodrigues de Melo (2013).

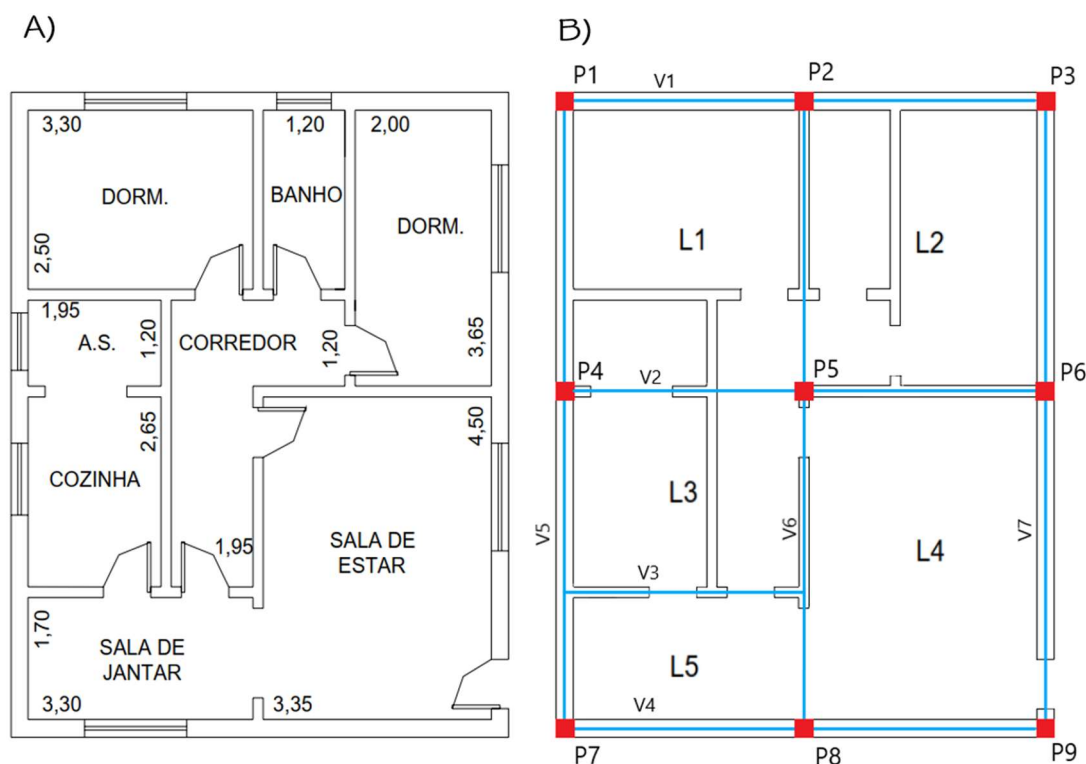
Por mais que o encaminhamento das cargas se inicie nas lajes, posteriormente nas vigas e em seguida nos pilares, que descarregam todo o carregamento nos elementos de fundação, recomenda-se iniciar o posicionamento dos elementos da estrutura na ordem contrária do fluxo das cargas, ou seja, pela locação dos pilares.

Apesar de não ser uma regra, iniciar o arranjo estrutural pelo posicionamento dos pilares evita retrabalhos desnecessários no que tange a interferências com a arquitetura, pois estes elementos costumam ter pouca liberdade na escolha de seus posicionamentos pelo projetista estrutural. Para edificações cujo sistema estrutural adotado é o de concreto armado, usualmente as distâncias adotadas entre pilares são da ordem de 3 a 5 metros. Distâncias muito grandes geram vigas com grandes dimensões que podem afetar no custo e na estética da construção.

Todavia em algumas situações de projeto, a arquitetura pode tornar inevitável a concepção de vãos maiores que o recomendado. Nesses casos o concreto protendido pode tornar-se uma solução viável e resolutive para o problema. Um exemplo comum é impossibilidade de posicionar pilares em determinadas regiões de pavimentos garagem por serem áreas de manobra e de estacionamento (GIONGO, 2007). Nessa situação, é usual recorrer à protensão para viabilizar grandes vãos de vigas entre pilares de modo a atender os requisitos do projeto arquitetônico.

Quanto às lajes, normalmente o posicionamento de seus painéis é delimitado pelas vigas que as contornam. Na fase de concepção estrutural, recomenda-se considerar vãos econômicos para as lajes, que, para lajes maciças de concreto armado é da ordem de 3,5 a 5,0 metros para o menor vão (RIBAS, 2022) e para lajes nervuradas treliçadas, os vãos podem chegar a 12 metros na direção das nervuras (RODRIGUES DE MELO, 2013). Na Figura 16A, é ilustrado um projeto arquitetônico modelo e, na Figura 16B, é exemplificado um possível arranjo dos elementos estruturais, sendo os pilares representados em vermelhos e o eixo das vigas em azul.

Figura 16 – Projeto arquitetônico (A) e arranjo dos elementos estruturais (B)



Fonte: adaptada de Alva (2007).

2.1.2.2.3 Pré-dimensionamento

De posse do arranjo dos elementos estruturais a última etapa do anteprojeto estrutural é denominada pré-dimensionamento. Em princípio, as dimensões da seção transversal das vigas, pilares e lajes são definidas em função dos esforços solicitantes obtidos pela combinação dos carregamentos atuantes na estrutura. Entretanto, os carregamentos ainda não foram calculados, pois o peso próprios dos elementos estruturais dependem dessas dimensões (ALVA, 2007).

Por isso, é necessário realizar um pré-dimensionamento das seções transversais dos elementos estruturais, que por meio de formulações empíricas, conceitos da resistência dos materiais e teoria das estruturas, informações obtidas no projeto arquitetônico e restrições normativas podem ser estimadas a fim de se realizar uma primeira análise estrutural (RODRIGUES DE MELO, 2013).

De acordo com Ribas (2022), um bom pré-dimensionamento resulta em dimensões e taxas de armaduras com valores aproximados aos resultados obtidos após a etapa de dimensionamento. No presente trabalho, são abordados apenas os métodos de pré-dimensionamento de vigas de concreto armado e protendido com seção retangular por se tratar do elemento estrutural de estudo.

Segundo Di Pietro (2000), uma maneira simples de estimar a altura (h) de uma viga de concreto armado e protendido é por meio de seu vão efetivo (l_{ef}) e sua condição de apoio (biapoiada, contínua e balanço) cujas fórmulas são apresentas na Tabela 1, a seguir.

Tabela 1 – Estimativa da altura de vigas de concreto, de acordo com a condição de apoio

Vigas	Biapoiadas	Contínuas	Em balanço
Concreto Armado	$h = \frac{L_{ef}}{8} a \frac{L_{ef}}{12}$	$h = \frac{L_{ef}}{12} a \frac{L_{ef}}{16}$	$h = \frac{L_{ef}}{5} a \frac{L_{ef}}{7}$
Concreto Protendido	$h = \frac{L_{ef}}{12} a \frac{L_{ef}}{16}$	$h = \frac{L_{ef}}{16} a \frac{L_{ef}}{18}$	$h = \frac{L_{ef}}{7} a \frac{L_{ef}}{9}$

Fonte: Di Pietro (2000).

De acordo com o item 14.6.2.4 da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014), o vão efetivo de uma viga (Figura 17) é calculado conforme as formulações a seguir:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (1)$$

Sendo,

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} \\ 0,3 h \end{cases} \text{ e } a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} \\ 0,3 h \end{cases} \quad (2)$$

Onde:

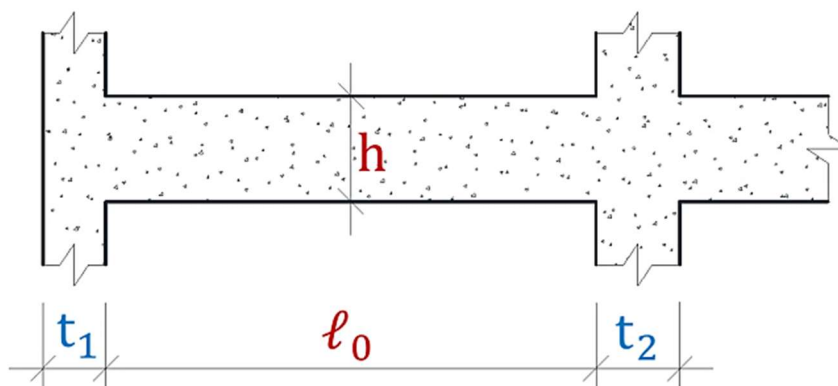
l_{ef} é o vão efetivo da viga

l_0 é vão livre entre os pilares medido entre as faces internas

t_1 e t_2 são as larguras dos pilares de apoio

h é a altura da viga

Figura 17 – Vão efetivo de vigas

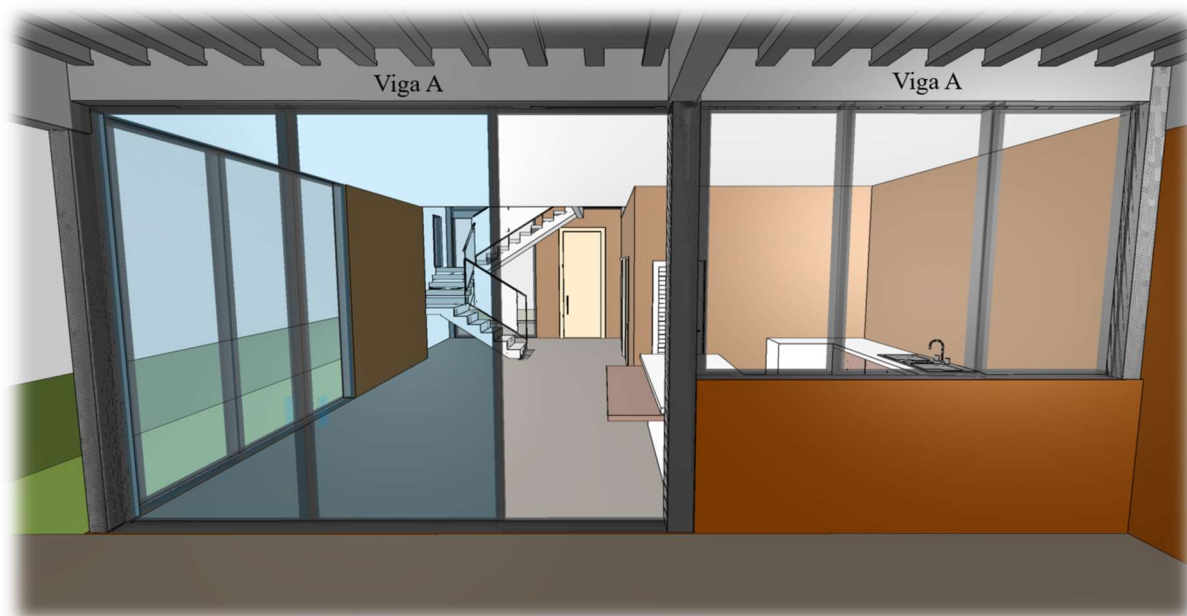


Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Ribas (2022) e Rodrigues de Melo (2013) acrescentam que a altura máxima da seção da viga em edifícios pode estar condicionada a restrições do projeto arquitetônico. O

posicionamento de portas e janelas por exemplo deve ser cuidadosamente observado para que não haja interferência com a altura da viga (Figura 18).

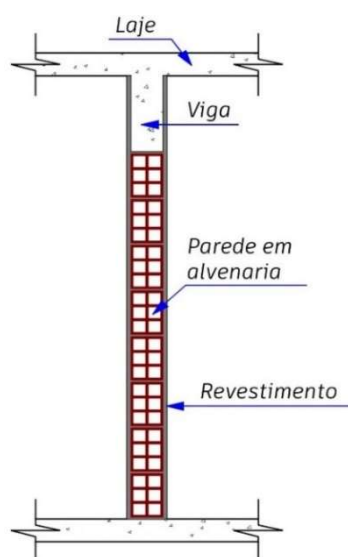
Figura 18 – Altura da viga A condicionada à dimensão da esquadria



Fonte: adaptada de Engenha Bim (2022).

A largura de uma viga pode ser definida de maneira que ela fique embutida na parede acabada, privilegiando a estética do ambiente (Figura 19). No entanto, em alguns casos, a largura da viga pode ultrapassar a espessura da alvenaria devido às cargas impostas (RODRIGUES DE MELO, 2013).

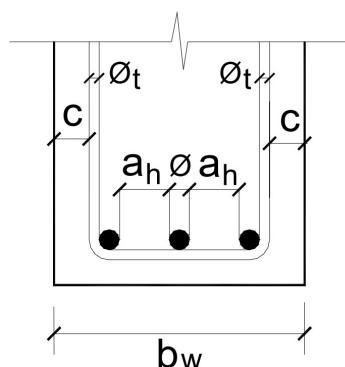
Figura 19 – Viga embutida na parede



Fonte: autoria própria.

Segundo a ABNT NBR 6118, a largura b_w mínima para vigas é de 12 cm, sejam elas de concreto armado ou protendido. Tal dimensão está relacionada ao espaçamento mínimo livre (a_h) entre as barras da viga e o cobrimento (c) mínimo definido em função da classe de agressividade ambiental (Figura 20) (ABNT, 2014).

Figura 20 – Largura mínima da viga de concreto



Fonte: Alva (2007).

De acordo com Rodrigues de Melo (2013), a largura pode também ser definida em função do vão livre da viga, conforme os valores a seguir:

- a) $b_w = 12$ cm (vão ≤ 4 m);
- b) $b_w = 20$ cm (4 m < vão ≤ 8 m);
- c) $b_w = 25$ a 30 cm (vão > 8 m).

Uma outra forma de pré-dimensionar a seção de uma viga protendida é por meio da relação dos esforços de momento que surgem na seção crítica da viga durante e após a aplicação da protensão com um valor mínimo do módulo de resistência da viga protendida. Duarte (2015) apresenta a seguinte fórmula de pré-dimensionamento:

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

Onde:

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

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

ΔP_{est} , é um valor estimado para as perdas de protensão que variam em torno de 25% da força de protensão aplicada. Porém, na Equação (17) as perdas de protensão estão relacionadas a uma grandeza de tensão. Duarte (2015) afirma que as tensões no concreto, provocadas pela protensão, são aproximadamente iguais a 50% de sua resistência característica à compressão (f_{ck}). Logo, as perdas de protensão podem ser estimadas da seguinte maneira:

$$\Delta P_{est} = \frac{25}{100} \cdot \frac{50}{100} \cdot f_{ck} = 0,125 \cdot f_{ck}$$

A partir de um estudo preliminar da arquitetura, o engenheiro projetista pode definir limites para as dimensões b e h da viga para respeitar as propostas arquitetônicas. Vale ressaltar que essa fórmula de pré-dimensionamento requer prévio conhecimento de algumas informações de projeto que nas outras equações empíricas não são necessárias. O momento de serviço na seção crítica da viga só poderá ser obtido conhecendo e calculando as ações à qual a viga estará submetida.

Dessa forma, faz-se necessário entender como é feito o levantamento das ações capazes de promover deformações e estados de tensões internas na estrutura e como é realizado o método de cálculo das tensões devido à ação da protensão. Na Seção 2.2 é apresentado o método de cálculo de vigas protendidas com protensão não aderente com monocordoalhas engraxadas.

2.1.2.2.4 Levantamento das Ações

De acordo com a ABNT NBR 6118, para que seja possível realizar a análise estrutural de uma edificação, é necessário previamente que sejam consideradas todas as ações capazes de produzir efeitos significativos na estrutura (ABNT, 2014). Essas ações são classificadas segundo sua natureza (direta e indireta) e frequência de ocorrência (permanentes, variáveis e excepcionais) (Tabela 2).

Tabela 2 – Classificação das ações

Classificação de ações	DIRETAS (cargas)	INDIRETAS (deformações ou deslocamentos impostos)
PERMANENTES	Peso próprio da estrutura, pesos de elementos construtivos, peso de equipamentos fixos e empuxos permanentes.	Protensão, retração do concreto, fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas.
VARIÁVEIS	Cargas acidentais de utilização ação do vento e ação da água.	Variações de temperatura e ações dinâmicas.
EXCEPCIONAIS	Vento extraordinário, sismos, enchentes, incêndios, explosões etc.	

Fonte: adaptada de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Segundo Kimura (2018), as ações permanentes são aquelas que acompanham a vida útil do edifício para sempre e têm seus valores constantes ou com pequena variabilidade. O peso próprio da estrutura, cargas de alvenarias e revestimentos, peso de equipamentos fixos e

empuxo de solos admitidos como não removíveis são exemplos de ações permanentes diretas. A retração e fluência do concreto, imperfeições geométricas dos elementos e protensão são exemplos de ações permanentes indiretas.

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que sofrem variações durante a vida útil da construção (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014). As ações variáveis diretas são compostas pelas cargas de utilização da construção (pessoas, mobiliário, veículos etc.) e ação do vento e da água. As ações variáveis indiretas são as causadas pela variação da temperatura da atmosfera e por ações dinâmicas, como choques e vibrações na estrutura (ABNT, 2014).

Devido ao fato de os edifícios estarem sujeitos à atuação das ações de forma simultânea, é necessário combiná-las de maneira adequada. Para que a estrutura de concreto tenha sua segurança, desempenho e funcionamento verificados, a ABNT NBR 6118 recomenda que as combinações sejam realizadas em função do estado limite último e do estado limite de serviço (ABNT, 2014).

O estado limite último está relacionado ao esgotamento da capacidade resistente da estrutura e de sua estabilidade, ou seja, ao colapso da estrutura, e o estado limite de serviço, ou de utilização, está relacionado ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização da edificação. Ambos são abordados detalhadamente nas duas etapas de projeto seguintes: análise estrutural e dimensionamento.

2.1.3 Análise Estrutural

A análise estrutural, considerada a etapa mais importante durante a elaboração do projeto estrutural, consiste em calcular e analisar os esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos dos elementos estruturais do edifício perante as ações que lhe foram impostas (KIMURA, 2018).

Tal relevância, se dá ao fato de que as etapas seguintes do projeto (dimensionamento e detalhamento) dependem de uma boa análise estrutural. Em outras palavras, quando não executada de maneira cuidadosa e criteriosa, o projeto estrutural poderá ser composto por elementos estruturais mal dimensionados e detalhamentos incoerentes.

A ABNT NBR 6118 afirma que para a realização da análise estrutural, é necessário que seja definido o método de cálculo para verificação da segurança, o modelo estrutural a ser utilizado e o métodos de análise da estrutura, para enfim calcular os esforços solicitantes e seguir para a etapa seguinte do projeto, o dimensionamento dos elementos resistentes (ABNT, 2014).

2.1.3.1 Método de Cálculo

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a segurança plena da estrutura não pode ser obtida devido ao conjunto de incertezas existentes durante o cálculo, execução e utilização de uma edificação. Fusco (1976) afirma que a insegurança decorre das seguintes incertezas:

- a) resistência dos materiais utilizados, levando-se em conta as condições de execução da obra e certos fenômenos que também influenciam essas resistências, tais como tempo de duração das cargas, fadiga, fragilidade etc.;
- b) resistências geométricas da estrutura. Em particular, nas características geométrica das seções transversais e na real disposição das armaduras;
- c) cargas permanentes e variáveis, bem como nas deformações impostas, tendo-se em vista todo o prazo de vida útil da construção;
- d) valores calculados das solicitações, os quais podem divergir dos valores reais, em virtude de todas as imprecisões inerentes aos processos de cálculo (FUSCO, 1976, p. 203).

O método de cálculo ideal seria aquele capaz de determinar estatisticamente a probabilidade de ruína da edificação levando em conta todas as variáveis de incertezas mencionadas anteriormente. Um estudo dessa natureza é considerado inexecutável no estágio atual de conhecimentos, por falta de informações suficientes (FUSCO, 1976).

Por esse motivo, a ABNT NBR 6118 propõe a utilização do método de cálculo dos estados limites como processo simplificado de verificação da segurança (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014). O procedimento desse método consiste em:

- a) majorar as ações estabelecidas na etapa de concepção estrutural por coeficientes ponderadores relacionados à classificação das ações;
- b) minorar a resistência dos materiais por coeficientes ponderadores que levam em consideração o tipo de material utilizado no elemento estrutural;
- c) combinar as ações em função dos estados limites últimos e de serviço.

Segundo Zanette (2006) as verificações ao estado limite último ELU de uma seção de concreto protendido à flexão, pode ser realizada pelos mesmos processos de verificação para seções de concreto armado. Na Seção 2.2.5, o tema é abordado com mais detalhes.

2.1.3.2 Modelo Estrutural

De acordo com a ABNT NBR 6118, a análise estrutural deve ser realizada por um modelo estrutural considerado por Kimura (2018) como um protótipo, cujo objetivo é representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno (interação dos elementos entre si), as características e respostas dos materiais que

compõem o sistema estrutural resistente (ABNT, 2014). São exemplos de modelos estruturais destinados à análise estrutural de vigas em concreto armado:

- a) viga contínua;
- b) pórtico plano;
- c) pórtico espacial;
- d) elementos finitos.

Na prática de projetos, é usual utilizar diferentes modelos estruturais durante a etapa de análise a depender do objetivo em questão. Há modelos direcionados à análise de pavimentos, outros à elementos isolados e há também os que realizam a análise global da estrutura.

2.1.3.3 Método de Análise Estrutural

Para a situação de projeto, a análise estrutural deve levar em conta os diferentes tipos de comportamentos básicos dos materiais (elasticidade, plasticidade e elastoplasticidade) e das estruturas (lineares e não lineares), definidos pelas relações existentes entre as tensões atuantes e as deformações correspondentes (FUSCO, 1976).

A ABNT NBR 6118 apresenta os seguintes diferentes métodos de análise estrutural que podem ser aplicados na execução dos projetos tendo em vista as limitações correspondentes para cada caso específico:

- a) análise linear;
- b) análise linear com redistribuição;
- c) análise plástica;
- d) análise não linear;
- e) análise através de modelos físicos (ABNT, 2014).

Antes da fissuração, o concreto é praticamente um material elástico e linear. Dependendo do nível de protensão executado em uma viga protendida, pode não haver tensões de tração no elemento em serviço, em outras palavras não haverá fissuração. Dessa forma os cálculos de estados limites de serviço podem ser efetuados no estágio I por meio de análises elásticas na seção transversal do concreto (ZANETTE, 2006).

Definido o método de cálculo, modelo estrutural e método de análise, é possível realizar os cálculos dos esforços internos atuantes nas seções críticas e os deslocamentos dos diversos elementos estruturais, para em seguida dimensioná-los.

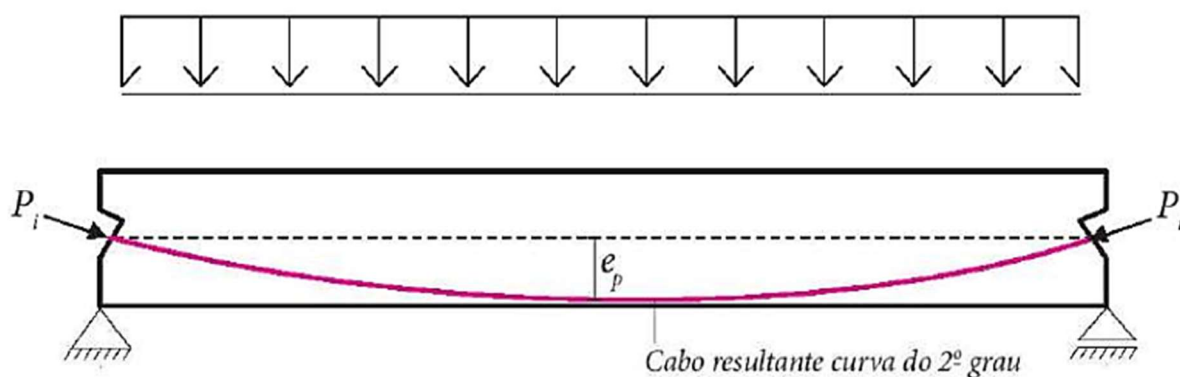
2.1.4 Dimensionamento

Após a observação dos resultados obtidos por meio da análise estrutural, o próximo passo na execução de um projeto estrutural é o dimensionamento. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), é nessa etapa que se definem as dimensões finais e a quantidade de armadura, passiva ou ativa, dos elementos estruturais, para que sejam capazes de resistir às solicitações atuantes mais desfavoráveis, obtidas pelas combinações últimas.

Segundo Cholfe e Bonilha (2018), o dimensionamento de elementos protendidos pode ser feito pelo método das cargas equilibrantes, que consiste em estimar a força de protensão necessária, a partir de um traçado de cabos previamente definido, para equilibrar as parcelas de carregamento externo atuantes (Figura 21).

Hanai (2005) afirma que a força de protensão (P_i) deve ser estimada partindo das verificações no estado limite de serviço afim de se calcular a armadura ativa necessária. A armadura ativa efetiva e a seção de concreto são definidos após as verificações dos estados limites últimos propostos pela ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014). O Apêndice A apresenta um fluxograma dos procedimentos de dimensionamento de vigas protendidas.

Figura 21 – Viga biapoiada com traçado dos cabos de protensão e carregamento externo



Fonte: Cholfe e Bonilha (2018).

2.1.5 Detalhamento

Em um projeto estrutural, a etapa de detalhamento consiste em produzir os desenhos executivos de todos os elementos estruturais previamente calculados e dimensionados, bem como das plantas de locação, formas e cortes. Quando esses desenhos são imprecisos e de difícil interpretação podem causar dúvidas no momento da execução e levar à incorreta armação e montagem das peças.

Dessa forma, além de compreender o comportamento estrutural dos elementos resistentes da edificação, faz-se necessário entender o processo de execução de cada peça, conhecer as dificuldades no canteiro de obra e prever possíveis erros construtivos que podem gerar danos catastróficos a estrutura (BOARETTI; ALBERTINI, 2022).

Além de facilitar a montagem e execução do elemento estrutural calculado, na etapa de detalhamento o posicionamento das armaduras deve atender às especificações normativas com o objetivo de otimizar a performance estrutural do sistema e garantir efetiva ligação com outros elementos estruturais.

No Anexo A foram apresentados alguns procedimentos de execução do sistema estrutural de protensão com monocordoalhas engraxadas a fim de que os detalhamentos da peça pretendida atendam às exigências normativas relacionadas ao processo construtivo.

O conhecimento desses procedimentos auxiliam o projetista a identificar informações relevantes que devam constar na prancha final do projeto, seja em forma de detalhes genéricos ou notas de projeto, para que a equipe de operação da protensão e montagem das armaduras não tenham dúvidas durante a execução.

2.1.6 Emissão das Plantas Finais

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 com as seguintes informações necessárias para a correta montagem da estrutura:

- a) detalhe das armaduras ativas: com a identificação, posicionamento e alongamento dos cabos de protensão, bem como cortes da seção, vistas das ancoragens e dimensões da viga pretendida;
- b) detalhe das armaduras passivas: com a identificação, dimensões, espaçamentos e faixa de distribuição das ferragens, bem como as dimensões e seção da viga;
- c) quantitativo de materiais (cordoalhas, ancoragens, armadura passiva, concreto e forma de madeira);

- d) legendas, símbolos e detalhes genéricos que dão suporte à compreensão da montagem do elemento pretendido;
- e) notas de projeto com informações técnicas essenciais que garantem que a execução seja feita de acordo com o definido pelo projetista;
- f) carimbo com a identificação dos(as) responsáveis e autores do projeto, identificação do cliente, título do desenho, data, especificação dos materiais e identificação da revisão.

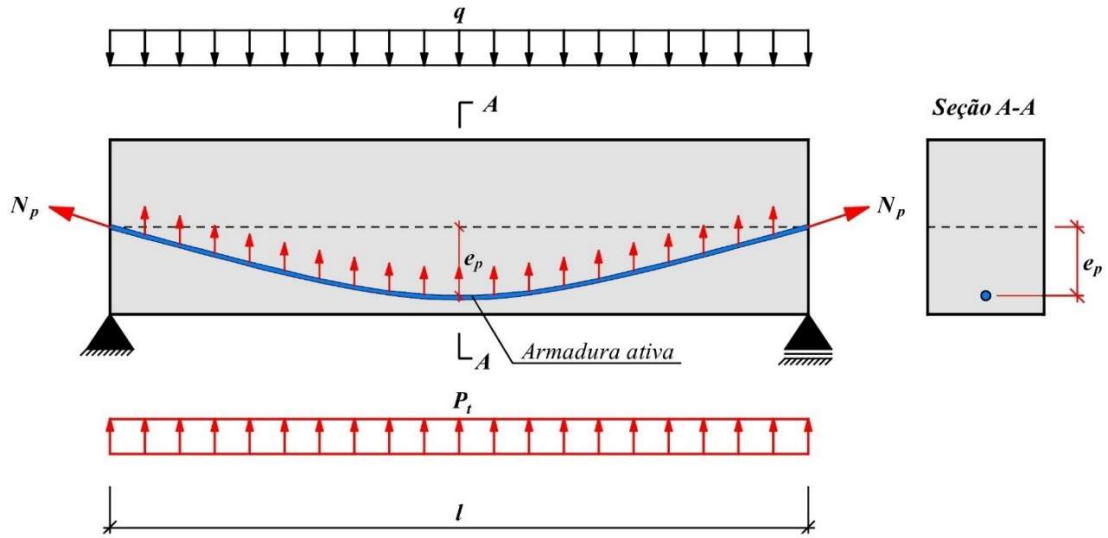
2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO DE VIGAS PROTENDIDAS COM CORDOALHAS ENGRAXADAS

O projeto de um elemento em concreto pretendido, possui a mesma lógica de procedimentos na elaboração do projeto estrutural de uma edificação como um todo. Isso significa que as etapas de concepção, análise, dimensionamento, detalhamento e emissão de plantas finais se aplicam também para elementos estruturais isolados. Dessa forma, o projeto estrutural de uma viga pretendida é composto por critérios, verificações, métodos de cálculo e dimensionamento específicos do concreto pretendido que são abordados a seguir.

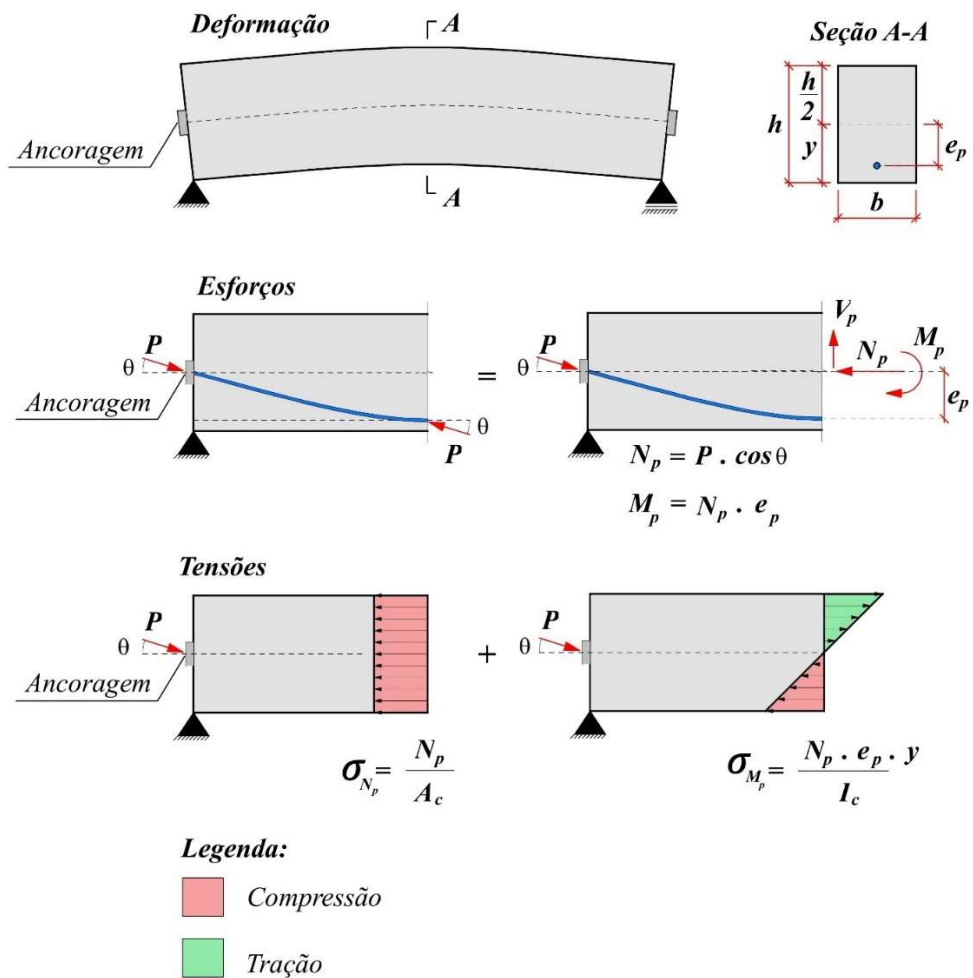
2.2.1 Considerações Iniciais

Lin e Burns (1981) propõem uma maneira eficiente de compreender a protensão pelo conceito de balanceamento de cargas. Uma viga biapoada submetida à um carregamento (q) tende a se deformar para baixo (flecha). Posicionando armaduras de protensão (cabos) em um formato parabólico no interior dessa viga, com uma excentricidade (e_p) em relação ao centro geométrico da peça, ao exercer uma determinada força de tração (N_p) nos cabos de protensão por meio de um macaco hidráulico, parte do carregamento da estrutura é equilibrado por uma carga equivalente de protensão (P_t) (Figura 22).

Para que os cabos de protensão não retornem à posição de origem, realiza-se um travamento desses cabos com placas de ancoragem nas extremidades da viga que promovem uma compressão uniforme ao longo da viga. O momento isostático de protensão (M_p), resultado da multiplicação entre a força horizontal (N_p) e a excentricidade do cabo na seção (e_p), cria um efeito de contra flecha que promove tensões de tração nas fibras acima da linha neutra e tensões de compressão nas fibras abaixo da linha neutra. A deformação, esforços e tensões gerados na seção mais solicitada da viga devido ao efeito da protensão, estão representados na Figura 23.

Figura 22 – Protensão como um balanceamento de cargas

Fonte: adaptada de Cholfe e Bonilha (2018).

Figura 23 – Deformação e esforços de protensão da viga

Fonte: adaptada de Hanai (2005).

Conforme apresentado na Figura 23, o momento isostático de protensão (M_p) é resultado da multiplicação entre a força horizontal (N_p) e a excentricidade do cabo (e_p). Tais esforços solicitantes provocam estados de tensões no elemento protendido que podem ser compreendidos empregando conceitos básicos da resistência dos materiais. Para pequenas inclinações dos cabos de protensão em relação às placas de ancoragem, pode-se utilizar com boa aproximação o cosseno de θ igual a um, o que significa dizer que a componente horizontal da força na armadura ativa ($P \cdot \cos \theta$) pode ser assumida igual à força de protensão (P) (ZANETTE, 2006).

De acordo com Lin e Burns (1981), quando as cargas atuantes no elemento estrutural forem balanceadas pelo efeito da protensão, as tensões de tração podem ser anuladas por completo ou parcialmente, e quando forem menores que a resistência à tração do concreto, não surgirão fissuras. Nessa situação, o concreto poderá ser tratado como um material perfeitamente elástico e a distribuição de tensões na seção transversal, provocada pela protensão, poderá ser calculada pela seguinte equação:

$$\sigma_p = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{I_c} \cdot y \quad (4)$$

Onde:

σ_p , é a tensão no concreto devido à força de protensão;

P é a força de protensão aplicada;

A_c é a área da seção de concreto;

I_c é o momento de inércia da seção de concreto;

e_p , é a excentricidade da armadura de protensão em relação ao centro geométrico da seção transversal;

y , é a distância de uma fibra qualquer ao centro de gravidade do elemento, sendo negativa para fibras acima do centro geométrico da seção, e positiva para fibras abaixo do mesmo.

Zanette (2006) afirma que a parcela de cargas a ser balanceada pela protensão pode ser determinada de forma a obedecer a limites de abertura máxima de fissuras, formação de fissuras, deformações excessivas, limites de tensões no concreto e na armadura ativa, ou seja, atender a limites impostos por estados limites últimos e de serviço. Mais detalhes a respeito das verificações desses estados limites durante o dimensionamento do elemento protendido são abordados nas Seções 2.2.3, 2.2.4 e 2.2.5 desse trabalho.

2.2.2 Materiais Estruturais: Concreto e Aço de Protensão

Como visto anteriormente, a protensão é um sistema estrutural que exige técnicas mais especializadas de execução do que o concreto armado sem protensão. Da mesma forma, a construção de estruturas protendidas requer materiais estruturais com controle de qualidade superior, limites de tensão específicos, e propriedades mecânicas como resistência e módulo de elasticidade adequados ao sistema de protensão visando garantir a segurança e a durabilidade da estrutura.

2.2.2.1 Concreto

Como a aplicação da protensão em um elemento estrutural exige a utilização de técnicas construtivas mais especializadas que o concreto armado convencional, a ABNT NBR 6118 apresenta critérios de durabilidade diferenciados para o concreto protendido relacionados à mínima resistência do concreto (Figura 24) e cobrimento nominal das peças (Figura 25), ambos em função das classes de agressividade ambiental (ABNT, 2014).

Figura 24 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Figura 25 – Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/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: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

De acordo com Hanai (2005), concretos com resistência característica à compressão entre 30 e 40 MPa são mais frequentes na construção de elementos protendidos, enquanto no concreto armado usualmente utiliza-se resistências entre 20 e 30 MPa. Com o decorrer do tempo, concretos de alta resistência (CAR) com resistências características superiores a 50 MPa passaram a ser empregados em diversas estruturas de concreto protendido (VOTORANTIM, 2018). Hanai (2005) 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.

Sabe-se que a resistência do concreto à compressão varia no decorrer do tempo, e que o fator tempo é de suma importância no gerenciamento da obra para que todas as etapas aconteçam dentro do cronograma e com qualidade prevista. Por isso, uma alternativa de otimizar o fator tempo de construção é adotar tipos de cimento que aceleram o ganho de resistência do concreto e aplicar a protensão antes dos 28 dias. Ainda assim, o material concreto terá desenvolvido somente uma parcela de sua resistência à compressão e tração, podendo o efeito da protensão romper o concreto por esmagamento ou por fissuração excessiva no ato da protensão (ZANETTE, 2006).

Por esses motivos, em projetos de estruturas de concreto protendido, é necessária a verificação da segurança em relação a ruptura do concreto no ato da protensão, tema abordado na Seção 2.2.5.1 desse trabalho. A resistência de cálculo do concreto à compressão (f_{cd}) é obtida pela Equação (5) e considera a resistência característica do concreto a compressão (f_{ckj}) correspondente à idade em j dias do material no ato da protensão (CARVALHO, 2017).

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj} \cdot e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]}}{\gamma_c} \quad (5)$$

Onde:

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto;

f_{ckj} é a resistência característica do concreto em j dias;

$s = 0,38$ para concreto de cimento CPIII e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t , é a idade efetiva do concreto, em dias;

γ_c , é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

2.2.2.2 Aço para Protensão

As cordoalhas de protensão são classificadas de acordo com o valor característico de resistência à tração (f_{ptk}) sendo os aços de categoria CP-190 e CP-210 os mais utilizados. De acordo com a ABNT NBR 7483, os aços de protensão possuem as seguintes propriedades mecânicas (ABNT, 2021):

- CP-190:

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pyk} = 8,55 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pyd} = 7,43 \text{ ‰}$$

- CP-210: $f_{ptk} = 2100 \text{ MPa}$

$$f_{pyk} = 1890 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pyk} = 9,45 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pyd} = 8,22 \text{ ‰}$$

- CP190 e CP210:

$$E_p = 200 \text{ GPa},$$

$$\gamma_p = 78,5 \text{ KN/m}^3$$

$$\alpha_t = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$$

Onde:

f_{ptk} é a resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão;

f_{pyk} é a resistência característica ao escoamento do aço de protensão;

ε_{pyk} é a deformação característica de escoamento do aço de protensão;

ε_{pyd} é a deformação de cálculo de escoamento do aço de protensão;

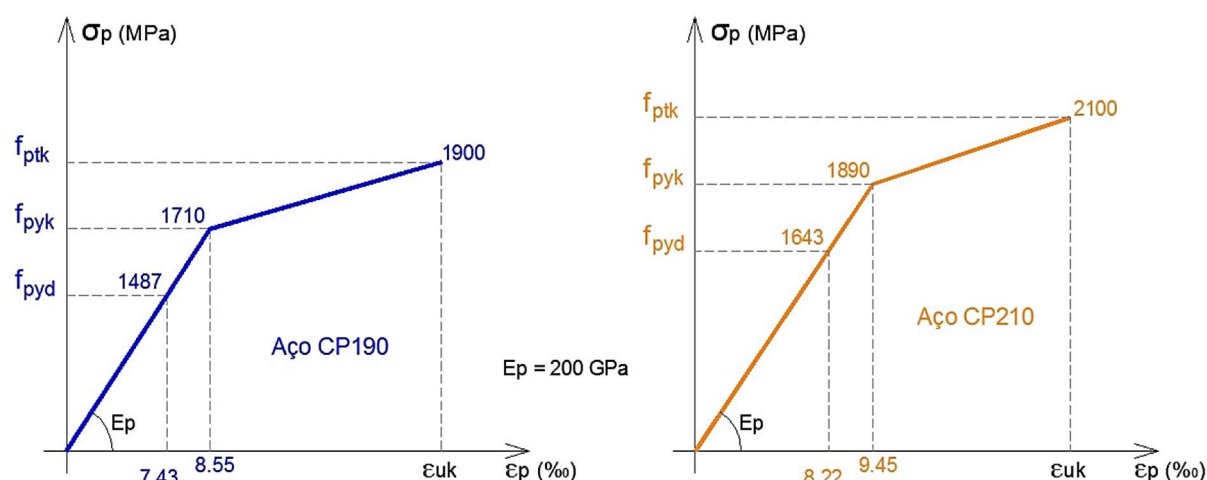
E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão;

γ_p é o peso específico do aço de protensão;

α_t é o coeficiente de dilatação térmica do aço de protensão.

O diagrama Tensão x Deformação simplificado do aço CP está representado a seguir na Figura 26:

Figura 26 – Diagrama Tensão x Deformação simplificado do aço CP



Fonte: adaptada de ABNT (2014).

2.2.3 Estados Limites de Serviço

Como visto anteriormente, o estado limite de serviço, está relacionado ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização da edificação. Nas verificações de concreto protendido a ABNT NBR 6118 apresenta sete estados-limites de serviço sendo eles:

- 1) estado-limite de descompressão (ELS-D): estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção;
- 2) estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP): estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão;
- 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. No caso do concreto protendido nível 1 (protensão parcial), $w_k \leq 0,2$ mm para combinação frequente;
- 5) estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE): estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no

concreto protendido, na ocasião da protensão e em utilização com todas as ações devidamente combinadas;

- 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 (CHOLFE; BONILHA, 2018, p. 62, apud ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, p. 5).

2.2.4 Níveis de Protensão e Combinações de Serviço

A ABNT NBR 6118 classifica os elementos de concreto protendido de acordo com o nível de protensão à qual eles serão submetidos, ou seja, à intensidade da força de protensão que será aplicada em um determinado elemento estrutural ligada à capacidade de gerar tensões de tração e abertura fissuras para certas combinações de carregamentos em (ABNT, 2014). Os níveis de protensão são divididos em protensão parcial (nível 1), limitada (nível 2) ou completa (nível 3), sendo:

- a) protensão completa, aquela que, sob carga de serviço total, a tensão de tração na fibra extrema seja nula;
- b) protensão limitada, aquela que sob carga de serviço total, permite pequenas tensões de tração, mas a probabilidade de ocorrência de fissuras é pequena;
- c) protensão parcial, aquela permite que o concreto fissure de maneira ordenada.

Devido ao fato de as armaduras ativas estarem sujeitas à possibilidade de corrosão sob tensão devido a abertura de fissuras, a ABNT NBR 6118 impõe certos parâmetros a serem cumpridos para cada nível de protensão sendo eles:

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;

Protensão limitada: para pós-tração, pode ser utilizado em meios de classe de agressividade ambiental III e IV, respeitando o estado limite de serviço de formação de fissuras, ELS-F, para combinação frequente de ações e o estado limite de serviço de descompressão, ELS-D, para combinação quase permanente;

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, p. 15, apud ABNT, 2004, p. 80).

As combinações de serviço citadas acima são classificadas de acordo com a permanência das ações na estrutura e são utilizadas para definir os esforços solicitantes a serem adotados para verificar flechas, fissuração e vibrações que a estrutura estará sujeita quando em serviço.

Dessa forma, a combinação quase permanente (CQP) considera que as ações podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, enquanto a combinação frequente (CF) considera que as ações ocorrem repetidas vezes, porém com menos tempo de incidência, e, por fim, a combinação rara (CR) considera as ações atuando algumas vezes durante o período de vida da estrutura (ABNT, 2014). O valor de cálculo das ações para cada combinação está representado na tabela 11.4 da ABNT NBR 6118 que é ilustrada na Figura 27.

Figura 27 – Tabela 11.4 da ABNT NBR 6118 (combinações de serviço)

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$
onde $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Os valores dos fatores de redução Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 são coeficientes de ponderação das ações para estados-limites de serviço, cujos valores são apresentados na tabela 11.2 da ABNT NBR 6118 e ilustrados na Figura 28, a seguir (ABNT, 2014). Nesse estudo de caso, a viga protendida será teoricamente concebida na cidade de Goiânia, cuja agressividade é classificada como moderada (CAA II).

Figura 28 – Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118 (fatores de redução Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2)

Ações		γ_2		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
^a Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23. ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

Pela recomendação da norma a respeito da classe de agressividade ambiental, a protensão parcial é uma opção para o dimensionamento da peça. Porém, Lin e Burns (1981) afirmam que a protensão parcial é ideal quando o objetivo é economizar aço de protensão e/ou dispositivos de ancoragem distribuindo parcelas de carregamento para as armaduras ativas e passivas e diminuindo eventuais deformações em pontos específicos da estrutura.

Em geral, para maior aproveitamento da técnica de protensão, são utilizadas protensão limitada e completa no intuito evitar fissuras em serviço e garantir benefícios estruturais como maior durabilidade e consideração da seção integral da peça para o cálculo de flechas.

Não sendo objetivo do projetista contrabalancear os carregamentos entre armaduras ativa e passiva e sim aproveitar ao máximo os benefícios do aço de alta resistência, a protensão limitada mostra-se uma opção mais adequada, contribuindo para uma maior durabilidade e menores deformações da viga. Como abordado anteriormente, para esse nível de protensão, as verificações do ELS-D e ELS-F devem ser atendidas.

No ELS-D a análise de tensões é feita no bordo mais inferior da viga, onde as fibras sofrem máxima compressão devido ao efeito da protensão e descomprimem com a solicitação das cargas externas ponderadas pela combinação quase permanente. Portanto, considera-se que o ELS-D é atendido quando:

$$-\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{P_{\infty} \cdot e_p}{W} + \frac{M_S^{CQP}}{W} \leq 0 \quad (6)$$

Onde:

P_{∞} , é a força de protensão no tempo, ou seja, considerando-se as perdas de protensão;

e_p , é a excentricidade da armadura de protensão em relação ao centro de gravidade do elemento;

A_c , é a área da seção de concreto;

W , é o módulo de resistência elástico da seção;

M_S^{CQP} , é o momento solicitante devido as ações atuantes ponderadas na combinação quase permanente, conforme apresentado nas Equações (7) e (8) a seguir:

$$M_S^{CQP} = \frac{F_{d_{ser}} \cdot l^2}{8} \quad (7)$$

$$F_{d_{ser}} = \sum_I^m F_{gk_i} + \sum_I^n \Psi_{2,j} \cdot F_{qk_j} \quad (8)$$

Sendo:

F_{gk} , as ações permanentes diretas;

F_{qk} , as ações variáveis.

