



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PLANILHA PARA AUXÍLIO NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM
CONCRETO PROTENDIDO SUBMETIDAS À FLEXÃO NORMAL SIMPLES**

GEYELLYSON JORDAN SILVA LIMA

POMBAL – PB

2022

GEYELLYSON JORDAN SILVA LIMA

PLANILHA PARA AUXÍLIO NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM
CONCRETO PROTENDIDO SUBMETIDAS À FLEXÃO NORMAL SIMPLES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Unidade Acadêmica de Ciências e Tecnologia Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador(a): Prof. Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza

POMBAL – PB

2022

L732p Lima, Geyellyson Jordan Silva.

Planilha para auxílio no dimensionamento de vigas em concreto protendido submetidas à flexão normal simples / Geyellyson Jordan Silva Lima. – Pombal, 2022.

80 f. il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar, 2022.

“Orientação: Prof. Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza.”.
Referências.

1. Concreto protendido. 2. Planilha eletrônica. 3. Perdas de protensão. 4. V-PRO. I. Souza, Leovegildo Douglas Pereira de. II. Título.

CDU 691.32(043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO.

GEYELLYSON JORDAN SILVA LIMA

**PLANILHA PARA AUXÍLIO NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM
CONCRETO PROTENDIDO SUBMETIDAS À FLEXÃO NORMAL SIMPLES**

Trabalho de Conclusão de Curso do discente (GEYELLYSON JORDAN SILVA LIMA) **APROVADO** em 29 de março de 2022 pela comissão examinadora composta pelos membros abaixo relacionados como requisito para obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL pela Universidade Federal de Campina Grande.

Registre-se e publique-se.

LEOVEGILDO
DOUGLAS PEREIRA DE
SOUZA:08419377457
Prof. Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza
(Orientador – UFCG)


Prof. Me. Eric Mateus Fernandes Bezerra
(Membro Interno – UFCG)

Prof. Fabrício Macedo Furtado
(Membro Externo – FACISA)

(In memoriam)

A minha mãe Joseilda da Silva Lima Sousa

AGRADECIMENTOS

A Deus. Hoje tendo vencido todos os obstáculos que surgiram ao longo desta caminhada, tenho certeza de que todos os meus passos foram guiados por ti.

Aos meus pais, aos meus avós e a todos familiares pelo amor incondicional e carinho dedicado. O esforço para garantir uma boa educação fez a diferença nas conquistas já alcançadas e continuará fazendo em meu futuro.

Atribuo créditos aos meus professores universitários, dos quais tive o privilégio de ser aluno, por terem participado e contribuído para a minha formação moral e profissional. Em especial ao meu professor Orientador Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza que, mesmo sendo um homem bastante atarefado, sempre dedicou seu tempo quando mais precisei. Minha imensa gratidão!

Aos convidados da Banca Examinadora, pela disponibilidade e vontade em contribuir com o trabalho.

Agradeço aos meus colegas de curso, com os quais compartilhei momentos de alegria e de tristeza, pelas experiências vivenciadas e pelos aprendizados compartilhados. Tenham a certeza de que os levarei sempre em meu coração.

Enfim, a todos que contribuíram de uma forma ou de outra para a concretização desta etapa da minha vida, visando abrir perspectivas de melhorias no campo profissional.

RESUMO

No Brasil e no mundo vêm crescendo o número de construções em concreto protendido. Fato esse pode ser comprovado através do grande número de obras civis realizadas na última década com esse sistema estrutural. O concreto protendido apresenta tensões internas que são induzidas por meio de cordoalhas de aço alongadas com o uso de dispositivos hidráulicos especiais, com a finalidade de impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, gerando vantagens quando comparado ao concreto armado convencional como vencer maiores vãos com peças mais esbeltas, apresentar estruturas com um tempo maior de vida útil, e menores flechas. Nesse sentido, este trabalho tem como principal objetivo elaborar uma planilha eletrônica para o dimensionamento da armadura de protensão e cálculo das perdas da força de protensão em vigas de seção retangular em concreto protendido, no sistema de pós-tração não aderente com nível de protensão limitada. Este trabalho também apresenta uma análise comparativa baseada em teorias e normas sobre o assunto. A metodologia adotada neste trabalho foi a de estudo de caso em que, através do exemplo, elaborou-se uma planilha para o cálculo de vigas de seção retangular em concreto protendido e comparou-se os resultados com os fornecidos pela calculadora V-PRO integrada ao TQS, sempre destacando as vantagens dos recursos computacionais em relação ao cálculo manual e a importância do conhecimento teórico.