As duas parcelas negativas da Equação (6) indicam que a tensão na fibra inferior é de compressão. Pelo contrário, a parcela positiva indica tensão de tração na fibra inferior. A Equação (6) também pode ser representada na seguinte Equação (9) simplificada:

$$\sigma_{P_{\infty,d}} + \sigma_{M_{P_{\infty,d}}} + \sigma_{M_S^{CQP}} \leq 0 \quad (9)$$

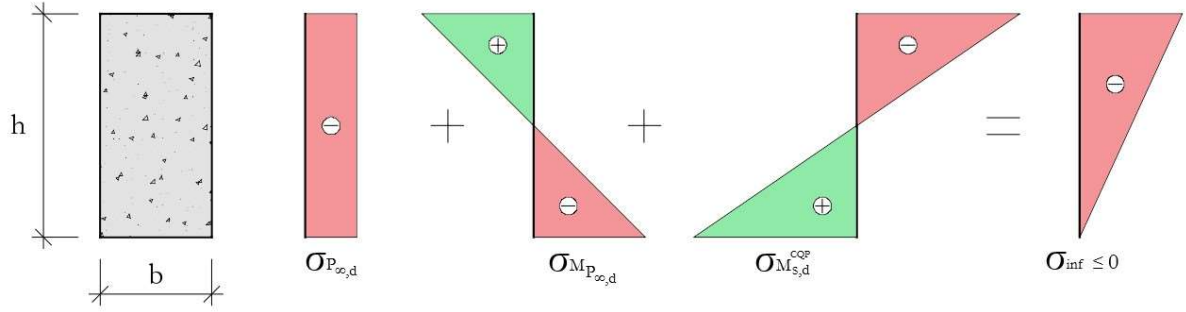
Onde:

$\sigma_{P_{\infty,d}}$, é a tensão de compressão uniforme devido a força de protensão no tempo infinito

$\sigma_{M_{P_{\infty,d}}}$, é a tensão devido o momento isostático de protensão

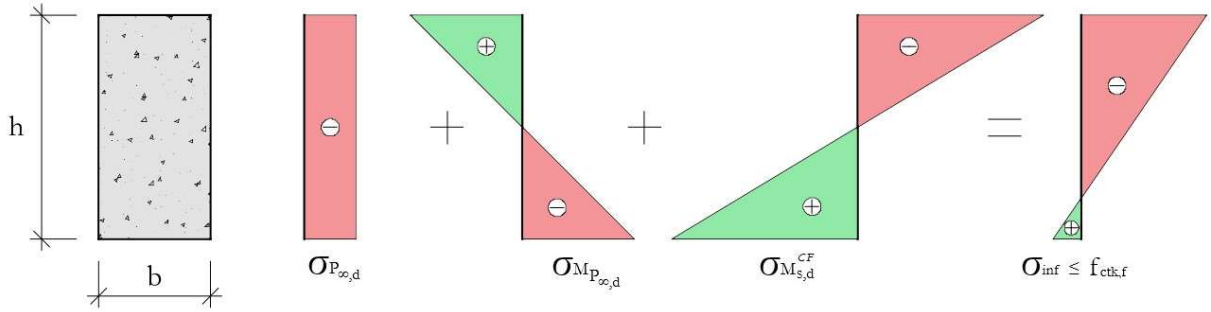
$\sigma_{M_S^{CQP}}$, é a tensão devido o momento solicitante proporcionado pelas ações atuantes ponderadas na combinação quase permanente.

A Figura 29 a seguir ilustra a somatória dessas parcelas.

Figura 29 – Somatória de tensões na verificação ao ELS-D

Fonte: autoria própria.

No ELS-F, a verificação das tensões é similar, diferenciando-se apenas pelo fato de admitir tensões de tração inferiores à resistência à tração do concreto na flexão (Figura 30).

Figura 30 – Somatória de tensões na verificação ao ELS-F

Fonte: autoria própria.

Para esse estado limite, as ações solicitantes devem ser ponderadas pela combinação frequente. Dessa forma:

$$-\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{P_{\infty} \cdot e_p}{W} + \frac{M_S^{CF}}{W} \leq f_{ctk,f} \quad (10)$$

Onde:

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

M_S^{CF} , é o momento solicitante devido as ações ponderadas na combinação frequente, conforme apresentado nas Equações (10) e (11) a seguir:

$$M_S^{CF} = \frac{F_{d_{ser}} \cdot l^2}{8} \quad (11)$$

$$F_{d_{ser}} = \sum_1^m F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum_1^n \Psi_1 \cdot F_{qj,k} \quad (12)$$

Sendo:

F_{gk} , as ações permanentes diretas;

F_{q1k} , as ações variáveis principais diretas;

F_{qjk} , as demais ações variáveis.

Segundo Hanai (2005), para uma combinação frequente das ações solicitantes em um elemento estrutural com protensão limitada, é improvável a formação de fissuras. Se porventura ocorresse uma combinação rara de ações na estrutura, o ELS-F seria ultrapassado e fissuras se formariam, fechando-se ao findar da combinação rara de ações. Em uma nova combinação frequente de ações, pelo fato de o concreto já não ter mais resistência à tração nas seções fissuradas, as fissuras reabririam, porém, Hanai (2005) afirma que elas se manteriam muito finas, dispensando o cálculo de sua abertura.

2.2.5 Estados Limites Último

Elementos de concreto protendido, assim como de concreto armado, devem ter suas seções críticas verificadas quanto a sua capacidade resistente de modo a assegurar que não haverá esmagamento do concreto nem alongamento excessivo da armadura de protensão proporcionando adequada margem de segurança à ruína (ZANETTE, 2006). De acordo com a ABNT NBR 6118, em vigas de concreto protendido é necessário que sejam verificados:

- a) estado limite último às solicitações normais (ato da protensão);
- b) estado limite último à flexão;
- c) estado limite último à força cortante (ABNT, 2014).

Para todos esses estados limites, o dimensionamento dos elementos protendidos deve resultar em um conjunto de esforços resistentes (N_{Rd}), (M_{Rd}) e (V_{Rd}) que componham uma envoltória dos esforços solicitantes (N_{Sd}), (M_{Sd}) e (V_{Sd}) (CHOLFE; BONILHA, 2018). A ABNT NBR 6118 recomenda que algumas hipóteses fundamentais devem ser consideradas no cálculo dos esforços resistentes, sendo elas:

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a(o) mesma(o) do concreto em seu entorno;
- c) para armaduras ativas não aderentes, na falta de valores experimentais e de análises não lineares adequadas, os valores do acréscimo das tensões para estruturas usuais de edifícios estão apresentados a seguir, devendo ainda ser divididos pelos devidos coeficientes de ponderação:

para elementos com relação vão/altura útil ≤ 35 :

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \rho_p}$$

para elementos com relação vão/altura útil > 35 :

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300 \rho_p}$$

Em que: $\Delta\sigma_p$ e f_{ck} são dados em MPa

$$\rho_p = \text{taxa geométrica da armadura ativa} = \frac{A_c}{b_c + d_p}$$

b_c = largura da mesa de compressão

d_p = altura útil referida à armadura ativa

- d) as tensões normais de tração no concreto devem ser desprezadas no ELU;
- e) o diagrama parábola-retângulo de tensões no concreto, com tensão de pico igual a $\alpha_c \cdot f_{cd}$, pode ser substituído pelo diagrama retangular de altura $y = \lambda \cdot x$ (em que x é a profundidade da linha neutra) com a seguinte tensão:

$\sigma_{cd} = \alpha_c \cdot f_{cd}$, no caso da largura da seção medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;

$\sigma_{cd} = 0,9 \alpha_c \cdot f_{cd}$ caso contrário.

Sendo α_c definido como:

para concretos classes C20 até C50: $\alpha_c = 0,85$

para concretos classes C50 até C90: $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - \frac{(f_{ck}-50)}{200}]$

Sendo λ definido como:

para concretos classes C20 até C50: $\lambda = 0,8$

para concretos classes C50 até C90: $\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck}-50)}{400}$

- f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão x deformação, com valores de cálculo, conforme definidos neste capítulo mais adiante;
- g) o estado-limite último (ELU) é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 46 (ABNT, 2004, p. 120).

A ABNT NBR 6118 acrescenta que na verificação ao estado limite devem ser considerados, além do efeito de outras ações, os esforços solicitantes hiperestáticos de protensão. Os isostáticos de protensão pelo contrário não podem ser considerados como ações, pois a protensão deve ser considerada uma solicitação interna (ABNT, 2014). Nesse trabalho, a viga protendida a se dimensionada é biapoiada (isostática), não havendo, portanto, necessidade de se calcular hiperestáticos de protensão, que só ocorrem em vigas contínuas.

2.2.5.1 Estado Limite Último no Ato da Protensão

Como abordado anteriormente, quando o efeito da protensão é distribuído para o concreto por meio do sistema de ancoragens as seções da viga estão sujeitas a tensões provocadas pelo carregamento da protensão e das ações por ela mobilizada, como o peso próprio por exemplo. Solicitações como cargas de alvenaria e reações da laje só serão aplicadas posteriormente quando o elemento estiver atuando em serviço.

Vale ressaltar que no instante da transferência da protensão, a força inicial de protensão (P_i) têm seu valor reduzido em torno de 10% devido as perdas imediatas, sendo então denominada de força efetiva de protensão no tempo zero assunto (P_0).

A ABNT NBR 6118 recomenda que a verificação ao estado limite último no ato da protensão seja efetuada considerando o concreto no estágio I, ou seja, considerando o concreto não fissurado e com comportamento elástico linear desde que:

- a) a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de (γ_p) = 1,1 e γ_f = 1,0, não pode ultrapassar 70 % da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão;
- b) a tensão máxima de tração no concreto não deve ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} especificado;
- c) quando, nas seções transversais, existem tensões de tração, deve haver armadura de tração calculada no estágio II. Para efeitos de cálculo, nessa fase da construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no estágio I. Essa força não pode provocar, na armadura correspondente, acréscimos de tensão superiores a 150 MPa no caso de fios ou barras lisas e a 250 MPa em barras nervuradas (ABNT, 2014).

Além dessas premissas, a norma complementa que ainda devem ser respeitadas as seguintes condições:

- a) considera-se como resistência característica do concreto f_{ckj} aquela correspondente à idade fictícia j (em dias), no ato da protensão, sendo que a resistência de f_{ckj} deve ser claramente especificada no projeto;
- b) para esta verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nessa ocasião:

$$\gamma_c = 1,2;$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

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

$$\gamma_p = 1,1 \text{ na pós-tração};$$

$$\gamma_f = 1,0 \text{ para as ações desfavoráveis};$$

$$\gamma_f = 0,9 \text{ para as ações favoráveis (ABNT, 2014, p. 123).}$$

Sendo γ_c e γ_s o coeficiente de ponderação da resistência do concreto e do aço, respectivamente, γ_p o coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão e γ_f o coeficiente de ponderação das ações.

Como esse método de cálculo considera o concreto um material perfeitamente elástico, as tensões de compressão e tração na seção transversal podem ser calculadas por equações elásticas da resistência dos materiais (ZANETTE, 2006).

Dessa forma, analisam-se as máximas tensões atuantes nas fibras inferiores (σ_{inf}) e superiores (σ_{sup}) da seção transversal, por meio das seguintes equações:

$$\sigma_{inf} = -\gamma_p \frac{P_0}{A_c} - \gamma_p \frac{P_0 \cdot e_p}{W} + \gamma_f \frac{M_{g1}}{W} \quad (13)$$

$$\sigma_{sup} = -\gamma_p \frac{P_0}{A_c} + \gamma_p \frac{P_0 \cdot e_p}{W} - \gamma_f \frac{M_{g1}}{W} \quad (14)$$

Onde:

P_0 é a força de protensão efetiva no ato da protensão;

e_p é a excentricidade da armadura ativa em relação ao centro geométrico do elemento;

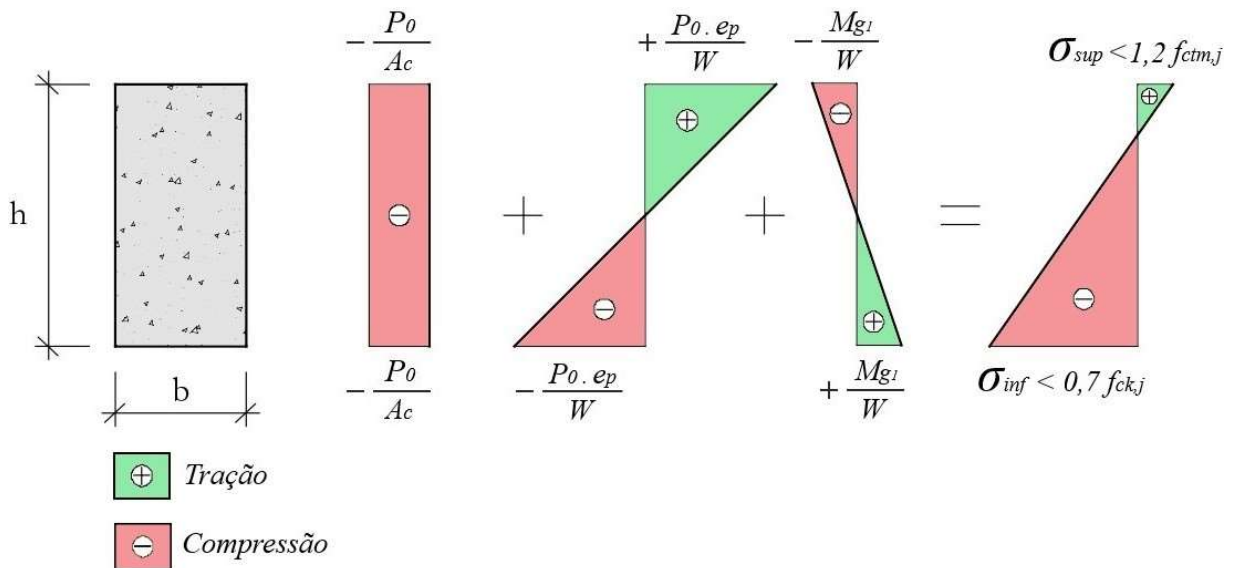
M_{g1} é o momento solicitante devido ao peso próprio da viga;

A_c é a área de concreto da seção;

W é o momento resistente da seção;

A primeira parcela das Equações (13) e (14) representa a tensão de compressão uniforme atuando na seção de concreto devido a componente horizontal da força de protensão efetiva (P_0); a segunda, representa a distribuição de tensões devido ao momento isostático de protensão (M_{p0}); e a terceira, as tensões no concreto devido ao momento solicitante provocado pelo peso próprio da viga (M_{g1}). Na Figura 31, essas parcelas são ilustradas por meio de diagramas de tensões (ZANETTE, 2006).

Figura 31 – Verificação de ELU no ato da protensão pelo cálculo das tensões na seção



Fonte: adaptada de Zanette (2006).

De acordo com Cholfé e Bonilha (2018), em ocasiões em que os limites de compressão ($0,7f_{ck,j}$) e/ou tração ($1,2 f_{ctm,j}$) forem ultrapassados, o projetista têm as seguintes possíveis soluções:

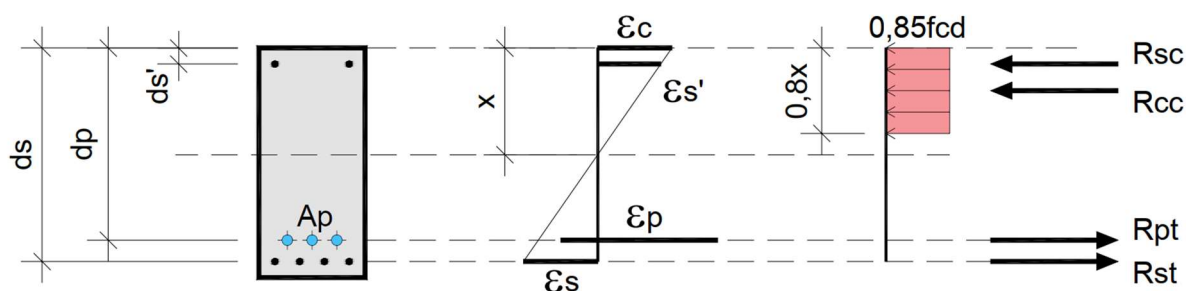
- redimensionar o elemento estrutural de modo a aumentar os esforços resistentes normais (N_{Rd});
- reduzir a excentricidade das cordoalhas de modo a diminuir as tensões produzidas pelo momento isostático de protensão;
- aplicar a protensão em mais de uma fase, sendo que nas fases posteriores a resistência característica a compressão do concreto terá aumentado.

2.2.5.2 Estado Limite Último de Flexão

Os elementos fletidos de concreto devem ter suas seções críticas verificadas quanto a sua capacidade resistente, ou seja, o esforço resistente de momento (M_{Rd}) deve ser maior ou igual aos esforços solicitantes de momento na seção (M_{Sd}) (ZANETTE, 2006).

A verificação de vigas protendidas no estado limite último de flexão são em geral feitas no domínio 3, e nessa etapa do projeto, já são conhecidos: os materiais utilizados, as dimensões da seção e a armadura ativa restando definir as armaduras passivas de tração (A_s) e de compressão (A_s'). Na Figura 32, é ilustrada uma seção de concreto protendido com armaduras ativas e passivas, bem como as deformações específicas e as forças resultantes da distribuição de tensões de tração e compressão.

Figura 32 – Seção transversal de uma viga protendida com armaduras ativas e passivas



Fonte: adaptada de Zanette (2006)

De acordo com Zanette (2006) as deformações unitárias do concreto (ϵ_c) e das armaduras passivas (ϵ_s) e (ϵ_s') podem ser obtidas por semelhança de triângulo a partir da seguinte relação linear:

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d_s - x} = \frac{\epsilon_s'}{x - d_s'} \quad (15)$$

A partir de um diagrama Tensão x Deformação estabelecido, o cálculo de M_{Rd} pode ser obtido pelas equações de equilíbrio nas direções x, y e z, por se tratar de um estrutura isostática (ZANETTE, 2006). Dessa forma:

$$\Sigma R_x = 0 \quad (16)$$

$$R_{cc} + R_{sc} - R_{st} - R_{pt} = 0 \quad (17)$$

Onde:

$$R_{cc} = A_c \cdot \sigma_{cd} = (b_w \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (0,85 f_{cd}) \quad (18)$$

$$R_{sc} = A'_s \cdot \sigma'_{sd} \quad (19)$$

$$R_{st} = A_s \cdot \sigma_{sd} \quad (20)$$

$$R_{pt} = A_p \cdot \sigma_{pd} \quad (21)$$

$$\Sigma M_z = 0 \quad (22)$$

$$M_{Rd} = R_{cc} \cdot (x - 0,4 \cdot x) + R_{sc} \cdot (x - d'_s) - R_{st} \cdot (d_s - x) - R_{pt} \cdot (d_p - x) \quad (23)$$

Cholfe e Bonilha (2018) afirmam que em geral, vigas protendidas são dimensionadas no domínio 3, com seção subarmada, ruptura à compressão do concreto e escoamento do aço.

Para esse domínio, adota-se:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad (24)$$

$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq 10,0\text{‰} \quad (25)$$

$$\sigma_{sd} \text{ e } \sigma'_{sd} = f_{yd}, \text{ pois } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} \quad (26)$$

O procedimento de dimensionamento das armaduras de flexão é realizado com base na Equação (17) de equilíbrio dos esforços horizontais e da Equação (23) de equilíbrio dos esforços de momento fletor. Tal procedimento é detalhado na seção a seguir.

2.2.5.3 Dimensionamento das armaduras de flexão

Na etapa de dimensionamento das armaduras passivas de flexão, já são conhecidas: a altura da linha neutra (x), a resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), as dimensões da viga protendida, bem como a área de aço de protensão (A_p) e a força de protensão após as perdas de protensão ($P_{\infty,ef}$). Com esses dados, é possível calcular a força atuante, na seção de dimensionamento, de compressão no concreto (R_{cc}) e de tração na armadura de protensão (R_{pt}) por meio das Equações (18) e (21). O cálculo de R_{pt} depende da tensão de cálculo σ_{pd} nas armaduras ativas não aderentes, dada por:

$$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_p}{\gamma_s} \quad (27)$$

Onde:

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + \Delta\sigma_p \quad (28)$$

Sendo

σ_p , a tensão na armadura de protensão no Estado Limite Último de flexão;

σ_{pn} , a tensão de pré-alongamento do aço de protensão;

$\Delta\sigma_p$, o acréscimo de tensão no aço de protensão devido à deformação do concreto em seu entorno provocado pelo carregamento atuante no estado limite último de flexão.

A ABNT NBR 6118 estabelece que para armaduras ativas não-aderentes, na falta de valores experimentais e de análises não lineares adequadas, o acréscimo de tensão $\Delta\sigma_p$ pode ser calculado pela Equação (29), considerando elementos protendidos com a relação vão/altura útil igual ou menor que 35 (ABNT, 2014).

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \cdot \rho_p} \quad (29)$$

Sendo ρ_p a taxa geométrica da armadura ativa, dada por:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c \cdot d_p} \quad (30)$$

Segundo Zanette (2006), esse acréscimo de tensão $\Delta\sigma_p$ na armadura ativa pode ser considerado a partir da tensão de pré-alongamento do aço σ_{pn} . Partindo da hipótese do estado de neutralização da seção protendida, a tensão σ_{pn} é dada por:

$$\sigma_{pn} = \frac{N_{pnd}}{A_p} \quad (31)$$

Onde:

$$N_{pnd} = \left(\gamma_p \cdot P_{\infty,ef} \right) + \left(\gamma_p \cdot \alpha_p \cdot A_p \cdot |\sigma_{cp}| \right) \quad (32)$$

A força de neutralização (N_{pnd}) depende da tensão no concreto σ_{cp} produzida pela força de protensão efetiva no tempo infinito, no nível do centro de gravidade da armadura de protensão, e calculada pela Equação (33). Vale ressaltar que o efeito provocado pela protensão é considerado uma ação favorável, ou seja, a tensão σ_{cp} deve ser ponderada por $\gamma_p = 0,9$, valor obtido pela tabela 11.1 da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\sigma_{cp} = -\frac{\gamma_p \cdot P_{\infty,ef}}{A_c} - \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty,ef} \cdot e_p^2}{I_c} \quad (33)$$

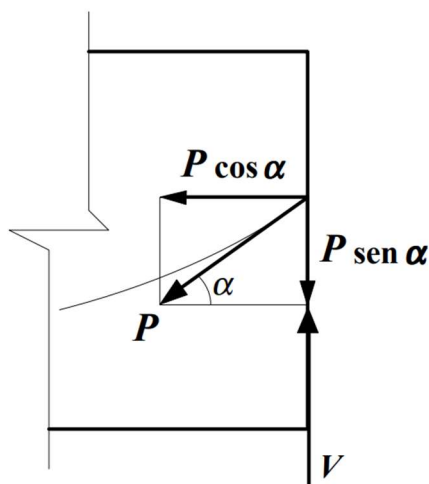
Por fim, para determinar as áreas de aço A_s e A'_s faz-se necessário calcular a força atuante na armadura tracionada (R_{st}) e comprimida (R_{sc}), que podem ser obtidas por meio de

um sistema linear formado pelas Equações (17) e (23). Na Equação (23) o esforço resistente de momento (M_{Rd}) deve ser maior ou igual ao esforço solicitante de momento na seção (M_{Sd}). Portanto, para que o sistema linear seja composto apenas por duas incógnitas (R_{st} e R_{sc}), considera-se $M_{Rd} = M_{Sd}$.

2.2.6 Estado Limite Último à Força Cortante

De acordo com Leonhardt (1979) vigas protendidas com traçado parabólico das cordoalhas promovem uma componente vertical da força de protensão ($P \cdot \sen \alpha$) que diminui o esforço cortante (V) atuante no concreto por estar no sentido contrário ao mesmo (Figura 33).

Figura 33 – Componente vertical do esforço cortante na seção de uma viga protendida



Fonte: adaptada de Leonhardt (1979).

De acordo com a ABNT NBR 6118 a resistência de um elemento protendido, em uma determinada seção transversal, é considerada satisfatória quando atendidas às verificações no estado limite último descritas pelas Equações (34) e (35) (ABNT, 2014).

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (34)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{Sw} \quad (35)$$

Onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

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

2.2.6.1 Verificação das diagonais comprimidas do concreto

As diagonais comprimidas de compressão possuem inclinação de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da viga. A força cortante relativa à ruína das diagonais comprimidas é definida pela Equação (36) (ABNT,2014).

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (36)$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (37)$$

Sendo o f_{ck} expresso em megapascal na Equação (37).

2.2.6.2 Verificação das diagonais tracionadas do concreto

A parcela V_c de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça é calculada pela Equação (38) para elementos submetidos a esforços de flexo-compressão (vigas protendidas) (ABNT, 2014).

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}}\right) \leq 2 \cdot V_{c0} \quad (38)$$

Onde:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d_p \quad (39)$$

$$M_0 = \gamma_p \cdot P_\infty \cdot \frac{W}{A_c} + \gamma_p \cdot P_\infty \cdot e_p \quad (40)$$

Sendo:

$M_{sd,máx}$ o momento fletor solicitante de cálculo na seção de dimensionamento;

M_0 o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{sd,máx}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{sd} , sendo essa tensão calculada com valores de γ_f e γ_p iguais a 1,0 e 0,9, respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não podem ser

considerados no cálculo dessa tensão, pois são considerados em $M_{sd,máx}$; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão.

P_{∞} a força de protensão no tempo infinito, após todas as perdas de protensão;

f_{cta} a resistência à tração de cálculo do concreto;

e_p a excentricidade das armaduras de protensão;

d_p a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de protensão;

W o módulo resistente da seção.

2.2.6.3 Dimensionamento das armaduras transversais

A armadura transversal de vigas protendidas (A_{sw}) para resistir aos esforços oriundos da força cortante, deve ser calculada pela Equação (41), sendo também necessário o cálculo da armadura transversal mínima (A_{swmin}) por meio da Equação (42) (ABNT, 2014).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (41)$$

$$\left(\frac{A_{swmin}}{s}\right) = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w \quad (42)$$

Sendo:

f_{ywd} a resistência à tração de cálculo da armadura transversal passiva;

f_{ywk} a resistência à tração característica da armadura transversal passiva;

s o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural.

2.2.7 Estudo do Traçado Geométrico dos Cabos de Protensão

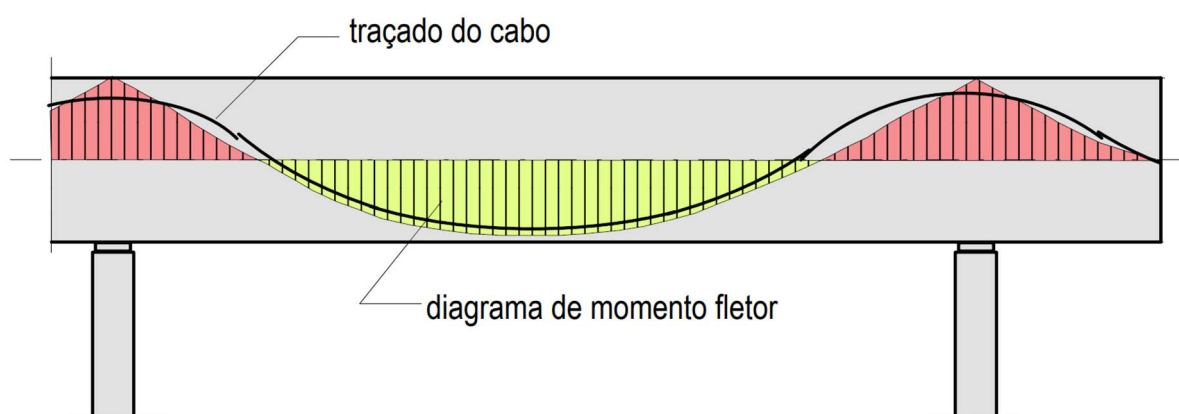
De acordo com Cholfé e Bonilha (2018), para iniciar-se o traçado geométrico dos cabos de protensão é necessário que os seguintes itens já tenha sido determinados:

- número de cabos de protensão na seção de dimensionamento;
- disposição dos cabos de protensão na seção de dimensionamento, respeitando-se os cobrimento, espaçamentos mínimos e disposições construtivas
- disposição das ancoragens nas extremidades, respeitando as dimensões dos nichos e placas de ancoragem, espaçamentos mínimo e disposições construtivas.

Informações mais detalhadas sobre os itens mencionados podem ser consultadas no Apêndice B deste trabalho que trata das características e procedimentos de execução do sistema estrutural de protensão com monocordoalhas engraxadas.

De acordo com Veríssimo e César Jr. (1998) o traçado dos cabos é crucial para a configuração final de esforços em uma viga protendida. Considerando que um dos objetivos da protensão é contrabalancear as cargas atuantes na viga, é ideal que o traçado dos cabos de protensão acompanhe o diagrama de momentos fletores produzidos pelo carregamento externo (Figura 34).

Figura 34 – Traçado geométrico de viga protendida



Fonte: adaptada de Veríssimo e César Jr. (1998).

Na definição do traçado geométrico dos cabos de protensão, menores curvaturas minimizam as perdas por atrito. Portanto, é importante que o projetista tente sempre trabalhar com o menores curvaturas (VERÍSSIMO; CÉSAR JR, 1998).

2.2.8 Perdas de Protensão

As perdas de protensão são classificadas em perdas imediatas e perdas progressivas. As perdas imediatas ocorrem no ato da execução da protensão e se subdividem em perdas por atrito, perdas por acomodação da ancoragem (encunhamento) e perdas por encurtamento imediato do concreto. As perdas progressivas por sua vez ocorrem devido às deformações sofridas pelo concreto ao longo do tempo devido aos efeitos de fluência e retração, e devido à relaxação do aço de protensão submetido a tensões elevadas durante um longo período.

De acordo com Hanai (2005), normalmente a perda total de protensão varia entre 20 e 30%. Tal valor pode ser estimado pelo projetista para início do dimensionamento de elementos protendidos.

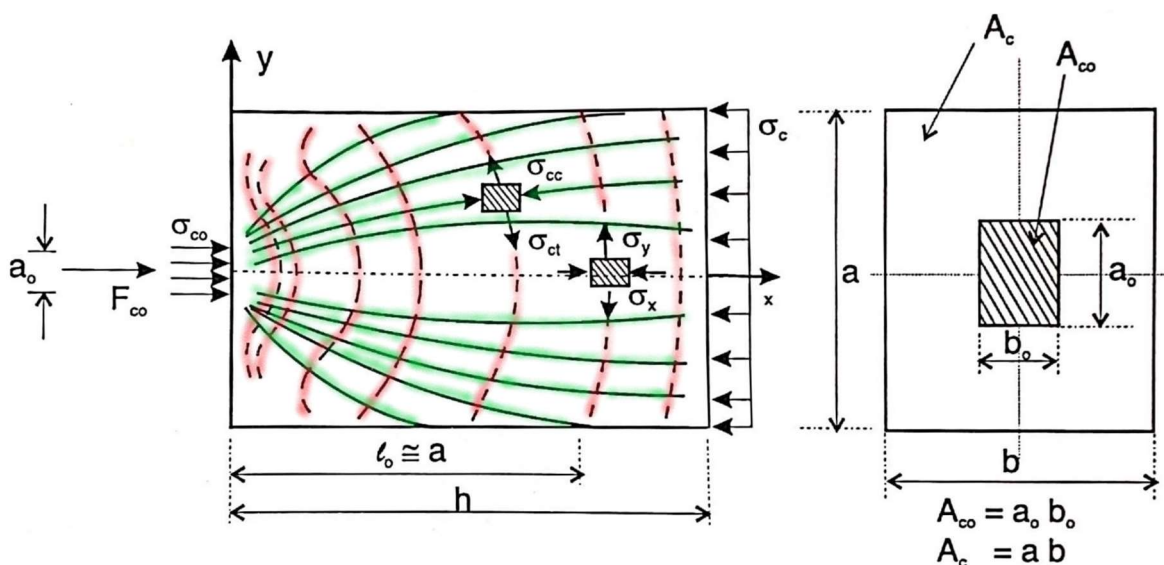
A definição das variáveis e dos cálculos das perdas de protensão podem ser consultados no Apêndice C e no livro “Concreto Protendido: teoria e prática” de Cholfe e Bonilha (2018) e na ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.2.9 Armadura de Fretagem

No concreto protendido, devido à aplicação da força de protensão, a região das ancoragens (A_{co}) está sujeita a elevadas tensões distribuídas não uniformemente ao longo de um trecho denominado comprimento de regularização (l_0) aproximadamente igual à altura da viga (Figura 35).

Tais tensões devem ser analisadas de acordo com a teoria dos blocos parcialmente carregados proposto por Leonhardt e Mönnig (1978). Elas provocam esforços de compressão na direção longitudinal do elemento estrutural (representados pela cor verde na Figura 35) e de tração nas direções transversais (representados pela cor vermelha na Figura 35). Para resistir aos esforços transversais de tração, faz-se necessário a adoção de armaduras complementares, denominadas armaduras de fretagem, comumente utilizadas na forma de espirais, estribos secundários ou a combinação de ambos.

Figura 35 – Distribuição de tensões em blocos parcialmente carregados.



Fonte: adaptada de Leonhardt (1979).

De acordo com Leonhardt e Mönnig (1978) o dimensionamento das armaduras de fretagem pode ser feito por meio das Equações (43) e (44) a seguir.

$$A_{sw, fend} = \frac{1,4 \cdot T_k}{f_{yd}} \quad (43)$$

$$T_k = 0,3 \cdot P_i \left(1 - \frac{a_0}{h}\right) \quad (44)$$

Sendo:

$A_{sw, fend}$ a área de aço da armadura transversal de fretagem;

T_k o esforço de fendilhamento;

f_{yd} a resistência à tração de cálculo da armadura transversal;

P_i a força de protensão inicial aplicada no instante da transferência;

a a altura da área carregada (ver Figura 35)

h a altura da viga.

Utilizando a armadura de fretagem na forma de estribos secundários, é necessário dividir a área de aço da armadura transversal de fretagem $A_{sw, fend}$ pelo número de ramos do estribo e distribuí-los no comprimento de regularização (l_0).

3 MÉTODO

No intuito de representar um cenário recorrente na elaboração de projetos estruturais, onde o cálculo do elemento estrutural está atrelado a requisitos arquitetônicos, o procedimento metodológico do estudo de caso apresentado na Seção 1.3 (Estudo de caso), foi dividido em cinco etapas de cálculo:

Etapas 1: cálculo da viga V101 sem o pilar central P5, em concreto armado, a fim de verificar se a solução em concreto armado é tecnicamente viável para um vão de 16,0 metros e uma altura de viga limitada em 90 cm. A análise dos resultados de dimensionamento, deformação e fissuração foram executados com auxílio do programa Eberick®.

Etapas 2: cálculo da viga V101 sem o pilar central P5, em concreto protendido, por meio de cálculos manuais, utilizando as mesmas dimensões e critérios de projeto da viga do exercício resolvido disponível no livro “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014”, p. 201-215;

Etapas 3: cálculo da viga V101 sem o pilar central P5, em concreto protendido, por meio de cálculos manuais, adequando os critérios de projeto para o estudo de caso. Como requisito do projeto arquitetônico foi definido que a altura da viga V101 não deve ultrapassar 90 cm;

Etapas 4: cálculo da viga V101 sem o pilar central P5, em concreto protendido, com auxílio do programa V-PRO®;

Etapas 5: análise comparativa dos resultados das Etapas 3 e 4 e detalhamento e emissão da prancha final, do dimensionamento da V101 que atender à todas as prescrições da ABNT NBR 6118.

4 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL

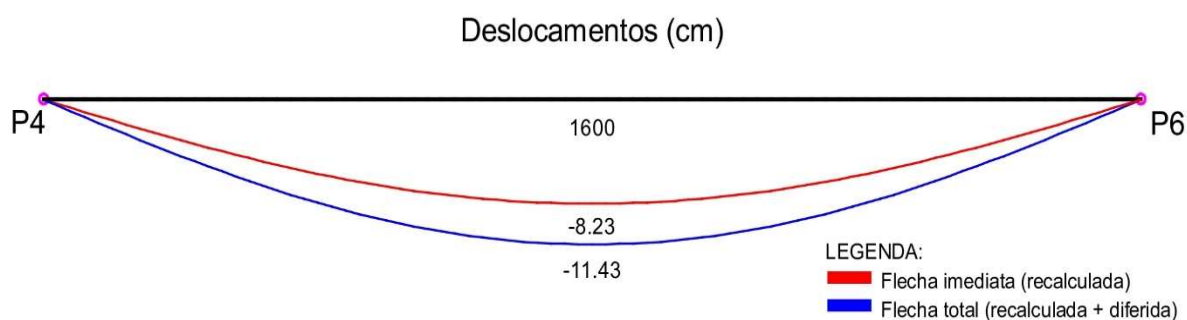
4.1 CÁLCULO DA VIGA V101 (25 X 90) EM CONCRETO ARMADO (ETAPA 1)

Adotando os mesmos critérios de projeto e carregamentos do exercício resolvido no livro “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado”, de Carvalho e Figueiredo Filho (2014), das páginas 201 a 215 do capítulo 4, o dimensionamento da viga V101 sem o pilar central P5 e em concreto armado, efetuado no programa computacional Eberick®, resultou em deslocamentos excessivos (Figura 36) e elevadas áreas de aço (Figura 37). Tais resultados de dimensionamento inviabilizam tecnicamente e economicamente o concreto armado como solução estrutural para a viga V101 biapoiada com vão livre de 15,60 metros.

Embora o dimensionamento da viga em concreto armado (Figura 38) não implique numa ruína ou esgotamento da capacidade resistente última, a flecha total de aproximadamente 11,5 cm supera os limites sensoriais e funcionais aceitáveis. Além disso, a execução da viga em concreto armado implica em uma construção onerosa pelas elevadas taxas de aço.

Nesse sentido, o concreto protendido será a solução estrutural para esse problema, pois além de oferecer maior resistência à viga, reduz as deformações e propicia menor consumo de aço, o que torna a obra mais econômica.

Figura 36 – Deslocamento da viga V101 em concreto armado



Fonte: adaptada de Eberick®.

4.2 CÁLCULO DA VIGA V101 (25 X 90) EM CONCRETO PROTENDIDO (ETAPA 2)

4.2.1 Critérios Iniciais de Projeto

Devido à inviabilidade da utilização do concreto armado como solução estrutural para a viga V101 constatada na etapa anterior, optou-se por efetuar novos cálculos utilizando a protensão não aderente com monocordoalhas engraxadas como possível solução estrutural sem alterar as dimensões pré-definidas. Como critérios de projeto, foram adotadas as seguintes informações preliminares apresentadas no Quadro 1, que orientam o desenvolvimento dos cálculos.

Quadro 1 – Critérios iniciais de projeto

Materiais		
Concreto	Armadura ativa	Armadura passiva
$F_{ck} = 30 \text{ MPa}$ Cimento CP-V (ARI)	Aço CP-190 RB (cordoalhas engraxadas)	Aço CA-50
Ações		
Permanentes diretas	Variáveis	Protensão
Peso próprio (g_1) = 5,6 KN/m Alvenaria (g_2) = 13,5 KN/m Reação permanente da laje (g_3) = 14 KN/m	Reação acidental da laje (q_1) = 14 KN/m	Limitada (Nível 2) Data da protensão: 7º dia após concretagem
Proposta arquitetônica		
Não exceder 90 cm para altura da viga.		

Fonte: autoria própria.

4.2.2 Definição do Esquema Estrutural da Viga

O esquema estrutural de uma viga é composto pelo vão efetivo de cálculo, carregamentos atuantes e seção pré-definida. A partir das dimensões especificadas na pré-planta de forma do Apêndice B, o vão efetivo (l_{ef}) de cálculo da viga V101 pode ser calculado pela Equação (1).

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Como os pilares P4 e P6 possuem mesmas dimensões, $a_1 = a_2 = a$. Dessa forma:

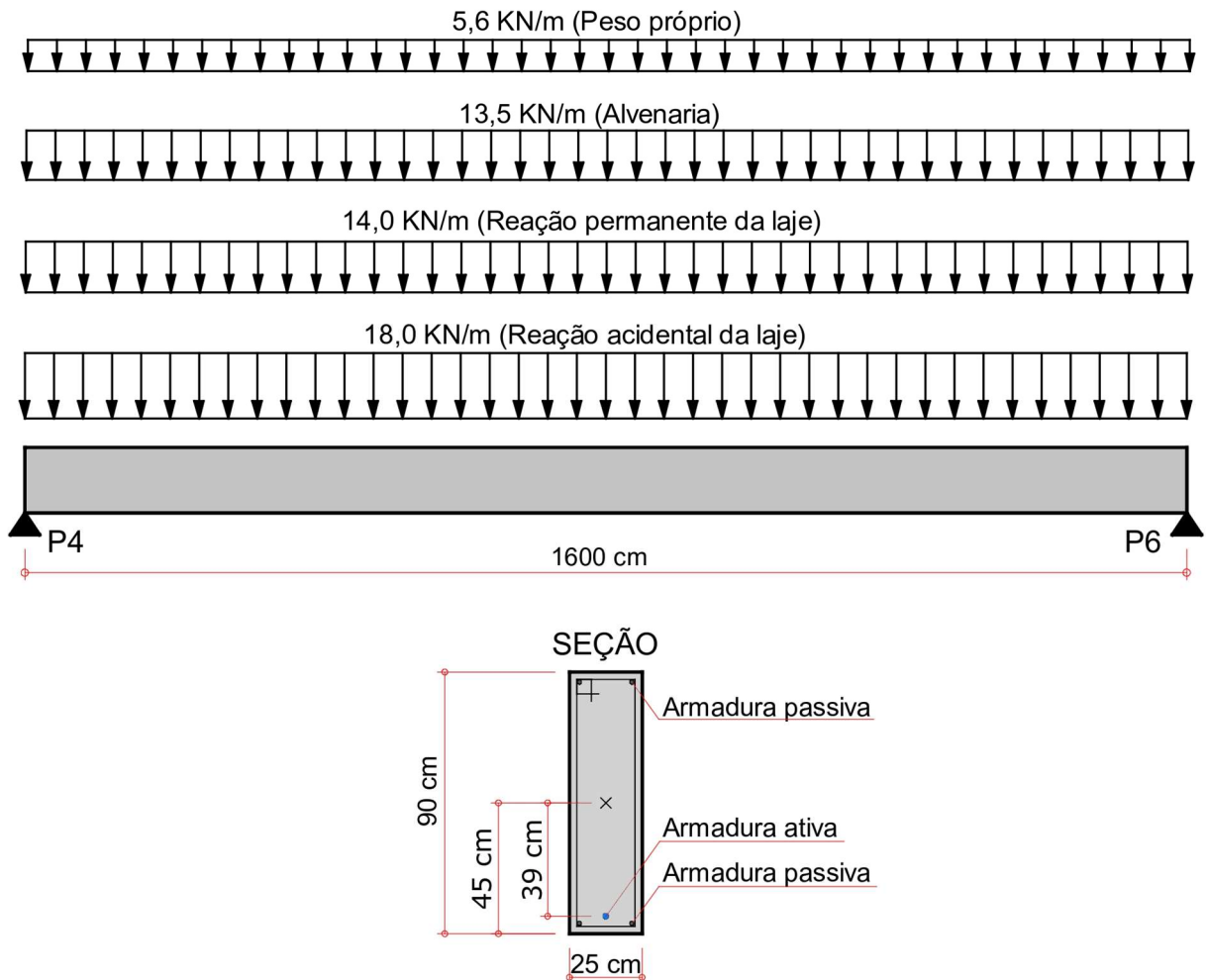
$$a \leq \begin{cases} \frac{t}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \\ 0,3 \cdot h_{viga} = 0,3 \cdot 90 = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

Portanto,

$$l_{ef} = 1.560 + 20 + 20 = 1.600 \text{ cm}$$

Estimando um afastamento do cabo de protensão de 6 cm em relação ao fundo da viga, obtém-se uma excentricidade (e_p) de 39 cm em relação ao centro geométrico da seção transversal. Dessa forma, o esquema estrutural da viga V101 está ilustrado na Figura 38.

Figura 38 – Esquema estrutural da viga V101



Fonte: autoria própria.

4.2.3 Estimativa da Força de Protensão no Tempo Infinito

Estimando-se uma força de protensão no tempo infinito, por meio da Equação (6), que atenda aos critérios de verificação do ELS-D (Estado Limite de Descompressão):

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

$$M_S^{CQP} = \frac{(13,50 + 5,60 + 14,00) + 0,3 \cdot 18,00}{8} \cdot 16,00^2 = 1.232,00 \text{ kN.m}$$

$$W = \frac{I}{y} = \frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{y} = \frac{\frac{0,25 \cdot 0,90^3}{12}}{0,45} = 0,03375 \text{ m}^3$$

$$A_c = b \cdot h = 0,25 \cdot 0,90 = 0,225 \text{ m}^2$$

$$-\frac{P_{\infty,est}}{0,225} - \frac{P_{\infty,est} \cdot 0,39}{0,03375} + \frac{1.232,00}{0,03375} \leq 0$$

$$P_{\infty,est} \geq 2.281,48 \text{ kN}$$

Estimando-se uma força de protensão no tempo infinito, por meio da Equação (10), que atenda aos critérios de verificação do ELS-F (Estado Limite de Formação de Fissuras):

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

$$f_{ctk,f} = 1,2 \cdot f_{ctk,inf} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctk,f} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,43303 \text{ MPa} = 2.433,03 \text{ kN/m}^2$$

$$M_S^{CF} = \frac{(13,50 + 5,60 + 14,00) + 0,4 \cdot 18,00}{8} \cdot 16,00^2 = 1.289,60 \text{ kN.m}$$

$$-\frac{P_{\infty,est}}{0,225} - \frac{P_{\infty,est} \cdot 0,39}{0,03375} + \frac{1.289,60}{0,03375} \leq 2.433,03$$

$$P_{\infty,est} \geq 2.236,08 \text{ kN}$$

Dentre os valores calculados para $P_{\infty,est}$ no ELS-D e ELS-F, adota-se o de maior valor absoluto. Portanto, $P_{\infty,est} = 2.281,48 \text{ kN}$.