Palavras-chave: Concreto protendido, Planilha eletrônica, Perdas de protensão, V-PRO.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Princípios básicos da protensão	20
Figura 2 - Protensão com cabo centralizado nas seções transversais da peça	21
Figura 3 - Protensão com cabo excêntrico nas seções transversais da peça	22
Figura 4 - Etapas da protensão com aderência inicial de uma viga-calha	23
Figura 5 - Etapas da protensão com aderência posterior executada em uma viga ...	24
Figura 6 - Cordoalhas engraxadas utilizadas na protensão sem aderência	25
Figura 7 - Gráfico esquemático dos níveis de protensão	26
Figura 8 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas	31
Figura 9 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)	32
Figura 10 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)	33
Figura 11 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)	33
Figura 12 - Diagrama retangular equivalente	34
Figura 13 - ELS e ELU em elementos estruturais protendidos	39
Figura 14 - Ondulações parasitas da bainha	43
Figura 15 - Tensão ao longo do cabo antes da ancoragem (1-4-2) e após a ancoragem (3-4-2)	44
Figura 16 - Perfil longitudinal e seção transversal da viga	52
Figura 17 - Interface inicial da planilha	54
Figura 18 - Entrada de dados na planilha de dimensionamento	55
Figura 19 - Entrada de dados na planilha de estimativa de perdas	57
Figura 20 - Cálculo das ações, combinações e tensões atuantes	60
Figura 21 - Verificação do ELS-F e ELS-D da viga dimensionada	62
Figura 22 - Verificação do ELU no ato de protensão	64
Figura 23 - Traçado da elevação do cabo	66
Figura 24 - Resumo das perdas imediatas	67
Figura 25 - Resumo das perdas progressivas	68
Figura 26 - Diagrama de momento fletor para o peso próprio (V-PRO)	74
Figura 27 - Diagrama de momento fletor para a carga permanente (V-PRO)	74
Figura 28 - Diagrama de momento fletor para a carga acidental (V-PRO)	75
Figura 29 - Diagrama de momento fletor para todos os carregamentos (V-PRO)	75
Figura 30 - Verificação do ELS-F (V-PRO)	76

Figura 31 - Verificação do ELS-D (V-PRO)	76
Figura 32 - Verificação do ELU-ATO (V-PRO)	77
Figura 33 - Força de protensão (V-PRO)	77
Figura 34 - Perdas imediatas (planilha).....	78
Figura 35 - Perdas progressivas (planilha).....	78
Figura 36 - Perdas de protensão (V-PRO).....	79
Figura 37 - Traçado de elevação do cabo (V-PRO)	79
Figura 38 - Seções da elevação do cabo (V-PRO)	80
Figura 39 - Resumo dos cabos (V-PRO).....	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA)	27
Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental	27
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	30
Tabela 4 - Combinações de serviço	40
Tabela 5 - Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento	49
Tabela 6 - Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem.....	51
Tabela 7 - Tensões obtidas pela planilha e o V-PRO para o ELS-F e ELS-D.....	64
Tabela 8 - Comparação das forças fornecidas pela planilha e pelo V-PRO.....	68

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

Siglas

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- CA – Concreto armado
- CP – Concreto protendido
– Cimento Portland
- ELS – Estado Limite de Serviço
- ELS-CE - Estado-limite de Compressão Excessiva
- ELS-D – Estado-limite de Descompressão
- ELS-F – Estado-limite de Formação de Fissuras
- ELS-W – Estado-limite de Abertura das Fissuras
- ELU – Estado Limite Último
- ELU-ATO – Estado Limite Último no Ato da Protensão
- MPa – Mega Pascal
- NBR – Norma Brasileira
- PTI – Post-Tensioning Institute
- RB – Relaxação Baixa
- RN – Relaxação Normal