4.2.4 Estimativa da Força Inicial de Protensão

Em posse da força de protensão no tempo infinito estimada, calcula-se a força inicial de protensão por meio da estimativa das perdas totais de protensão que segundo Hanai (2005) são da ordem de 20 a 30%. Nesse estudo de caso, o valor estimado para a perda total de protensão (ΔP_{est}) será de 25%, valor médio entre os dois extremos, sendo 10% perdas imediatas (ΔP_{imed}) e 15% perdas progressivas (ΔP_{prog}). A partir dessa hipótese, calcula-se a força inicial de protensão estimada ($P_{i,est}$).

$$P_{i,est} = \frac{P_{\infty est}}{1 - (\Delta P_{est})} \quad (45)$$

$$P_{i,est} = \frac{2.281,48}{\left(1 - \frac{25}{100}\right)} = 3.041,97 \text{ kN}$$

4.2.5 Cálculo da Armadura de Protensão (A_p)

Ao dividir a força de protensão inicial estimada ($P_{i,est}$) pelo valor limite de tensão na armadura ativa ($\sigma_{p_i,lim}$), obtém-se a área de aço necessária da armadura de protensão em seu valor estimado ($A_{p,est}$).

$$A_{p,est} = \frac{P_{i,est}}{\sigma_{p_i,lim}} \quad (46)$$

De acordo com a ABNT NBR 6118, σ_{p_i} é dado por:

$$\sigma_{p_i} \leq \begin{cases} 0,80 f_{ptk} \\ 0,88 f_{pyk} \end{cases} \quad (47)$$

Portanto,

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

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

Então,

$$A_{p,est} = \frac{3.041,97}{1.504.800,00} = 2,022 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 20,22 \text{ cm}^2$$

Por meio da consulta à tabela de aços da ArcelorMittal, determina-se o número de cordoalhas dividindo a área de aço de protensão estimada ($A_{p,est}$) pela área de aço de uma cordoalha de diâmetro Ø12.7 mm ($A_{1\emptyset}$).

$$n_{cord}^o = \frac{A_{p,est}}{A_{1\emptyset}} \quad (48)$$

$$n_{cord}^o = \frac{20,22 \text{ cm}^2}{0,99 \text{ cm}^2} = 20 \text{ cordoalhas}$$

No intuito de aproveitar ao máximo a capacidade resistente das cordoalhas de protensão, determina-se o valor efetivo da força inicial de protensão ($P_{i,ef}$) multiplicando o número de cordoalhas pela máxima força de protensão admissível para uma cordoalha ($F_{máx_{1\emptyset}}$).

$$P_{i,ef} = n_{cord}^o \cdot F_{máx_{1\emptyset}} = n_{cord}^o \cdot (\sigma_{p_i,lim} \cdot A_{1\emptyset}) \quad (49)$$

$$P_{i,ef} = 20 \cdot 150,48 \cdot 0,99 = 2.979,50 \text{ kN}$$

4.2.6 Verificação do Estado Limite Último no Ato da Protensão

Admite-se que a segurança quanto ao ELU-ATO seja atendida quando:

$$\sigma_{c,máx} \leq 0,7 \cdot f_{ck,7}$$

$$\sigma_{t,máx} \leq 1,2 \cdot f_{ctm,7}$$

Por meio da Equação (13) calcula-se a máxima tensão de compressão ($\sigma_{c,máx}$) na borda inferior da viga:

$$\sigma_{c,máx} = -\gamma_p \frac{P_0}{A_c} - \gamma_p \frac{P_0 \cdot e_p}{W} + \gamma_f \frac{M_s}{W}$$

$$P_0 = (1 - \Delta P_{imed}) \cdot P_{i,ef} \quad (50)$$

$$P_0 = \left(1 - \frac{10}{100}\right) \cdot 2.979,50 = 2.681,55 \text{ kN}$$

Por meio da Equação (11):

$$M_s = \frac{F_{gk,1} \cdot l^2}{8}$$

$$M_s = \frac{5,60 \cdot 16,00^2}{8} = 179,20 \text{ kN.m}$$

Então,

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = -1,1 \cdot \frac{2.681,55}{0,225} - 1,1 \cdot \frac{2.681,55 \cdot 0,39}{0,03375} + \frac{179,20}{0,03375} = -41.885,65 \text{ kN/m}^2$$

$$|\sigma_{c,m\acute{a}x}| \cong 41,89 \text{ MPa}$$

Por meio da Equação (14) calcula-se a máxima tensão tração ($\sigma_{t,m\acute{a}x}$) na borda superior da viga:

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = -\gamma_p \frac{P_0}{A_c} + \gamma_p \frac{P_0 \cdot e_p}{W} - \frac{M_s}{W}$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = -1,1 \cdot \frac{2.681,55}{0,225} + 1,1 \cdot \frac{2.681,55 \cdot 0,39}{0,03375} - \frac{179,20}{0,03375} = 15.666,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} \cong 15,67 \text{ MPa}$$

Conforme especificado nos critérios de projeto, o cimento utilizado foi o CPV-ARI, devido à sua capacidade de atingir altas resistências nos primeiros dias de idade do concreto. Portanto, a resistência do concreto no 7º dia ($f_{ctk(7)}$), após a concretagem da viga, pode ser calculada pela Equação (51) a seguir:

$$f_{ctk(t)} = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \cdot f_{ck} \quad (51)$$

$$f_{ctk(7)} = e^{\left[0,2 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{7}} \right) \right]} \cdot 30 = 24,56 \text{ MPa}$$

Calculando-se os limites de tensões na seção:

$$0,7 \cdot f_{ck,j} = 0,7 \cdot 24,56 = 17,19 \text{ MPa}$$

$$1,2 \cdot f_{ctm,j} = 1,2 \cdot 0,3 \cdot 24,56^{\frac{2}{3}} = 3,04 \text{ MPa}$$

Comparando as máximas tensões atuantes com seus respectivos limites:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 41,89 \text{ MPa} > 0,7 \cdot f_{ck,j} = 17,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = 15,67 \text{ MPa} > 1,2 \cdot f_{ctm,j} = 3,04 \text{ MPa}$$

De acordo com os cálculos efetuados, conclui-se que as tensões de compressão e tração atuantes na seção de dimensionamento (meio do vão) durante o ato da protensão, excedem consideravelmente os limites de tensão normativos.

Na Seção 4.3 a seguir são efetuados novos cálculos com os mesmos critérios de projeto, a iniciar pelo pré-dimensionamento da seção transversal. Com a equação de pré-dimensionamento proposta por Duarte (2015), espera-se que na verificação ao ELU-ATO, as tensões atuantes na seção aproximem-se desses limites, de modo a permitir a continuação do dimensionamento da viga.

4.3 CÁLCULO DA VIGA V101 (65 X 90) EM CONCRETO PROTENDIDO (ETAPA 3)

4.3.1 Pré-dimensionamento

Estimando-se uma nova seção para a viga por meio da Equação (3) proposta por Duarte (2015) sem alterar a altura de 90 cm proposta pela arquitetura, encontra-se a largura b da viga:

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

$$M_s = \frac{(13,5 + 14,0 + 18,0) \cdot 16^2}{8} = 1.456 \text{ kN.m}$$

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

$$W_{est} \geq \frac{1.456}{\frac{2}{3} \cdot 30.000 - 3.750}$$

$$W_{est} \geq 0,0896 \text{ m}^3$$

$$\frac{b \cdot 0,90^2}{6} \geq 0,0896$$

$$b \geq 0,66 \text{ m}$$

Será adotado $b = 0,65 \text{ m} = 65 \text{ cm}$.

4.3.2 Cálculo do Peso Próprio da Viga V101 (65 x 90)

O peso próprio (g_1) da viga V101 é calculado por:

$$g_1 = b \cdot h \cdot \gamma_{conc} \quad (52)$$

Sendo:

b , a largura da viga;

h , a altura da viga;

γ_{conc} , o peso específico do concreto armado.

A massa específica do concreto é dada pela ABNT NBR 6118, no seu item 8.2.2, sendo igual a 2.500 kg/m^3 (ABNT, 2014). Portanto, adota-se $\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$. Com base nessas informações, calcula-se a seguir o novo peso próprio da viga V101:

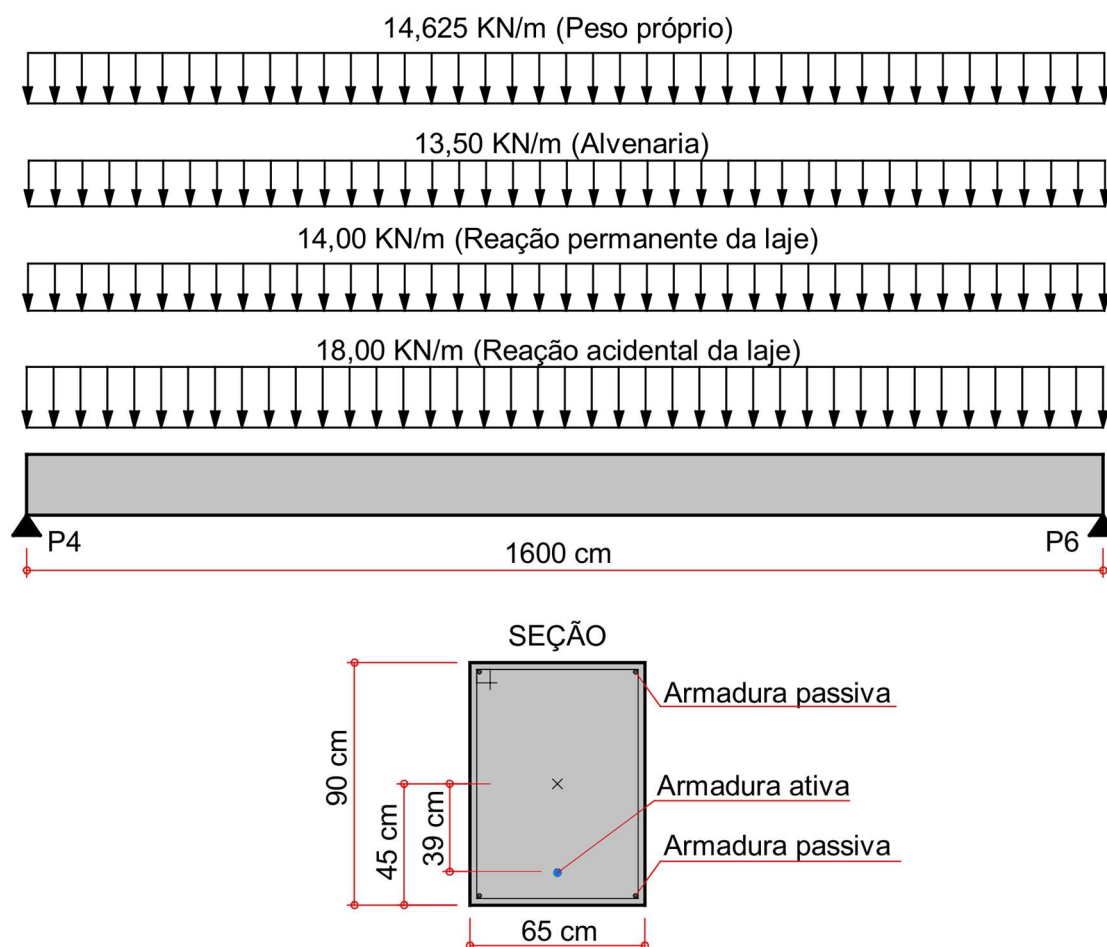
$$g_1 = 0,65 \cdot 0,90 \cdot 25$$

$$g_1 = 14,625 \text{ kN/m}$$

4.3.3 Definição do 2º Esquema Estrutural da Viga

O esquema estrutural da viga V101 com a nova seção estimado e nova carga devido ao peso próprio está ilustrado na Figura 39.

Figura 39 – 2º Esquema estrutural da viga V101



Fonte: autoria própria.

4.3.4 Estimativa da Força de Protensão no Tempo Infinito

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

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

$$M_S^{CQP} = \frac{(14,625 + 13,50 + 14,00) + 0,3 \cdot 18,00}{8} \cdot 16,00^2 = 1.520,80 \text{ kN.m}$$

$$W = \frac{I}{y} = \frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{y} = \frac{\frac{0,65 \cdot 0,90^3}{12}}{0,45} = 0,08775 \text{ m}^3$$

$$A_c = b \cdot h = 0,65 \cdot 0,90 = 0,585 \text{ m}^2$$

$$-\frac{P_{\infty,est}}{0,585} - \frac{P_{\infty,est} \cdot 0,39}{0,08775} + \frac{1.520,80}{0,08775} \leq 0$$

$$P_{\infty,est} \geq 2.816,29 \text{ kN}$$

Estimando-se uma força de protensão no tempo infinito que atenda aos critérios de verificação do ELS-F (Estado Limite de Formação de Fissuras):

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

$$M_S^{CF} = \frac{(14,625 + 13,50 + 14,00) + 0,4 \cdot 18,00}{8} \cdot 16,00^2 = 1.578,40 \text{ kN.m}$$

$$-\frac{P_{\infty,est}}{0,585} - \frac{P_{\infty,est} \cdot 0,39}{0,08775} + \frac{1.578,40}{0,08775} \leq 2.433,03$$

$$P_{\infty,est} \geq 2.527,60 \text{ kN}$$

Dentre os valores calculados para $P_{\infty,est}$ no ELS-D e ELS-F, adota-se o de maior valor absoluto, portanto $P_{\infty,est} = 2.816,29 \text{ kN}$.

4.3.5 Estimativa da Força Inicial de Protensão (P_{iest})

O valor arbitrado para a perda total de protensão (ΔP_{arb}) será o mesmo de 25%, sendo 10% perdas imediatas e 15% perdas progressivas. A partir dessa hipótese, calcula-se o valor da força inicial de protensão estimada (P_{iest}):

$$P_{i,est} = \frac{P_{\infty est}}{1 - (\Delta P_{est})} = \frac{2.816,29 \text{ kN}}{\left(1 - \frac{25}{100}\right)} = 3.755,05 \text{ kN}$$

4.3.6 Cálculo da Armadura de Protensão (A_p)

Calculando-se a tensão σ_{p_i} pela Equação (47):

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

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

$$A_{p,est} = \frac{P_{i,est}}{\sigma_{p_i}} = \frac{3.755,05}{1.504.800,00} = 2,495 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 24,95 \text{ cm}^2$$

$$n_{\text{cord}}^{\circ} = \frac{A_{p,est}}{A_{1\emptyset 12.7}} = \frac{24,95 \text{ cm}^2}{0,99 \text{ cm}^2} = 25 \text{ cordoalhas}$$

No intuito de aproveitar ao máximo a capacidade resistente das cordoalhas de protensão, determina-se o valor efetivo da força inicial de protensão ($P_{i,ef}$) multiplicando o número de cordoalhas pela máxima força de protensão admissível para uma cordoalha.

$$P_{i,ef} = n_{\text{cord}}^{\circ} \cdot (\sigma_{p_i} \cdot A_{1\emptyset}) = 25 \cdot 150,48 \cdot 0,99 = 3.724,38 \text{ kN}$$

4.3.7 Verificação do Estado Limite Último no Ato da Protensão

Por meio da Equação (50), calcula-se novamente a força inicial no ato da protensão:

$$P_0 = (1 - \Delta P_{imed}) \cdot P_{i,ef}$$

$$P_0 = \left(1 - \frac{10}{100}\right) \cdot 3.724,38 = 3.351,94 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{14,625 \cdot 16,00^2}{8} = 468,00 \text{ kN.m}$$

Calculando-se a máxima tensão de compressão ($\sigma_{c,m\acute{a}x}$) na borda inferior da viga:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = -1,1 \frac{3.351,94}{0,585} - 1,1 \frac{3.351,94 \cdot 0,39}{0,08775} + \frac{468,00}{0,08775} = -17.356,72 \text{ kN/m}^2$$

$$|\sigma_{c,m\acute{a}x}| \cong 17,36 \text{ MPa}$$

Calculando-se a máxima tensão de tração ($\sigma_{t,m\acute{a}x}$) na borda superior da viga:

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = -\gamma_p \frac{P_0}{A_c} + \gamma_p \frac{P_0 \cdot e_p}{W} - \frac{M_{S_d}}{W}$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = -1,1 \frac{3.351,94}{0,585} + 1,1 \frac{3.351,94 \cdot 0,39}{0,08775} - \frac{468,00}{0,08775} = 4.751,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} \cong 4,75 \text{ MPa}$$

Limites de tensões na seção:

$$0,7 \cdot f_{ck,j} = 0,7 \cdot 24,56 = 17,19 \text{ MPa}$$

$$1,2 \cdot f_{ctm,j} = 1,2 \cdot 0,3 \cdot 24,56^{\frac{2}{3}} = 3,04 \text{ MPa}$$

Comparando as máximas tensões atuantes com seus respectivos limites:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 17,36 \text{ MPa} > 0,7 \cdot f_{ck,j} = 17,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = 4,75 \text{ MPa} > 1,2 \cdot f_{ctm,j} = 3,04 \text{ MPa}$$

No ato da protensão, os limites de tensões máximas de compressão e tração foram ultrapassados. Todavia, nota-se que com o pré-dimensionamento da seção, as tensões atuantes se aproximaram significativamente dos limites de tensão, o que valida a eficiência da fórmula de pré-dimensionamento como um primeiro passo antes de iniciar o dimensionamento do elemento protendido. As possíveis soluções para o dimensionamento da viga são:

- 1) Aumentar o f_{ck} ;
- 2) Alterar a seção transversal;
- 3) Alterar idade do concreto;
- 4) Alterar a excentricidade dos cabos.

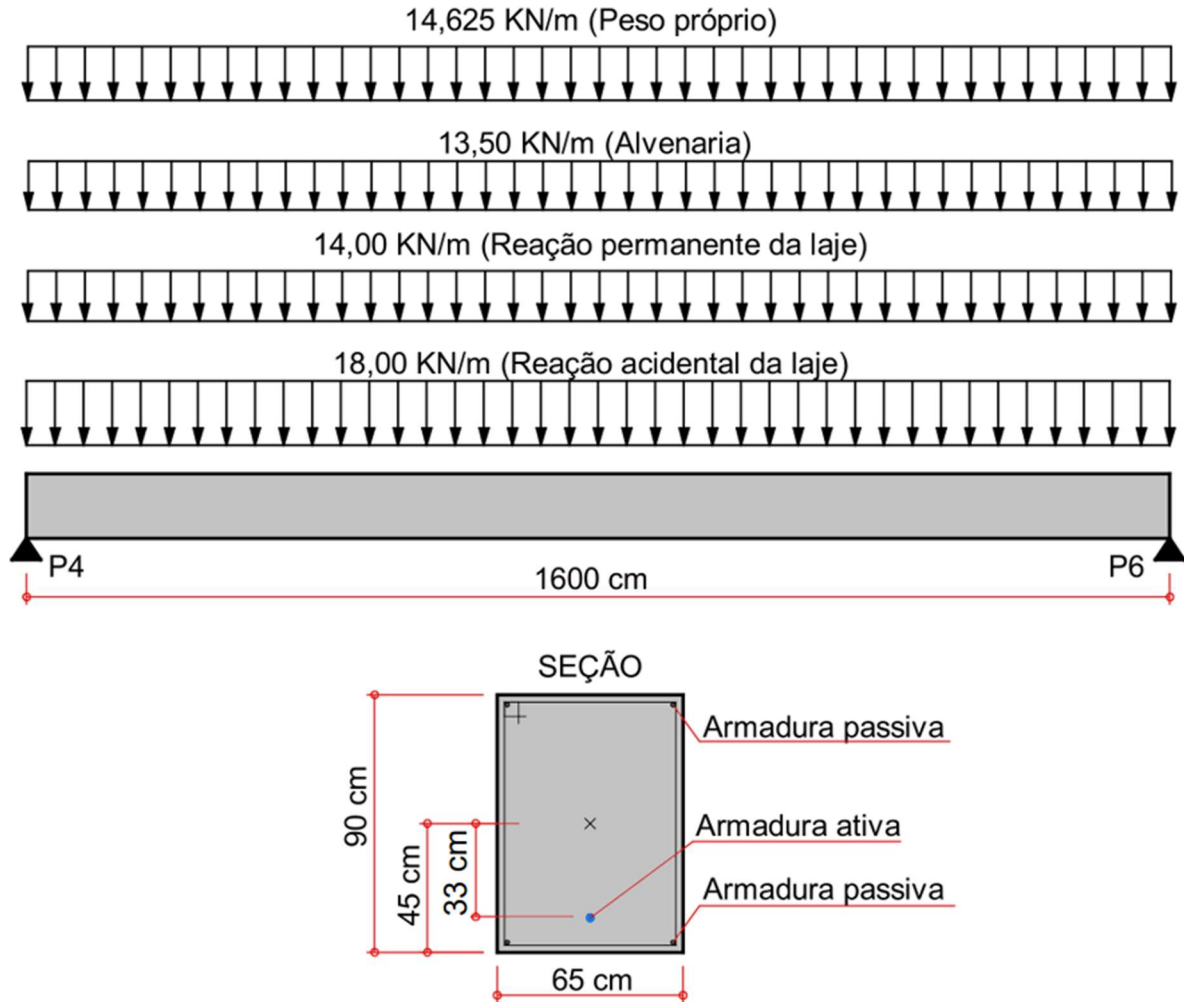
4.3.8 Definição do 3º Esquema Estrutural da Viga

A fim de reduzir a tensão máxima de tração atuante na fibra superior, no ato da protensão, devido ao elevado momento isostático de protensão, a excentricidade das cordoalhas foi reduzida de 39 cm para 33 cm. Consequentemente, espera-se um aumento no número de cordoalhas para manter o balanceamento das cargas solicitantes.

Devido ao fato de a tensão máxima de compressão ter resultado em um valor ligeiramente maior que a tensão limite de compressão, optou-se por aumentar a idade do

concreto no ato da protensão para 14 dias. O 3º esquema estrutural da viga V101 com a nova excentricidade das cordoalhas está ilustrado na Figura 40.

Figura 40 – 3º Esquema estrutural da viga V101



Fonte: autoria própria.

4.3.9 Estimativa da Força de Protensão no Tempo Infinito

ELS-D (Estado Limite de Descompressão):

$$-\frac{P_{\infty est}}{0,585} - \frac{P_{\infty est} \cdot 0,33}{0,08775} + \frac{1.520,80}{0,08775} \leq 0$$

$$P_{\infty est} \geq 3.168,33 \text{ kN}$$

ELS-F (Estado Limite de Formação de Fissuras):

$$-\frac{P_{\infty est}}{0,585} - \frac{P_{\infty est} \cdot 0,33}{0,08775} + \frac{1.578,40}{0,08775} \leq 2.433,03$$

$$P_{\infty est} \geq 2.843,55 \text{ kN}$$

Dentre os valores calculados para $P_{\infty est}$ no ELS-D e ELS-F, adota-se o de maior valor absoluto, portanto $P_{\infty est} = 2.816,29 \text{ kN}$.

4.3.10 2ª Estimativa das Perdas de Protensão

O valor arbitrado para a perda total de protensão (ΔP_{arb}) será de 25%, sendo 10% perdas imediatas e 15% perdas progressivas. A partir dessa hipótese, calcula-se o valor da força inicial de protensão estimada ($P_{i est}$):

$$P_{i est} = \frac{P_{\infty est}}{1 - (\Delta P_{est})} = \frac{3.168,33}{\left(1 - \frac{25}{100}\right)} = 4.224,44 \text{ kN}$$

4.3.11 Cálculo da Armadura de Protensão (A_p)

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

$$A_{p, est} = \frac{4.224,44}{1.504.800,00} = 2,807 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 28,07 \text{ cm}^2$$

$$n_{cord}^o = \frac{A_{p, est}}{A_{1\emptyset 12,7}} = \frac{28,07 \text{ cm}^2}{0,99 \text{ cm}^2} = 28 \text{ cordoalhas}$$

$$P_{i, ef} = n_{cord}^o \cdot (\sigma_{p_i} \cdot A_{1\emptyset}) = 28 \cdot 150,48 \cdot 0,99 = 4.171,30 \text{ kN}$$

4.3.12 Verificação do Estado Limite Último no Ato da Protensão

$$P_0 = (1 - \Delta P_{imed}) \cdot P_{i, ef} = \left(1 - \frac{10}{100}\right) \cdot 4.171,30 = 3.754,17 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{F_{gk,1} \cdot l^2}{8} = \frac{14,625 \cdot 16,00^2}{8} = 468 \text{ kN.m}$$

Calculando-se a máxima tensão de compressão ($\sigma_{c, máx}$) na borda inferior da viga:

$$\sigma_{c, máx} = -1,1 \frac{3.754,17}{0,585} - 1,1 \frac{3.754,17 \cdot 0,33}{0,08775} + \frac{468,00}{0,08775} = -17.255,86 \text{ kN/m}^2$$

$$|\sigma_{c, máx}| \cong 17,26 \text{ MPa}$$

Calculando-se a máxima tensão de tração ($\sigma_{t, máx}$) na borda superior da viga:

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = -1,1 \frac{3.754,17}{0,585} + 1,1 \frac{3.754,17 \cdot 0,33}{0,08775} - \frac{468,00}{0,08775} = 3.137,61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} \cong 3,14 \text{ MPa}$$

Calculando-se a resist\encia \`a compress\~ao do concreto aos 14 dias com cimento CP V:

$$f_{ctk,14} = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \cdot f_{ck}$$

$$f_{ctk,14} = e^{\left[0,2 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{14}} \right) \right]} \cdot 30 = 27,61 \text{ MPa}$$

Limites de tens\~oes na se\~c\~ao:

$$0,7 \cdot f_{ck,j} = 0,7 \cdot 27,61 = 19,33 \text{ MPa}$$

$$1,2 \cdot f_{ctm,j} = 1,2 \cdot 0,3 \cdot 27,61^{\frac{2}{3}} = 3,29 \text{ MPa}$$

Comparando as m\`aximas tens\~oes atuantes com seus respectivos limites:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 17,26 \text{ MPa} < 0,7 \cdot f_{ck,j} = 19,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = 3,14 \text{ MPa} < 1,2 \cdot f_{ctm,j} = 3,29 \text{ MPa}$$

Analisando os valores acima, verifica-se que o valor estimado da for\~ca de protens\~ao em conjunto com os crit\`erios de projetos adotados, atende aos requisitos das verifica\~oes quanto aos estados limites ELS-D, ELS-F e ELU-ATO.

4.3.13 Verifica\~ao dos Estados Limites ELS-D, ELS-F e ELU-ATO Para o Valor Efetivo da For\~ca de Protens\~ao no Tempo Infinito

A fim de confirmar a valida\~ao da viga protendida, devem ser realizadas as verifica\~oes aos estados limites ELS-D, ELS-F e ELU-ATO para o valor efetivo das perdas de protens\~ao e da for\~ca de protens\~ao no tempo infinito, que \`e dado por:

$$P_{\infty,ef} = P_i - \Delta P_{tot} \quad (53)$$

O c\`alculo das perdas de protens\~ao efetivas est\`a detalhadamente exposto no Ap\`endice C, cujos resultados obtidos est\~ao sintetizados na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3 – Perdas efetivas de protensão

P_i (kN)	ΔP_{imed} (kN)	ΔP_{prog} (kN)	ΔP_{tot} (kN)	ΔP_{imed} (%)	ΔP_{prog} (%)	ΔP_{tot} (%)
4171,30	402,55	441,58	844,13	9,65	10,59	20,24

Sendo:

P_i , a força de protensão inicial

ΔP_{imed} , a perda de protensão imediata

ΔP_{prog} , a perda de protensão progressiva

ΔP_{tot} , a perda de protensão total

Fonte: autoria própria.

Portanto:

$$P_{\infty,ef} = 4171,30 - 844,13 = 3327,17 \text{ kN}$$

Pela Equação (6), verifica-se o atendimento ao ELS-D:

$$\sigma_c = -\frac{3.327,17}{0,585} - \frac{3.327,17 \cdot 0,33}{0,08775} + \frac{1.520,80}{0,08775}$$

$$\sigma_c = -868,85 \text{ kN/m}^2 \cong -0,87 \text{ MPa}$$

Como $\sigma_c = -0,87 \text{ MPa} < 0$, conclui-se que a viga atende ao estado limite de descompressão.

Pela Equação (10), verifica-se o atendimento ao ELS-F:

$$\sigma_c = -\frac{3.327,17}{0,585} - \frac{3.327,17 \cdot 0,33}{0,08775} + \frac{1.578,40}{0,08775}$$

$$\sigma_c = -212,44 \text{ kN/m}^2 \cong -0,21 \text{ MPa}$$

Como $\sigma_c = -0,21 \text{ MPa} < f_{ctk,f} = 2,43 \text{ MPa}$, conclui-se que a viga atende ao estado limite de formação de fissuras.

Pela Equação (13) e (14), verifica-se o atendimento ao ELU-ATO:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = -1,1 \cdot \frac{(4171,30 - 402,55)}{0,585} - 1,1 \cdot \frac{(4171,30 - 402,55) \cdot 0,33}{0,08775} + \frac{468,00}{0,08775}$$

$$|\sigma_{c,m\acute{a}x}| = 17.343,59 \text{ kN/m}^2 \cong 17,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = -1,1 \cdot \frac{(4171,30 - 402,55)}{0,585} + 1,1 \cdot \frac{(4171,30 - 402,55) \cdot 0,33}{0,08775} - \frac{468,00}{0,08775}$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = 3,17 \text{ Mpa}$$

Portanto, percebe-se que os limites normativos de tensão foram atendidos:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 17,34 \text{ MPa} < 0,7 \cdot f_{ck,j} = 19,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = 3,17 \text{ MPa} < 1,2 \cdot f_{ctm,j} = 3,29 \text{ MPa}$$

4.3.14 Verificação ao Estado Limite de Deformação Excessiva

Nesta etapa, realiza-se o cálculo da flecha total da viga (f_{tot}), cujo valor deverá ser inferior à flecha limite (f_{lim}), determinada pela ABNT NBR 6118 na Tabela 13.3, contra efeitos em elementos não estruturais (ABNT, 2014). Portanto, para que não ocorra o mau funcionamento da alvenaria prevista acima da viga V101, a flecha limite e a flecha total são dadas pelas Equações (63) e (64) respectivamente.

$$f_{lim} = \frac{L_{ef}}{500} \quad (54)$$

$$f_{tot} = f_{imed} \cdot (1 + \alpha_f) \quad (55)$$

De acordo com os resultados obtidos na Seção 4.3.21, o estado-limite de formação de fissuras não foi excedido. Portanto, segundo as prescrições do item 17.3.2.1.3 da ABNT NBR 6118, os cálculos da flecha imediata (f_{imed}) podem ser efetuados por meio de análises elásticas na seção transversal do concreto (ABNT, 2014). Em outras palavras, na Equação (56), é possível considerar a rigidez ($E_{cs} \cdot I_c$) da seção bruta como a representativa do estágio I para o cálculo da flecha imediata.

$$f_{imed} = \frac{\alpha_c \cdot P_{d,ser}^{CQP} \cdot L_{ef}^4}{(E_{cs} \cdot I_c)} \quad (56)$$

Considerando que a viga V101 é biapoiada e submetida a cargas uniformemente distribuídas, considera-se o coeficiente $\alpha_c = 5/384$. Vale ressaltar que o carregamento atuante em serviço ($P_{d,ser}^{CQP}$), é obtido a partir da combinação quase-permanente das ações, incluída a protensão representada como um carregamento uniforme distribuído (p_k) no sentido contrário das demais cargas (Ver Figura 22). Portanto, por meio da expressão do momento máximo ($M_{m\acute{a}x}$) em vigas biapoiadas dada pela Equação (57), calcula-se p_k e $P_{d,ser}^{CQP}$ conforme as Equações (58) e (59) respectivamente.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{p_k \cdot L_{ef}^2}{8} \quad (57)$$

$$p_k = -\left(\frac{8 \cdot M_{m\acute{a}x}}{L_{ef}^2}\right) = -\left(\frac{8 \cdot P_{\infty,ef} \cdot e}{L_{ef}^2}\right) \quad (58)$$

$$p_k = -\left(\frac{8 \cdot 3.327,17 \cdot 0,33}{16^2}\right) = -34,31 \text{ kN/m}$$

$$P_{d,ser}^{CQP} = g_k + \Psi_2 \cdot q_k + p_k \quad (59)$$

$$P_{d,ser}^{CQP} = (14,625 + 13,50 + 14,00) + (0,3 \cdot 18,00) + (-34,31) = 13,22 \text{ kN/m}$$

Calculando-se o m3dulo de elasticidade secante pela Equa33o (60), determina-se a flecha imediata (f_{imed}) da viga V101 por meio da Equa33o (56).

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (60)$$

Onde,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (61)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{30}{80} = 0,875$$

Portanto,

$$E_{cs} = 0,875 \cdot (0,9 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30}) = 24.154,56 \text{ MPa}$$

$$f_{imed} = \frac{5}{384} \cdot \frac{13,22 \cdot 16,00^4}{(24.154,56 \cdot 10^3 \cdot 0,03949)} = 0,0118 \text{ m} = 1,18 \text{ cm}$$

Calculando-se o fator α_f pela Equa33o (62) de modo a considerar o tempo final (t) no infinito e supondo o carregamento total na retirada do escoramento com $t_0 = 1 \text{ m\^es}$, determina-se a flecha total (f_{tot}) da viga V101 por meio da Equa33o (55).

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (62)$$

Onde,

$$\Delta \xi = \xi_{(t)} - \xi_{(t_0)} \quad (63)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} \quad (64)$$

De acordo com a Tabela 17.1 da ABNT NBR 6118, os valores do coeficiente $\xi_{(t)}$ em função do tempo, são dados por:

$$\xi_{(t)} = \begin{cases} 2 & \text{para } t \geq 70 \text{ meses} \\ 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} & \text{para } t \leq 70 \text{ meses} \end{cases}$$

$$\xi_{(t=1)} = 0,68 \cdot 0,996^1 \cdot 1^{0,32} = 0,68$$

$$\Delta\xi = 2 - (0,68 \cdot 0,996^1 \cdot 1^{0,32}) = 1,32$$

$$\rho' = \frac{11,11}{65 \cdot 85} = 0,20\%$$

Portanto,

$$\alpha_f = \frac{1,32}{1 + 50 \cdot \frac{0,20}{100}} = 1,2$$

$$f_{tot} = 1,18 \cdot (1 + 1,2) \cong 2,60 \text{ cm}$$

Conclui-se que a viga V101 atende ao estado limite de serviço de deformação excessiva ELS-DEF, visto que a flecha limite para o elemento é:

$$f_{lim} = \frac{1600}{500} = 3,20 \text{ cm}$$

4.3.15 Armaduras Passivas

O dimensionamento manual das armaduras passivas longitudinais e transversais está detalhadamente exposto no Apêndice C, cujos resultados obtidos estão sintetizados Tabela 4.

Tabela 4 – Armaduras passivas da viga V101

Armaduras	Área de aço necessária	Armadura adotada
Longitudinais		
Armadura de tração	22,78 cm ²	5 barras de Ø25,0 mm
Armadura de compressão	11,11 cm ²	6 barras de Ø16,0 mm
Armadura de pele	5,85 cm ² /face lateral	5 barras de Ø12,5 mm em cada face lateral
Transversais		
Estribos	7,54 cm ² /m	Estribo duplo de Ø6,3 mm c/17
Armadura de fretagem	15,22 cm ²	Estribo duplo de Ø8,0 mm c/11

Fonte: autoria própria.

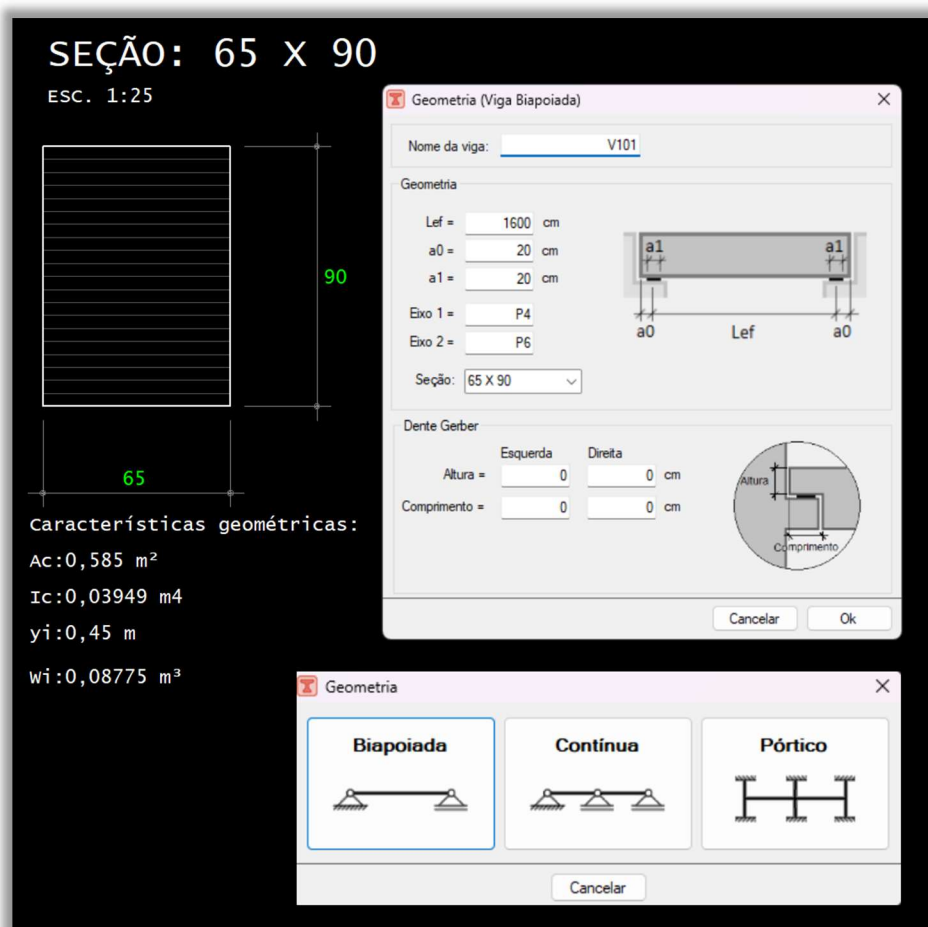
5 CÁLCULO DA VIGA V101 (65X90) PROTENDIDA NO V-PRO® (ETAPA 4)

Nesta Seção, são apresentados os resultados do cálculo computacional realizado pelo programa V-PRO®, desenvolvido pela empresa TQS®. Os resultados são demonstrados por meio de recursos gráficos, tabelas e relatórios de cálculos do programa.

5.1 DADOS DE ENTRADA

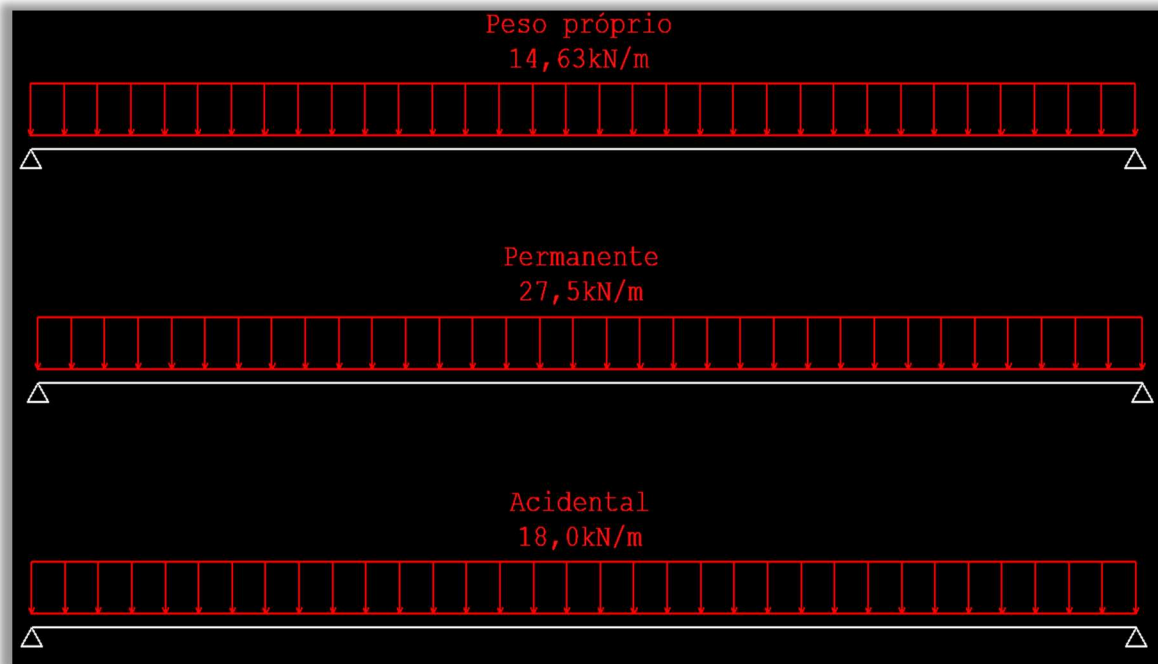
Os dados de entrada da estrutura no programa relacionados à geometria, carregamentos, parâmetros de durabilidade, características dos materiais utilizados e critérios de projeto relacionados a protensão, estão apresentados nas Figuras 41 a 47 no intuito de evidenciar a compatibilidade com os dados utilizados no dimensionamento manual (Apêndice C). Chama-se atenção ao fato de que o traçado parabólico das cordoalhas, obtido no capítulo 1 do Apêndice C, da Figura 47 é lançado ponto a ponto pelo usuário do programa.

Figura 41 – Geometria e modelo de cálculo da viga no V-PRO®



Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 42 – Carregamentos da viga V101 no V-PRO®



Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 43 – Características do concreto da viga V101 no V-PRO®

A janela 'Critérios' do V-PRO apresenta as seguintes configurações:

- Estado limite de formação de fissura (ELS-F):** $\sigma_c \leq 1,2 f_{ctk,inf}$
- Estado limite último no ato de protensão (ELU-ATO):** $\sigma_c \leq 1,2 f_{ctmj}$
- Classe de resistência:** $\sigma_c \leq 0,7 f_{cj}$

Na seção 'Classe de resistência', há uma tabela com os dados do concreto:

	Classe	f _{ck} (MPa)	f _{ctk} (MPa)	E _c (GPa)	f _{cj} (MPa)	f _{ctj} (MPa)	E _{cj} (GPa)
►	C30	30	2,9	27,605	27,61	2,74	26,483

Na barra inferior da janela, estão os botões 'Cancelar' e 'Ok'.

Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 44 – Características do aço de protensão da viga V101 no V-PRO®

Critérios

Fios / Cordoalhas (Pós-tração não aderente)

Nome	φ (mm)	Ap (cm²)	massa (kg/m)	fptk (MPa)	fpyk (MPa)	tipo	relaxação	Pi (kN)
Cord. CP-190 RB 12.7	12,7	0,990	0,890	1900	1710	cord	baixa	148,98

Cancelar Ok

Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 45 – Critérios de projeto relacionados à protensão da viga V101 no V-PRO®

Critérios

Nível de protensão

☐ Protensão completa: ELS-D = CFREQ ELS-F = CRARA

☒ Protensão limitada: ELS-D = CQPERM ELS-F = CFREQ

☐ Protensão parcial: wk_lim = 0,2 mm

Tipo de protensão

☐ Pré-Tração

☐ Pós-Tração com cabo aderente

☒ Pós-Tração com cabo não aderente (cordoalha engraxada)

Coeficiente de ponderação da força de protensão γ_{fp} = 1,1

Coeficiente de ponderação da força de protensão (Favorável) γ_{fp} = 0,9 (Fav.)

Considerar a presença de armaduras ativas no cálculo do momento de inércia ☒ sim ☐ não

Cancelar Ok

Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 46 – Critérios relacionados às perdas de protensão da viga V101 no V-PRO®

Critérios

☐ Valor pré-definido: $\Delta p_o = 10\%$ $\Delta p_{oo} = 25\%$

☒ Calcular perdas

Perda por atrito

Protensão aderente: $\mu = 0,2$ 1/rad $k = 0,002$ 1/m

Protensão não aderente: $\mu = 0,05$ 1/rad $k = 0,0005$ 1/m

Obs.: O programa considera a perda por atrito apenas para os casos de pós-tração

Perda por encunhamento

Recuo do cabo: $\delta = 6$ mm

Comprimento da pista = 100 m (aplicável para os casos de pré-tração)

Perda por encurtamento elástico do concreto

Calcular perda por encurtamento elástico do concreto sim ☒ não

Perdas progressivas

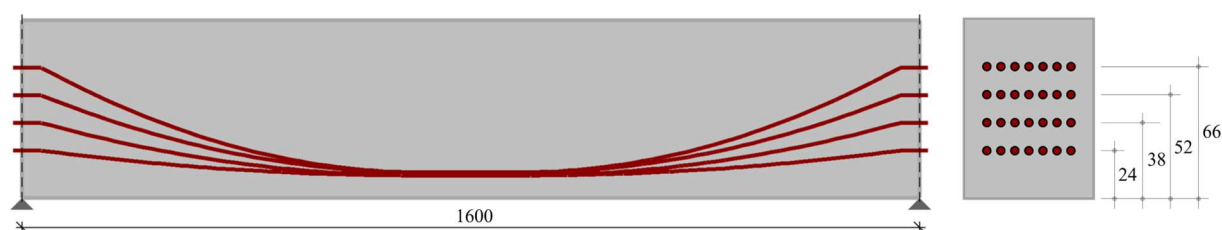
Coefficiente de fluência do concreto: $\phi = 2,6$

Deformação específica de retração: $\epsilon_{cl} = 0,5108$ ‰

Cancelar Ok

Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 47– Traçado da viga V101 no V-PRO®

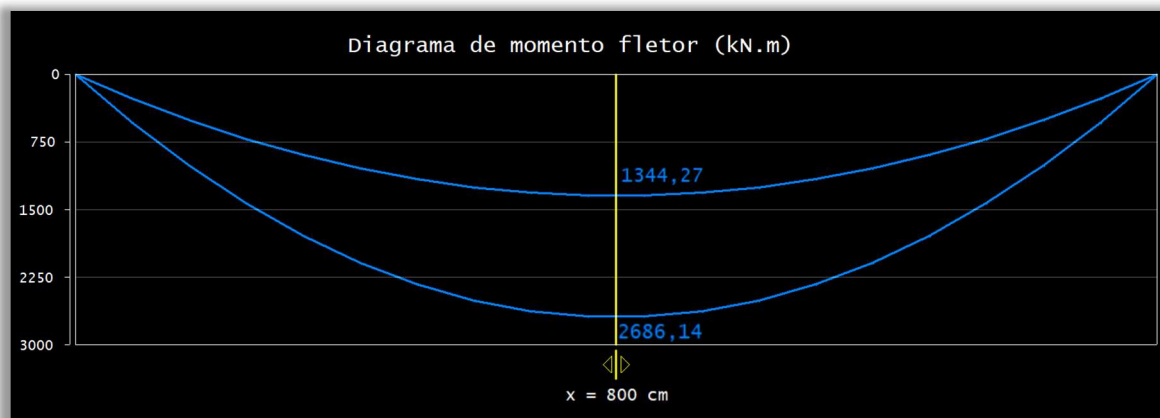


Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

5.2 ESFORÇOS SOLICITANTES

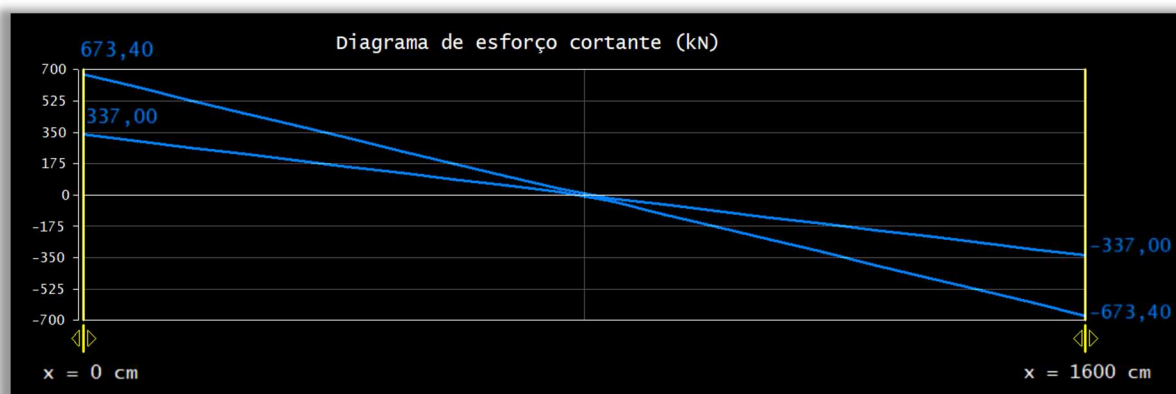
Os esforços solicitantes de cálculo são obtidos pelas combinações últimas calculadas pelo programa V-PRO®. Nas Figuras 48 e 49 são ilustrados, respectivamente, os esforços mínimos e máximos de momento fletor e esforço cortante de cálculo obtidos pelo cálculo computacional. Os esforços máximos foram os utilizados no dimensionamento das armaduras ativas e passivas.