Símbolos

- ΔP_{anc} – Força de protensão perdida devido à acomodação da ancoragem
- $\Delta t_{ef,i}$ – Período de dias durante o qual a temperatura média diárias do ambiente T_i pode ser admitida constante
- $\Delta \sigma_{p,c}$ – Perda da força de protensão devido à fluência do concreto
- $\Delta \sigma_{p,r}$ – Perda de tensão por relaxação pura da armadura ativa
- $\Delta \sigma_{p,s}$ – Perda de tensão devido à retração do concreto
- h_{fic} - Espessura fictícia do concreto, expressa em centímetros
- Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 – Valor relativo aos coeficientes minoradores das ações
- Ψ_{1000} – Coeficiente de relaxação que ocorre após 1000 horas a 20°C
- A_c – Área do concreto presente na seção transversal
- E_{ci} – Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo Cordal

- E_p – Módulo de elasticidade do aço
- F_{GK} – Representa as ações permanentes diretas
- F_{QK} – Representa as ações variáveis diretas das quais $F_{Q1,K}$ é escolhido como principal
- F_d – Valor de cálculo das ações para combinação última
- P_∞ - Força de protensão após todas as perdas
- P_i – Força de protensão inicial após a saída do aparelho tensor hidráulico.
- R_d - Esforço resistente de cálculo
- S_d - Esforço solicitante de cálculo
- T_i – Temperatura médias diária do ambiente, em °C
- f_{CK} – Resistência característica do concreto à compressão
- f_{ckj} – Resistência característica à compressão do concreto aos j dias
- $f_{ctk,inf}$ – Resistência característica inferior à tração do concreto
- f_{ctm} – Resistência média à tração do concreto
- f_{ptk} – Resistência característica à tração do aço de armadura ativo
- f_{pyk} – Resistência característica ao escoamento de aço de armadura ativa
- f_{tk} – Limite de resistência à tração.
- t_0 – Idade do concreto no ATO de protensão
- t_∞ - Tempo considerado infinito
- t_{fic} – Idade fictícia do concreto, expressa em dias
- u_{ar} – Perímetro da seção transversal de concreto em contato com o ar
- w_k – Abertura característica de fissuras na superfície do concreto
- α_p – Relação entres os módulos de elasticidade do aço de protensão e do concreto
- β_d - Coeficiente relativo à deformação lenta reversível
- β_f – Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível
- β_s – Coeficiente relativo à retração
- γ_g – Coeficiente de ponderação das ações permanentes
- γ_p – Coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão
- γ_q – Coeficiente de ponderação de ações acidentais
- ε_{1S} – Coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto

- ε_{2S} – Coeficiente dependente da espessura fictícia da peça
- ε_{cc} – Deformação específica do concreto
- $\varepsilon_{cs\infty}$ - Valor final da retração
- ε_{cu} – Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
- ε_s – Deformação específica do aço da armadura passiva
- σ_{∞} Fração correspondente à tensão de protensão no tempo infinito
- $\sigma_{c,p0g}$ – Tensão normal de compressão no concreto na posição do cabo resultante quando da atuação conjunta da protensão e da ação permanente mobilizada no ATO de protensão
- σ_{cc} – Tensão à compressão do concreto
- σ_{cg} – Tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão
- σ_{cp} – Tensão inicial no concreto no baricentro da armadura de protensão, devido à protensão simultânea de n cabos
- σ_p – Tensão de protensão
- σ_{pi} – Tensão na armadura ativa imediatamente após a aplicação da protensão
- σ_{pp} – Tensão normal devido ao carregamento de peso próprio
- φ_{1c} – Coeficiente de fluência dependente da umidade relativa do ar e da consistência do concreto
- φ_{2c} – Coeficiente de fluência dependente da espessura fictícia do concreto
- φ_a – Coeficiente de fluência rápida
- $\varphi_{d\infty}$ - Coeficiente de deformação lenta reversível
- $\varphi_{f\infty}$ - Coeficiente de deformação lenta irreversível no tempo infinito
- Σ - Somatório
- Ψ – Coeficiente da relaxação do aço
- C – Compressão
- M – Momento fletor
- T – Tração
- U – Umidade relativa do ar
- W – Módulo de rigidez
- X – Posição aonde a perda de tensão é nula