Figura 48 – Envoltória dos esforços solicitantes de momento fletor no V-PRO®



Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 49 – Envoltória dos esforços solicitantes de cortante no V-PRO®

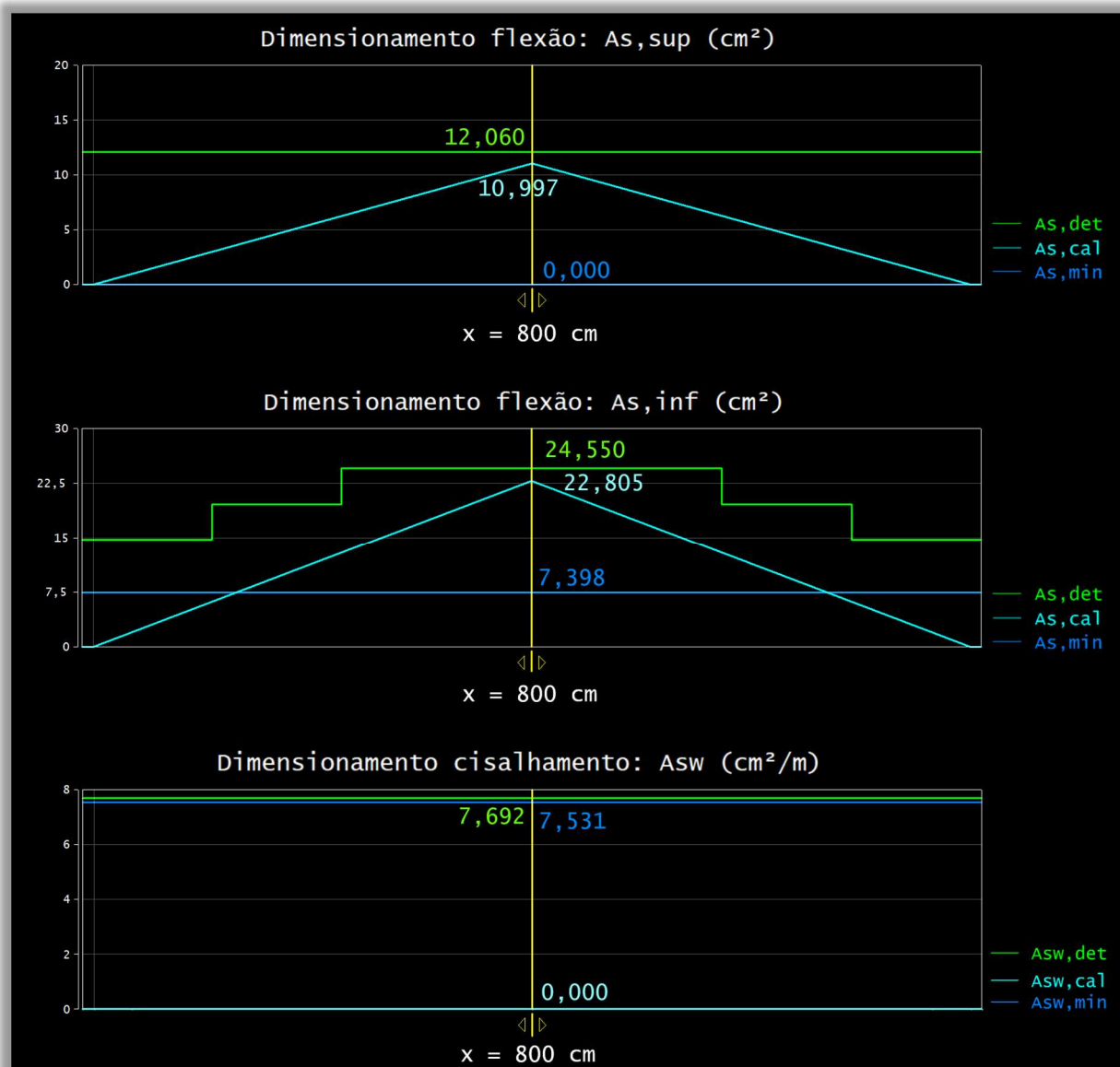


Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

5.3 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS PASSIVAS

O dimensionamento das armaduras passivas é efetuado para as armaduras longitudinais de flexão e cisalhamento, sendo que o programa V-PRO® não calcula as armaduras transversais na zona de transferência da força de protensão, denominadas armaduras de fretagem. Na Figura 50, são ilustrados diagramas de dimensionamento que consideram as áreas de aço calculadas ($A_{S,cal}$), as detalhadas ($A_{S,det}$), e as mínimas ($A_{S,min}$), para as armaduras longitudinais de compressão ($A_{S,sup}$), tração ($A_{S,inf}$), e de cisalhamento (A_{Sw}). Importante observar que a área de aço calculada da armadura de cisalhamento é igual a zero, pois o dimensionamento resultou em uma armadura mínima de cisalhamento ($A_{Sw,min}$).

Figura 50 – Dimensionamento à flexão e ao cisalhamento



Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Importante salientar que a armadura de compressão foi necessária, pois o momento solicitante de cálculo foi o suficiente para atingir a profundidade limite de linha neutra ($x_{LN_{lim}}$) para concretos de até 50 MPa, dada por 0,45 vezes a altura útil da seção transversal. Ou seja, para que a viga trabalhe dentro do limite de relaxação $x = 0,45 \cdot d$ do domínio 3, parte do momento solicitante foi absorvido pela armadura longitudinal de tração e parte pela armadura de compressão. Juntas, as armaduras de tração e compressão proporcionam um momento resistente de cálculo (M_{Rd}) igual ao momento solicitante de cálculo (M_{Sd}) na seção de dimensionamento.

5.4 PERDAS DE PROTENSÃO NO V-PRO®

De acordo com os resultados de dimensionamento da viga protendida no programa de cálculo de vigas protendidas V-PRO® (Figura 51), as perdas imediatas de protensão totalizam aproximadamente 9,31% em relação à força de protensão inicial aplicada pelo equipamento de protensão de 4.171,30 kN, valor calculado na Seção 4.3.11 e configurado no programa. Isso significa dizer que descontadas as perdas por atrito, encunhamento das placas de ancoragem e encurtamento elástico do concreto, a força de protensão resultante é de aproximadamente 3783,12 kN na seção de dimensionamento (meio do vão).

As perdas progressivas de protensão devido a retração e fluência do concreto, e à relaxação do aço de protensão totalizam aproximadamente 15,77%, valor obtido pela diferença entre as perdas imediatas (9,31%) e as perdas totais (25,08%), conforme a Figura 51.

Ao descontar as perdas totais de protensão da força de protensão inicial aplicada pelo equipamento de protensão obtém-se a força de protensão no tempo infinito, cujo valor é de aproximadamente 3.125,11 kN na seção de dimensionamento, necessária para realização das verificações aos estados limites de serviço de descompressão e de formação de fissuras.

Figura 51 – Resultados das perdas de protensão da viga V101 no V-PRO®

Dimensionamento							
Seção (cm)	Pi (kN)	P01 (kN)	P02 (kN)	Po (kN)	Poo (kN)	ΔP_o (%)	ΔP_{oo} (%)
800,0	4171,30	4116,17	3912,76	3783,12	3125,11	9,31	25,08

Onde:

- Pi - força máxima aplicada à amadura de protensão pelo equipamento de protensão
- P01 - força na amadura de protensão descontada a perda por atrito
- P02 - força na amadura de protensão descontadas as perdas por atrito e encunhamento
- Po - força na amadura de protensão após as perdas imediatas (atrito + encunhamento + encurtamento elástico)
- Poo - força na amadura de protensão após todas as perdas (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação)
- ΔP_o - Perdas imediatas (atrito + encunhamento + encurtamento elástico)
- ΔP_{oo} - Perdas totais (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação)

Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

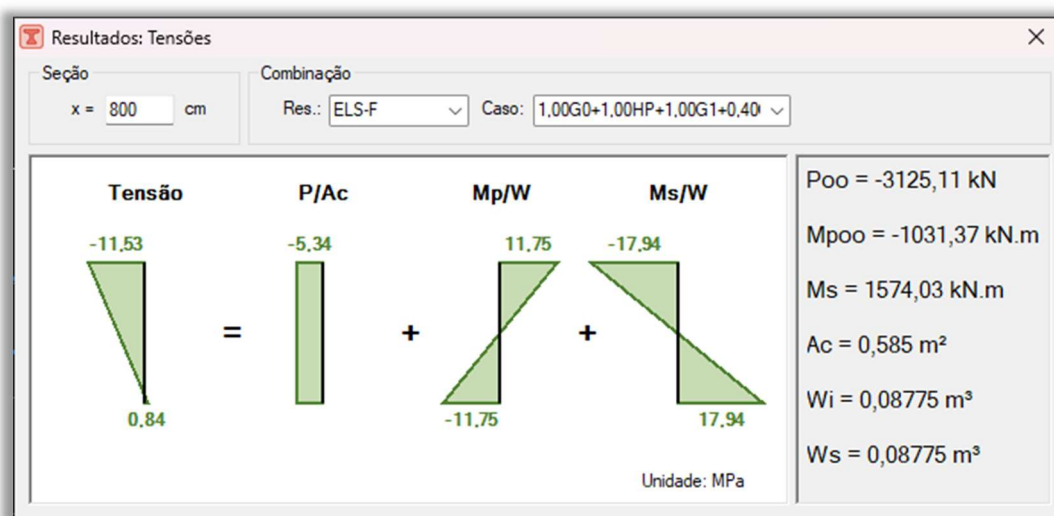
5.5 VERIFICAÇÃO QUANTO AOS ESTADOS-LIMITES DE SERVIÇO

5.5.1 Verificação Quanto ao ELS-F

Conforme abordado na Seção 2.2.4, para vigas executadas com protensão limitada, as verificações aos estados limites de serviço de formação de fissuras e de descompressão devem ser atendidas. De acordo com a Figura 52, é possível notar que o programa V-PRO[®] permite ao usuário verificar as tensões resultantes do efeito da protensão e dos carregamentos para uma determinada seção e combinação de cargas.

Ao selecionar a seção de dimensionamento, ou seja, no meio do vão ($x = 800 \text{ cm}$) e combinação frequente de ações no ELS-F a força de protensão no tempo infinito de 3.125,11 kN promove uma tensão de tração de 0,84 MPa no bordo inferior da seção de dimensionamento da viga protendida.

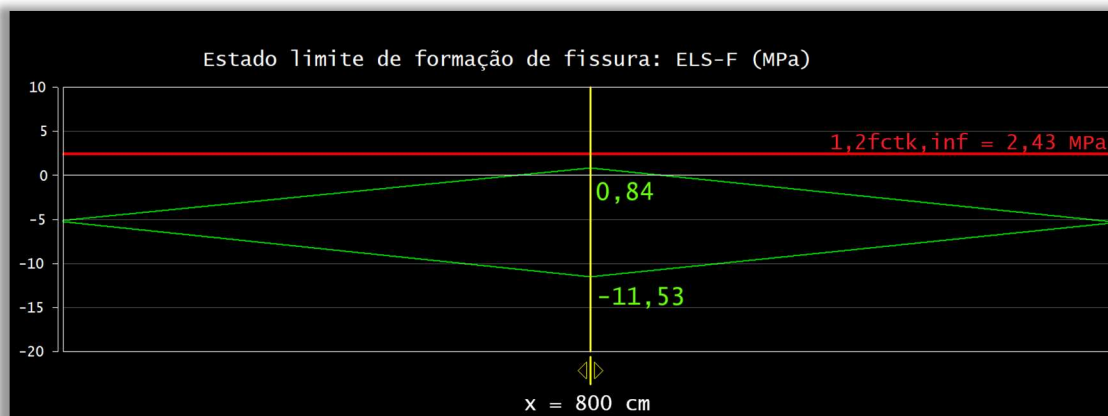
Figura 52 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELS-F no V-PRO[®]



Fonte: adaptada do V-PRO[®] (2023).

Tal valor de tensão é inferior à resistência a tração do concreto na flexão ($f_{ctk,f}$), valor limite estipulado pela norma, que para esse caso é igual a 2,43 MPa. Por isso, a viga atende à verificação ao ELS-F (Figura 53).

Figura 53 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELS-F no V-PRO®



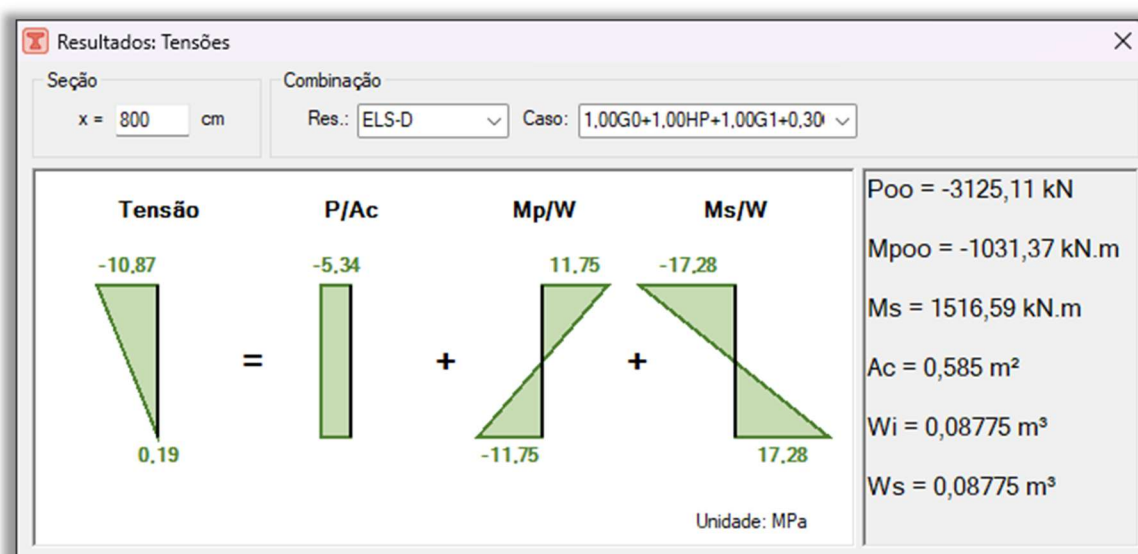
Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

5.5.2 Verificação Quanto ao ELS-D

Por outro lado, na verificação ao estado limite de descompressão (ELS-D), a norma estabelece que a tensão de tração no bordo inferior da viga protendida deverá ser menor ou igual a zero após a descompressão das fibras inferiores, ocasionada pelas cargas externas.

De acordo com as Figuras 54 e 55, é possível notar que ao selecionar a seção $x = 800\text{cm}$ e combinação quase permanente de ações no ELS-D, a força de protensão no tempo infinito de 3125,11 kN promove uma pequena tensão de tração de 0,19 MPa no bordo inferior da viga protendida. Apesar de não atender ao limite de tensão exigido pelo norma, a viga não pode ser considerada inválida para o dimensionamento e posterior detalhamento executivo por motivos que são apresentados na Seção 6.3 deste trabalho.

Figura 54 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELS-D no V-PRO®



Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 55 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELS-D no V-PRO®

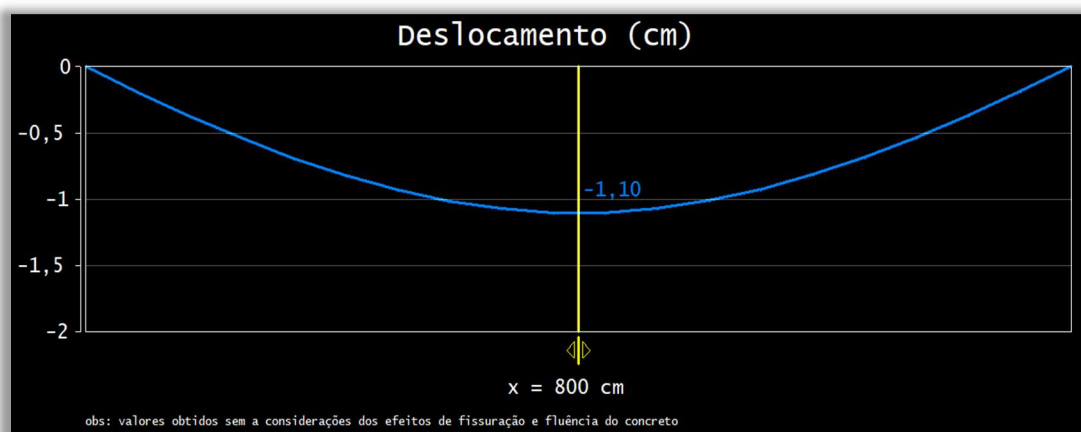


Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

5.5.3 Verificação Quanto ao ELS-DEF

Por fim, o último estado limite de serviço a ser analisado é o de deformações excessivas (ELS-DEF), ou seja, a flecha resultante do deslocamento vertical da viga. O programa V-PRO® calcula apenas a flecha imediata, sem considerar os efeitos da fissuração e fluência do concreto (Figura 56). Todavia, pelo fato de a flecha imediata do programa (1,10 cm) ser inferior à flecha imediata dos cálculos manuais da Seção 4.3.12 (1,18 cm), conclui-se que a viga V101 atende ao estado limite de serviço de deformação excessiva ELS-DEF, visto que a flecha total dos cálculos manuais (2,60 cm) é inferior à flecha limite (3,20 cm).

Figura 56 – Flecha imediata para o ELU-DEF no V-PRO®



Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

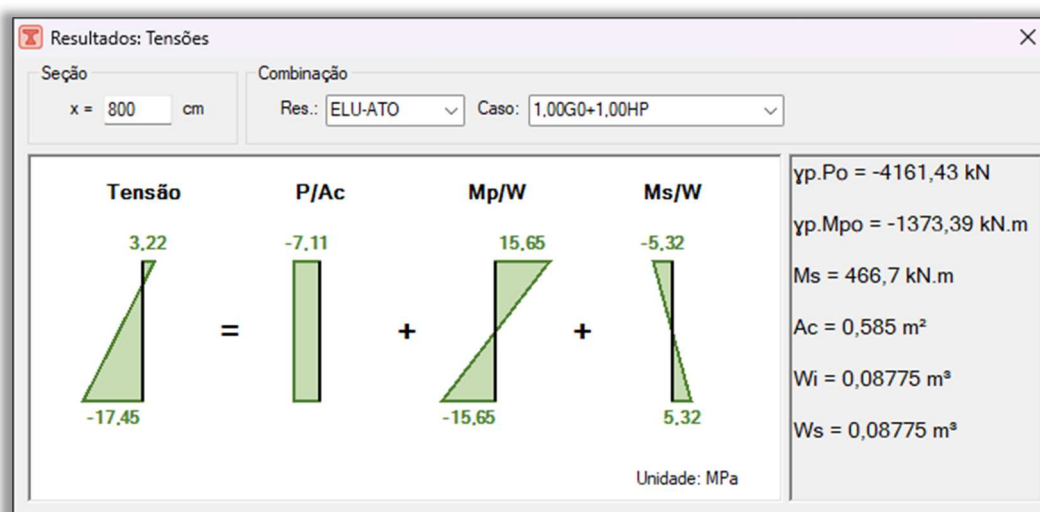
5.6 VERIFICAÇÃO QUANTO AOS ESTADOS-LIMITES ÚLTIMOS

Conforme abordado na Seção 2.2.5, é necessário verificar a capacidade resistente da seção transversal de dimensionamento da viga ao estado limite último às solicitações normais (ato da protensão), à flexão e à força cortante.

5.6.1 Verificação Quanto ao ELU-Ato

Para as verificações referentes ao ato da protensão no estado limite último, a máxima tensão de tração atuante na seção (3,22 MPa) e de compressão (17,45 MPa), ilustradas na Figura 57, são inferiores aos limites de tensão de tração (3,29 MPa) e de compressão (19,33 MPa) estabelecidos pela ABNT NBR 6118 e calculados na Seção 4.3.12, conforme a Figura 58 (ABNT, 2014). Portanto, admite-se que a segurança em relação ao estado limite último de ruptura no ato da protensão está garantida.

Figura 57 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELU-ATO no V-PRO®



Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

Figura 58 – Tensões na seção de dimensionamento para o ELU-ATO no V-PRO®



Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

5.6.2 Verificação Quanto aos ELU à Flexão e ao Esforço Cortante

Observa-se na Figura 59 que o momento resistente de cálculo (M_{Rd}) é igual ao momento solicitante de cálculo (M_{Sd}) na seção crítica, e que a força cortante resistente à ruína das diagonais comprimidas (V_{Rd2}) é superior ao esforço cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}).

Figura 59 – Dimensionamento das armaduras passivas longitudinais no V-PRO®

Dimensionamento								
Seção (cm)	d (cm)	Msd (kN.m)	As,cal (cm²)	As' (cm²)	xln (cm)	1/r (1/m)	Mrd (kN.m)	As,min (cm²)
0,00	85,00	0,00	0,000	0,000	38,58	1,17E+001	969,38	7,398
800,0	85,00	2686,14	22,860	-10,992	38,25	9,15E+000	2686,14	7,398
1600,0	85,00	0,00	0,000	0,000	39,25	1,15E+001	981,99	7,398

Onde:

d - altura útil da seção transversal

Msd - momento fletor solicitante de cálculo

As,cal - armadura longitudinal calculada

As,min - armadura longitudinal mínima

Asw,nec - armadura longitudinal necessária

xln - posição da linha neutra

1/r - curvatura

Mrd - momento fletor resistente de cálculo

Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

A força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal (V_{Rd3}) não é explícita no relatório de dimensionamento (Figura 60). Todavia, subentende-se que V_{Rd} é maior que V_{Sd} , visto que a força cortante absorvida por mecanismos complementares (V_c) é superior a V_{Sd} .

Figura 60 – Dimensionamento das armaduras passivas transversais no V-PRO®

Dimensionamento										
Seção (cm)	bw,min (cm)	bw,med (cm)	d (cm)	Vsd (kN)	Vpd (kN)	Vrd2 (kN)	Vc (kN)	Asw,cal (cm²/m)	Asw,min (cm²/m)	Asw,nec (cm²/m)
0	65	65	85	673,40	0,00	2813,01	721,17	0,000	7,531	7,531
1600	65	65	85	-673,40	0,00	2813,01	721,17	0,000	7,531	7,531

Onde:

bw,min - menor largura da seção transversal. No caso de elementos estruturais protendidos a largura resistente a considerar deve ser $(bw - 1/2\sum\phi)$.

bw,med - largura média da seção transversal

d - altura útil da seção transversal

Vsd - esforço cortante solicitante de cálculo

Vpd - componente tangencial da força de protensão

Vrd2 - força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

Vc - força cortante absorvida por mecanismos complementares

Asw,cal - armadura transversal calculada

Asw,min - armadura transversal mínima

Fonte: adaptada do V-PRO® (2023).

6 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS (ETAPA 5)

Nesta seção, os resultados do dimensionamento manual, dispostos na Seção 4 e Apêndice C, e computacional (V-PRO®) são comparados. A análise trata-se da variação das forças e perdas de protensão, e do dimensionamento das armaduras ativas e passivas.

6.1 COMPARATIVO DAS FORÇAS E PERDAS DE PROTENSÃO

Na Tabela 5 nota-se que a força de protensão inicial (P_i) possui o mesmo valor para os dois métodos de dimensionamento. Isso ocorre, pois tal valor é obtido pelo número de cordoalhas protendidas à força de 148,98 kN cada. Como nos dois métodos foram utilizadas 28 cordoalhas de protensão, a força inicial (P_i) é idêntica.

Em relação às perdas de protensão imediatas (ΔP_{imed}), o cálculo manual resultou em um total de 402,55 kN, ao passo que no programa V-PRO® resultou em um total de 388,18 kN. Considerando que os cálculos efetuados pelo programa são significativamente mais precisos e que os cálculos manuais incorporam aproximações das casas decimais, a variação de 3,57% entre os métodos de dimensionamento é aceitável para critérios de análise estrutural.

Tabela 5 – Comparativo das forças e das perdas de protensão

Força de protensão kN	Método de dimensionamento		Variação ^a (%)
	Manual	V-PRO®	
P_i	4.171,30	4.171,30	-
P_0	4.098,08	4.116,17	0,44
P'_0	3.917,31	3.912,76	-0,12
P''_0	3.768,75	3.783,12	0,38
P_∞	3.327,17	3.125,11	-6,07
Perda de protensão kN (%)			
ΔP_{imed}	402,55 (9,65)	388,18 (9,31)	-3,57
ΔP_{prog}	441,58 (10,59)	658,01 (15,77)	49,01
ΔP_{tot}	844,13 (20,24)	1.046,19 (25,08)	23,94

^a Variação do resultado do programa V-PRO® em comparação ao resultado do cálculo manual.

Sendo:

P_i a força de protensão inicial aplicada à armadura ativa pelo equipamento de protensão);

P_0 a força de protensão descontada a perda por atrito;

P'_0 a força de protensão descontada a perda por atrito e encunhamento;

P''_0 a força de protensão descontada a perda por atrito, encunhamento e encurtamento elástico do concreto;

P_∞ a força de protensão no tempo infinito, isto é, após todas as perdas;

ΔP_{imed} é a perda de protensão imediata, dada por: $\Delta P_{imed} = P_i - P''_0$;

ΔP_{prog} é a perda de protensão progressiva, dada por: $\Delta P_{prog} = \Delta P_{tot} - \Delta P_{imed}$;

ΔP_{tot} é a perda de protensão total, dada por: $\Delta P_{tot} = P_i - P_\infty$.

Fonte: autoria própria.

A variação das perdas progressivas de protensão, de aproximadamente 50%, merece uma análise mais criteriosa. O programa V-PRO[®] emite os resultados das perdas progressivas de maneira sintética, sem discretizá-las em perdas por fluência, retração e relaxação do aço, o que dificulta a identificação da(s) parcela(s) de perda mais significante(s). Todavia, era esperada essa maior variação das perdas progressivas, visto que a interação entre a fluência, a retração e a relaxação do aço de protensão é considerada de maneira distinta nos métodos de dimensionamento.

As perdas progressivas de protensão (ΔP_{prog}), foram calculadas no programa V-PRO[®] por meio da Equação (65), em que $\Delta\sigma_{p,s}$ e $\Delta\sigma_{p,c}$ são respectivamente as perdas devido à retração e fluência do concreto, $\Delta\sigma_{p,r}$ é a perda devido à relaxação pura na armadura de protensão, e β é um coeficiente de redução que considera a interação entre essas perdas. As equações utilizadas no cálculo dessas variáveis estão apresentadas no formulário para cálculo das perdas progressivas emitido pelo programa V-PRO[®] (Anexo B).

$$\Delta P_{prog} = \frac{\Delta\sigma_{p,s} + \Delta\sigma_{p,c} + \Delta\sigma_{p,r}}{\beta} \quad (65)$$

Nos cálculos manuais, inicialmente determinaram-se as perdas de protensão por efeito conjunto da retração e da fluência do concreto por meio da Equação (66), que segundo Cholfe e Bonilha (2018), promove um efeito redutivo de perdas na ordem de 10% a 26% em relação ao cálculo separado das perdas por retração e fluência.

$$\Delta\sigma_{p,c+s(t,t_0)} = \frac{(\varepsilon_{cs(t,t_0)} \cdot E_p) + [\alpha_p \cdot \varphi(t,t_0) \cdot (\sigma_{c,p_0} + \sigma_{cg})] + [\alpha_p \cdot \sum_i \cdot (\Delta\sigma_{cgi} \cdot \varphi(t,t_i))]}{1 - \left[\alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p_0}}{\sigma_{p_0}} \cdot \left(1 + \frac{\varphi(t,t_0)}{2} \right) \right]} \quad (66)$$

Além disso, a perda por relaxação do aço também é estimada de forma diferente. Segundo Cholfe e Bonilha (2018), a relaxação pura do aço protendido advém de valores obtidos em laboratórios, e é reduzida para relaxação parcial ao considerar os encurtamentos do concreto por retração e fluência. Tal redução foi calculada por meio da Equação (67) nos cálculos manuais, o que não ocorre no programa V-PRO[®].

$$\Delta\sigma_{pr,rel(t,t_0)} = \Delta\sigma_{pr(t,t_0)} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{|\Delta\sigma_{p,c+s(t,t_0)}|}{\sigma_{pi}} \right) \quad (67)$$

Por fim, as perdas progressivas do cálculo manual são resultadas da soma de $\Delta\sigma_{p,c+s(t,t_0)}$ e $\Delta\sigma_{pr,rel(t,t_0)}$. Vale ressaltar que as variáveis das Equações (65) e (66) estão detalhadamente apresentadas no Apêndice C.

6.2 COMPARATIVO DAS ARMADURAS

O procedimento de cálculo das armaduras passivas de flexão, mencionado na Seção 2.2.5.3, foi o mesmo utilizado para ambos os métodos de dimensionamento. Dessa forma, os resultados do dimensionamento área de aço das armaduras passivas longitudinais de tração e compressão foram consideravelmente aproximados, com uma variação de 0,35% para a área de aço das armaduras de tração e 1,08% das armaduras de compressão (Tabela 6). Além disso, a armadura de protensão e de pele são exatamente iguais, visto que o número de cordoalhas é igualmente pré-estimado em ambos os métodos e que a área da seção transversal da viga, utilizada para determinação da armadura de pele, é a mesma.

Tabela 6 – Comparativo das armaduras ativas e passivas

Armadura ativa	Método de dimensionamento		Variação (%)
	Manual	V-PRO®	
Nº cordoalhas CP-RB Ø12,7 mm	28,00	28,00	0,00
Armadura passiva longitudinal	Método de dimensionamento		Variação (%)
	Manual	V-PRO®	
Armadura de tração (cm²)	22,78	22,86	0,35
Armadura de compressão (cm²)	11,11	10,99	-1,08
Armadura de pele (cm²/face lateral)	5,85	5,85	0,00
Armadura passiva transversal	Método de dimensionamento		Variação (%)
	Manual	V-PRO®	
Estribos (cm²)	7,54	7,53	-0,12

Fonte: autoria própria.

6.3 COMPARATIVO DAS VERIFICAÇÕES AO ELS E AO ELU

Conforme mencionado na Seção 2.2.4, nos estados limites de serviço de descompressão (ELS-D) e de formação de fissuras (ELS-F), a análise das tensões é feita no bordo mais inferior na região do vão da viga protendida. A verificação é atendida quando o valor dessas tensões não ultrapassa os limites normativos para cada estado limite de serviço.

Conforme a Tabela 7, o dimensionamento manual resultou em uma tensão de compressão de 0,21 MPa no bordo inferior, ao passo que o dimensionamento do V-PRO® resultou em uma tensão de tração de 0,84 MPa, ambas atendendo ao limite de tensão $f_{ctk,f}$ igual

a 2,43 MPa para essa viga. Isso significa que em ambos os métodos de dimensionamento não haveria formação de fissuras no bordo mais inferior da viga, o que satisfaz aos critérios de verificação desse estado limite.

Tabela 7 – Comparativo das verificações aos estados limites

ELS-F	Método de dimensionamento		Limite normativo
	Manual	V-PRO [®]	
Tensão no bordo inferior (MPa)	-0,21	0,84	2,43
ELS-D			
Tensão no bordo inferior (MPa)	-0,87	0,19	0,00
ELU-ATO			
Tensão no bordo superior (MPa)	3,17	3,22	3,29
Tensão no bordo inferior (MPa)	-17,34	-17,45	-19,33
ELS-DEF			
Flecha imediata (cm)	1,18	1,10	3,2

Fonte: autoria própria.

Importante recordar que as perdas de protensão no dimensionamento manual (20,24%) foram menores que no dimensionamento computacional (25,08%). Perdas de protensão menores implicam em melhor aproveitamento do efeito protensão. A menor porcentagem das perdas de protensão no cálculo manual ocasionou ausência de tensões de tração no bordo inferior da viga para o ELS-F.

no ELS-F do dimensionamento manual não houve tensão de tração no bordo inferior.

No estado limite de descompressão (ELS-D) a diminuição das perdas de protensão do dimensionamento manual levaram a tensões de compressão no bordo inferior da viga protendida, atendendo ao critério de verificação desse estado limite. Porém, a viga V101 não pode ser considerada desaprovada pela presença de tensão de tração de 0,19 MPa no dimensionamento computacional.

Conforme visto anteriormente, as equações que determinam as perdas efetivas de protensão não são iguais nos dois métodos de dimensionamento. Fato é que a metodologia de ambas seguem recomendações normativas, o que já determina a aprovação do dimensionamento da viga V101 pelo cálculo manual e do detalhamento e emissão de prancha final para execução da protensão. Além disso, a tensão de tração no concreto de 0,19 MPa não inviabiliza a protensão da viga em termos práticos, visto que diversas incertezas são contempladas por coeficientes de ponderação na etapa de dimensionamento, que cobrem pequenas variações como essa. No Apêndice D, é apresentada a prancha executiva da viga V101 com os detalhamentos das armaduras ativas e passivas, as observações de projeto e as tabelas de quantitativo de materiais, informações essas essenciais para compor um projeto executivo.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A proposta inicial deste trabalho foi a de elaborar o projeto executivo de uma viga biapoiada em concreto protendido por meio de cálculos manuais embasados em critérios normativos e literaturas especializadas sobre vigas protendidas com monocordoalhas engraxadas. Diante disso, estão descritas, a seguir, as considerações finais relacionadas aos objetivos do trabalho e à análise dos resultados:

- a) No dimensionamento de vigas em concreto armado, em geral, as armaduras são definidas inicialmente em função da capacidade resistente no estado limite último e posteriormente realizam-se as verificações quanto aos estados limites de serviço. Diferentemente, no dimensionamento de vigas em concreto protendido com protensão limitada, o pré-dimensionamento da seção e dimensionamento das armaduras ativas são realizados, inicialmente, em função da limitação de tensão dos estados limites de serviço. Em seguida, calculam-se as armaduras passivas em função dos esforços resistentes de flexão e cisalhamento no estado limite último.
- b) O uso de programas de cálculo estrutural de vigas protendidas, baseados em cálculos matriciais, interface gráfica e fácil introdução de dados, fornecem resultados rápidos e precisos, mas que devem ser cautelosamente analisados com o auxílio dos conhecimentos teóricos de protensão em vigas.
- c) A estimativa de 20% a 30% de perdas de protensão, recomendada por Hanai (2005), é uma forma prática e eficiente de dimensionar vigas protendidas, visto que neste estudo de caso as perdas de protensão nos cálculos manuais foram de aproximadamente 20% e nos cálculos computacionais de 25%.
- d) O resultados do cálculo das perdas progressivas efetivas de protensão podem variar a depender das equações utilizadas. Por se tratar de formulações que consideram variáveis relacionadas à retração e à fluência do concreto, fenômenos dependentes de vários fatores, não há como prever com exatidão as perdas de protensão por fluência e retração de um elemento protendido.
- e) O pré-dimensionamento da seção da viga protendida por meio da Equação (3) recomendada na literatura é uma forma eficiente de iniciar o dimensionamento da viga protendida, visto que ao utilizar a equação de pré-dimensionamento no estudo de caso,

os resultados foram consideravelmente satisfatórios em relação à verificação dos estados limites relacionados à protensão limitada.

- f) As deformações imediatas da viga protendida podem ser calculadas com precisão por meio de equações da resistência dos materiais que considerem o concreto da viga trabalhando de forma elástica (estádio I) e sem fissuras. Tal precisão é observada ao comparar a pequena variância (6,8%) entre os resultados da deformação imediata da viga protendida no cálculo manual (1,18 cm) e no cálculo computacional (1,10 cm).
- g) O traçado das cordoalhas influencia diretamente na perda por atrito, o que pode ser notado nos resultados obtidos da viga estudada, cujo traçado foi definido por quatro parábolas diferentes. Os cabos de traçado parabólico com maiores inclinações em relação ao eixo longitudinal da viga obtiveram maiores perdas por atrito.
- h) Durante o dimensionamento de uma viga protendida, caso as verificações aos estados limites não sejam atendidos, o projetista possui diferentes alternativas de solução como: a alteração da resistência do concreto, da seção da viga, da idade do concreto no ato da protensão, da excentricidade dos cabos ou até mesmo da resistência do aço de protensão. A solução que melhor atender aos requisitos técnicos de durabilidade, de segurança e economia será a melhor alternativa para viabilizar o dimensionamento e execução da viga protendida.
- i) O cálculo manual da viga protendida pode ser um recurso didático e eficaz na aprendizagem da protensão e na interpretação dos resultados emitidos por programas computacionais, visto que tem potencial para auxiliar na melhor compreensão das etapas de análise e dimensionamento e produzir resultados suficientemente próximos aos do cálculo computacional.
- j) Ao realizar o dimensionamento da viga protendida por meio de uma ferramenta computacional, é crucial que o projetista verifique se o programa dimensiona as armaduras de fretagem responsáveis por resistir aos esforços de fendilhamento.

8 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Por fim, apresentam-se, a seguir, algumas sugestões de assuntos importantes para aprofundar o conhecimento sobre o desenvolvimento de projetos de vigas protendidas:

- a) Calcular perdas progressivas de protensão por diferentes procedimentos de cálculo, a fim de comparar os resultados obtidos;
- b) Verificar a influência do traçado geométrico das cordoalhas na configuração dos esforços de protensão;
- c) Calcular uma viga protendida contínua com monocordoalhas engraxadas, com o objetivo de aprofundar os conhecimentos a respeito dos esforços hiperestáticos de protensão;
- d) Executar o cálculo estrutural de uma viga protendida que contenha apenas ancoragens ativas no intuito de investigar o efeito da protensão ao tensionar as cordoalhas nas suas duas extremidades;
- e) Comparar os resultados do cálculo estrutural entre uma viga com protensão aderente e uma viga com protensão não aderente;
- f) Realizar o cálculo de uma viga protendida de transição, isto é, com uma carga vertical concentrada oriunda de um pilar “nascendo” nessa viga.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA FILHO, F. M. de. **Estruturas de pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

ALVA, G. M. S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria; Departamento de Estruturas e Construção Civil, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto: procedimento. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. 3. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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 7483**: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido: especificação. 4. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

BOARETTI, G. H.; ALBERTINI, M. M. Detalhamento de projetos estruturais: a importância do detalhamento para a execução de uma obra civil. **Revista Ibero-Americana de Humanidades, Ciências e Educação**, São Paulo, v. 8, n. 9, p. 187–195, 2022.

BRASIL PROTENSÃO. A história da protensão não-aderente na construção civil brasileira. **Brasil Protensão**. Disponível em: <https://brasilprotensao.com.br/a-historia-da-protensao-nao-aderente-na-construcao-civil-brasileira/>. Acesso em: 12 out. 2023.

BRASIL. Ministério do Planejamento, Orçamento e Gestão. Secretaria de Estado da Administração e Patrimônio. Secretaria de Logística e Tecnologia da Informação. **Manual de Obras Públicas Edificações**: projeto. Brasília, 2020.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido**: cálculo e detalhamento. 2. ed. São Paulo: Pini, 2017.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CASTRO, S. V. de. **Concreto protendido**: vantagens e desvantagens dos diferentes processos de protensão do concreto nas estruturas. 2011. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Construção Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

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.

COPLAS. **Auxílio na preparação dos nichos de protensão e no correto posicionamento de armaduras e cordoalhas**. 2016. 1 fotografia. Disponível em: <https://blogdacoplas.wordpress.com/2016/05/02/acessorios-plasticos/>. Acesso em: 3 dez. 2022.

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.

DOMINIOD. **Concreto protendido**. 2018. 1 fotografia. Disponível em: <https://www.dominiod.com.br/servicos/#concreto-protendido>. Acesso em: 3 dez. 2022.

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

ESTÚDIO K ARQUITETURA. **Projeto executivo**: a importância para sua obra. 2019. 1 desenho técnico. Disponível em: <https://estudiok.arq.br/a-importancia-do-projeto-executivo-para-sua-obra/>. Acesso em: 12 fev. 2024.

EVEHX. **Indústria de materiais e equipamentos para sistema de protensão**. 2021. 1 fotografia. Disponível em: https://evehx.com/materiais/?utm_campaign=protens%C3%A3o&utm_medium=cpc&utm_source=adwords&gclid=CjwKCAiAp7GcBhA0EiwA9U0mtkeTUhz7sqAfWEkiz0D6he1rW2NRZpPkAfm8h0SsBmDfsIM57_6r8BoCwhAQAvD_BwE. Acesso em: 4 dez. 2022.

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

GIONGO, J. S. **Concreto armado**: projeto estrutural de edifícios. São Paulo: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**: ebook de apoio para o curso de engenharia civil. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2005. *E-book*.

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

KON, N. **MUBE**. 2019. 1 fotografia. Disponível em: <http://www.nelsonkon.com.br/mube/>. Acesso em: 11 out. 2022.

LEITE, J. S.; PEREIRA, T. C.; BÔRTOLI, E. B. de; SANTOS, M. D. dos; RODRIGUES, R. D. Viabilidade da cordoalha engraxada CP190 e CP210. **Revista Acadêmica Novo Milênio**, v. 2, n. 2, p. 341–350, 2020.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: princípios básicos da construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto**: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

LIN, T. Y.; BURNS, N. H. **Design prestressed concrete structures**. 3. ed. New York: US: John Wiley and Sons, 1981.

MAC PROTENSÃO. **Ancoragem ativa engraxada MAC-S**. 2020. 1 fotografia. Disponível em: <https://macprotensao.com.br/produtos/ancoragem-ativa-engraxada-mac-s/>. Acesso em: 4 dez. 2022.

MELHADO, S. B. **Qualidade do projeto na construção de edifícios**: aplicação ao caso das empresas de incorporação e construção. 1994. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia da Construção Civil, São Paulo, 1994.

MIGLIORE, G. M. **Viabilidade de uso de cordoalha de aço CP-210 RB em viga pré-moldada para pontes**. 2018. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

MIGLIORE, G. M.; PARSEKIAN, G. A. Análise comparativa de viga protendida de ponte com uso de aço CP-190 RB e CP-210 RB. *In: WORKSHOP DE TECNOLOGIA DE PROCESSOS E SISTEMAS CONSTRUTIVOS*, 2017, São Carlos. **Anais Eletrônicos [...]**. São Carlos, 2017. Disponível em: <https://eventos.antac.org.br/index.php/tecsic/article/view/2418/2264>. Acesso em: 13 jun. 2023.

NÓBREGA, P. G. B. **Notas de aula da disciplina ARQ 0557 - Estruturas 01, Capítulo 2**. Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2018.

PINHEIRO, L. M. Pré-dimensionamento. *In: PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. Fundamento do concreto e projeto de edifício*. São Carlos: Universidade de São Paulo; Escola de Engenharia de São Carlos; Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007.

PINHEIRO, L. M.; ZUMAETA MONCAYO, W. J. **Projeto estrutural de edifícios sem uso de software comercial**: Concepção estrutural. Notas de aula de curso on-line. Manaus: WL Cursos, 2021.

REDAÇÃO ABRAIN. A importância da construção civil para impulsionar a economia brasileira. **ABRAIN**, São Paulo, 2021. Disponível em: <https://www.abrainc.org.br/noticias/1>. Acesso em: 8 out. 2022.

RIBAS, J. **Concepção estrutural**: principais desafios do básico ao avançado. São Paulo: AltoQi, 2022. *E-book*.

RODRIGUES DE MELO, P. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

RUDLOFF. Catálogo concreto protendido. **Rudloff**, São Paulo, 2015. Disponível em: <https://www.rudloff.com.br/concreto-protendido/>. Acesso em: 4 dez. 2022.

SILVA, G.; PRATA, B.; ALBUQUERQUE, A. Análise da eficiência dos sistemas estruturais para edifícios em concreto. **Ambiente Construído**, v. 18, n. 1, p. 313–325, mar. 2018.

TQS. **Web curso TQS: vigas protendidas**. 1 desenho técnico. São Paulo: TQS, 2022.

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

VETOR PROTENSÃO. **Engenharia estrutural do concreto armado e protendido**. 2022. 1 fotografia. Disponível em: <https://www.vetorprotensao.com.br/>. Acesso em: 4 dez. 2022.

VOTORANTIM. Concretos de alto desempenho e de alta resistência: conheça as diferenças. Votorantim, [s.l.], 2018. Disponível em: <https://www.mapadaobra.com.br/inovacao/concretos-de-alto-desempenho-e-de-alta-resistencia-conheca-as-diferencas/>. Acesso em: 12 jan. 2023.

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.

ANEXOS

Anexo A Características e procedimentos de execução do sistema estrutural de protensão com monocordoalhas engraxadas

A.1 CONCEITOS INICIAIS

No decorrer dos anos do último século, houve uma evolução considerável da engenharia das estruturas civis. Essa evolução se deu em 3 campos principais, sendo eles:

- a) dos materiais de construção, com melhorias na performance e resistência;
- b) dos processos de cálculo e projetos, com o auxílio de computadores e programas de cálculos estruturais;
- c) dos métodos e procedimentos construtivos, com a inovação de técnicas e sistemas estruturais que propiciam maior aproveitamento dos materiais utilizados.

A protensão, considerada um sistema estrutural, propiciou um aumento das capacidades resistentes, redução das deformações e melhorias de durabilidade e uso, por meio do acréscimo de carregamentos em peças de concreto armado promovidos por cabos de protensão que induzem tensões internas nos elementos estruturais, tais como vigas e lajes (CHOLFE; BONILHA, 2018) (CAUDURO, 2002). A seguir são apresentados alguns termos e definições relativos ao concreto protendido para consolidar terminologias técnicas que darão suporte ao entendimento do assunto por meio de uma linguagem apropriada.

Elementos de concreto protendido: aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU) (ABNT, 2014, p. 3).

Armadura ativa (de protensão): armadura constituída por barras, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial (ABNT, 2014, p. 4).

Armadura passiva: qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada (ABNT, 2014, p. 4).

Concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial): concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se somente por aderência (ABNT, 2014, p. 4).

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

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

Cabo: o conjunto completo consistindo dos dispositivos de ancoragens, aço de protensão (cordoalha), revestimento de graxa e bainha plástica. Ele proporciona a força de protensão que vai agir sobre o concreto (CAUDURO, 2002, p. 12).

Ancoragem: conjunto de peças mecânicas incluindo todos os componentes requeridos para ancorar (fixar) o aço para protensão e transmitir permanentemente a força de protensão ao concreto (CAUDURO, 2002, p. 12).

No presente trabalho, é abordado um estudo de caso de uma viga em concreto protendido com armadura ativa pós tracionada sem aderência, com a utilização do sistema de monocordoalhas engraxadas, muito utilizado como solução estrutural em lajes e vigas de edifícios (Figura A1). Segundo Cauduro (2002) *apud* Zanette (2006), o sistema de cordoalhas engraxadas comumente empregada em obras residenciais e comerciais e possui vantagens que proporcionam redução de custos e maior produtividade, como as seguintes:

- a) Fácil transporte e manuseio das cordoalhas, pois sua capa plástica resiste bem à montagem e à concretagem;
- b) Ancoragens pequenas e práticas, reunindo em uma só peça o bloco e a placa de distribuição de tensões;
- c) O conjunto bomba-macaco hidráulico é leve e prático, facilitando o manuseio e transporte na obra;
- d) Protensão simples e descomplicada em uma só etapa de introdução de pressão;
- e) Fácil preenchimento dos nichos com graute.

Figura A1– Vigas em concreto protendido com monocordoalhas engraxadas



Fonte: Domínio D (2018).

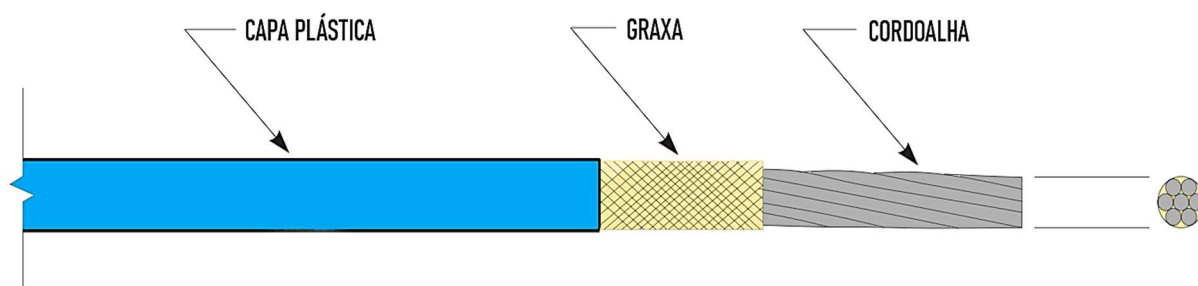
Tão importante quanto compreender o comportamento estrutural dos elementos resistentes da edificação, é entender o processo de execução do sistema construtivo escolhido. Cauduro (2002) afirma que a correta montagem dos cabos não aderentes de protensão é fundamental para a correta performance do elemento protendido, o que reduz custos desnecessários e melhora o desempenho da protensão.

Além disso, chama atenção em relação a mão-de-obra envolvida, pois ela deve possuir treinamento especializado e ser orientada por profissionais que tenham experiência de gerenciar obras de protensão. A recomendação passada em seu manual é que o encarregado tenha no mínimo cinco anos de experiência. Dessa forma, para possibilitar um melhor entendimento do sistema como um todo, as principais características relacionadas aos acessórios, equipamentos e execução do sistema de protensão com monocordoalhas engraxadas são detalhados a seguir.

A.2 MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS

Por definição é um aço de alta resistência composto por fios entrelaçados de maneira helicoidal que terá a função de armadura ativa do elemento protendido. É assim denominada, pois o cabo de protensão é composto por uma única cordoalha envolta em graxa e encapada por uma capa plástica protetora de polietileno de alta densidade (Figura A2) (CAUDURO, 2002).

Figura A2 – Monocordoalha engraxada



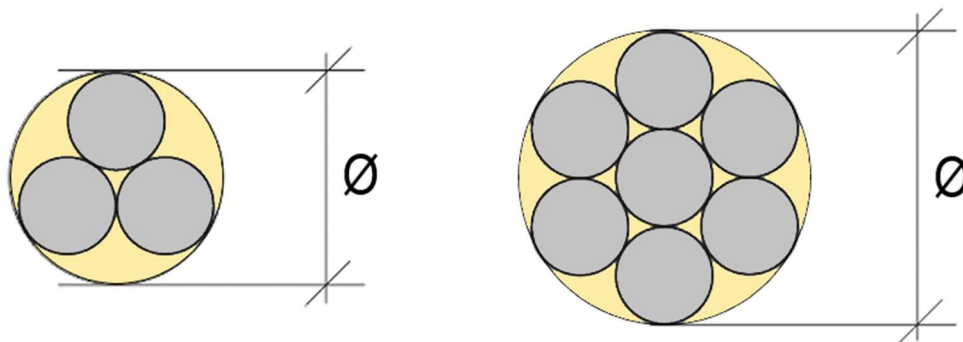
Fonte: adaptada de Cauduro (2002)

De acordo com Almeida Filho (2002) a função da graxa é proteger a cordoalha contra a corrosão e diminuir o atrito entre a armadura ativa e a capa plástica, permitindo o livre deslizamento no interior da capa sem se aderir ao concreto. A capa plástica também chamada de bainha têm a função de impermeabilização à água, resistência e durabilidade ao contato com as ferragens soltas na obra e proteção contra passagem de umidade e agentes químicos.

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 (Figura A3), e pela resistência do aço à tração sendo classificadas nas categorias CP-190, CP-210, CP-220,

CP-230, 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 (ABNT, 2021).

Figura A3 – Cordoalhas de três e sete fios



Fonte: adaptada de Cauduro (2002).

Segundo Migliore (2018) e Cauduro (2002), no mercado nacional as monocordoalhas engraxadas compostas por 7 fios, são mais comuns que as compostas por 3 fios e podem ser encontradas nos diâmetros nominais de 12,7 mm e 15,2 mm nas categorias CP-190 e CP-210, visualmente diferenciadas pela cor da capa plástica extrudada que as revestem, sendo a primeira na cor azul e a segunda na cor laranja (Figura A4).

Figura A4 – Cordoalhas de 12,7 mm e 15,2 mm da esquerda para a direita

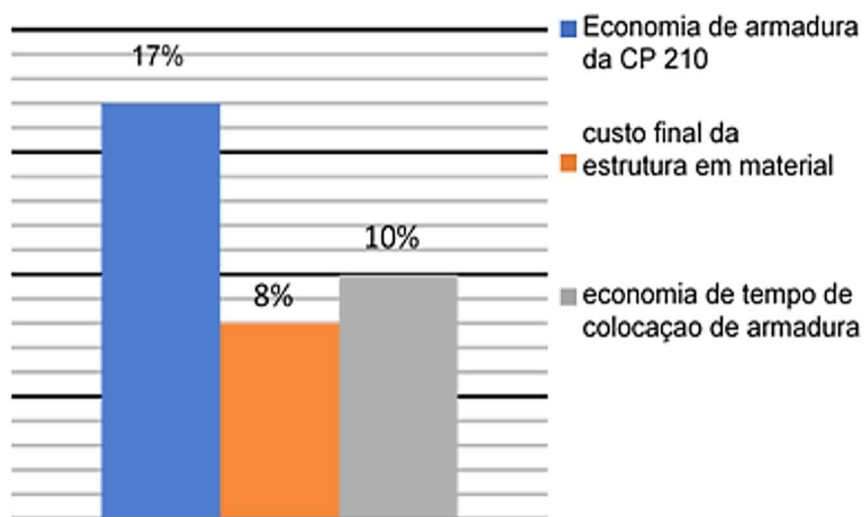


Fonte: Migliore (2018).

Desde a introdução da categoria CP-210 de aço para protensão em 2013, foram apresentados diversos estudos comparativos de viabilidade técnica e financeira entre a cordoalha engraxada CP-190 e CP-210 a fim de identificar o aço de protensão com melhor solução econômica e desempenho estrutural para vigas protendidas. De acordo Migliore e Parsekian (2017) apesar do custo unitário da cordoalha de CP-210 ser maior que a de CP-190 é recomendado utilizar cordoalhas de aço de CP-210, pois com uma maior capacidade de carga é possível reduzir a quantidade de cabos de protensão e acessórios de ancoragem, promovendo menor custo de produção. Leite *et al.* (2020) acrescenta que para lajes protendidas, a cordoalha CP-210 promoveu maior economia em relação à mão-de-obra e tempo de execução perante o menor número de armaduras ativas para mobilizar e instalar (Figura A5).

Nesse trabalho, são utilizadas cordoalhas engraxadas CP-190 RB de 12,7 mm como primeira opção de solução estrutural, devido ao fato de a viga do estudo de caso ser o único elemento protendido na estrutura e supostamente não ser necessário aço CP-210 para suportar as cargas externas. Caso contrário, soluções alternativas como a alteração na categoria do aço de protensão e do diâmetro nominal das cordoalhas, poderão ser tomadas a fim de viabilizar a melhor solução estrutural e econômica para a viga.

Figura A5 – Economia promovida pela armadura CP 210



Fonte: Leite *et al.* (2020)

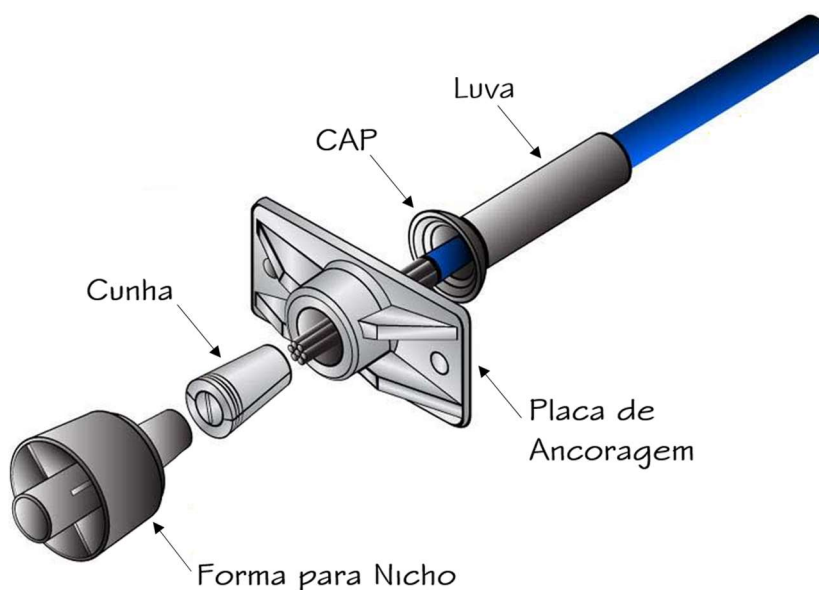
Já quanto ao tratamento, a NBR 7483 especifica que as cordoalhas devem ser fabricadas sempre na condição de relaxação baixa (RB), que por definição são aços trefilados que recebem tratamento termomecânico, a fim de otimizar as propriedades elásticas e reduzir as perdas de tensão por relaxação do aço (ABNT, 2021; HANAI, 2005).

A.3 SISTEMA DE ANCORAGENS E ACESSÓRIOS PARA PROTENSÃO

Sistema de ancoragens é definido pelo conjunto de peças mecânicas responsáveis por transmitir permanentemente a força de protensão da armadura ativa (cordoalha) para o concreto (Figura A6). De acordo com Cauduro (2002), as placas de ancoragem, cunhas e cordoalhas trabalhando simultaneamente formam o sistema de ancoragem. Outros acessórios como o CAP e a luva são dispositivos que dão suporte à funcionalidade desse sistema.

A placa de ancoragem é uma peça de ferro fundido dúctil, cujo objetivo é distribuir as tensões devido a força de protensão aplicada nas cordoalhas para o concreto. Por estarem submetidas a grandes esforços, é importante que o material tenha certificado de qualidade e seja testado em ensaios de ruptura (CAUDURO, 2002). Na região central da placa há um furo troncocônico para alojamento das cunhas (Figura A7).

Figura A6 – Peças do sistema de ancoragem



Fonte: adaptado de Coplas (2016).

Figura A7 – Placas de ancoragem



Fonte: MAC Protensão (2020).

As cunhas por sua vez, são feitas de metal e possuem formato troncocônico para o encaixe com as placas de ancoragem (Figura A8). Podem ser bipartidas ou tripartidas, porém, devido a maior facilidade de manuseamento na obra, as bipartidas são mais utilizadas. A função dessa peça é “morder” a cordoalha durante a transferência da força de protensão do macaco hidráulico para a placa de ancoragem por meio de sua superfície interna dentada (CAUDURO, 2002).

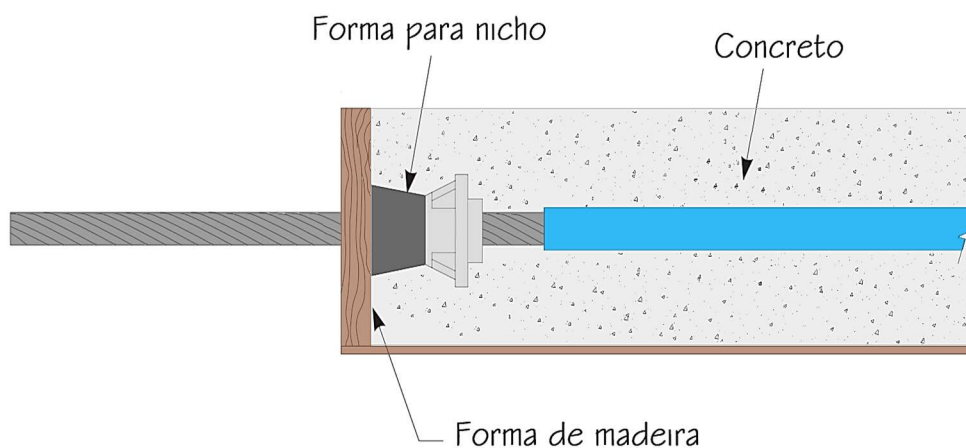
Figura A8 – Cunha bipartida para protensão



Fonte: EVEHX (2021).

A forma para nicho, também chamada de *pocket former*, é um acessório temporário durante a execução da protensão, cujo objetivo é moldar uma abertura durante a concretagem da viga protendida que dê acesso ao pistão de cravação do macaco hidráulico tenha acesso à cordoalha para efetuar a tensionamento. Ela possui encaixe com a cavidade da placa de ancoragem e deve ser posicionada perpendicularmente à forma de madeira (Figura A9) (CAUDURO, 2002). Na Figura A10, é ilustrado o resultado do molde proporcionado pelo dispositivo.

Figura A9 – Instalação da forma para nicho



Fonte: adaptada de Cauduro (2002).

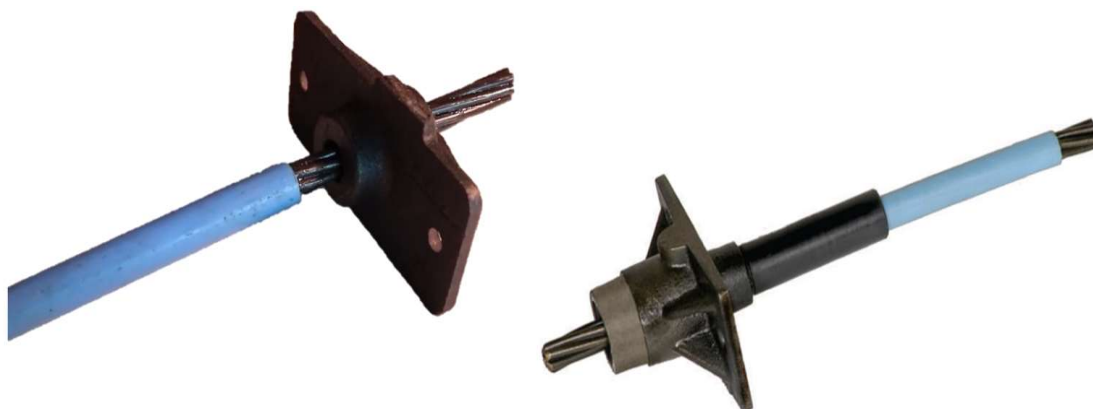
Figura A101 – Molde da forma de nicho para acoplamento do macaco hidráulico



Fonte: Vetor Protensão (2022).

Os acessórios CAP e luva, considerados como dispositivos construtivos, têm a função de garantir que não haja contato entre o concreto e o núcleo da cordoalha, atuando como elemento de vedação do cabo de protensão próximo a placa de ancoragem. Na Figura A11, são apresentadas duas monocordoalhas, a da esquerda sem os dispositivos de proteção, sujeita à permeabilidade de resquícios de concreto no interior da capa plástica, e a da direita com os dispositivos instalados.

Figura A11 – Cordoalhas com e sem os dispositivos de proteção

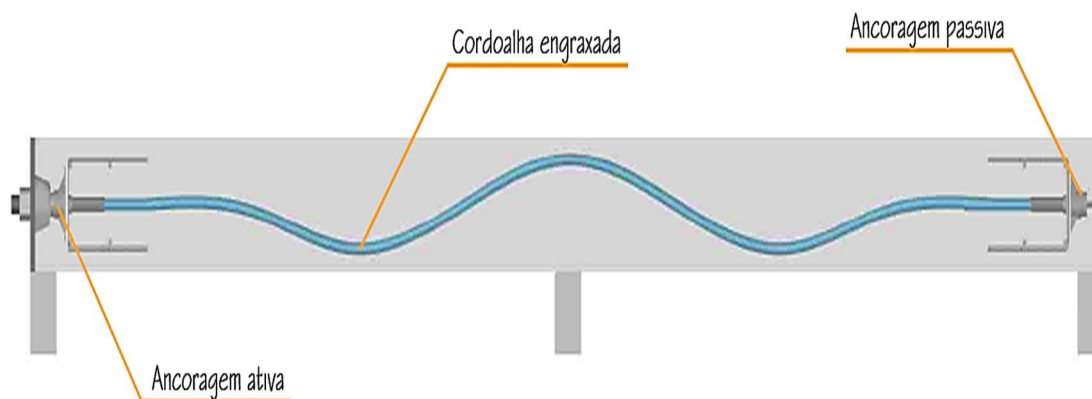


Fonte: Cauduro (2002).

É importante ressaltar que a ancoragem de um elemento protendido pode ser classificada quanto a sua função ou posição. Dá-se o nome de ancoragem ativa aquela onde será executada a protensão do cabo pelo macaco hidráulico. Pelo contrário, a ancoragem fixada na

outra extremidade do elemento protendido cuja ponta do cabo não será tensionado diretamente pelo macaco hidráulico, recebe o nome de ancoragem passiva (Figura A12) (CAUDURO, 2002).

Figura A12 – Ancoragens ativa e passiva

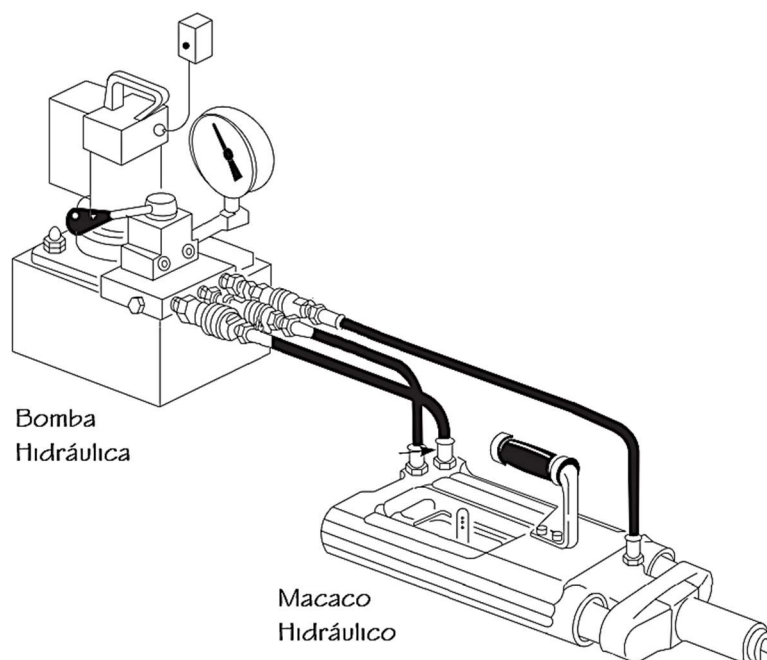


Fonte: adaptada de Rudloff (2015).

A.4 EQUIPAMENTO DE TENSIONAMENTO

A aplicação da força de protensão e do alongamento das cordoalhas é promovida pelo conjunto macaco hidráulico e bomba hidráulica de alta pressão (Figura A13).

Figura A13 – Macaco de protensão e bomba hidráulica



Fonte: adaptada de Cauduro (2002).

A.5 ETAPAS DE PROTENSÃO

Os procedimentos de execução de estruturas em concreto protendido com monocordoalhas engraxadas são minuciosamente detalhadas no “Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas” produzido por Cauduro (2002). Nessa Seção, são abordadas as etapas principais que o projetista estrutural precisa saber para fornecer à obra detalhamentos de projeto com informações necessárias para a correta montagem do elemento projetado e eficiente execução da protensão.

A.5.1 Montagem das Fôrmas e Armações

Antes da execução da protensão, é necessário que as fôrmas do elemento a ser protendido estejam corretamente posicionadas e escoradas, para em seguida, iniciar a montagem das armações passivas e ativas respectivamente. Cauduro (2002), recomenda que os estribos da viga sejam abertos em formato U (Figura A14-A) para facilitar a colocação dos cabos de protensão. Após a montagem dos cabos, os estribos são fechados por outros estribos em formato U invertido trespassados (Figura A14-B).

Figura A14 – Viga com estribos abertos para montagem dos cabos (A) e com estribos fechados após posicionamento de projeto dos cabos (B)



Fonte: A) Cauduro (2002); B) Vetor Protensão (2019).

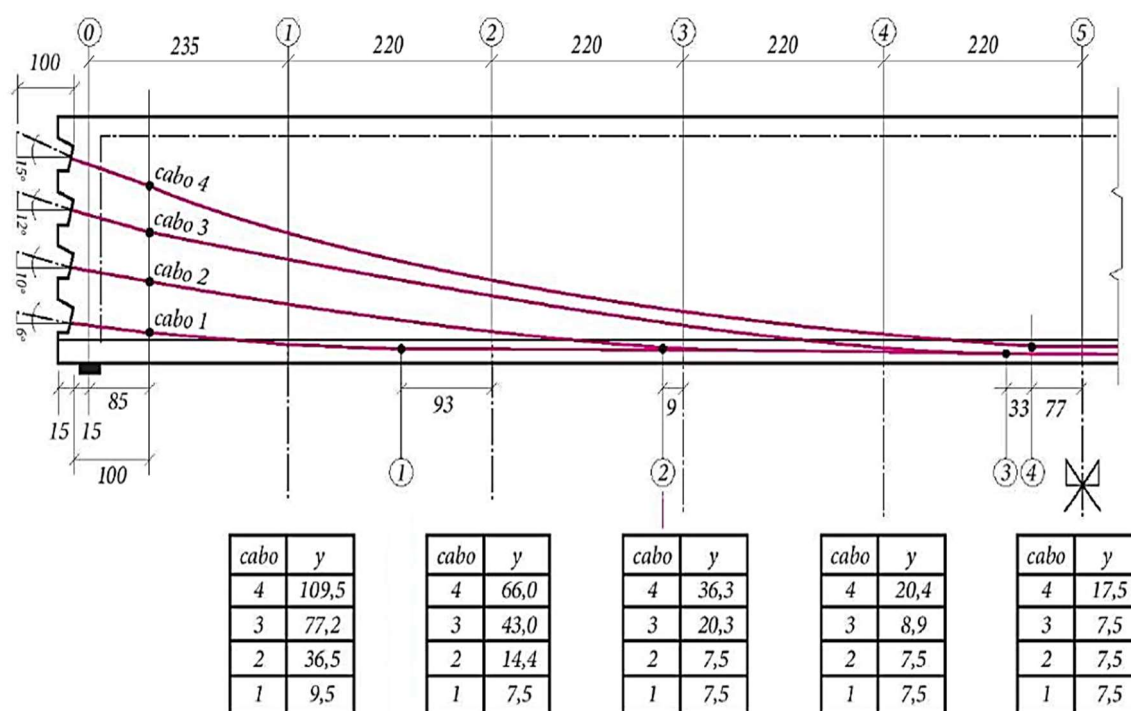
O traçado dos cabos é estipulado pelo projetista, podendo ser reto, inclinado ou parabólico. Para o correto posicionamento dos cabos, A ABNT NBR 14931 afirma que o projetista deve informar os seguintes dados em projeto:

- cotas verticais e horizontais dos eixos dos cabos em relação ao elemento estrutural, espaçadas a cada metro;
- ângulo de saída dos cabos na região das ancoragens;
- cotas verticais e horizontais dos pontos de concordância, de mudanças de curvatura e de cruzamento dos cabos;
- raios de curvatura quando houver trechos circulares;
- numeração dos cabos nas vistas, nos cortes longitudinais e transversais;
- desvio admissíveis nas medidas (ABNT, 2022, p. 48).

Para exemplificar os dados exigidos pela NBR 14931, na Figura A15, é ilustrado o detalhe em vista da armação ativa de uma viga protendida que contém a maioria dos itens especificados acima, com exceção do item f por ser geralmente especificado em notas de projeto. De acordo com Cauduro (2002), desvios verticais da posição do cabo podem ser tolerados até:

- +/- 5 mm em vigas com largura de até 20 cm;
- +/- 10 mm em vigas com largura entre 20 cm e 60 cm;
- +/- 15 mm em vigas com largura acima de 60 cm

Figura A15 – Detalhe do traçado das cordoalhas de uma viga protendida

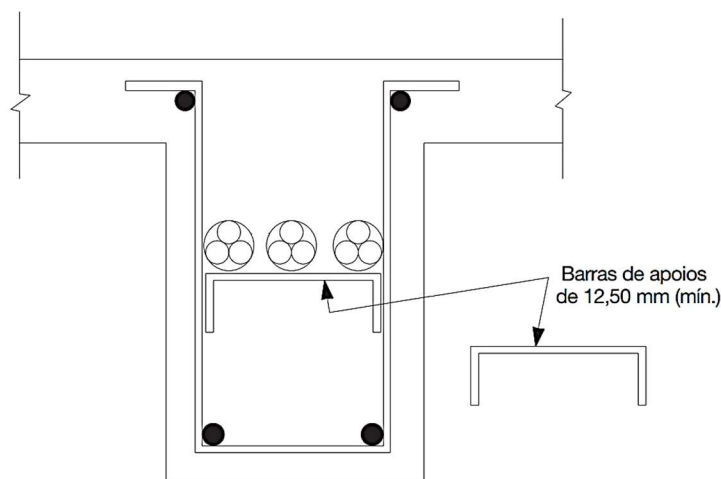


Fonte: adaptada de Cholfe e Bonilha (2018).

De acordo com a ABNT NBR 14931, para fixar os cabos de protensão nas posições indicadas no projeto, recomenda-se utilizar barras de apoio fixadas nas armaduras passivas com diâmetro mínimo recomendado de 12,5 mm capazes de suportar os cabos sem flambar (Figura A16) (ABNT, 2022).

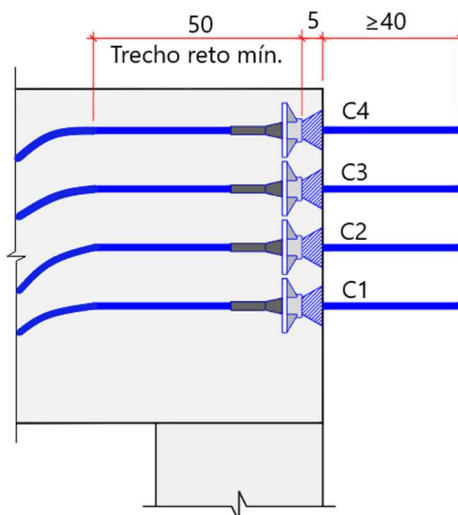
A ABNT NBR 6118 estabelece que os cabos de protensão do sistema de monocordoalhas engraxadas devem ter, em suas extremidades, segmentos retos de 50 cm que permitam o alinhamento de seus eixos com os eixos dos respectivos dispositivos de ancoragem. Além disso, a extremidade dos cabos deve prolongar-se além das ancoragens ativas para fixação do macaco hidráulico. A recomendação de prolongamento de extremidade é de pelo menos 40 cm (Figura A17) (ABNT, 2014; CAUDURO, 2002).

Figura A16 – Detalhe do traçado das cordoalhas de uma viga protendida



Fonte: adaptada de Cauduro (2002).

Figura A17 – Extremidades retas e prolongamento dos cabos de protensão

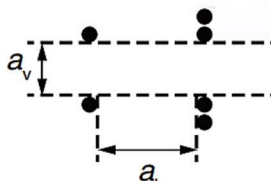
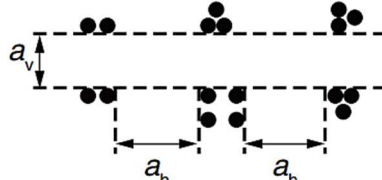


Fonte: adaptada de TQS (2022).

Assim como as armaduras passivas, as armaduras de protensão também devem respeitar espaçamentos mínimos entre si, de modo a garantir seu perfeito envolvimento pelo concreto e permitir a introdução do vibrador de imersão. Os valores dos espaçamentos mínimos horizontais e verticais entre as armaduras de protensão estão indicados na tabela 18.1 da NBR 6118 (Figura A18) e dependem do tipo de agrupamento dos cabos. De acordo com a norma,

Os cabos alojados em bainhas podem constituir grupos de dois, três e quatro cabos nos trechos retos, desde que não ocorram disposições em linha com mais de dois cabos adjacentes. Nos trechos curvos podem ser dispostos apenas em pares, cujas curvaturas estejam em planos paralelos, de modo a não existir pressão transversal entre eles (ABNT, 2014, p. 154).

Figura A18 – Espaçamentos mínimos para armaduras de pós tração

Disposição das bainhas	Espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
	$\geq 1,2 \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq 1,5 \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
onde ϕ_{ext} é o diâmetro externo da bainha.		

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

A.5.2 Concretagem

A NBR 14931 prescreve medidas que devem ser tomadas antes, durante e após a concretagem do elemento protendido. Após a completa montagem das armaduras e imediatamente antes da concretagem, deve ser realizada uma inspeção geral do posicionamento e integridade de todos os elementos que compõem o sistema de protensão. Além disso, o lançamento de concreto deve seguir um plano de concretagem previamente estabelecido com procedimentos de recebimento, liberação, lançamento e amostragem para o controle de qualidade do concreto. Importante ressaltar que cloreto de cálcio ou outros materiais contendo cloreto não devem ser usados na mistura de concretos protendidos (CAUDURO, 2002).

A.5.3 Operação da Protensão

Após o endurecimento do concreto, e confirmação do laboratório responsável pelo controle tecnológico de que o concreto estrutural atingiu os valores de resistência indicados pelo projetista, é efetivada a protensão por um macaco hidráulico que se apoia na face da viga e distende a armadura de protensão (Figura A19). O alongamento do cabo deverá ser registrado logo após a protensão e verificado se está compatível com o alongamento previsto em projeto (CAUDURO, 2002).

Figura A19 – Operação da protensão com um macaco hidráulico



Fonte: Cauduro (2002).

Anexo B – Formulário emitido pelo programa V-PRO® para cálculo das perdas progressivas

Perdas progressivas

As perdas de protensão, decorrentes da retração e fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, podem ser estimadas através da seguinte expressão:

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

Onde $\Delta\sigma_{p,s}$ e $\Delta\sigma_{p,c}$ são respectivamente as perdas devido à retração e fluência do concreto, $\Delta\sigma_{p,r}$ é a perda devido relaxação na armadura de protensão, e β é um coeficiente de redução que considera a interação entre essas perdas. seguir são apresentadas as expressões para o cálculo destas perdas:

- Perda por retração: $\Delta\sigma_{p,s} = \varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p$
- Perda por fluência: $\Delta\sigma_{p,c} = -\alpha_p \sigma_{c,pog} \varphi(t, t_0)$
- Perda por relaxação: $\Delta\sigma_{p,r} = -\sigma_{p0} \chi(t, t_0)$
- Coeficiente de redução: $\beta = 1 + \chi(t, t_0) + \alpha_p \rho_p \left[1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2} \right] \left(1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \right)$

Onde:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ é a deformação específica de retração (Tabela 8.2 da NBR6118:2014);

E_p é módulo de elasticidade do aço de armadura ativa;

$\alpha_p = E_p / E_{ci28}$, é a relação entre os módulos de elasticidades do aço de armadura ativa e do concreto aos 28 dias. $\sigma_{c,pog}$ é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanentemobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

$\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t_0 (Tabela 8.2 da NBR6118:2014);

σ_{p0} é a tensão na armadura ativa correspondente a P_0 ;

$\chi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência do aço, que para o tempo infinito é dado por $\chi(t_\infty, t_0) \cong 2,5\psi 1000$. Sendo $\psi 1000$ a relaxação da cordoalha após 1000h a 20°C, calculado por interpolação da Tabela 8.4 da NBR6118:2014, considerando o nível da tensão na armadura ativa $\sigma_{p0} = P_0/A_p$;

$\rho_p = A_p / A_c$, é a taxa geométrica da armadura de protensão;

e_p é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_p é a área da seção transversal do cabo resultante;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

I_c é o momento central de inércia na seção do concreto.

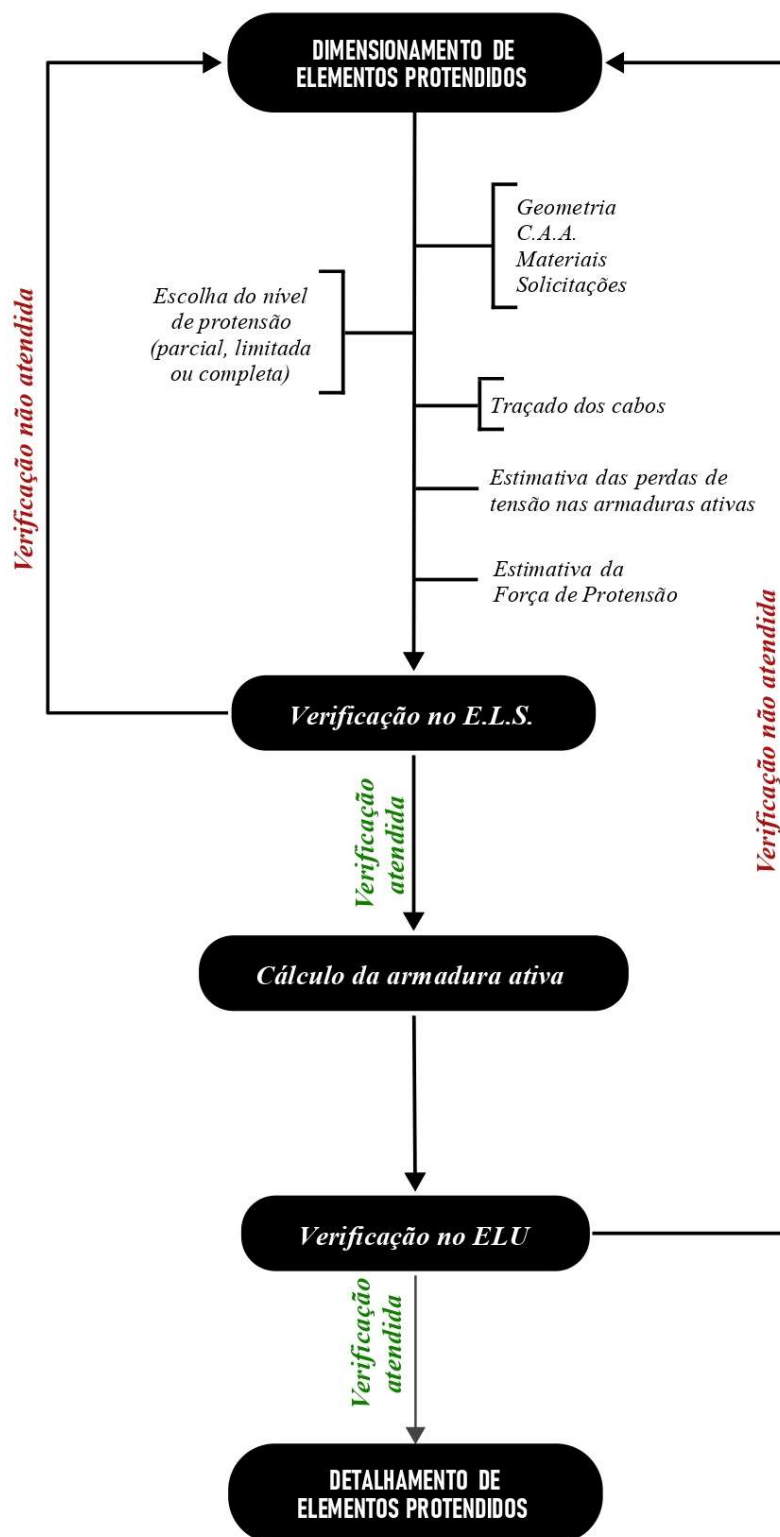
O processo acima descrito é aplicável quando são satisfeitas as condições seguintes:

a) a concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fase suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;

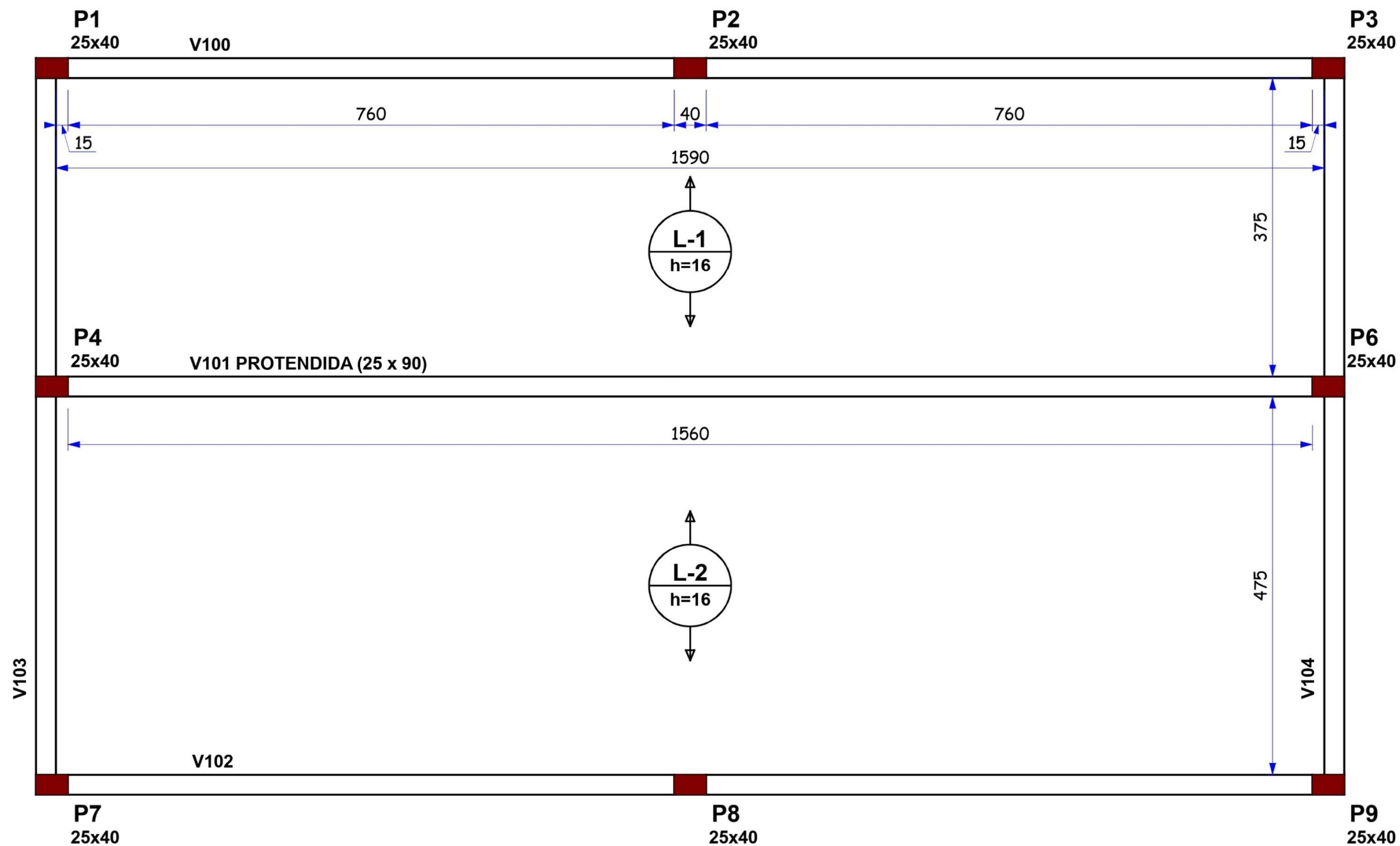
b) os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição da resultante dos esforços neles atuantes (cabo resultante).

APÊNDICES

Apêndice A – Fluxograma dos procedimentos para dimensionamento e verificação de seções de elementos protendidos



Apêndice B – Pré-planta de forma estrutural (sem o pilar central) para o estudo de caso.



Planta de forma
escala 1:50

Legenda dos pilares		Legenda das lajes	
	Pilar que morre		Laje treliçada (sentido das treliças)

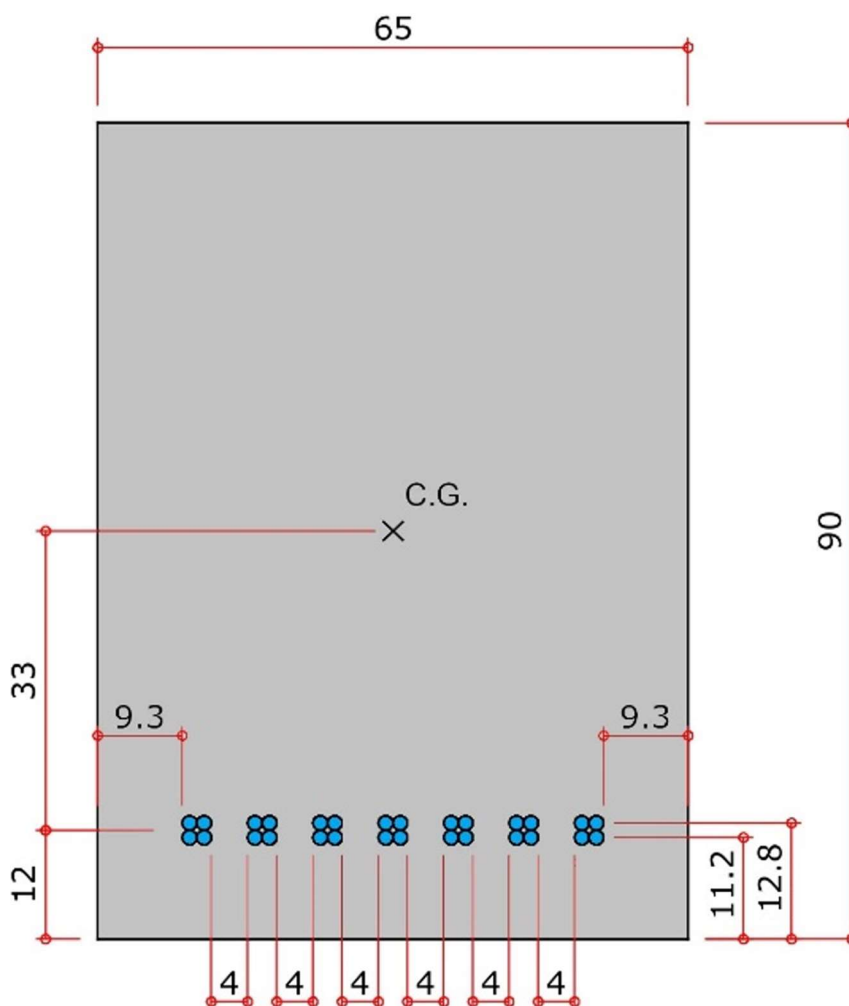
Apêndice C – Cálculo manual das perdas de protensão e armaduras passivas da viga V101

1 TRAÇADO GEOMÉTRICO DAS CORDOALHAS

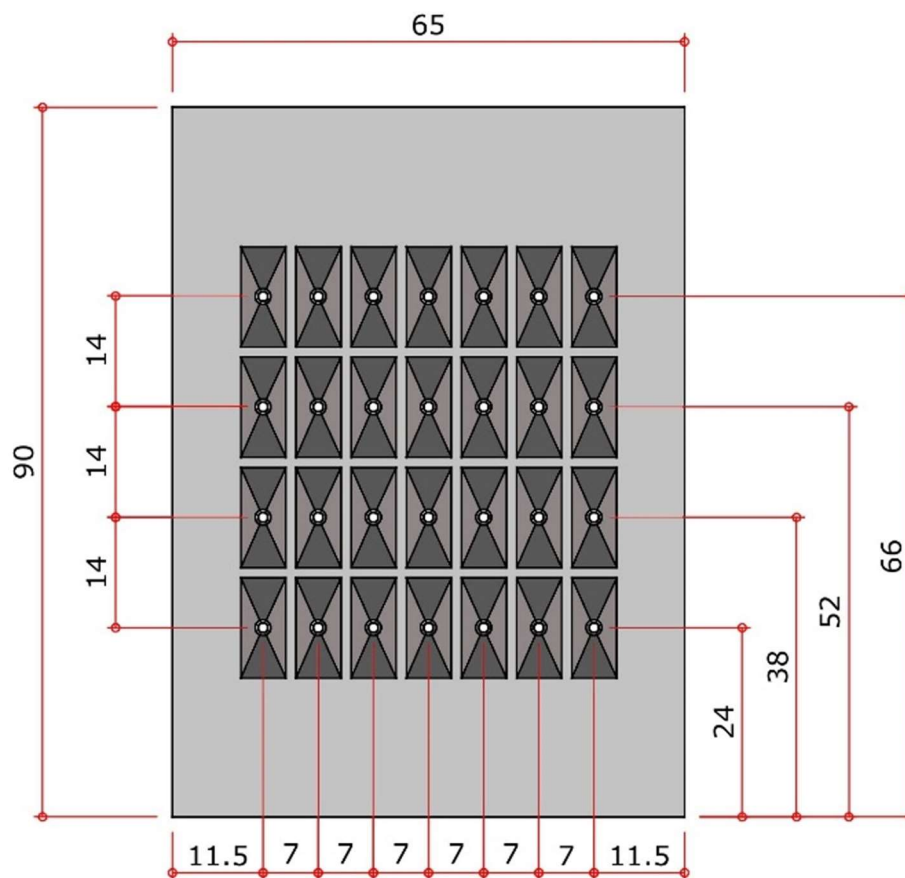
Para iniciar-se o cálculo das perdas de protensão é necessário determinar o traçado geométrico das cordoalhas. Isto é, dispor os cabos na seção de dimensionamento e as placas de ancoragem na seção de ancoragem de modo a respeitarem os cobrimentos, espaçamentos mínimos e disposições construtivas.

Dessa forma, na seção de dimensionamento (Figura C1) os cabos foram agrupados em grupos de quatro respeitando-se o espaçamento horizontal de 4 cm. Importante observar que a excentricidade de 33 cm adotada nos cálculos anteriores é preservada, visto que ela está localizada no centro de gravidade das duas camadas formadas. Além disso, as placas de ancoragem foram dispostas em 4 camadas de 7 placas, afastadas 7 cm horizontalmente e 14 cm verticalmente umas das outras (Figura C2).

Figura C1 – Seção de dimensionamento da viga V101



Fonte: autoria própria.

Figura C2 – Seção de ancoragem da viga V101

Fonte: autoria própria.

O desenho esquemático do traçado geométrico dos cabos (Figura C3) foi definido conforme as recomendações de Cholfe e Bonilha (2018), com nichos de 5 cm, trechos retos de 50 cm na região das ancoragens (AB e EF), trecho reto horizontal de 160 cm na região central (CD) e dois trechos curvos parabólicos (BC e DE). Tomando D como a origem da parábola, a equação da mesma pode facilmente ser deduzida em função de um par de ordenadas e abscissas conhecidos, (x_1, η_1) e $(0,0)$. A ordenada η_1 pode ser calculada subtraindo y_0 de y_1 , sendo y_0 a distância entre o ponto mais baixo do cabo e a face inferior da viga e y_1 a altura do cabo na região de ancoragem em relação a face inferior da viga. Os pontos de elevação dos cabos foram determinados em seções distantes 160 cm entre si $(0,10 \cdot l_{ef})$.