- a – Distância vertical entre o ponto de ancoragem e a parte mais baixa do cabo (excentricidade)
- b – Metade do trecho do cabo parabólico em planta
- k – Coeficiente de atrito parasita entre cabo e bainha
- n – Número de cabos existentes na peça
- α – Valor da fluência e da retratação dado em função da velocidade de endurecimento do cimento
- β – Desvio angular parasita ou não intencional
- γ – Coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente
- δ – Deslocamento
- λ – Valor característico da curvatura do cabo
- μ – Coeficiente de atrito entre cabo e bainha
- σ – Tensão normal
- φ – Coeficiente de fluência

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	17
1.1.	Justificativa	17
1.2.	Objetivos	18
1.2.1.	Objetivo Geral	18
1.2.2.	Objetivos Específicos	18
1.3.	Escopo do Trabalho	19
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
2.1.	Conceito de Protensão	20
2.2.	Sistemas de Protensão	22
2.2.1.	Pré-tração	22
2.2.2.	Pós-tração	23
2.2.2.1.	Protensão com aderência posterior	24
2.2.2.2.	Protensão sem aderência	25
2.3.	Níveis de Protensão	26
2.3.1.	Protensão Parcial	28
2.3.2.	Protensão Limitada	28
2.3.3.	Protensão Completa	28
2.4.	Forças de Protensão	29
2.5.	Materiais da Protensão	29
2.5.1.	Concreto	29
2.5.2.	Aço	30
2.6.	Método dos Estados Limites	31
2.6.1.	Estado Limite Último	31
2.6.2.	Estado Limite de Serviço	36
2.7.	Perdas de Protensão	40
2.7.1.	Perdas Imediatas	41
2.7.1.1.	Perdas Devido ao Encurtamento Elástico do Concreto	41
2.7.1.2.	Perdas por Atrito Entre Cabo e Bainha	42
2.7.1.3.	Perdas por Acomodação da Ancoragem	43
2.7.2.	Perdas Progressivas	45
2.7.2.1.	Perdas Devido à Retração do Concreto	45
2.7.2.2.	Perdas Devido à Fluência do Concreto.....	47

2.7.2.3.	Perdas Devido à Relaxação das Armaduras Ativas.....	50
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	52
3.1.	Funcionamento da Planilha	54
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1.	Dimensionamento da Viga	59
4.2.	Cálculo de Perdas da Viga	66
5.	CONCLUSÕES.....	70
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	72
	ANEXOS	74

1. INTRODUÇÃO

Os projetos de arquitetura demandam de estruturas cada vez mais solicitadas, seja devido ao aumento das cargas ou pela necessidade de vencer vãos cada vez maiores, sempre com a finalidade de garantir a otimização do espaço útil no interior das edificações.

Analisando este ponto de vista, a técnica da protensão encaixa-se de forma perfeita nas condições atuais, proporcionando um elemento estrutural de concreto com desempenho otimizado em relação ao concreto armado convencional. A protensão apresenta como principal finalidade a diminuição das deformações nos elementos flexionados, além de reduzir as tensões de tração no concreto resultante das cargas externas. Consiste em introduzir na peça um estado prévio de tensões com a capacidade de aumentar a resistência da estrutura e melhorar o seu comportamento em meio a aplicação de diversas combinações de carregamento.

Até pouco tempo atrás, a protensão era utilizada apenas em estruturas de grande porte, como exemplo pontes e viadutos. Com a intensificação do uso da cordoalha engraxada, no início dos anos 2000, a protensão não aderente passou a ser amplamente utilizada em estruturas de edificações residenciais e comerciais em todo o país (SANTOS, 2017).