O valor dos trechos retos AB e EF foi definido segundo as prescrições da ABNT NBR 6118, sendo 50 cm o mínimo valor permitido para cordoalhas engraxadas (ABNT, 2014). O valor do trecho reto CD na região central da viga segue a recomendação de Cholfe e Bonilha (2018) onde: $100 \text{ cm} \leq \text{trecho reto} \leq 0,10 \cdot l_{ef} = 160 \text{ cm}$. A seguir estão determinadas as elevações de todos os cabos da viga nas seções de 0 a 6.

1.1 ELEVAÇÃO DOS CABOS COM $y_0 = 11,2 \text{ cm}$ E $y_1 = 24 \text{ cm}$

Com auxílio da Figura C2 e Figura C3, calculam-se as elevações dos cabos da 1ª camada ($y_0 = 11,2 \text{ cm}$ e $y_1 = 24 \text{ cm}$) nas seções 1, 2, 3, 4, 5 e 6:

$$\eta_1 = y_1 - y_0 = 24 - 11,2 = 12,8 \text{ cm}$$

$$x_1 = 685 \text{ cm}$$

Sendo:

$$\eta = a \cdot x^2$$

$$12,8 = a \cdot 685^2$$

$$a = \frac{12,8}{685^2} = 2,73 \cdot 10^{-5}$$

Portanto, a equação que descreve o traçado parabólico dos cabos é:

$$\eta = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot x^2$$

Substituindo os valores de x para as seções 2, 3, 4, 5 e 6 temos:

$$\eta_2 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot x_2^2 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125)^2 = 8,6 \text{ cm}$$

$$\eta_3 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot x_3^2 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125 - 160)^2 = 4,4 \text{ cm}$$

$$\eta_4 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot x_4^2 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125 - 2 \cdot 160)^2 = 1,6 \text{ cm}$$

$$\eta_5 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot x_5^2 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot (80)^2 = 0,2 \text{ cm}$$

$$\eta_6 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot x_6^2 = 2,73 \cdot 10^{-5} \cdot (0)^2 = 0,0 \text{ cm}$$

As elevações dos cabos devem ser detalhadas em relação ao fundo da viga, portanto faz-se necessário calcular y_2 , y_3 , y_4 , y_5 e y_6 :

$$y_2 = \eta_2 + y_0 = 8,6 + 11,2 = 19,8 \text{ cm}$$

$$y_3 = \eta_3 + y_0 = 4,4 + 11,2 = 15,6 \text{ cm}$$

$$y_4 = \eta_4 + y_0 = 1,6 + 11,2 = 12,8 \text{ cm}$$

$$y_5 = \eta_5 + y_0 = 0,2 + 11,2 = 11,4 \text{ cm}$$

$$y_6 = \eta_6 + y_0 = 0,0 + 11,2 = 11,2 \text{ cm}$$

1.2 ELEVAÇÃO DOS CABOS COM $y_0 = 11,2 \text{ cm}$ E $y_1 = 38 \text{ cm}$

Com auxílio da Figura C2 e Figura C3, calculam-se as elevações dos cabos da 2ª camada ($y_0 = 11,2 \text{ cm}$ e $y_1 = 38 \text{ cm}$) nas seções 1, 2, 3, 4, 5 e 6:

$$\eta_1 = y_1 - y_0 = 38 - 11,2 = 26,8 \text{ cm}$$

$$x_1 = 685 \text{ cm}$$

Sendo:

$$\eta = a \cdot x^2$$

$$26,8 = a \cdot 685^2$$

$$a = \frac{26,8}{685^2} = 5,71 \cdot 10^{-5}$$

Portanto, a equação que descreve o traçado parabólico dos cabos é:

$$\eta = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot x^2$$

Substituindo os valores de x para as seções 2, 3, 4, 5 e 6 temos:

$$\eta_2 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot x_2^2 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125)^2 = 17,9 \text{ cm}$$

$$\eta_3 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot x_3^2 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125 - 160)^2 = 9,1 \text{ cm}$$

$$\eta_4 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot x_4^2 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125 - 2 \cdot 160)^2 = 3,3 \text{ cm}$$

$$\eta_5 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot x_5^2 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot (80)^2 = 0,4 \text{ cm}$$

$$\eta_6 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot x_6^2 = 5,71 \cdot 10^{-5} \cdot (0)^2 = 0,0 \text{ cm}$$

As elevações dos cabos devem ser detalhadas em relação ao fundo da viga, portanto faz-se necessário calcular y_2 , y_3 , y_4 , y_5 e y_6 :

$$y_2 = \eta_2 + y_0 = 17,9 + 11,2 = 29,1 \text{ cm}$$

$$y_3 = \eta_3 + y_0 = 9,1 + 11,2 = 20,3 \text{ cm}$$

$$y_4 = \eta_4 + y_0 = 3,3 + 11,2 = 14,5 \text{ cm}$$

$$y_5 = \eta_5 + y_0 = 0,4 + 11,2 = 11,6 \text{ cm}$$

$$y_6 = \eta_6 + y_0 = 0,0 + 11,2 = 11,2 \text{ cm}$$

1.3 ELEVAÇÃO DOS CABOS COM $y_0 = 12,8 \text{ cm}$ E $y_1 = 52 \text{ cm}$

Com auxílio da Figura C2 e Figura C3, calculam-se as elevações dos cabos da 3ª camada ($y_0 = 12,8 \text{ cm}$ e $y_1 = 52 \text{ cm}$) nas seções 1, 2, 3, 4, 5 e 6:

$$\eta_1 = y_1 - y_0 = 52 - 12,8 = 39,2 \text{ cm}$$

$$x_1 = 685 \text{ cm}$$

Sendo:

$$\eta = a \cdot x^2$$

$$39,2 = a \cdot 685^2$$

$$a = \frac{39,2}{685^2} = 8,35 \cdot 10^{-5}$$

Portanto, a equação que descreve o traçado parabólico dos cabos é:

$$\eta = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot x^2$$

Substituindo os valores de x para as seções 2, 3, 4, 5 e 6 temos:

$$\eta_2 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot x_2^2 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125)^2 = 26,2 \text{ cm}$$

$$\eta_3 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot x_3^2 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125 - 160)^2 = 13,4 \text{ cm}$$

$$\eta_4 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot x_4^2 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot (685 - 125 - 2 \cdot 160)^2 = 4,8 \text{ cm}$$

$$\eta_5 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot x_5^2 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot (80)^2 = 0,5 \text{ cm}$$

$$\eta_6 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot x_6^2 = 8,35 \cdot 10^{-5} \cdot (0)^2 = 0,0 \text{ cm}$$

As elevações dos cabos devem ser detalhadas em relação ao fundo da viga, portanto faz-se necessário calcular y_2 , y_3 , y_4 , y_5 e y_6 :

$$y_2 = \eta_2 + y_0 = 26,2 + 12,8 = 39,0 \text{ cm}$$

$$y_3 = \eta_3 + y_0 = 13,4 + 12,8 = 26,2 \text{ cm}$$

$$y_4 = \eta_4 + y_0 = 4,8 + 12,8 = 17,6 \text{ cm}$$

$$y_5 = \eta_5 + y_0 = 0,5 + 12,8 = 13,3 \text{ cm}$$

$$y_6 = \eta_6 + y_0 = 0,0 + 12,8 = 12,8 \text{ cm}$$

1.4 ELEVAÇÃO DOS CABOS COM $y_0 = 12,8 \text{ cm}$ E $y_1 = 66 \text{ cm}$

Com auxílio da Figura C2 e Figura C3, calculam-se as elevações dos cabos da 4ª camada ($y_0 = 12,8 \text{ cm}$ e $y_1 = 66 \text{ cm}$) nas seções 1, 2, 3, 4, 5 e 6:

$$\eta_1 = y_1 - y_0 = 66 - 12,8 = 53,2 \text{ cm}$$

$$x_1 = 685 \text{ cm}$$

Sendo:

$$\eta = a \cdot x^2$$

$$53,2 = a \cdot 685^2$$

$$a = \frac{53,2}{685^2} = 1,13 \cdot 10^{-4}$$

Portanto, a equação que descreve o traçado parabólico dos cabos é:

$$\eta = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot x^2$$

Substituindo os valores de x para as seções 2, 3, 4, 5 e 6 temos:

$$\eta_2 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot x_2^2 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot (685 - 125)^2 = 35,6 \text{ cm}$$

$$\eta_3 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot x_3^2 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot (685 - 125 - 160)^2 = 18,1 \text{ cm}$$

$$\eta_4 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot x_4^2 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot (685 - 125 - 2 \cdot 160)^2 = 6,5 \text{ cm}$$

$$\eta_5 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot x_5^2 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot (80)^2 = 0,7 \text{ cm}$$

$$\eta_6 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot x_6^2 = 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot (0)^2 = 0,0 \text{ cm}$$

As elevações dos cabos devem ser detalhadas em relação ao fundo da viga, portanto faz-se necessário calcular y_2 , y_3 , y_4 , y_5 e y_6 :

$$y_2 = \eta_2 + y_0 = 35,6 + 12,8 = 48,4 \text{ cm}$$

$$y_3 = \eta_3 + y_0 = 18,1 + 12,8 = 30,9 \text{ cm}$$

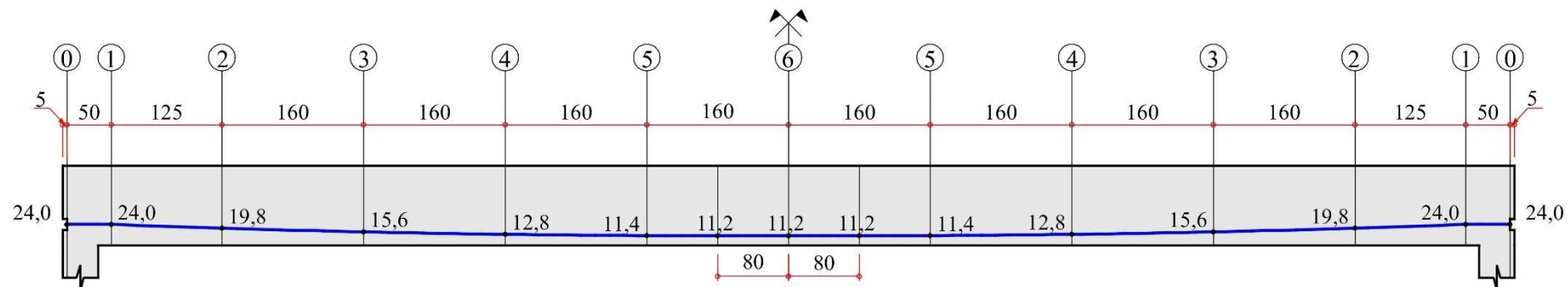
$$y_4 = \eta_4 + y_0 = 6,5 + 12,8 = 19,3 \text{ cm}$$

$$y_5 = \eta_5 + y_0 = 0,7 + 12,8 = 13,5 \text{ cm}$$

$$y_6 = \eta_6 + y_0 = 0,0 + 12,8 = 12,8 \text{ cm}$$

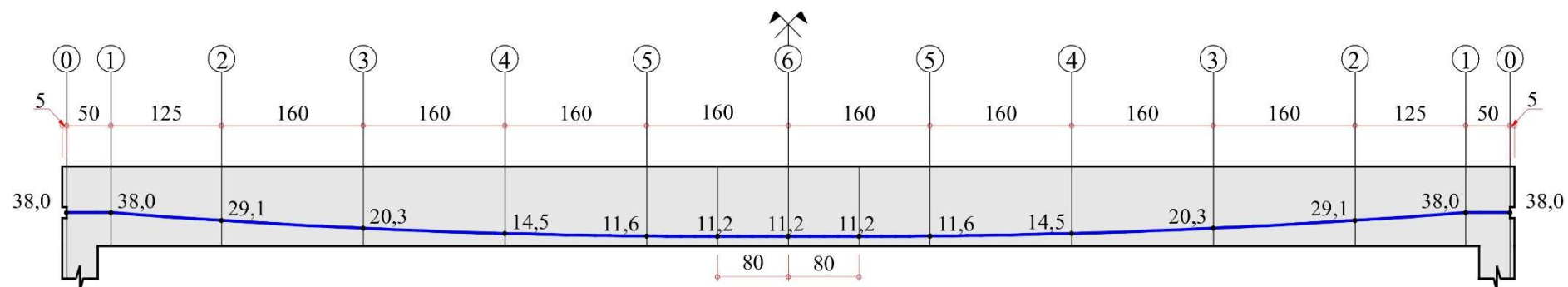
A elevação dos cabos da 1ª, 2ª, 3ª e 4ª camada estão ilustradas nas Figuras C4, C5, C6 e C7 respectivamente.

Figura C4 - Elevação dos cabos da 1ª camada ($y_1 = 24 \text{ cm}$)



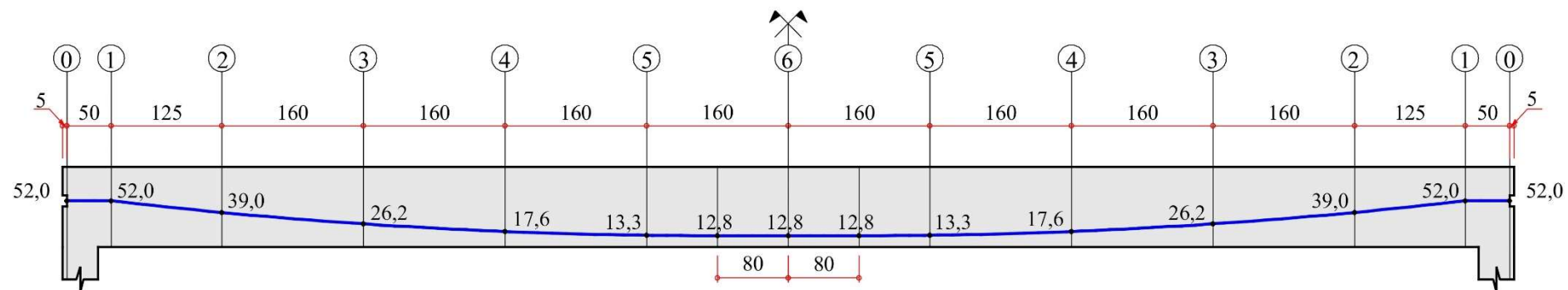
Fonte: autoria própria.

Figura C5 - Elevação dos cabos da 2ª camada ($y_1 = 38 \text{ cm}$)



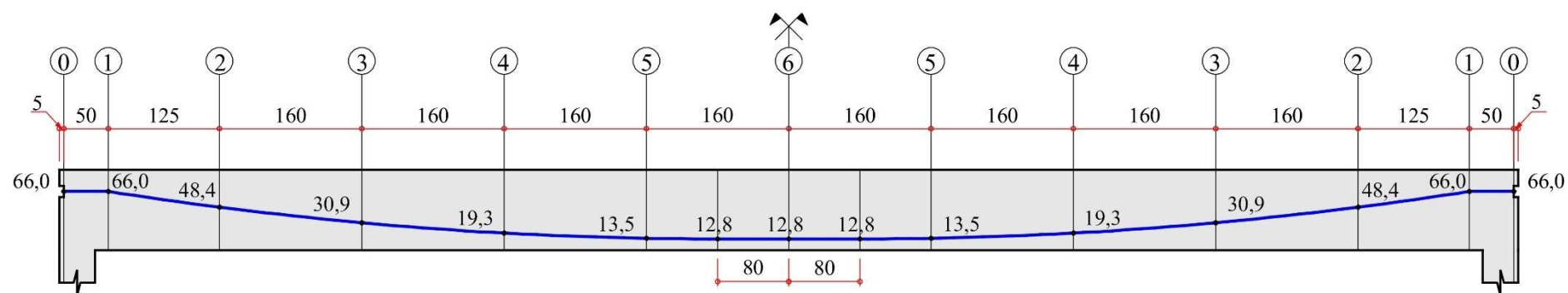
Fonte: autoria própria.

Figura C6 - Elevação dos cabos da 3ª camada ($y_1 = 52 \text{ cm}$)



Fonte: autoria própria.

Figura C7 - Elevação dos cabos da 4ª camada ($y_1 = 66 \text{ cm}$)



Fonte: autoria própria.

2 PERDAS IMEDIATAS

2.1 PERDAS POR ATRITO

De acordo com Cholfe e Bonilha (2018), a força de protensão descontadas as perdas imediatas são calculadas pela Equação (1).

$$P_0(x) = P_i \cdot e^{(-\mu \cdot \sum \alpha + k \cdot x)} \quad (1)$$

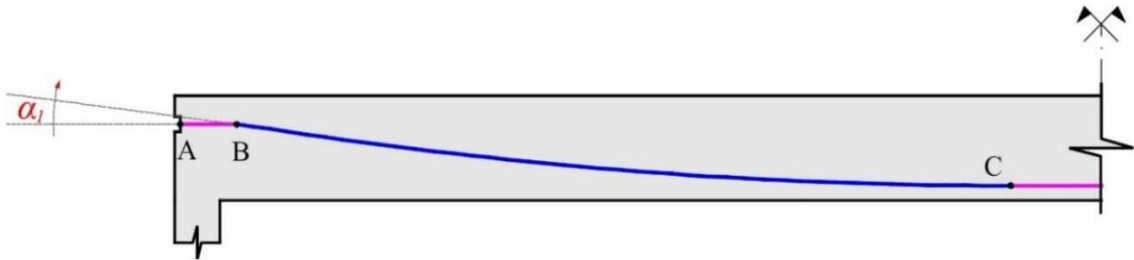
As perdas de protensão por atrito são iguais em cabos com mesmo traçado. Visto que as 28 cordoalhas da viga V101 foram dispostas em 4 camadas de traçados diferentes, a força de protensão inicial (P_i), por camada, é dada por:

$$P_i = \frac{P_{i,ef}}{n_{camadas}^o} = \frac{4.171,30}{4} = 1042,83 \text{ kN}$$

Além disso, consideram-se os coeficientes $\mu = 0,05$ e $k = 0,0005$ para o sistema de protensão com cordoalhas engraxadas.

Para que a somatória dos ângulos de desvio ($\sum \alpha$) seja definida, é necessário primeiro calcular a inclinação α_1 do trecho parabólico BC com o trecho reto AB (Figura C8).

Figura C8 - Inclinação α_1 do trecho parabólico BC com o trecho reto AB



Fonte: autoria própria.

Sendo $\eta = a \cdot x^2$ a equação que descreve o traçado parabólico do trecho BC,

$$\eta = a \cdot x \cdot x$$

$$a \cdot x = \frac{\eta}{x}$$

$$2 \cdot a \cdot x = 2 \cdot \frac{\eta}{x}$$

$$\frac{d\eta}{dx} = 2 \cdot a \cdot x = \tan \alpha$$

$$\tan \alpha_1 = 2 \cdot \frac{\eta_1}{x_1}$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(2 \cdot \frac{\eta_1}{x_1} \right)$$

Dessa forma, os resultados do cálculo da inclinação α_1 em graus e radianos, para os diferentes valores de η_1 obtidos nas seções anteriores, estão listados na Tabela C1.

Tabela C1 – Inclinações α_1 de todos os cabos

η_1 (cm)	α_1 (°)	α_1 (rad)
12,8	2,140	0,037
26,8	4,474	0,078
39,2	6,529	0,114
53,2	8,829	0,154

Fonte: autoria própria.

2.1.1 Cálculo de $P_0(x)$ para os cabos da 1ª camada ($y_1 = 24$ cm)

Trecho AB reto:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ$$

$$P_0(x=0,50) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0 + 0,0005 \cdot 0,50)} = 1.042,57 \text{ kN}$$

Trecho ABC:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ + 2,140^\circ = 2,140^\circ = 0,037 \text{ rad}$$

$$P_0(x=7,35) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,037 + 0,0005 \cdot 7,35)} = 1.037,08 \text{ kN}$$

Trecho ABCD:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ + 2,140^\circ + 0^\circ = 2,140^\circ = 0,037 \text{ rad}$$

$$P_0(x=8,95) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,037 + 0,0005 \cdot 8,95)} = 1.036,25 \text{ kN}$$

Trecho ABCDE:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ + 2,140^\circ + 0^\circ + 2,140^\circ = 4,280^\circ = 0,074 \text{ rad}$$

$$P_0(x=15,80) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,074 + 0,0005 \cdot 15,80)} = 1.030,80 \text{ kN}$$

Trecho ABCDEF:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ + 2,140^\circ + 0^\circ + 2,140^\circ + 0^\circ = 4,280^\circ = 0,074 \text{ rad}$$

$$P_0(x=16,30) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,074 + 0,0005 \cdot 16,30)} = 1.030,55 \text{ kN}$$

Na seção 6 de dimensionamento:

$$P_0(x=8,15) = \frac{P_0(x=7,35) + P_0(x=8,95)}{2} = \frac{1.037,08 + 1.036,25}{2} = 1.036,67 \text{ kN}$$

2.1.2 Cálculo de $P_0(x)$ para os cabos da 2ª camada ($y_1 = 38 \text{ cm}$)

Trecho AB reto:

$$\sum \alpha = 0^\circ$$

$$P_0(x=0,50) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0 + 0,0005 \cdot 0,50)} = 1.042,57 \text{ kN}$$

Trecho ABC:

$$\sum \alpha = 0^\circ + 4,474^\circ = 4,474^\circ = 0,078 \text{ rad}$$

$$P_0(x=7,35) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,078 + 0,0005 \cdot 7,35)} = 1.034,96 \text{ kN}$$

Trecho ABCD:

$$\sum \alpha = 0^\circ + 4,474^\circ + 0^\circ = 4,474^\circ = 0,078 \text{ rad}$$

$$P_0(x=8,95) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,078 + 0,0005 \cdot 8,95)} = 1.034,13 \text{ kN}$$

Trecho ABCDE:

$$\sum \alpha = 0^\circ + 4,474^\circ + 0^\circ + 4,474^\circ = 8,948^\circ = 0,156 \text{ rad}$$

$$P_0(x=15,80) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,156 + 0,0005 \cdot 15,80)} = 1.026,59 \text{ kN}$$

Trecho ABCDEF:

$$\sum \alpha = 0^\circ + 4,474^\circ + 0^\circ + 4,474^\circ + 0^\circ = 8,948^\circ = 0,156 \text{ rad}$$

$$P_0(x=16,30) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,156 + 0,0005 \cdot 16,30)} = 1.026,33 \text{ kN}$$

Na seção 6 de dimensionamento:

$$P_0(x=8,15) = \frac{P_0(x=7,35) + P_0(x=8,95)}{2} = \frac{1.034,96 + 1.034,13}{2} = 1.034,55 \text{ kN}$$

2.1.3 Cálculo de $P_0(x)$ para os cabos da 3ª camada ($y_1 = 52 \text{ cm}$)

Trecho AB reto:

$$\sum \alpha = 0^\circ$$

$$P_0(x=0,50) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0 + 0,0005 \cdot 0,50)} = 1.042,57 \text{ kN}$$

Trecho ABC:

$$\sum \alpha = 0^\circ + 6,529^\circ = 6,529^\circ = 0,114 \text{ rad}$$

$$P_0(x=7,35) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,114 + 0,0005 \cdot 7,35)} = 1.033,10 \text{ kN}$$

Trecho ABCD:

$$\sum \alpha = 0^\circ + 6,529^\circ + 0^\circ = 6,529^\circ = 0,114 \text{ rad}$$

$$P_0(x=8,95) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,114 + 0,0005 \cdot 8,95)} = 1.032,27 \text{ kN}$$

Trecho ABCDE:

$$\sum \alpha = 0^\circ + 6,529^\circ + 0^\circ + 6,529^\circ = 13,058^\circ = 0,228 \text{ rad}$$

$$P_0(x=15,80) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,228 + 0,0005 \cdot 15,80)} = 1.022,90 \text{ kN}$$

Trecho ABCDEF:

$$\sum \alpha = 0^\circ + 6,529^\circ + 0^\circ + 6,529^\circ + 0^\circ = 13,058^\circ = 0,228 \text{ rad}$$

$$P_0(x=16,30) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,228 + 0,0005 \cdot 16,30)} = 1.022,64 \text{ kN}$$

Na seção 6 de dimensionamento:

$$P_0(x=8,15) = \frac{P_0(x=7,35) + P_0(x=8,95)}{2} = \frac{1.033,10 + 1.032,27}{2} = 1.032,69 \text{ kN}$$

2.1.4 Cálculo de $P_0(x)$ para os cabos da 4ª camada ($y_1 = 66 \text{ cm}$)

Trecho AB reto:

$$\sum \alpha = 0^\circ$$

$$P_0(x=0,50) = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0 + 0,0005 \cdot 0,50)} = 1.042,57 \text{ kN}$$

Trecho ABC:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ + 8,829^\circ = 8,829^\circ = 0,154 \text{ rad}$$

$$P_{0(x=7,35)} = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,154 + 0,0005 \cdot 7,35)} = 1.031,04 \text{ kN}$$

Trecho ABCD:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ + 8,829^\circ + 0^\circ = 8,829^\circ = 0,154 \text{ rad}$$

$$P_{0(x=8,95)} = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,154 + 0,0005 \cdot 8,95)} = 1.030,21 \text{ kN}$$

Trecho ABCDE:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ + 8,829^\circ + 0^\circ + 8,829^\circ = 17,658^\circ = 0,308 \text{ rad}$$

$$P_{0(x=15,80)} = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,308 + 0,0005 \cdot 15,80)} = 1.018,81 \text{ kN}$$

Trecho ABCDEF:

$$\Sigma\alpha = 0^\circ + 8,829^\circ + 0^\circ + 8,829^\circ + 0^\circ = 17,658^\circ = 0,308 \text{ rad}$$

$$P_{0(x=16,30)} = 1.042,83 \cdot e^{-(0,05 \cdot 0,308 + 0,0005 \cdot 16,30)} = 1.018,56 \text{ kN}$$

Na seção 6 de dimensionamento:

$$P_{0(x=8,15)} = \frac{P_{0(x=7,35)} + P_{0(x=8,95)}}{2} = \frac{1.031,04 + 1.030,21}{2} = 1.030,63 \text{ kN}$$

2.1.5 Diagramas das forças de protensão descontadas as perdas por atrito

Os diagramas de $P_{0(x)}$ para dos cabos da 1ª, 2ª, 3ª e 4ª camada estão ilustrados nas Figuras C9, C10, C11 e C12, respectivamente.

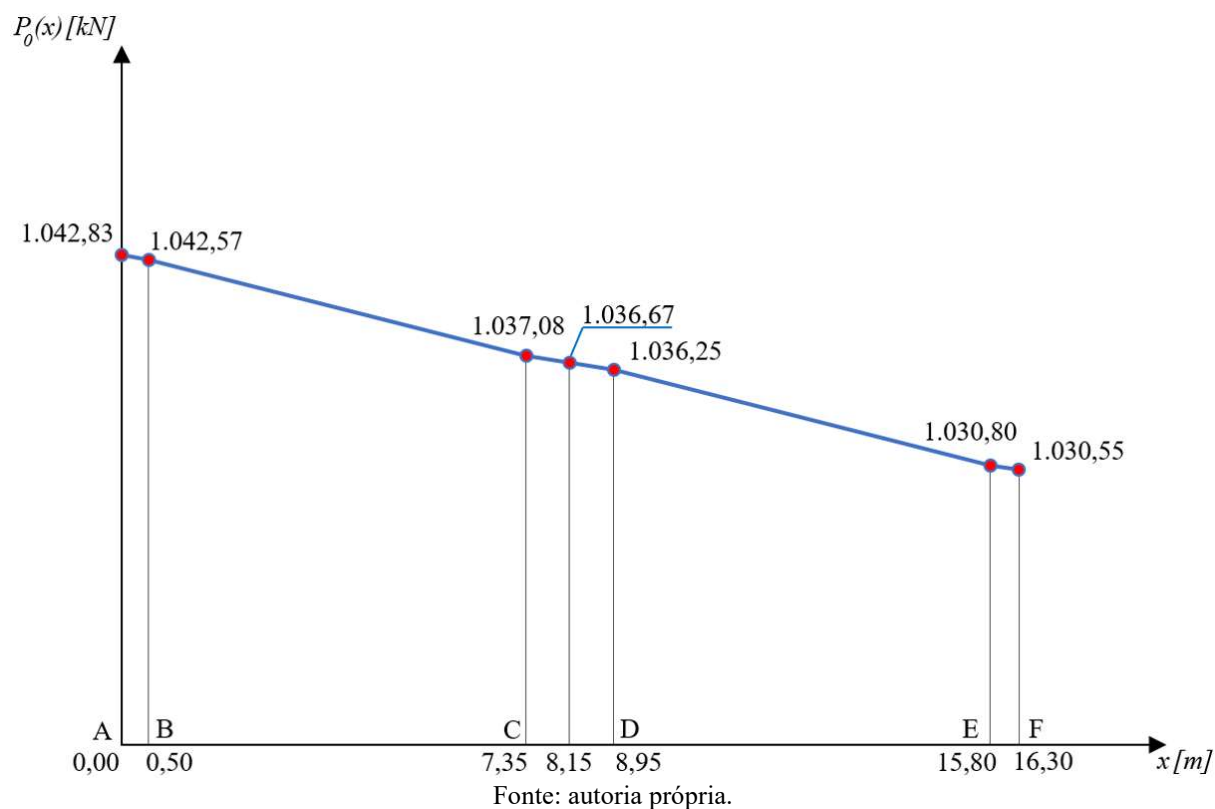
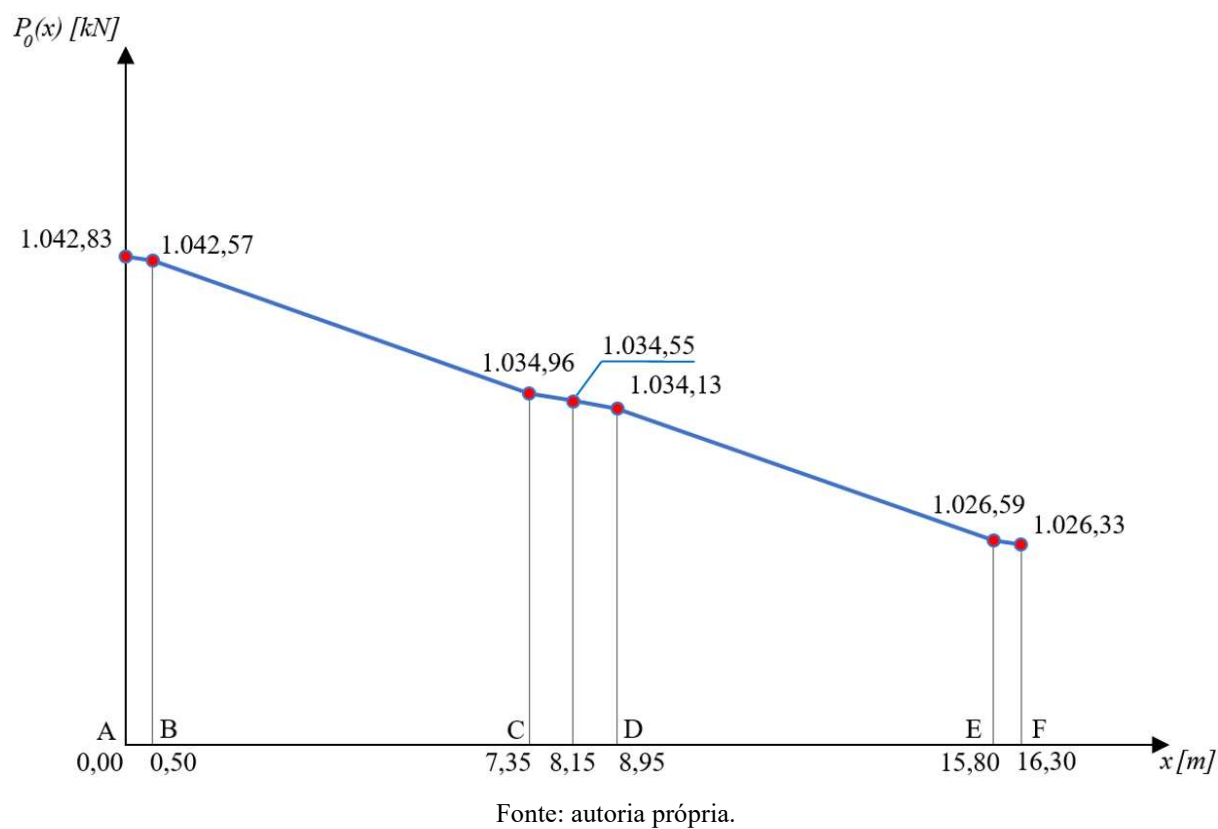
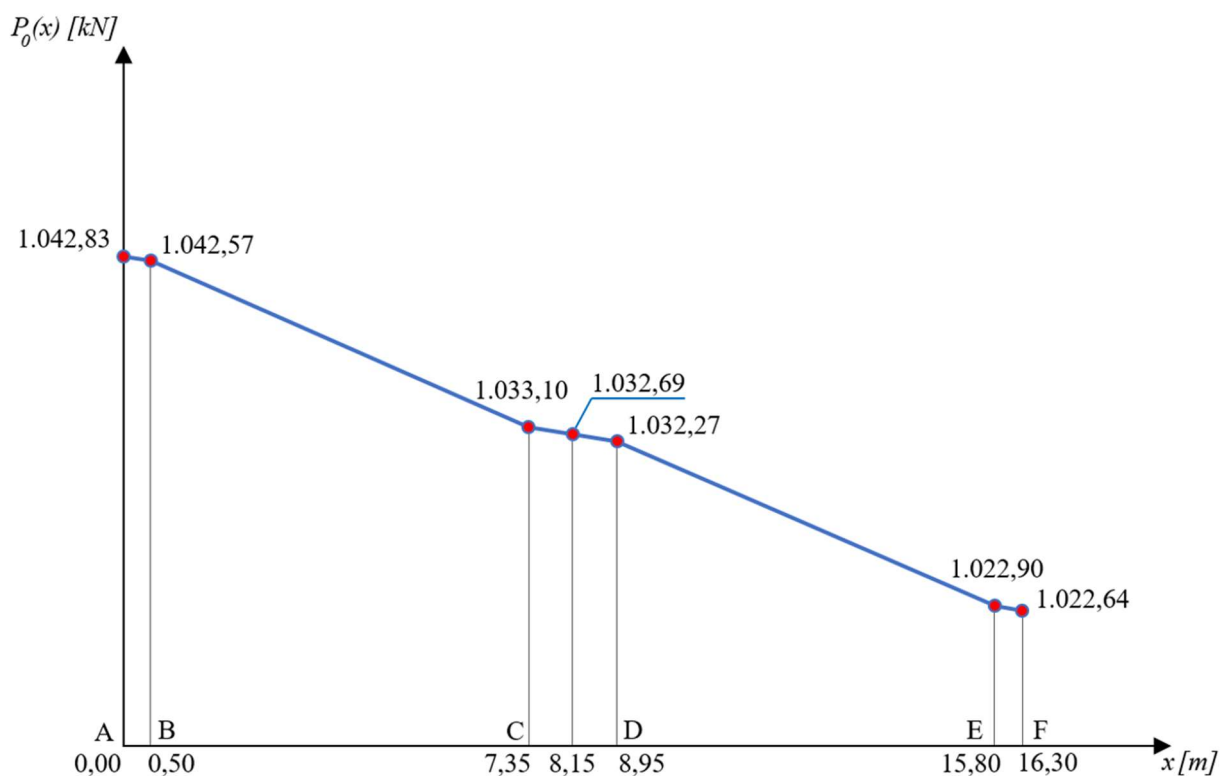
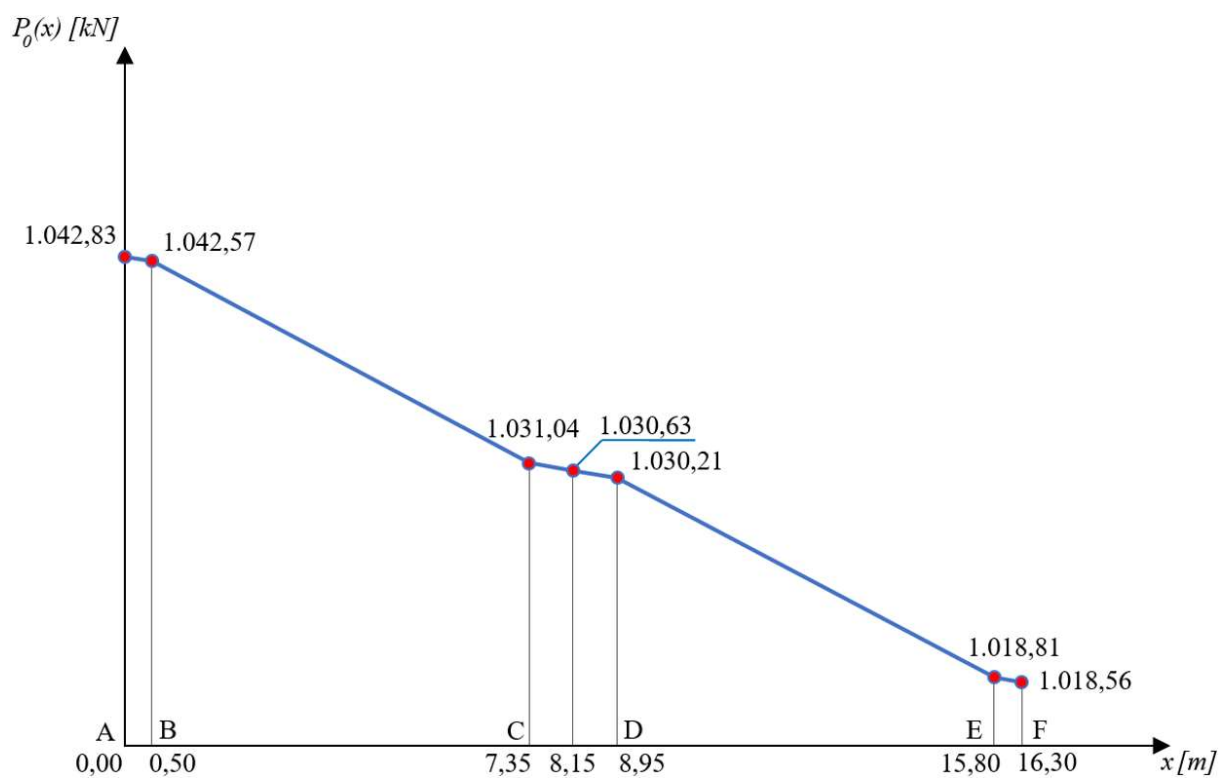
Figura C9 – Diagrama de $P_{0(x)}$ dos cabos da 1ª camada ($y_1 = 24\text{ cm}$)**Figura C10** – Diagrama de $P_{0(x)}$ dos cabos da 2ª camada ($y_1 = 38\text{ cm}$)

Figura C11 – Diagrama de $P_{0(x)}$ dos cabos da 3ª camada ($y_1 = 52 \text{ cm}$)



Fonte: autoria própria.

Figura C12 – Diagrama de $P_{0(x)}$ dos cabos da 4ª camada ($y_1 = 66 \text{ cm}$)



Fonte: autoria própria.

2.1.6 Alongamento Teórico dos Cabos

De acordo com Cholfé e Bonilha (2018) o alongamento teórico dos cabos é dado por:

$$\Delta l = \frac{A_{diag}}{E_p \cdot A_p}$$

As áreas dos diagramas de força de protensão, descontadas as perdas por atrito, dos cabos com $y_1 = 24 \text{ cm}$, $y_1 = 38 \text{ cm}$, $y_1 = 52 \text{ cm}$, e $y_1 = 66 \text{ cm}$, estão representadas na Tabela C2 a seguir.

Tabela C2 – Áreas dos diagramas de força de protensão, descontadas as perdas por atrito

Área do diagrama dos cabos com $y_1 = 24 \text{ cm}$	
Trecho	$A_{diag} \text{ (kN.m)}$
AB	521,35
BC	7.122,80
CD	1.658,66
DE	7.079,65
EF	515,34
Total	16.897,80
Área do diagrama dos cabos com $y_1 = 38 \text{ cm}$	
Trecho	$A_{diag} \text{ (kN.m)}$
AB	521,35
BC	7.115,54
CD	1.655,27
DE	7.057,97
EF	513,23
Total	16.863,36
Área do diagrama dos cabos com $y_1 = 52 \text{ cm}$	
Trecho	$A_{diag} \text{ (kN.m)}$
AB	521,35
BC	7.109,17
CD	1.652,30
DE	7.038,96
EF	511,39
Total	16.833,17
Área do diagrama dos cabos com $y_1 = 66 \text{ cm}$	
Trecho	$A_{diag} \text{ (kN.m)}$
AB	521,35
BC	7.102,11
CD	1.649,00
DE	7.017,89
EF	509,34
Total	16.799,69

Fonte: autoria própria.

Sendo $E_p = 20.000 \text{ kN/cm}^2$ e $A_p = 6,93 \text{ cm}^2$ para 7 cordoalhas:

$$E_p \cdot A_p = 20.000 \cdot 6,93 = 138.600,00 \text{ kN}$$

Portanto:

$$\Delta l_{(y_1=24cm)} = \frac{16.897,80}{138.600,00} = 0,122 \text{ m/m} = 12,2 \text{ cm/m}$$

$$\Delta l_{(y_1=3)} = \frac{16.863,36}{138.600,00} = 0,122 \text{ m/m} = 12,2 \text{ cm/m}$$

$$\Delta l_{(y_1=52c)} = \frac{16.833,17}{138.600,00} = 0,121 \text{ m/m} = 12,1 \text{ cm/m}$$

$$\Delta l_{(y_1=66c)} = \frac{16.799,69}{138.600,00} = 0,121 \text{ m/m} = 12,1 \text{ cm/m}$$

2.2 PERDA POR ENCUNHAMENTO

De acordo com Cholfe e Bonilha (2018), para o sistema de protensão com monocordoalhas engraxadas, admite-se que ao se transferir a força de protensão para a ancoragem, a extremidade dos cabos de protensão sofrem um encunhamento (Δw) de 6 mm . O ponto de equilíbrio (w) onde há a propagação das perdas de protensão devido à esse pequeno deslocamento Δw , é dado por:

$$w = \sqrt{\frac{\Delta w \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta P}} \quad (2)$$

As perdas de protensão por atrito foram calculadas separadamente para as quatro camadas, de 7 cordoalhas cada, devido aos diferentes traçados geométricos. Portanto, pelo conceito de simetria dos diagramas de perdas por atrito e encunhamento, os cálculos a seguir também consideram que:

$$A_p = 7 \text{ cordoalhas} \cdot 0,99 \text{ cm}^2 = 6,93 \text{ cm}^2$$

Portanto:

$$\Delta w \cdot E_p \cdot A_p = 6 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 6,93 \cdot 10^{-4} = 831,60 \text{ kN.m}$$

Partindo da hipótese de que as perdas por encunhamento ocorrem no interior do trecho parabólico BC, ou seja, $w \leq 6,85 \text{ m}$, calculam-se a seguir as perdas por encunhamento para os cabos da 1ª, 2ª, 3ª e 4ª camada.

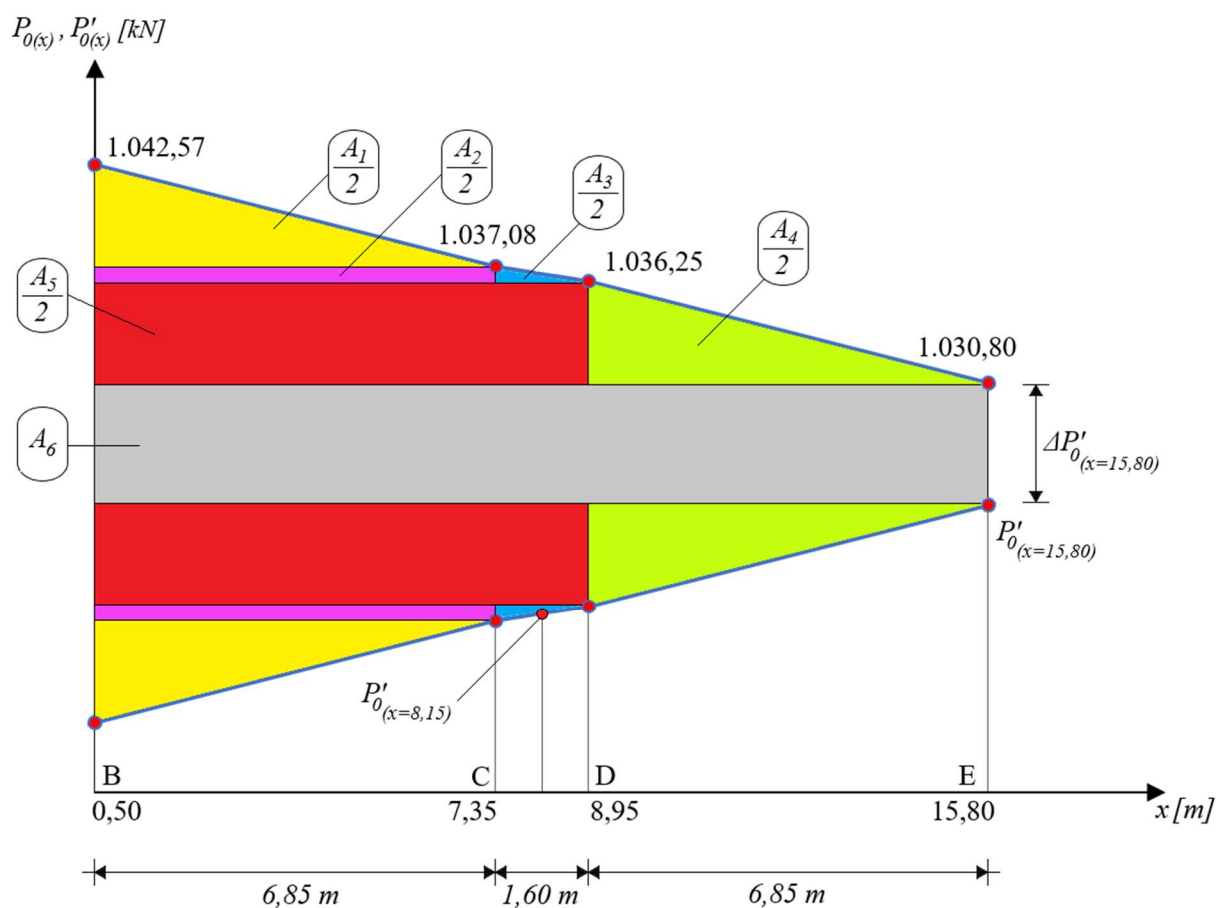
2.2.1 Perda por Encunhamento dos Cabos com $y_1 = 24 \text{ cm}$

$$\Delta P = \frac{P_{0(x=0,50)} - P_{0(x=7,35)}}{(7,35 - 0,50)} = \frac{1.042,57 - 1.037,08}{6,85} = 0,801 \text{ kN/m}$$

$$w = \sqrt{\frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 6,93 \cdot 10^{-4}}{0,801}} = 32,21 \text{ m}$$

A hipótese de que $w \leq 6,85 \text{ m}$, não foi atendida. De acordo com Cholfe e Bonilha (2018), como $w = 32,21 > L_{ef} = 16 \text{ m}$, considera-se a hipótese 4 de que a acomodação da ancoragem promove perdas de protensão em toda extensão da viga. O diagrama de perdas por atrito e o traçado esquemático do diagrama de perdas por encunhamento dos cabos de protensão da 1ª camada são ilustrados na Figura C13 a seguir.

Figura C13 – Diagramas de $P_{0(x)}$ e $P'_{0(x)}$ dos cabos da 1ª camada ($y_1 = 24 \text{ cm}$)



A seguir, calculam-se as áreas indicadas na Figura C13 para posterior cálculo das perdas por encunhamento por meio da equação de compatibilidade geométrica.

Cálculo da área amarela (A_1):

$$A_1 = 2 \cdot \frac{[(1.042,57 - 1.037,08) \cdot 6,85]}{2} = 37,61 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área rosa (A_2):

$$A_2 = 2 \cdot [(1.037,08 - 1.036,25) \cdot 6,85] = 11,37 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área azul (A_3):

$$A_3 = 2 \cdot \frac{[(1.037,08 - 1.036,25) \cdot 1,60]}{2} = 1,33 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área verde (A_4):

$$A_4 = 2 \cdot \frac{[(1.036,25 - 1.030,80) \cdot 6,85]}{2} = 37,33 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área vermelha (A_5):

$$A_5 = 2 \cdot [(1.036,25 - 1.030,80) \cdot (6,85 + 1,60)] = 92,11 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área cinza (A_6):

$$A_6 = \Delta P'_{0(x=15,80)} \cdot (6,85 + 1,60 + 6,85) = 15,30 \cdot \Delta P'_{0(x=15,80)}$$

Pela equação da compatibilidade geométrica:

$$\sum_{i=1}^6 A_i = \Delta w \cdot E_p \cdot A_p$$

Portanto:

$$(37,61 + 11,37 + 1,33 + 37,33 + 92,11) + 15,30 \cdot \Delta P'_{0(x=15,80)} = 831,60 \text{ kN.m}$$

$$\Delta P'_{0(x=15,80)} = 42,60 \text{ kN}$$

$$P'_{0(x=15,80)} = P_{0(x=15,80)} - \Delta P'_{0(x=15,80)} = 1.030,80 - 42,60 = 988,20 \text{ kN}$$

Calculando-se a força de protensão, descontadas as perdas por atrito e encunhamento, na seção 6 de dimensionamento ($P'_{0(x=8,15)}$):

$$P'_{0(x=8,15)} = P'_{0(x=15,80)} - (P_{0(x=8,15)} - P_{0(x=15,80)})$$

$$P'_{0(x=8,15)} = 988,20 - (1.036,67 - 1.030,80) = 982,33 \text{ kN}$$

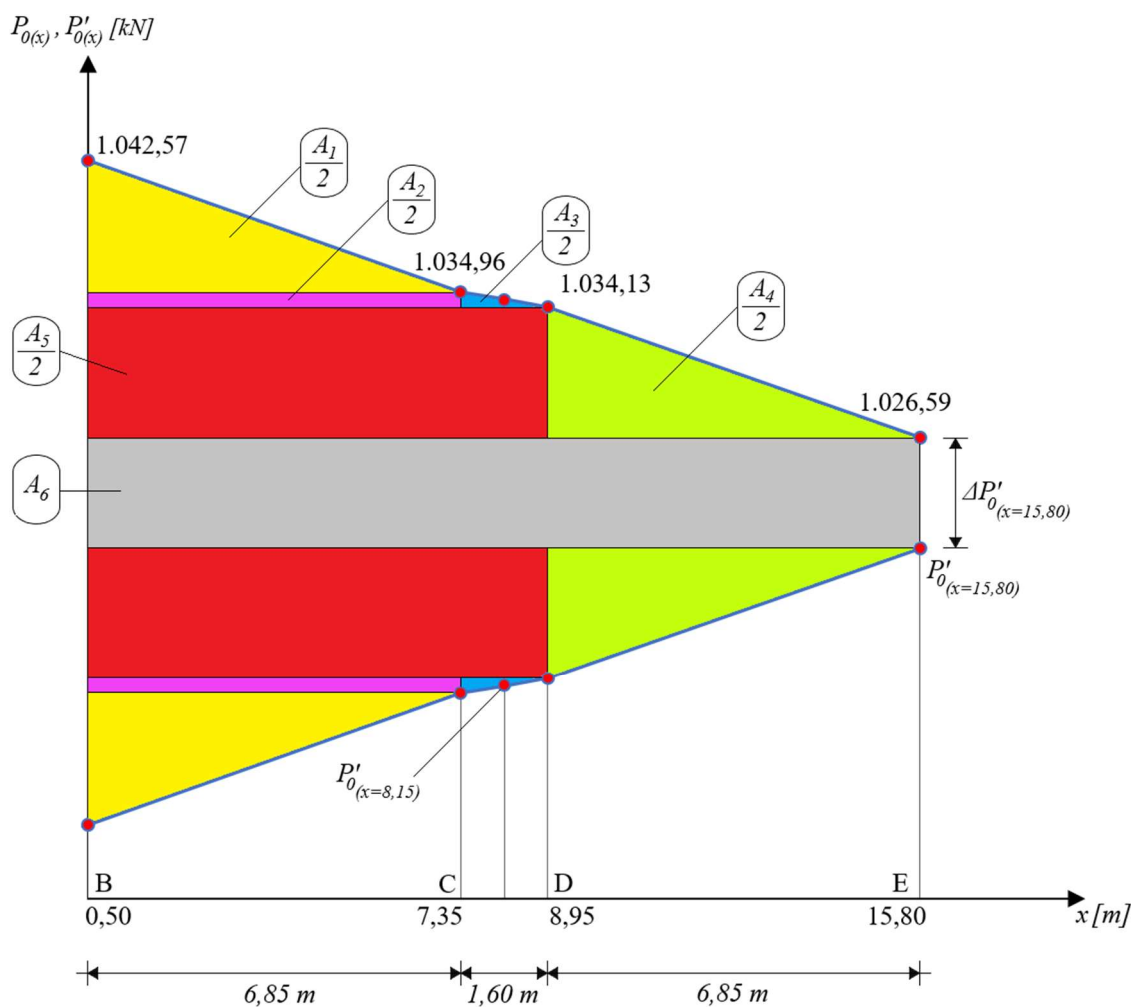
2.2.2 Perda por Encunhamento dos Cabos com $y_1 = 38 \text{ cm}$

$$\Delta P = \frac{P_{0(x=0,50)} - P_{0(x=7,35)}}{(7,35 - 0,50)} = \frac{1.042,57 - 1.034,96}{6,85} = 1,111 \text{ kN/m}$$

$$w = \sqrt{\frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 6,93 \cdot 10^{-4}}{1,111}} = 27,36 \text{ m}$$

Como $w = 27,36 > L_{ef} = 16 \text{ m}$ considera-se a hipótese 4 de que acomodação da ancoragem promove perdas de protensão em toda extensão da viga. O diagrama de perdas por atrito e o traçado esquemático do diagrama de perdas por encunhamento dos cabos de protensão da 2ª camada são ilustrados na Figura C14 a seguir.

Figura C14 – Diagramas de $P_{0(x)}$ e $P'_{0(x)}$ dos cabos da 2ª camada ($y_1 = 38 \text{ cm}$)



A seguir, calculam-se as áreas indicadas na Figura C14 para posterior cálculo das perdas por encunhamento por meio da equação de compatibilidade geométrica.

Cálculo da área amarela (A_1):

$$A_1 = 2 \cdot \frac{[(1.042,57 - 1.034,96) \cdot 6,85]}{2} = 52,13 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área rosa (A_2):

$$A_2 = 2 \cdot [(1.034,96 - 1.034,13) \cdot 6,85] = 11,37 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área azul (A_3):

$$A_3 = 2 \cdot \frac{[(1.034,96 - 1.034,13) \cdot 1,60]}{2} = 1,33 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área verde (A_4):

$$A_4 = 2 \cdot \frac{[(1.034,13 - 1.026,59) \cdot 6,85]}{2} = 51,65 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área vermelha (A_5):

$$A_5 = 2 \cdot [(1.034,13 - 1.026,59) \cdot (6,85 + 1,60)] = 127,43 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área cinza (A_6):

$$A_6 = 15,30 \cdot \Delta P'_{0(x=15,80)}$$

Pela equação da compatibilidade geométrica:

$$\sum_{i=1}^6 A_i = \Delta w \cdot E_p \cdot A_p$$

Portanto:

$$(52,13 + 11,37 + 1,33 + 51,65 + 127,43) + 15,30 \cdot \Delta P'_{0(x=15,80)} = 831,60 \text{ kN.m}$$

$$\Delta P'_{0(x=15,80)} = 38,41 \text{ kN}$$

$$P'_{0(x=15,80)} = P_{0(x=15,80)} - \Delta P'_{0(x=15,80)} = 1.026,59 - 38,41 = 988,18 \text{ kN}$$

Calculando-se a força de protensão, descontadas as perdas por atrito e encunhamento, na seção 6 de dimensionamento ($P'_{0(x=8,15)}$):

$$P'_{0(x=8,15)} = P'_{0(x=15,80)} - (P_{0(x=8,15)} - P_{0(x=15,80)})$$

$$P'_{0(x=8,15)} = 988,18 - (1.034,55 - 1.026,59) = 980,22 \text{ kN}$$

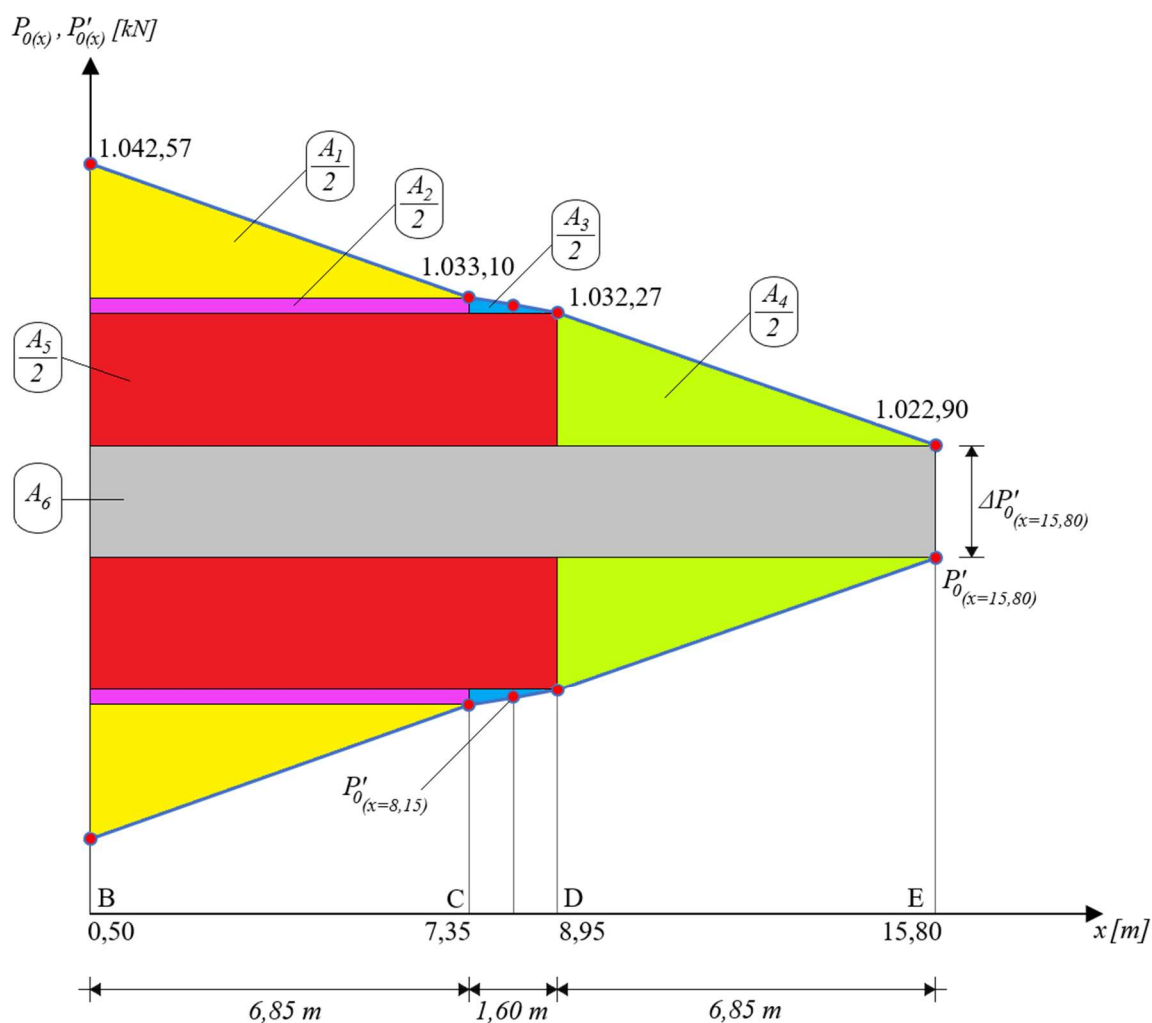
2.2.3 Perda por Encunhamento dos Cabos com $y_1 = 52 \text{ cm}$

$$\Delta P = \frac{P_{0(x=0,50)} - P_{0(x=7,35)}}{(7,35 - 0,50)} = \frac{1.042,57 - 1.033,10}{6,85} = 1,382 \text{ kN/m}$$

$$w = \sqrt{\frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 6,93 \cdot 10^{-4}}{1,382}} = 24,53 \text{ m}$$

Como $w = 24,53 > L_{ef} = 16 \text{ m}$ considera-se a hipótese 4 de que acomodação da ancoragem promove perdas de protensão em toda extensão da viga. O diagrama de perdas por atrito e o traçado esquemático do diagrama de perdas por encunhamento dos cabos de protensão da 3ª camada são ilustrados na Figura C15 a seguir.

Figura C15 – Diagramas de $P_{0(x)}$ e $P'_{0(x)}$ dos cabos da 3ª camada ($y_1 = 52 \text{ cm}$)



Fonte: autoria própria.

A seguir, calculam-se as áreas indicadas na Figura C15 para posterior cálculo das perdas por encunhamento por meio da equação de compatibilidade geométrica.

Cálculo da área amarela (A_1):

$$A_1 = 2 \cdot \frac{[(1.042,57 - 1.033,10) \cdot 6,85]}{2} = 64,87 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área rosa (A_2):

$$A_2 = 2 \cdot [(1.033,10 - 1.032,27) \cdot 6,85] = 11,37 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área azul (A_3):

$$A_3 = 2 \cdot \frac{[(1.033,10 - 1.032,27) \cdot 1,60]}{2} = 1,33 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área verde (A_4):

$$A_4 = 2 \cdot \frac{[(1.032,27 - 1.022,90) \cdot 6,85]}{2} = 64,18 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área vermelha (A_5):

$$A_5 = 2 \cdot [(1.032,27 - 1.022,90) \cdot (6,85 + 1,60)] = 158,35 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área cinza (A_6):

$$A_6 = 15,30 \cdot \Delta P'_{0(x=15,80)}$$

Pela equação da compatibilidade geométrica:

$$\sum_{i=1}^6 A_i = \Delta w \cdot E_p \cdot A_p$$

Portanto:

$$(64,87 + 11,37 + 1,33 + 64,18 + 158,35) + 15,30 \cdot \Delta P'_{0(x=15,80)} = 831,60 \text{ kN.m}$$

$$\Delta P'_{0(x=15,80)} = 34,74 \text{ kN}$$

$$P'_{0(x=15,80)} = P_{0(x=1,80)} - \Delta P'_{0(x=15,80)} = 1.022,90 - 34,74 = 988,16 \text{ kN}$$

Calculando-se a força de protensão, descontadas as perdas por atrito e encunhamento, na seção 6 de dimensionamento ($P'_{0(x=8,15)}$):

$$P'_{0(x=8,15)} = P'_{0(x=15,80)} - (P_{0(x=8,15)} - P_{0(x=15,80)})$$

$$P'_{0(x=8,15)} = 988,16 - (1.032,69 - 1.022,90) = 978,37 \text{ kN}$$

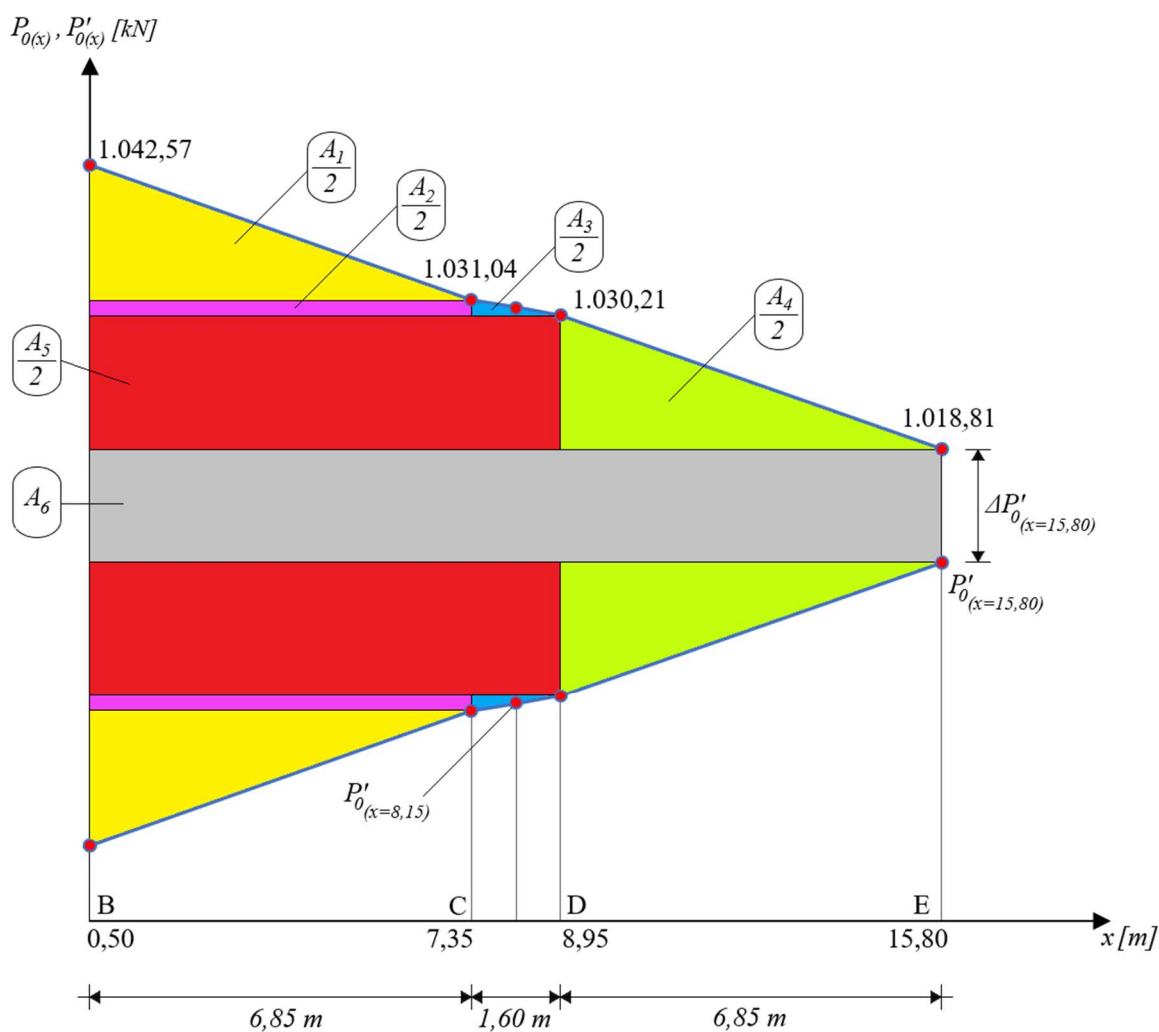
2.3.4 Perda por Encunhamento dos Cabos com $y_1 = 66 \text{ cm}$

$$\Delta P = \frac{P_{0(x=0,50)} - P_{0(x=7,35)}}{(7,35 - 0,50)} = \frac{1.042,57 - 1.031,04}{6,85} = 1,683 \text{ kN/m}$$

$$w = \sqrt{\frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 6,93 \cdot 10^{-4}}{1,683}} = 22,23 \text{ m}$$

Como $w = 22,23 > L_{ef} = 16 \text{ m}$ considera-se a hipótese 4 de que acomodação da ancoragem promove perdas de protensão em toda extensão da viga. O diagrama de perdas por atrito e o traçado esquemático do diagrama de perdas por encunhamento dos cabos de protensão da 2ª camada são ilustrados na Figura C16 a seguir.

Figura C16 – Diagramas de $P_{0(x)}$ e $P'_{0(x)}$ dos cabos da 4ª camada ($y_1 = 66 \text{ cm}$)



Fonte: autoria própria.

A seguir, calculam-se as áreas indicadas na Figura C16 para posterior cálculo das perdas por encunhamento por meio da equação de compatibilidade geométrica.

Cálculo da área amarela (A_1):

$$A_1 = 2 \cdot \frac{[(1.042,57 - 1.031,04) \cdot 6,85]}{2} = 79,98 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área rosa (A_2):

$$A_2 = 2 \cdot [(1.031,04 - 1.030,21) \cdot 6,85] = 11,37 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área azul (A_3):

$$A_3 = 2 \cdot \frac{[(1.031,04 - 1.030,21) \cdot 1,60]}{2} = 1,33 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área verde (A_4):

$$A_4 = 2 \cdot \frac{[(1.030,21 - 1.018,81) \cdot 6,85]}{2} = 78,09 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área vermelha (A_5):

$$A_5 = 2 \cdot [(1.030,21 - 1.018,81) \cdot (6,85 + 1,60)] = 192,66 \text{ kN.m}$$

Cálculo da área cinza (A_6):

$$A_6 = 15,30 \cdot \Delta P'_{0(x=15,80)}$$

Pela equação da compatibilidade geométrica:

$$\sum_{i=1}^6 A_i = \Delta w \cdot E_p \cdot A_p$$

Portanto:

$$(79,98 + 11,37 + 1,33 + 78,09 + 192,66) + 15,30 \cdot \Delta P'_{0(x=15,80)} = 831,60$$

$$\Delta P'_{0(x=15,80)} = 30,60 \text{ kN}$$

$$P'_{0(x=15,80)} = P_{0(x=15,80)} - \Delta P'_{0(x=15,80)} = 1.018,81 - 30,60 = 988,21 \text{ kN}$$

Calculando-se a força de protensão, descontadas as perdas por atrito e encunhamento, na seção 6 de dimensionamento ($P'_{0(x=8,15)}$):

$$P'_{0(x=8,15)} = P'_{0(x=15,80)} - (P_{0(x=8,15)} - P_{0(x=15,80)})$$

$$P'_{0(x=8,15)} = 988,21 - (1.030,63 - 1.018,81) = 976,39 \text{ kN}$$

2.4 PERDA POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO DO CONCRETO

A viga em estudo possui 28 cabos de protensão, que serão tensionados sucessivamente. De acordo com Cholfe e Bonilha (2018) a protensão de um cabo promove um encurtamento do concreto e consequentemente um afrouxamento dos cabos já tensionados e ancorados. Portanto, calcula-se seguir a perda média de protensão devido ao encurtamento elástico do concreto, para todos os cabos, por meio da Equação (3) proposta pela ABNT NBR 6118:

$$\Delta\sigma_p = \frac{N-1}{2 \cdot N} \cdot \alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \quad (3)$$

Onde:

$$N = 28 \text{ cabos}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci(t)}} \quad (4)$$

Considerando que o concreto utilizado é de classe C30 e idade de 14 dias no ato da protensão, o módulo de elasticidade $E_{ci(t=14)}$ pode ser avaliado pela expressão a seguir:

$$E_{ci(14)} = \left(\frac{f_{ck,14}}{f_{ck}} \right)^{0,5} \cdot E_{ci} = \left(\frac{27,61}{30} \right)^{0,5} \cdot 0,9 \cdot 5.600 \cdot \sqrt{30} = 26.482,79 \text{ MPa}$$

Portanto:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci(t)}} = \frac{200.000,00}{26.482,79} = 7,55$$

A tensão no concreto (σ_{cg}) provocada pelo momento devido ao peso próprio (M_{g1}), e a tensão no concreto (σ_{cp}) devido à protensão dos 28 cabos, estão localizadas na fibra adjacente ao centro de gravidade da armadura de protensão (A_p), que para a seção de dimensionamento da viga V101, possui excentricidade de 33 cm em relação ao centro geométrico da seção transversal. Portanto:

$$\sigma_{cg} = \frac{M_{g1} \cdot y}{I_c} = \frac{468,00 \cdot 0,33}{\frac{0,65 \cdot 0,90^3}{12}} = \frac{154,44}{0,03949} = 3.910,86 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i \cdot e_p}{I_c} \cdot y$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{4.171,30}{0,585} - \frac{4.171,30 \cdot 0,33}{0,08775} \cdot 0,33 = -18.633,46 \text{ kN/m}^2$$

Determinadas as tensões σ_{cg} e σ_{cp} , o coeficiente α_p e conhecido o número de cabos, calcula-se a perda média de tensão nos cabos de protensão por encurtamento elástico do concreto ($\Delta\sigma_p$) e em seguida a força de protensão descontadas as perdas imediatas ($P''_{0(x)}$) na seção 6 de dimensionamento para as 4 camadas de cordoalhas.

$$\Delta\sigma_p = \frac{28 - 1}{2 \cdot 28} \cdot 7,55 \cdot (-18.633,46 + 3.910,86) = -53.592,89 \text{ kN/m}^2$$

Forças de protensão na seção 6, descontadas as perdas imediatas (1ª camada):

$$P''_{0(x=8,15)} = P'_{0(x=8,15)} - |\Delta\sigma_p| \cdot A_{p(1^a \text{ cam})}$$

$$P''_{0(x=8,15)} = 982,33 - (53.592,89 \cdot 7 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}) = 945,19 \text{ kN}$$

Forças de protensão na Seção 6, após as perdas imediatas (2ª camada):

$$P''_{0(x=8,15)} = P'_{0(x=8,15)} - |\Delta\sigma_p| \cdot A_{p(2^a \text{ cam})}$$

$$P''_{0(x=8,15)} = 980,22 - (53.592,89 \cdot 7 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}) = 943,08 \text{ kN}$$

Forças de protensão na Seção 6, após as perdas imediatas (3ª camada):

$$P''_{0(x=8,15)} = P'_{0(x=8,15)} - |\Delta\sigma_p| \cdot A_{p(3^a \text{ cam})}$$

$$P''_{0(x=8,15)} = 978,37 - (53.592,89 \cdot 7 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}) = 941,23 \text{ kN}$$

Forças de protensão na Seção 6, após as perdas imediatas (4ª camada):

$$P''_{0(x=8,15)} = P'_{0(x=8,15)} - |\Delta\sigma_p| \cdot A_{p(4^a \text{ cam})}$$

$$P''_{0(x=8,15)} = 976,39 - (53.592,89 \cdot 7 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}) = 939,25 \text{ kN}$$

Calculando-se a força de protensão dos 28 cabos, descontadas as perdas imediatas:

$$P''_{0(x=8,15)_{tot}} = 945,19 + 943,08 + 941,23 + 939,25 = 3.768,75 \text{ kN}$$

2.5 CÁLCULO DO VALOR EFETIVO DAS PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSÃO

O valor efetivo das perdas imediatas de protensão, na seção de dimensionamento, em seu valor numérico e percentual, é calculado pelas Equações (5) e (6) respectivamente.

$$\Delta P_{imed} = P_i - P''_{0(x=8,15)_{tot}} \quad (5)$$

$$\Delta P_{imed} = 4.171,30 - 3.768,75 = 402,55 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{imed(\%)} = \frac{\Delta P_{imed}}{P_i} \cdot 100 \quad (6)$$

$$\Delta P_{imed(\%)} = \frac{402,55}{4.171,30} \cdot 100 = 9,65 \%$$

Conclui-se, portanto, que a estimativa adotada de 10% para o percentual das perdas imediatas de protensão, é uma boa aproximação para os cálculos iniciais de vigas protendidas (Tabela C3).

Tabela C3 – Áreas dos diagramas de força de protensão, descontadas as perdas por atrito

	P_i (kN)	P_0 (kN)	P'_0 (kN)	P''_0 (kN)	ΔP_{imed} (kN)
Cabos da 1ª camada	1042,83	1030,55	982,33	945,19	97,64
Cabos da 2ª camada	1042,83	1026,33	980,22	943,08	99,75
Cabos da 3ª camada	1042,83	1022,64	978,37	941,23	101,6
Cabos da 4ª camada	1042,83	1018,56	976,39	939,25	103,58
Total	4171,30	4098,08	3917,31	3768,75	402,55

P_i é a força de protensão inicial

P_0 é a força de protensão descontada a perda por atrito

P'_0 é a força de protensão descontada a perda por atrito e encunhamento

P''_0 é a força de protensão descontada a perda por atrito, encunhamento e encurtamento elástico

ΔP_{imed} é a perda de protensão imediata

Fonte: autoria própria.

3 PERDAS PROGRESSIVAS

3.1 PERDAS POR FLUÊNCIA E RETRAÇÃO

Inicialmente são calculados os parâmetros que auxiliam o cálculo aproximado das deformações do concreto por retração e fluência propostos por Cholfe e Bonilha (2018). Tais deformações serão úteis para determinar as perdas de protensão por efeito conjunto da fluência e retração.

3.1.1 Parâmetros Auxiliares de Cálculo

O município de Goiânia apresenta umidade relativa do ar anual média (U) de aproximadamente 60% e temperatura média diária (T_i) de 25°C. Com base nessas informações os parâmetros espessura fictícia da viga protendida (h_{fic}) e idade fictícia do concreto (t_{fic}), são calculadas conforme as Equações (7) e (8).

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{\mu_{ar}} \quad (7)$$

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8 + 0,10 \cdot U)} = 1 + e^{(-7,8 + 0,10 \cdot 60)} = 1,165$$

$$\mu_{ar} = b_{viga} + 2 \cdot (h_{viga} - h_{laje}) = 0,65 + 2 \cdot (0,90 - 0,16) = 2,13 \text{ m}$$

$$A_c = 0,585 \text{ m}^2$$

Portanto:

$$h_{fic} = 1,165 \cdot \frac{2 \cdot 0,585}{2,13} = 0,64 \text{ m} = 64 \text{ cm}$$

$$t_{fic} = \alpha \cdot \frac{(T_i + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef} \quad (8)$$

De acordo com a Tabela A.2 da ABNT NBR 6118, para efeitos de retração, $\alpha = 1$, e para efeitos de fluência considerando cimento CPV-ARI, $\alpha = 3$. Assim, para idade efetiva (Δt_{ef}) de 14 dias, idade do concreto no dia da aplicação da protensão, calculam-se a seguir as idades fictícias para o efeito da retração e fluência:

$$\text{Retração: } t_{fic} = 1,0 \cdot \frac{(25 + 10)}{30} \cdot 14 \approx 16 \text{ dias}$$

$$\text{Fluência: } t_{fic} = 3,0 \cdot \frac{(25 + 10)}{30} \cdot 14 \approx 49 \text{ dias}$$

Para idade efetiva de 30 dias, período em que a carga permanente da laje é aplicada na viga devido a retirada dos escoramentos:

$$\text{Fluência: } t_{fic} = 3,0 \cdot \frac{(25 + 10)}{30} \cdot 30 \approx 105 \text{ dias}$$

3.1.2 Cálculo da deformação do concreto por retração

Segundo Cholfé e Bonilha (2018) a deformação por retração do concreto no intervalo de tempo t e t_0 é dada pela seguinte Equação (9):

$$\varepsilon_{cs(t,t_0)} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \cdot [\beta_{s(t)} - \beta_{s(t_0)}] \quad (9)$$

Adotando abatimento do concreto entre 10 e 15 cm, valores usuais na concretagem de elementos protendidos para edifícios de pequeno e médio porte, e $U = 60\%$, calcula-se o coeficiente ε_{1s} pela Equação (10).

$$10^4 \cdot \varepsilon_{1s} = 1,25 \cdot \left(-8,09 + \frac{U}{15} - \frac{U^2}{2.284} - \frac{U^3}{133.765} + \frac{U^4}{7.608.150} \right) \quad (10)$$

$$\varepsilon_{1s} = \frac{1,25 \cdot \left(-8,09 + \frac{U}{15} - \frac{U^2}{2.284} - \frac{U^3}{133.765} + \frac{U^4}{7.608.150} \right)}{10^4} = -6,972 \cdot 10^{-4}$$

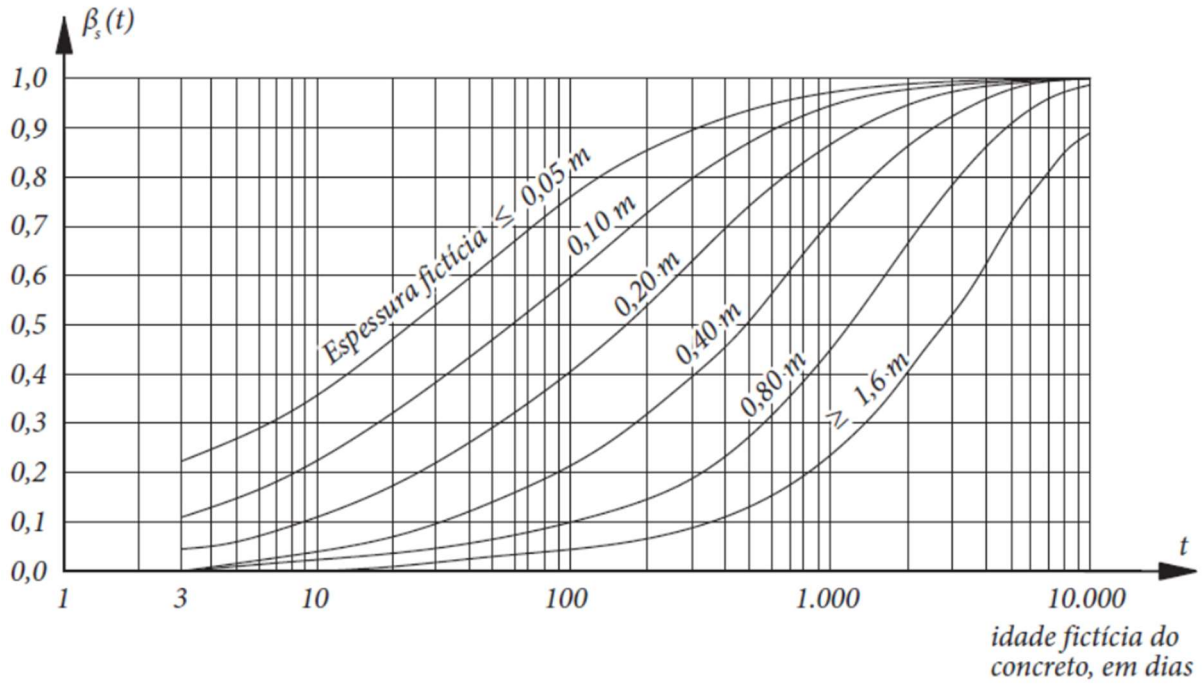
Conhecendo a espessura fictícia (h_{fic}) em centímetros, calcula-se o coeficiente ε_{2s} pela Equação (11)

$$\varepsilon_{2s} = \frac{(33 + 2 \cdot h_{fic})}{(20,8 + 3 \cdot h_{fic})} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{(33 + 2 \cdot 64)}{(20,8 + 3 \cdot 64)} = 0,757$$

O coeficiente $\beta_{s(t)}$, relativo à retração no instante final (t), pode ser considerado aproximadamente igual a 1, pois na prática, em geral, considera-se $t \rightarrow \infty$ (Figura C17). Por outro lado, o coeficiente $\beta_{s(t_0)}$, relativo à retração no instante inicial (t_0), pode ser calculado pela Equação (12), sendo (t_0) a idade fictícia do concreto.

Figura C17 – Variação de $\beta_{s(t)}$ em função da idade fictícia do concreto



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

$$\beta_{s(t_0)} = \frac{\left(\frac{t_0}{100}\right)^3 + A \cdot \left(\frac{t_0}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{t_0}{100}\right)}{\left(\frac{t_0}{100}\right)^3 + C \cdot \left(\frac{t_0}{100}\right)^2 + D \cdot \left(\frac{t_0}{100}\right) + E} \quad (12)$$

Em que:

$$A = 40;$$

$$B = 116 \cdot h_{fic}^3 - 282 \cdot h_{fic}^2 + 220 \cdot h_{fic} - 4,8$$

$$C = 2,5 \cdot h_{fic}^3 - 8,8 \cdot h_{fic} + 40,7$$

$$D = -75 \cdot h_{fic}^3 + 585 \cdot h_{fic}^2 + 496 \cdot h_{fic} - 6,8$$

$$E = -169 \cdot h_{fic}^4 + 88 \cdot h_{fic}^3 + 584 \cdot h_{fic}^2 - 39 \cdot h_{fic} + 0,8$$

Vale ressaltar que na Equação (12), utiliza-se o valor da espessura fictícia em metros, e que para valores de h_{fic} fora do intervalo $0,05 \leq h_{fic} \leq 1,6$ adotam-se os extremos correspondentes. Portanto:

$$A = 40,00$$

$$B = 116 \cdot 0,64^3 - 282 \cdot 0,64^2 + 220 \cdot 0,64 - 4,8 = 50,90$$

$$C = 2,5 \cdot 0,64^3 - 8,8 \cdot 0,64 + 40,7 = 35,72$$

$$D = -75 \cdot 0,64^3 + 585 \cdot 0,64^2 + 496 \cdot 0,64 - 6,8 = 530,70$$

$$E = -169 \cdot 0,64^4 + 88 \cdot 0,64^3 + 584 \cdot 0,64^2 - 39 \cdot 0,64 + 0,8 = 209,82$$

$$\beta_{s(16)} = \frac{\left(\frac{16}{100}\right)^3 + 40,00 \cdot \left(\frac{16}{100}\right)^2 + 50,90 \cdot \left(\frac{16}{100}\right)}{\left(\frac{16}{100}\right)^3 + 35,72 \cdot \left(\frac{16}{100}\right)^2 + 530,70 \cdot \left(\frac{16}{100}\right) + 209,82} = 0,032$$

Substituindo os valores encontrados na Equação (9):

$$\varepsilon_{cs(\infty,16)} = -6,972 \cdot 10^{-4} \cdot 0,757 \cdot [1 - 0,032] = -5,108 \cdot 10^{-4}$$

3.1.3 Coeficientes de fluência

A deformação do concreto devido a fluência depende do cálculo do coeficiente de fluência dado por:

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [\beta_{f(t)} - \beta_{f(t_0)}] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d \quad (13)$$

Segundo Cholfe e Bonilha (2018), devido ao fato de existir duas etapas de carregamentos permanentes em idades efetivas e fictícias diferentes, calcula-se, para cada etapa, um coeficiente de fluência $\varphi_{(t,t_0)}$ sendo t_0 a idade fictícia do concreto e t o instante final do tempo infinito. Para fins práticos, é possível considerar $\beta_{f(\infty)} = 1$ e $\beta_d = 1$. Além disso, de acordo com a NBR 6118, $\varphi_{d\infty}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4. Portanto:

$$\varphi_{(\infty,49)} = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [1 - \beta_{f(49)}] + 0,4$$

$$\varphi_{(\infty,105)} = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [1 - \beta_{f(105)}] + 0,4$$

Calculando-se primeiro o coeficiente de fluência para idade efetiva de 14 dias e idade fictícia de 49 dias, período de atuação dos carregamentos permanentes devidos ao peso próprio e força de protensão descontadas as perdas imediatas, o coeficiente de deformação rápida φ_a , é dado por:

$$\varphi_a = 0,8 \cdot \left(1 - \frac{\beta_{1(14)}}{\beta_{1(\infty)}}\right)$$

Onde:

$$\beta_{1(14)} = e^{\left[0,20 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{14}}\right)\right]} = 0,920$$

$$\beta_{1(\infty)} = \beta_{1(10.000)} = e^{\left[0,20 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{10.000}}\right)\right]} = 1,208$$

Portanto:

$$\varphi_a = 0,8 \cdot \left(1 - \frac{0,920}{1,208}\right) = 0,191$$

O cálculo do coeficiente de deformação lenta irreversível ($\varphi_{f\infty}$) para concretos de classes C20 a C45 é determinado por:

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (14)$$

O coeficiente φ_{1c} depende da umidade relativa do ambiente U , em porcentagem, e do abatimento do concreto. O valor de φ_{1c} para $U = 60\%$ e abatimento entre 10 cm e 15 cm pode ser calculado pela seguinte Equação (15):

$$\varphi_{1c} = 1,25 \cdot [4,45 - 0,035 \cdot U] \quad (15)$$

$$\varphi_{1c} = 1,25 \cdot [4,45 - 0,035 \cdot 60] = 2,938$$

O coeficiente φ_{2c} depende exclusivamente da espessura fictícia (h_{fic}) em centímetros, dado pela Equação (16):

$$\varphi_{2c} = \frac{(42 + h_{fic})}{(20 + h_{fic})} \quad (16)$$

$$\varphi_{2c} = \frac{(42 + 64)}{(20 + 64)} = 1,262$$

Portanto:

$$\varphi_{f\infty} = 2,938 \cdot 1,262 = 3,708$$

O coeficiente $\beta_{f(t_0)}$, relativo à deformação lenta irreversível por fluência no instante inicial (t_0), pode ser calculado pela Equação (17), sendo (t_0) a idade fictícia do concreto.

$$\beta_{f(t_0)} = \frac{t_0^2 + A \cdot t_0 + B}{t_0^2 + C \cdot t_0 + D} \quad (17)$$

Em que:

$$A = 42 \cdot h_{fic}^3 - 350 \cdot h_{fic}^2 + 588 \cdot h_{fic} + 113;$$

$$B = 768 \cdot h_{fic}^3 - 3.060 \cdot h_{fic}^2 + 3234 \cdot h_{fic} - 23$$

$$C = -200 \cdot h_{fic}^3 + 13 \cdot h_{fic}^2 + 1.090 \cdot h_{fic} + 183$$

$$D = 7.579 \cdot h_{fic}^3 - 31.916 \cdot h_{fic}^2 + 35.343 \cdot h_{fic} + 1.931$$

No cálculo de A, B, C e D, a espessura fictícia deve ser adotada em metros, e para valores de h_{fic} fora do intervalo ($0,05 \leq h_{fic} \leq 1,6$) adotam-se os extremos correspondentes. Dessa forma:

$$A = 42 \cdot 0,64^3 - 350 \cdot 0,64^2 + 588 \cdot 0,64 + 113 = 356,97$$

$$B = 768 \cdot 0,64^3 - 3.060 \cdot 0,64^2 + 3234 \cdot 0,64 - 23 = 994,71$$

$$C = -200 \cdot 0,64^3 + 13 \cdot 0,64^2 + 1.090 \cdot 0,64 + 183 = 833,50$$

$$D = 7.579 \cdot 0,64^3 - 31.916 \cdot 0,64^2 + 35.343 \cdot 0,64 + 1.931 = 13.464,52$$

$$\beta_{f(16)} = \frac{16^2 + 356,97 \cdot 16 + 994,71}{16^2 + 833,50 \cdot 16 + 13.464,52} = 0,257$$

Substituindo os valores encontrados, obtém-se o coeficiente de fluência para $t_{fic} = 49$:

$$\varphi_{(\infty,49)} = 0,191 + 3,708 \cdot [1 - 0,257] + 0,4 = 3,346$$

Calculando-se o coeficiente de fluência para idade efetiva de 30 dias e idade fictícia de 105 dias, período de atuação dos carregamentos devido à reação permanente da laje e carga da alvenaria, o coeficiente de deformação rápida φ_a , é dado por:

$$\varphi_a = 0,8 \cdot \left(1 - \frac{\beta_{1(30)}}{\beta_{1(\infty)}}\right)$$

$$\beta_{1(30)} = e^{\left[0,20 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{30}}\right)\right]} = 1,007$$

$$\beta_{1(\infty)} = \beta_{1(10.000)} = e^{\left[0,20 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{10.000}}\right)\right]} = 1,208$$

Portanto:

$$\varphi_a = 0,8 \cdot \left(1 - \frac{1,007}{1,208}\right) = 0,133$$

O coeficiente de deformação lenta irreversível ($\varphi_{f\infty}$) não se altera, portanto:

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} = 2,938 \cdot 1,262 = 3,708$$

A partir dos coeficientes A, B, C e D calculados anteriormente, calcula-se $\beta_{f(105)}$:

$$\beta_{f(105)} = \frac{105^2 + 356,97 \cdot 105 + 994,71}{105^2 + 833,50 \cdot 105 + 13.464,52} = 0,442$$

Substituindo os valores encontrados, obtém-se o coeficiente de fluência para $t_{fic} = 105$:

$$\varphi_{(\infty,105)} = 0,133 + 3,708 \cdot [1 - 0,442] + 0,4 = 2,602$$

3.1.4 Cálculo das Perdas Devido ao Efeito Conjunto da Retração e Fluência

As perdas por retração e fluência são calculadas pela Equação (18) denominada “Fórmula derivada da tensão média” recomendada pelo CEB FIB 78 – Anexo. Visto que as deformações por retração e fluência já foram calculadas, faz-se necessário determinar as tensões no concreto devido às ações permanentes (σ_{cg}) e à aplicação da protensão após as perdas imediatas (σ_{c,p_0}), além da tensão na armadura ativa devido à protensão (σ_{p_0}).

$$\Delta\sigma_{p,c+s(t,t_0)} = \frac{(\varepsilon_{cs(t,t_0)} \cdot E_p) + [\alpha_p \cdot \varphi(t,t_0) \cdot (\sigma_{c,p_0} + \sigma_{cg})] + [\alpha_p \cdot \sum_i \cdot (\Delta\sigma_{cgi} \cdot \varphi(t,t_i))]}{1 - \left[\alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p_0}}{\sigma_{p_0}} \cdot \left(1 + \frac{\varphi(t,t_0)}{2} \right) \right]} \quad (18)$$

Sendo:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} = \frac{200 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30}} = 7,245$$

3.1.4.1 Cálculo da Tensão σ_{cg}

Por meio da Equação (19) calcula-se a tensão σ_{cg} para os dois carregamentos permanentes, sendo σ_{cg1} a tensão devido ao peso próprio e σ_{cg2} a tensão devido a reação permanente da laje e da alvenaria. Tais tensões devem ser analisadas no nível do centro de gravidade da armadura protendida da seção de dimensionamento. Por esse motivo o cálculo é realizado separadamente para o agrupamento de cabos com $y_0 = 11,2$ e $y_0 = 12,8$.

$$\sigma_{cgi} = \frac{M_{k,gi}}{I_c} \cdot y \quad (19)$$

Tensão σ_{cg} exercida pelo agrupamento de cabos com $y_0 = 11,2$:

$$\sigma_{cg} = \frac{M_{k,g1}}{I_c} \cdot y = \frac{468,00 \cdot (0,45 - 0,112)}{0,03949} = 4.005,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cg2} = \frac{M_{k,g2}}{I_c} \cdot y = \frac{880,00 \cdot (0,45 - 0,112)}{0,03949} = 7.532,03 \text{ kN/m}^2$$

Tensão σ_{cg} exercida pelo agrupamento de cabos com $y_0 = 12,8$:

$$\sigma_{cg1} = \frac{M_{k,g1}}{I_c} \cdot y = \frac{468,00 \cdot (0,45 - 0,128)}{0,03949} = 3.816,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cg} = \frac{M_{k,g2}}{I_c} \cdot y = \frac{880,00 \cdot (0,45 - 0,128)}{0,03949} = 7.175,49 \text{ kN/m}^2$$

3.1.4.2 Cálculo da Tensão σ_{c,p_0}

Por meio da Equação (20) calcula-se a tensão inicial no concreto σ_{c,p_0} , devido unicamente à força de protensão descontadas as perdas imediatas. O cálculo também é realizado separadamente para o agrupamento de cabos com $y_0 = 11,2$ e $y_0 = 12,8$, visto que a tensão deve ser analisada no nível do centro de gravidade da armadura protendida na seção de dimensionamento.

$$\sigma_{c,p_0} = -\frac{P''_0}{A_c} - \frac{P''_0 \cdot e_p}{I_c} \cdot y \quad (20)$$

Tensão σ_{c,p_0} exercida pelo agrupamento de cabos com $y_0 = 11,2$:

$$P''_0 = 945,19 \text{ kN} + 943,08 \text{ kN} = 1.888,27 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,p_0} = -\frac{1.888,27}{0,585} - \frac{1.888,27 \cdot 0,338}{0,03949} \cdot 0,338 = -8.690,55 \text{ kN/m}^2$$

Tensão σ_{c,p_0} exercida pelo agrupamento de cabos com $y_0 = 12,8$:

$$P''_0 = 941,23 \text{ kN} + 939,25 \text{ kN} = 1.880,48 \text{ kN}$$

$$= -\frac{1.880,48}{0,585} - \frac{1.880,48 \cdot 0,322}{0,03949} \cdot 0,322 = -8.151,84 \text{ kN/m}^2$$

3.1.4.3 Cálculo das Tensões σ_{p_0}

A tensão σ_{p_0} na armadura ativa, devido à força de protensão descontadas as perdas imediatas, é calculada para o agrupamento de cabos com $y_0 = 11,2$ e $y_0 = 12,8$ por meio da Equação (21):

$$\sigma_{c,p_0} = -\frac{P''_0}{A_c} - \frac{P''_0 \cdot e_p}{I_c} \cdot y \quad (21)$$

Tensão σ_{p_0} no agrupamento de cabos com $y_0 = 11,2$:

$$\sigma_{p_0} = \frac{1.888,27}{(14 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4})} = 1.362.388,17 \text{ kN/m}^2$$

Tensão σ_{p_0} no agrupamento de cabos com $y_0 = 12,8$:

$$\sigma_{p_0} = \frac{1.880,48}{(14 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4})} = 1.356.767,68 \text{ kN/m}^2$$

3.1.4.4 Perda por Retração e Fluência dos Cabos

Por meio da Equação (18), calcula-se a perda de protensão pelo efeito conjunto da retração e fluência, para o grupamento de cabos com $y_0 = 11,2$ e $y_0 = 12,8$. Para fins didáticos calcula-se o numerador e o denominador de forma separada, ressaltando que o primeiro representa a soma direta dos efeitos da retração e da fluência do concreto, e o segundo, o efeito redutivo da interdependência dos fenômenos cujo resultado é sempre positivo e superior a 1.

A perda de tensão $\Delta\sigma_{p,c+s(\infty,49)}$ do agrupamento de cabos com $y_0 = 11,2$ é dado por:

$$\text{Numerador: } (-5,108 \cdot 10^{-4} \cdot 200 \cdot 10^6) + [7,245 \cdot 3,346 \cdot (-8.690,55 + 4.005,67)] + (7,245 \cdot 7.532,03 \cdot 2,602) = -73.739,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Denominador: } 1 - [7,245 \cdot \left(\frac{-8.690,55}{1.362.388,17}\right) \cdot \left(1 + \frac{3,346}{2}\right)] = 1,124$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s(\infty,49)}^{y_0=11,2} = \frac{-73.739,80}{1,124} = -65.604,80 \text{ kN/m}^2$$

A perda de tensão $\Delta\sigma_{p,c+s(\infty,49)}$ do agrupamento de cabos com $y_0 = 12,8$ é dado por:

$$\begin{aligned} \text{Numerador: } & (-5,108 \cdot 10^{-4} \cdot 200 \cdot 10^6) + [7,245 \cdot 3,346 \cdot (-8.151,84 + 3.816,05)] \\ & + (7,245 \cdot 7.175,49 \cdot 2,602) = -71.998,55 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Denominador: } 1 - [7,245 \cdot \left(\frac{-8.151,84}{1.356.767,68} \right) \cdot \left(1 + \frac{3,346}{2} \right)] = 1,116$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s(\infty,49)}^{y_0=12,8} = \frac{-71.998,55}{1,116} = -64.514,83 \text{ kN/m}^2$$

Ao multiplicar as perdas de protensão $\Delta\sigma_{p,c+s(\infty,49)}$ pela área de aço do agrupamento correspondente, obtém-se a perda da força de protensão do agrupamento. Portanto:

$$\Delta P_{p,c+s(\infty,49)}^{y_0=11,2} = \Delta\sigma_{p,c+s(\infty,49)}^{y_0=11,2} \cdot A_p = 65.604,80 \cdot (14 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}) = 90,93 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{p,c+s(\infty,49)}^{y_0=1,8} = \Delta\sigma_{p,c+s(\infty,49)}^{y_0=12,8} \cdot A_p = 64.514,83 \cdot (14 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}) = 89,42 \text{ kN}$$

3.2 PERDAS POR RELAXAÇÃO DO AÇO

Segundo Cholfe e Bonilha (2018), os aços protendidos, quando submetidos a tensões acima de $0,5 f_{ptk}$, sofrem perdas de protensão devido a relaxação do aço. Tal relaxação é considerada pura para cabos cujo comprimento ancorado não se altera. Mas a perda a qual se deseja calcular, se refere aos cabos cujo comprimento entre os pontos de ancoragem foram reduzidos pelo encurtamento do concreto devido aos efeitos de retração e fluência, denominada perda por relaxação relativa, cuja expressão é dada por:

$$\Delta\sigma_{pr,rel(t,t_0)} = \Delta\sigma_{pr(t,t_0)} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{|\Delta\sigma_{p,c+s(t,t_0)}|}{\sigma_{pi}} \right) \quad (22)$$

Portanto, faz-se necessário determinar, em primeira instância, a perda por relaxação pura no tempo infinito $\Delta\sigma_{pr(\infty,t_0)}$ e a tensão σ_{pi} na armadura de protensão após as perdas imediatas somadas aos efeitos de ações permanentes posteriores.

3.2.1 Perdas por Relaxação dos Cabos com $y_0 = 11,2$

A tensão σ_{pi} que ocorre no agrupamento de cabos é dada pela Equação (23), cuja primeira parcela da soma refere-se à tensão provocada pela força P''_0 , e a segunda parcela, pelo acréscimo de tensão $\Delta\sigma_{p0}$ devido atuação futura das cargas de laje e alvenaria. Partindo do pressuposto que as deformações do concreto e do aço de protensão devido a essas cargas, são iguais, o acréscimo de tensão $\Delta\sigma_{p0}$ pode ser obtido indiretamente pela multiplicação da tensão

no concreto pelo coeficiente α_p que relaciona os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Portanto:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{p0} \quad (23)$$

$$\sigma_{pi} = \frac{P''_{0(x=8,15)}}{A_p} + \frac{M_{k,g2} \cdot e_p}{I_c} \cdot \alpha_p$$

$$\sigma_{pi} = \frac{1.888,27}{14 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}} + 7.532,03 \cdot 7,245 = 1.416.957,73 \text{ kN/m}^2$$

Conforme a NBR 6118, a perda por relaxação pura $\Delta\sigma_{pr(t,t_0)}$ é determinada pela Equação (24) como sendo o produto entre a tensão σ_{pi} e o coeficiente $\Psi_{(t,t_0)}$ que mede em porcentagem a intensidade da perda por relaxação do aço.

$$\Delta\sigma_{pr(\infty,105)} = \Psi_{\infty} \cdot \sigma_{pi} \quad (24)$$

Como a análise das perdas progressivas é feita, neste trabalho, para o tempo final (t) no infinito, e tempo inicial (t_0) na idade fictícia de 105 dias calcula-se o coeficiente $\Psi_{(\infty,105)}$ da seguinte forma:

$$\Psi_{(\infty,105)} = \Psi_{\infty} = 2,5 \cdot \Psi_{1000} \quad (25)$$

Conforme abordado anteriormente, os valores médios de Ψ_{1000} podem ser obtidos pela Tabela 8.4 da ABNT NBR 6118, sendo necessário apenas determinar a proporção entre a tensão σ_{pi} e a resistência característica f_{ptk} do aço de protensão (ABNT, 2014).

$$\frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}} = \frac{1.416.957,73}{1.900.000} = 0,746 \therefore \sigma_{pi} = 0,746 \cdot f_{ptk}$$

Interpolando os valores apresentados na Tabela 8.4 da NBR 6118:

$$\Psi_{1000} = 2,50 + \frac{0,746 - 0,70}{0,80 - 0,70} \cdot (3,50 - 2,50) = 2,96 \%$$

$$\Psi_{\infty} = 2,5 \cdot \Psi_{1000} = 2,5 \cdot 2,96 \% = 7,40 \%$$

Por meio da Equação (24):

$$\Delta\sigma_{pr(\infty,105)}^{y_0=11,2} = \Psi_{\infty} \cdot \sigma_{pi} = \frac{7,40}{100} \cdot 1.416.957,73 = 104.854,87 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, calcula-se a perda de protensão por relaxação relativa do conjunto de cabos com $y_0 = 11,2$:

$$\Delta\sigma_{pr,rel(\infty,105)}^{y_0=11,2} = 104.854,87 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{|-64.514,83|}{1.416.957,73}\right) = 95.306,68 \text{ kN/m}^2$$

Por fim, determina-se a perda da força de protensão, por relaxação relativa do aço, do conjunto de cabos com $y_0 = 11,2$:

$$\Delta P_{pr(\infty,105)}^{y_0=11,2} = \Delta\sigma_{pr,rel(\infty,105)}^{y_0=11,2} \cdot A_p = 95.306,68 \cdot (14 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}) = 132,10 \text{ kN}$$

3.2.2 Perdas por Relaxação dos Cabos com $y_0 = 12,8$

Pela Equação (23):

$$\sigma_{pi} = \frac{1.880,48}{13,86 \cdot 10^{-4}} + 7.175,49 \cdot 7,245 = 1.408.754,10 \text{ kN/m}^2$$

Para obtenção do coeficiente Ψ_{1000} , calcula-se a relação:

$$\frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}} = \frac{1.408.754,10}{1.900.000} = 0,741 \therefore \sigma_{pi} = 0,741 \cdot f_{ptk}$$

Interpolando os valores apresentados na Tabela 8.4 da ABNT NBR 6118:

$$\Psi_{1000} = 2,50 + \frac{0,741 - 0,70}{0,80 - 0,70} \cdot (3,50 - 2,50) = 2,91 \%$$

$$\Psi_{\infty} = 2,5 \cdot \Psi_{1000} = 2,5 \cdot 2,91 \% = 7,28 \%$$

Por meio da Equação (24):

$$\Delta\sigma_{pr(\infty,105)}^{y_0=12,8} = \Psi_{\infty} \cdot \sigma_{pi} = \frac{7,28}{100} \cdot 1.408.754,10 = 102.557,30 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, calcula-se a perda de protensão por relaxação relativa do conjunto de cabos com $y_0 = 12,8$:

$$\Delta\sigma_{pr,rel(\infty,105)}^{y_0=12,8} = 102.557,30 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{|-64.514,83|}{1.408.754,10}\right) = 93.163,94 \text{ kN/m}^2$$

Por fim, determina-se a perda da força de protensão, por relaxação relativa do aço, do conjunto de cabos com $y_0 = 12,8$:

$$\Delta P_{pr(\infty,105)}^{y_0=12,8} = \Delta\sigma_{pr,rel(\infty,105)}^{y_0=12,8} \cdot A_p = 93.163,94 \cdot (14 \cdot 0,99 \cdot 10^{-4}) = 129,13 \text{ kN}$$

3.3 VALOR EFETIVO DAS PERDAS PROGRESSIVAS E TOTAIS DE PROTENSÃO

O valor efetivo das perdas progressivas de protensão (ΔP_{prog}), na seção 6 de dimensionamento, em seu valor numérico e percentual, é calculado pelas Equações (26) e (27) respectivamente.

$$\Delta P_{prog} = \Delta P_{p,c+s} + \Delta P_{pr} \quad (26)$$

$$\Delta P_{prog} = (90,93 + 89,42) + (132,10 + 129,13) = 441,58 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{prog(\%)} = \frac{\Delta P_{prog}}{P_i} \cdot 100 \quad (27)$$

$$\Delta P_{imed(\%)} = \frac{441,58}{4.171,30} \cdot 100 = 10,59 \%$$

Portanto, o valor numérico e percentual das perdas totais efetivas de protensão (ΔP_{tot}) é calculado pelas Equações (28) e (29) a seguir:

$$\Delta P_{tot} = \Delta P_{imed} + \Delta P_{prog} \quad (28)$$

$$\Delta P_{tot} = 402,55 + 441,58 = 844,13 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{tot(\%)} = \Delta P_{imed(\%)} + \Delta P_{prog(\%)} \quad (29)$$

$$\Delta P_{tot(\%)} = 9,65 + 10,59 = 20,24\%$$

Podemos concluir, segundo Hanai (2005), que o percentual das perdas totais efetivas de protensão está condizente com os valores esperados (20 a 30%).

4 ARMADURAS PASSIVAS

4.1 ARMADURAS LONGITUDINAIS

4.1.1 Verificação da necessidade de armadura de compressão

É necessário calcular o momento fletor limite (M_{lim}) para saber se, com as dimensões adotadas, a viga trabalhará dentro ou fora do limite de relaxação $x = 0,45 \cdot d$ do domínio 3. Caso o momento solicitante exceda o momento limite, faz-se necessário calcular uma armadura de compressão responsável por resistir ao momento excedente. O momento limite é dado por:

$$M_{lim} = 0,251 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (30)$$

$$M_{lim} = 0,251 \cdot 0,65 \cdot 0,85^2 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4} = 2.525,91 \text{ kN.m}$$

O momento fletor solicitante de cálculo ($M_{s,d}$) é determinado pela combinação dos momentos devido à carga permanente e variável. Como visto anteriormente, a NBR 6118 determina que o momento isostático de protensão não deve ser considerado na verificação do ELU das seções protendidas, pois a protensão pode ser considerada como uma solicitação interna. Portanto:

$$M_{s,d} = 1,4 \cdot (M_g + M_q) \quad (31)$$

$$M_g = \frac{(14,625 + 13,50 + 14,00) \cdot 16^2}{8} = 1.348 \text{ kN.m}$$

$$M_q = \frac{18,00 \cdot 16^2}{8} = 576 \text{ kN.m}$$

Portanto, pela Equação (31):

$$M_{s,d} = 1,4 \cdot (1.348 + 576) = 2.693,60 \text{ kN.m}$$

Como $M_{s,d} = 2.693,60 \text{ kN.m} > M_{lim} = 2.525,91 \text{ kN.m}$, conclui-se que deverá ser calculada além da armadura passiva tracionada A_s , uma armadura passiva de compressão A'_s .

4.1.2 Tensão de cálculo σ_{pd} nas armaduras ativas no ELU

Conforme abordado na Seção 2.2.5.3, a tensão atuante no ELU nas armaduras ativas não aderentes (σ_{pd}) é dado por:

$$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_p}{\gamma_s} \quad (32)$$

Onde:

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + \Delta\sigma_p \quad (33)$$

Por se tratar de uma viga protendida não aderente, caso a viga protendida cumpra a relação $L/d \leq 35$, o acréscimo de tensão $\Delta\sigma_p$ pode ser calculado pela Equação (34), conforme o item 17.2.22-c da NBR 6118.

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \cdot \rho_p} \quad (34)$$

Estimando-se uma altura útil de 85 cm, verifica-se o cumprimento da relação $L/d \leq 35$:

$$\frac{L}{d} = \frac{1600}{85} = 18,82 < 35$$

Como a relação foi atendida, calcula-se a taxa geométrica da armadura ativa (ρ_p), por meio dada Equação (35).

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c \cdot d_p} \quad (35)$$

$$\rho_p = \frac{(28 \cdot 0,99)}{65 \cdot (90 - 12)} = 5,47 \cdot 10^{-3}$$

Calculando $\Delta\sigma_p$ pela Equação (34):

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{30}{100 \cdot 5,47 \cdot 10^{-3}} = 124,84 \text{ MPa}$$

Segundo Zanette (2006), esse acréscimo de tensão $\Delta\sigma_p$ na armadura ativa pode ser considerado a partir da tensão de pré-alongamento do aço σ_{pn} . Partindo da hipótese do estado de neutralização da seção protendida, a tensão σ_{pn} é dada por:

$$\sigma_{pn} = \frac{N_{pnd}}{A_p} \quad (36)$$

Onde:

$$N_{pnd} = (\gamma_p \cdot P_{\infty,ef}) + (\gamma_p \cdot \alpha_p \cdot A_p \cdot |\sigma_{cp}|) \quad (37)$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{\gamma_p \cdot P_{\infty,ef}}{A_c} - \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty,ef} \cdot e_p^2}{I_c} \quad (38)$$

A força de neutralização (N_{pnd}) depende da tensão no concreto σ_{cp} produzida pela força de protensão efetiva no tempo infinito, no nível do centro de gravidade da armadura de protensão. O efeito provocado pela protensão é considerado uma ação favorável, ou seja, a tensão σ_{cp} deve ser ponderada por $\gamma_p = 0,9$, valor obtido pela tabela 11.1 da ABNT NBR 6118. Portanto, a tensão no concreto σ_{cp} para verificações no ELU, é dada por:

$$N_{pnd} = (0,9 \cdot 3.327,17) + (0,9 \cdot 7,245 \cdot 27,72 \cdot 10^{-4} \cdot 13.376,41) = 3.236,23 \text{ kN}$$

4.1.3 Cálculo de A_s e A'_s pelo equilíbrio da seção

A partir das equações de equilíbrio (39) e (40) dos esforços horizontais e dos momentos fletores em relação à linha neutra, respectivamente, calcula-se a força atuante na armadura tracionada (R_{st}) e comprimida (R_{sc}). As forças atuantes de compressão no concreto (R_{cc}) e de tração na armadura de protensão (R_{pt}) são calculadas pelas Equações (41) e (42).

$$R_{cc} + R_{sc} - R_{st} - R_{pt} = 0 \quad (39)$$

$$M_{R,d} = R_{cc} \cdot (x - 0,4 \cdot x) + R_{sc} \cdot (x - d'_s) + R_{st} \cdot (d_s - x) + R_{pt} \cdot (d_p - x) \quad (40)$$

$$R_{cc} = A_c \cdot \sigma_{cd} = (b_w \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (0,85 \cdot f_{cd}) \quad (41)$$

$$R_{pt} = A_p \cdot \sigma_{pd} \quad (42)$$

Portanto:

$$R_{cc} = (65 \cdot 0,8 \cdot 38,25) \cdot \left(0,85 \cdot \frac{3,0}{1,4}\right) = 3.622,82 \text{ kN}$$

$$R_{pt} = 27,72 \cdot 112,377 = 3.115,09 \text{ kN}$$

Pela Equação (79):

$$3.622,82 + R_{sc} - R_{st} - 3.115,09 = 0$$

$$R_{sc} = R_{st} - 507,73 \quad (43)$$

Na Equação (40) considera-se o momento resistente ($M_{R,d}$) igual ao momento solicitante de cálculo ($M_{s,d}$), a altura útil (d) igual a 38,25 cm e a altura da linha neutra (x) igual a $0,45 \cdot d$. Portanto:

$$M_{Rd} = R_{cc} \cdot (x - 0,4 \cdot x) + R_{sc} \cdot (x - d'_s) + R_{st} \cdot (d_s - x) + R_{pt} \cdot (d_p - x)$$

$$269.360,00 = 3.622,82 \cdot (38,25 - 0,4 \cdot 38,25) + R_{sc} \cdot (38,25 - 5) + R_{st} \cdot (85 - 38,25) + 3.115,09 \cdot (78 - 38,25)$$

$$33,25 \cdot R_{sc} + 46,75 \cdot R_{st} = 62.391,45 \quad (44)$$

Substituindo a Equação (43) na Equação (44):

$$33,25 \cdot (R_{st} - 507,73) + 46,75 \cdot R_{st} = 62.391,45$$

$$80 \cdot R_{st} = 79.273,47$$

$$R_{st} = 990,92 \text{ kN} \therefore R_{sc} = 483,19 \text{ kN}$$

Conhecidas as forças R_{st} e R_{sc} , calculam-se as áreas de aço A_s e A'_s pelas Equações (45) e (46) respectivamente.

$$A_s = \frac{R_{st}}{\sigma_{sd}} \quad (45)$$

$$A_s = \frac{990,92}{43,5} = 22,78 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{R_{sc}}{\sigma_{sd}} \quad (46)$$

$$A'_s = \frac{483,19}{43,5} = 11,11 \text{ cm}^2$$

Utilizando barras de Ø25 mm para a armadura de tração e barras de Ø16 mm para a armadura de compressão, calculam-se o número de barras necessárias:

$$N^{\circ}_{\text{barras tracionadas}} = \frac{A_s}{A_{s1\varnothing25mm}} = \frac{22,78 \text{ cm}^2}{4,91 \text{ cm}^2} = 5 \text{ barras}$$

$$N^{\circ}_{\text{barras comprimidas}} = \frac{A'_s}{A_{s1\varnothing16mm}} = \frac{11,11 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 6 \text{ barras}$$

4.1.4 Armaduras de pele

Devido ao fato de que a altura (h) da viga excede 60 cm, será utilizada armadura de pele, cujo cálculo da área de aço para cada face lateral é feito pela Equação (47).

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_c \quad (47)$$

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot 65 \cdot 90 = 5,85 \text{ cm}^2$$

Utilizando barras de Ø12,5 mm para a armadura de pele, calcula-se o número de barras necessárias em cada face lateral:

$$N_{\text{barras por face lateral}}^{\circ} = \frac{A_{s,pele}}{A_{s_{1\varnothing 12,5 \text{ mm}}}} = \frac{5,85 \text{ cm}^2}{1,23 \text{ cm}^2} = 5 \text{ barras}$$

4.2 ARMADURAS PASSIVAS TRANSVERSAIS

A verificação de estado-limite último ao cisalhamento em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória, quando atendidas as verificações da diagonal comprimida (Equação 48) e da diagonal tracionada (Equação 49).

$$V_{sd} \leq V_{Rd_2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (48)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd_3} = V_c + V_{sw} \quad (49)$$

4.2.1 Verificação da diagonal comprimida

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (50)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

Portanto:

$$V_{Rd_2} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4} \cdot 0,65 \cdot 0,85 = 2.813,01 \text{ kN}$$

Calculando o esforço cortante de cálculo:

$$V_k = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{(14,625 + 13,50 + 14,00 + 18,00) \cdot 16,00}{2} = 481 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_k = 1,4 \cdot 481 = 673,40 \text{ kN}$$

Realizando a verificação quanto à biela comprimida:

$$V_{sd} = 673,40 < V_{Rd_2} = 2.813,01 \text{ kN}$$

4.2.2 Verificação da diagonal tracionada

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2 \cdot V_{c0}$$

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

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2}}{1,4} = 1,45 \text{ Mpa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot 1,45 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,85 = 480,68 \text{ kN}$$

$$M_0 = \gamma_p \cdot P_\infty \cdot \frac{W}{A_c} + \gamma_p \cdot P_\infty \cdot e_p$$

$$M_0 = 0,9 \cdot 3.327,17 \cdot \frac{0,08775}{0,585} + 0,9 \cdot 3.327,17 \cdot 0,33 = 1.437,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd,máx} = 1,4 \cdot \frac{(14,625 + 13,50 + 14,00 + 18,00) \cdot 16,00^2}{8} = 2.693,60 \text{ kN.m}$$

$$V_c = 480,68 \cdot \left(1 + \frac{1.437,34}{2.693,60} \right) \leq 2 \cdot 480,68$$

$$V_c = 737,18 \text{ kN} < 961,36 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 673,40 - 737,18 = -63,78 \text{ kN}$$

Significa que é necessário apenas armadura mínima:

$$\left(\frac{A_{sw,min}}{s} \right) = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w = 0,2 \cdot \frac{0,290}{50} \cdot 65 = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaçamento (s) dos estribos verticais de Ø6,3 mm (4 ramos):

$$s = \frac{4 \cdot A_{sw1\emptyset6,3mm}}{A_{sw,min}} = \frac{4 \cdot \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4}}{7,54} \cong 0,17 \text{ m}$$

4.2.3 Armaduras de Fretagem

$$T_k = 0,3 \cdot P_i \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$a = 14 \text{ cm} \cdot 4 = 56 \text{ cm}$$

$$T_k = 0,3 \cdot 4.171,30 \left(1 - \frac{56}{90}\right) = 472,75 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{1,4 \cdot T_k}{f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 472,75}{\frac{50}{1,15}} = 15,22 \text{ cm}^2$$

Quantidade de estribos (N_{est}) por metro:

$$N_{est} = \frac{A_{sw}}{4 \cdot A_{sw_{1\varnothing 8 \text{ mm}}}} = \frac{15,22}{4 \cdot 0,50} = 8 \text{ estribos}$$

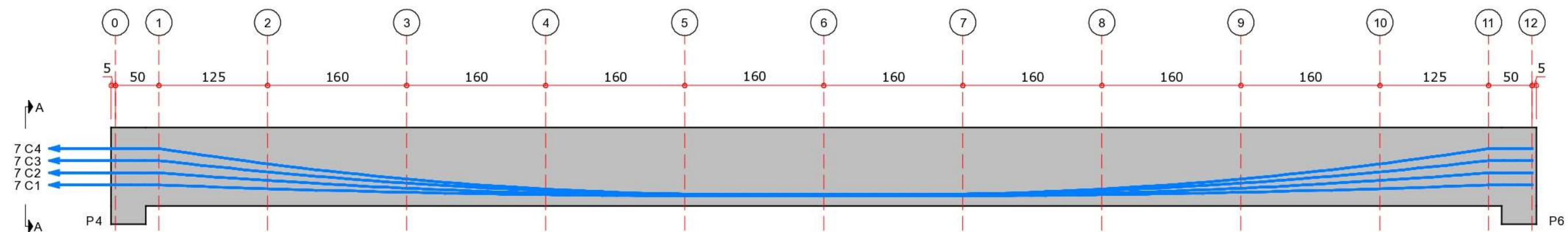
Espaçamento para distribuição nos primeiros 65 cm:

$$s = \frac{h}{N_{est}} = \frac{90}{8} \cong 11 \text{ cm}$$

Apêndice D – Prancha Executiva da viga protendida V101

Detalhe das armaduras ativas

ESC.: 1:50



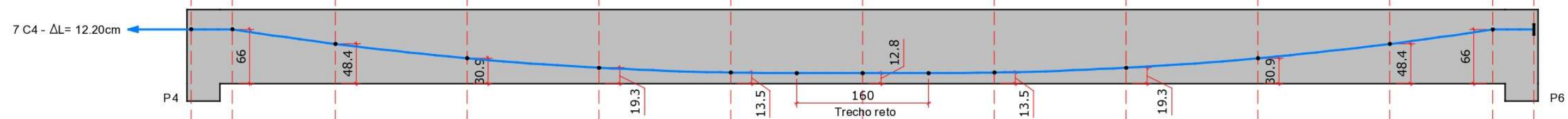
PLANTA

ESC 1:50



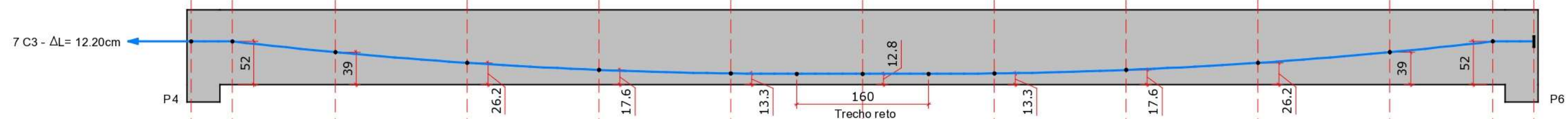
ELEVAÇÃO DOS CABOS DA 4ª CAMADA

ESC 1:50



ELEVAÇÃO DOS CABOS DA 3ª CAMADA

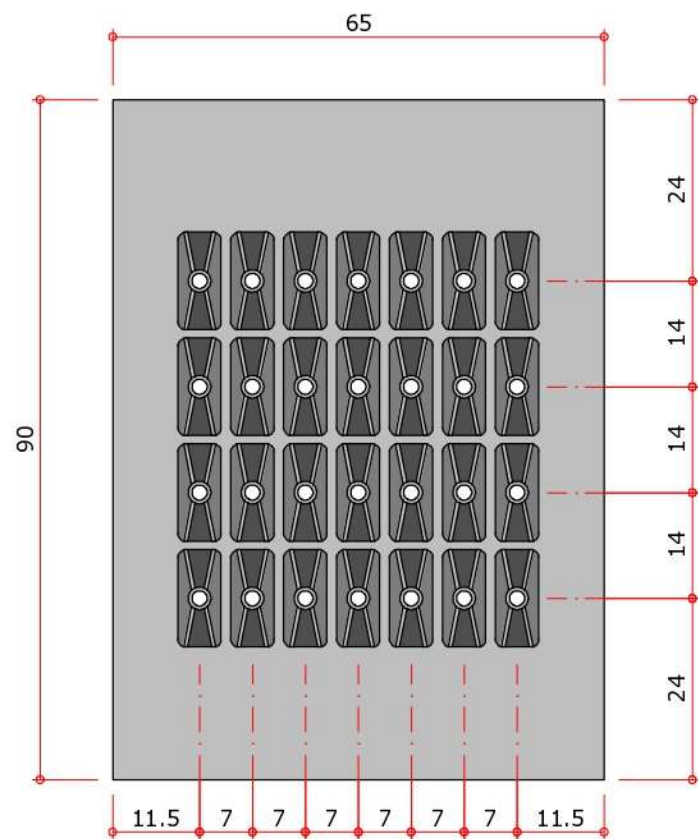
ESC 1:50



ELEVAÇÃO DOS CABOS DA 2ª CAMADA

ESC 1:50

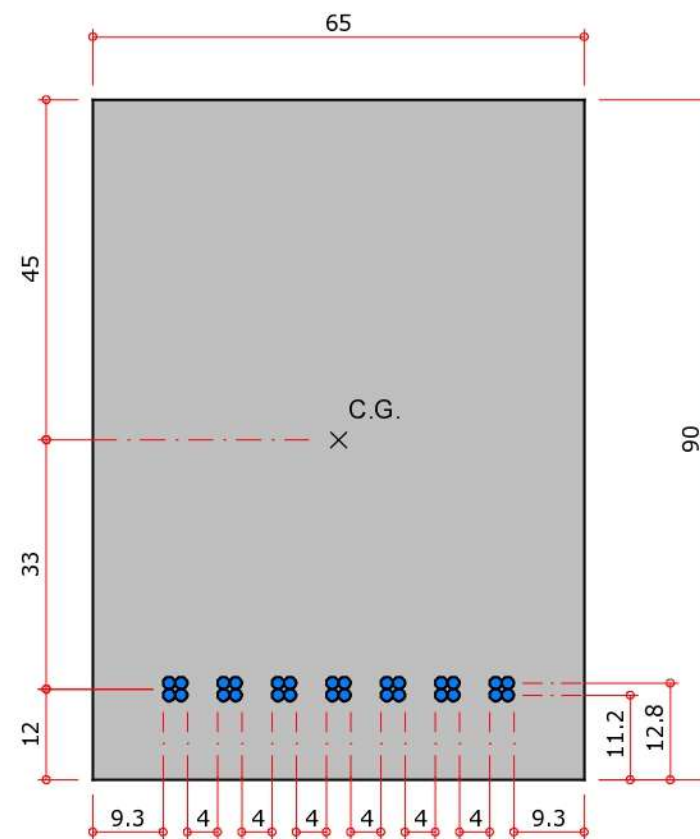
Vista A-A
ESC 1:10



ATENÇÃO!

Protender com no mínimo 27,61 MPa

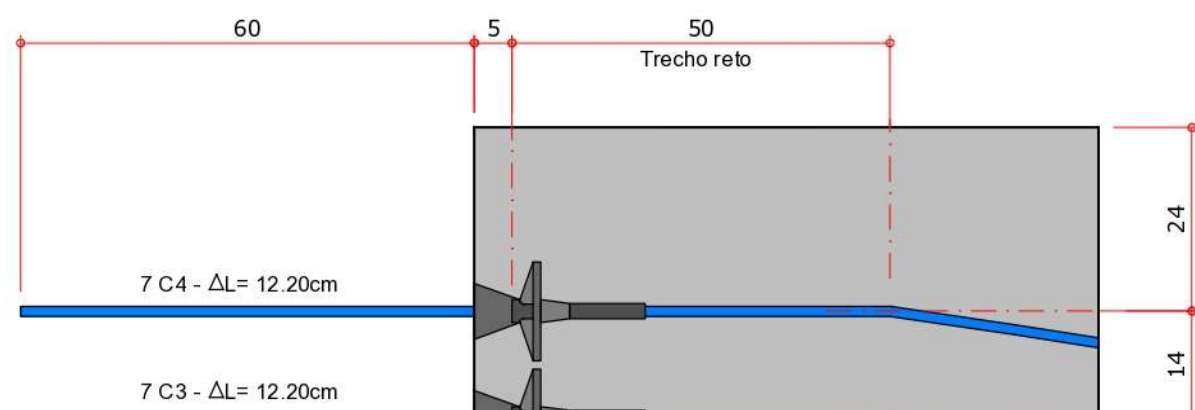
Seção 6
ESC 1:10



Legenda:

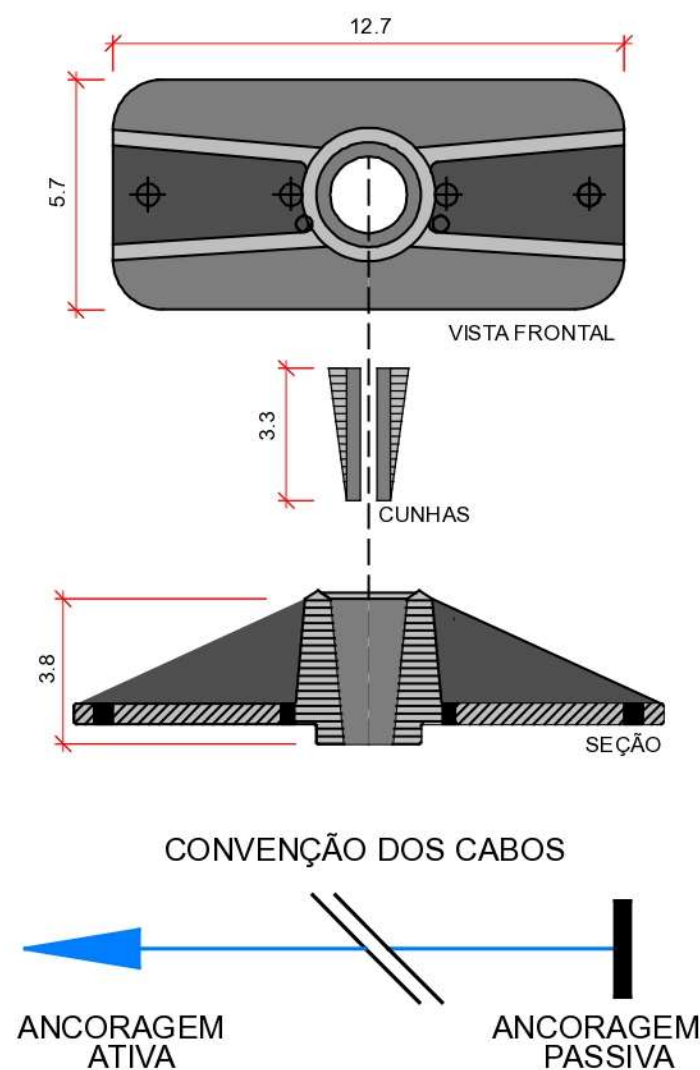
C.G. (Centro Geométrico)

**Vista Lateral da
Extremidade Ativa**
ESC 1:10



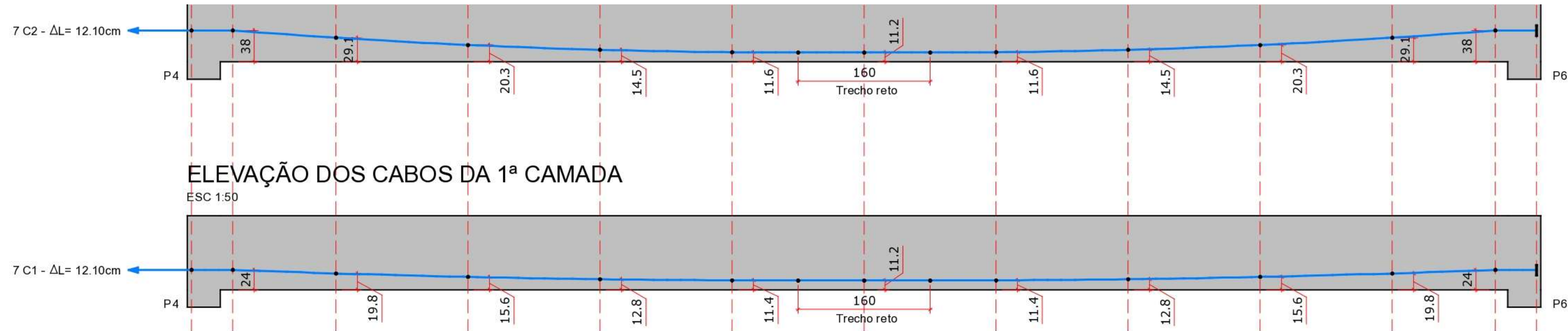
SÍMBOLOS E LEGENDAS

DETALHE DA ANCORAGEM PARA CABO DE MONOCORDOALHA



NOTAS GERAIS:

1. Classe de Agressividade Ambiental: CAA II
2. Concreto C-30 | $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Fator água/cimento $\leq 0,55$
Módulo de Elasticidade: $E_{ci} = 27.605 \text{ MPa}$
3. Cobrimento nominal
Armadura passiva = 2,5 cm | Armadura Ativa = 3,5 cm
4. Os cabos serão constituídos por cordoalhas engraxadas e plastificadas aço CP 190 RB Ø 12,7 mm.
5. A força inicial de protensão que deverá ser aplicada em cada cordoalha é de: 14.90 tf.
6. Aplicação da protensão: 14 dias após a concretagem desde que: $F_{ck,14} \geq 27,61 \text{ MPa}$
7. As elevações dos cabos foram cotadas do fundo da viga até o eixo dos mesmos.
8. A tolerância máxima na elevação dos cabos em relação à



QUANTITATIVO DE CONCRETO E FORMA

Volume de concreto (C-30) = 9.49 m^3

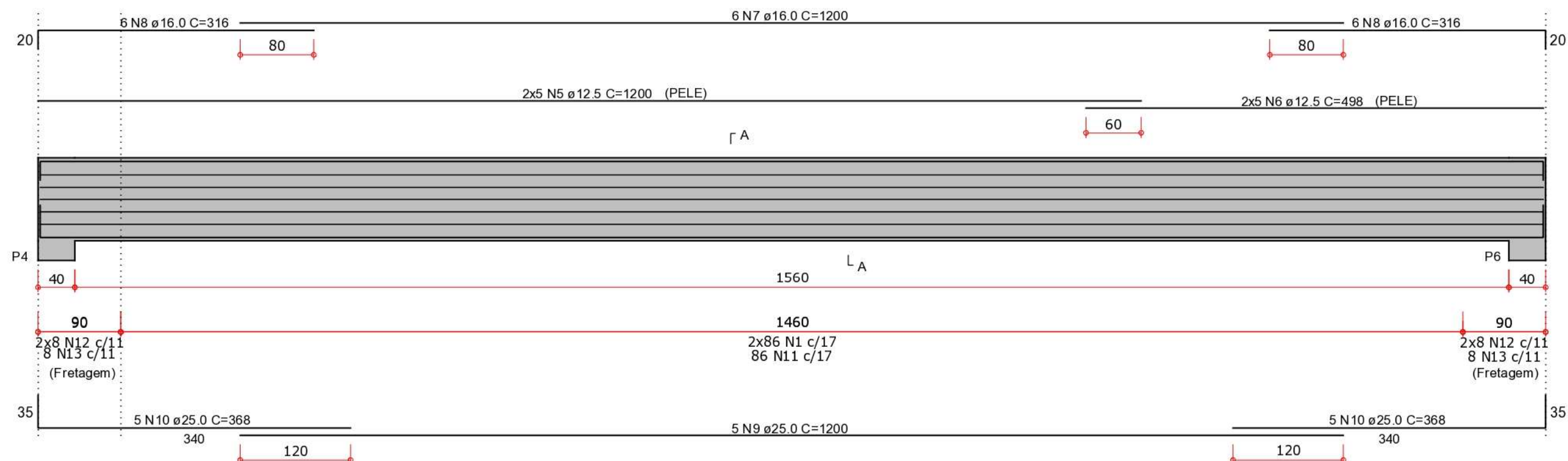
Área de forma = 38.22 m^2

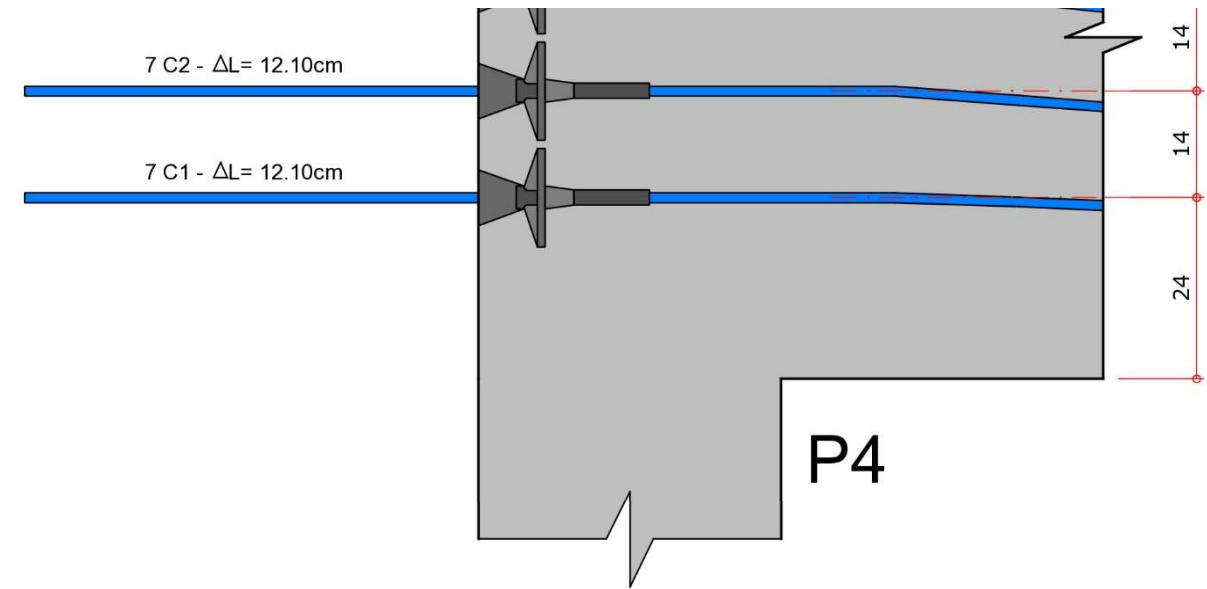
Detalhe das armadura passivas

ESC.: 1:50

V101

ESC 1:50





Relação do aço

V101

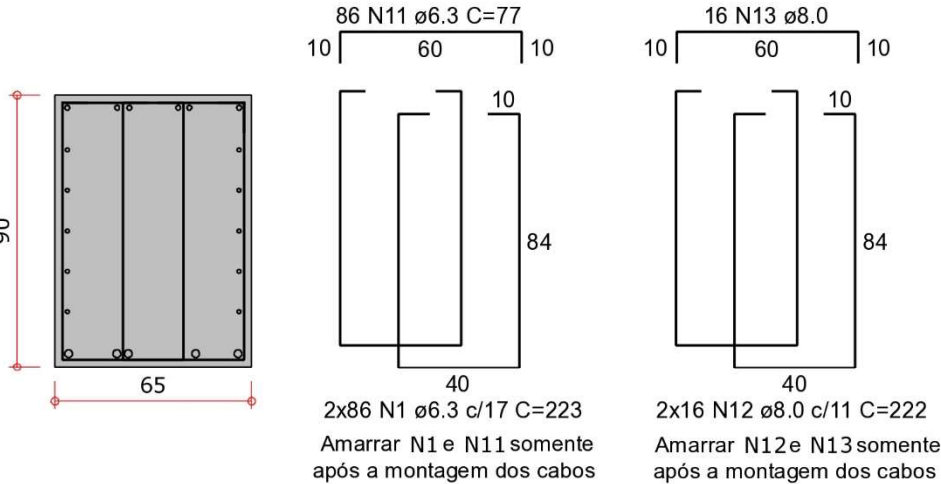
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	172	223	38356
	11	6.3	86	77	6622
	12	8.0	32	222	7104
	13	8.0	16	77	1232
	5	12.5	10	1200	12000
	6	12.5	10	498	4980
	7	16.0	6	1200	7200
	8	16.0	12	316	3792
	9	25.0	5	1200	6000
	10	25.0	10	368	3680

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	449.8	121.1
	8.0	83.4	36.2
	12.5	169.8	179.9
	16.0	110	190.8
	25.0	96.8	410.3
PESO TOTAL (kg)			
CA50		938.3	

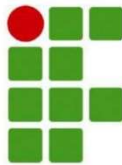
Seção A-A

ESC 1:25



- Os alongamentos após a cravação, estão indicados no detalhamento da viga (nesta prancha).
- Os alongamentos obtidos na execução da protensão devem ser fornecidos ao engenheiro estrutural para aprovação.
- A retirada dos escoramentos da viga e das lajes somente poderá ser realizada 30 dias após a concretagem.
- Todas as medidas estão em centímetro, exceto onde indicado.
- Parâmetros considerados para as cordoalhas não aderentes:
Módulo de Elasticidade: $E_p = 200.000 \text{ MPa}$
Coeficiente de atrito: $\mu = 0,05 \text{ 1/rad}$
Coeficiente de perda por metro: $k = 0,0005 \text{ 1/m}$
Acomodação da ancoragem ativa: $\Delta w = 6 \text{ mm}$
- Todas as ancoragens passivas deverão ser pré-blocadas.

Nº	Comentário	Data	Autor
0	Emissão inicial	13/12/2023	Estevão Brisolla



Depósito
R. 75, 46 - Setor Central, Goiânia - GO

Proprietário: Instituto Federal de Goiás - Câmpus Goiânia

Autores: Estevão Rezende Brisolla

Cláudio Marra Alves

PROJETO Nº:	DATA:	ESPECIFICAÇÃO DOS MATERIAIS:
01/2023	13/12/2023	CONCRETO CLASSE (NBR8953): C 30, $E_i \geq 27605 \text{ MPa}$ Fator A/C ≤ 0.55 , Slump= 12±2, AÇO CA50 e CP190 RB
IFG_Depósito_Viga Protendida_R00.CAD		

Projeto Executivo

Conteúdo:
- Detalhes das armaduras ativas e passivas da viga protendida V101

Folha nº:

1