O método de dimensionamento para elementos em concreto protendido apresenta-se como um processo iterativo tendo como base os conceitos de resistência dos materiais e estudo das tensões com a finalidade de obter os melhores resultados sob as diversas combinações de carregamentos.

Desse modo, o uso de ferramentas computacionais que auxiliem o projetista na automatização destes processos, mostra-se como uma alternativa viável e que ampliará de forma considerável a velocidade na obtenção dos resultados da protensão.

1.1. Justificativa

O uso protensão tende a crescer com o decorrer do tempo. Isso deve-se a facilidade que a técnica oferece ao trabalhar com o concreto no Estádio I, obtendo como vantagens uma maior resistência aos carregamentos, permitindo a utilização de

seções mais esbeltas (quando comparadas com o concreto armado convencional), além de vencer vãos cada vez maiores proporcionando um ótimo desempenho estrutural.

Entretanto, dimensionar uma estrutura em concreto protendido envolve iterações constantes em várias etapas do método de cálculo, o que torna o processo manual exaustivo para analisar todos os aspectos envolvidos no dimensionamento da estrutura.

Dessa forma, a elaboração de uma planilha para calcular vigas em concreto protendido, com o uso de alguns recursos de programação, automatizaria o processo iterativo possibilitando diversas formas para verificar a reação da estrutura em meio a alteração da geometria da seção e/ou dos materiais utilizados, por exemplo.

A planilha será restrita ao dimensionamento e verificação de vigas bi-apoiadas projetadas em edifícios, não podendo ser utilizada para dimensionar estruturas de grande porte como vigas de pontes, ou estruturas de peças pré-moldadas; além de não realizar o dimensionamento das armaduras passivas. Essa limitação deve-se ao fato que a planilha não apresenta a programação necessária para calcular esses tipos de estruturas, seja devido a necessidade da utilização fatores de combinação e redução para ações ou a ausência de formulações específicas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

Elaborar uma planilha eletrônica no *software* Microsoft Excel® capaz de realizar o dimensionamento de vigas retangulares, simplesmente apoiadas, em concreto protendido no sistema de pós-tração não aderente, com cordoalhas engraxadas e plastificadas bem como calcular as perdas de protensão, obedecendo a ABNT NBR 6118 (2014).

1.2.2. Objetivos Específicos

- Caracterizar os conceitos fundamentais, segundo as normas vigentes, referentes à protensão em vigas de concreto.

- Elaborar uma planilha eletrônica que realize o dimensionamento e o cálculo das perdas da força de protensão em vigas de concreto protendido com pós-tração não aderente.
- Realizar, brevemente, um estudo comparativo dos resultados obtidos pela planilha e pela calculadora V-PRO, integrada ao sistema TQS.

1.3. Escopo do Trabalho

Neste capítulo foi apresentado uma breve introdução acerca de protensão com cordoalhas engraxadas e plastificadas. Expondo de forma clara a justificativa deste trabalho, bem como os objetivos que se espera atingir.

No capítulo 2, o referencial teórico abordará definições e conceitos iniciais do concreto protendido, da força de protensão, assim como seus efeitos práticos. Haverá também, uma exposição sobre o método dos Estados Limites, ações e combinações destas. Este norteará as análises e discussões dos resultados obtidos neste trabalho.

Em materiais e métodos, capítulo 3, será demonstrado a metodologia do estudo que irá referenciar este trabalho. Além disso, será descrito de forma detalhada o processo utilizado para a obtenção dos dados para posterior aplicação prática.

No capítulo 4, será realizada a análise e discussão dos dados apresentados anteriormente. Abordará o roteiro empregado na utilização da planilha e do *software* para comparação desta, tal como: os dados de entrada, as etapas de cálculo e os dados de saída.

Por fim, o capítulo 5 deste trabalho tratará da conclusão, demonstrando se os objetivos propostos foram alcançados. Além disso, será apresentado sugestões para uma futura evolução do trabalho.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

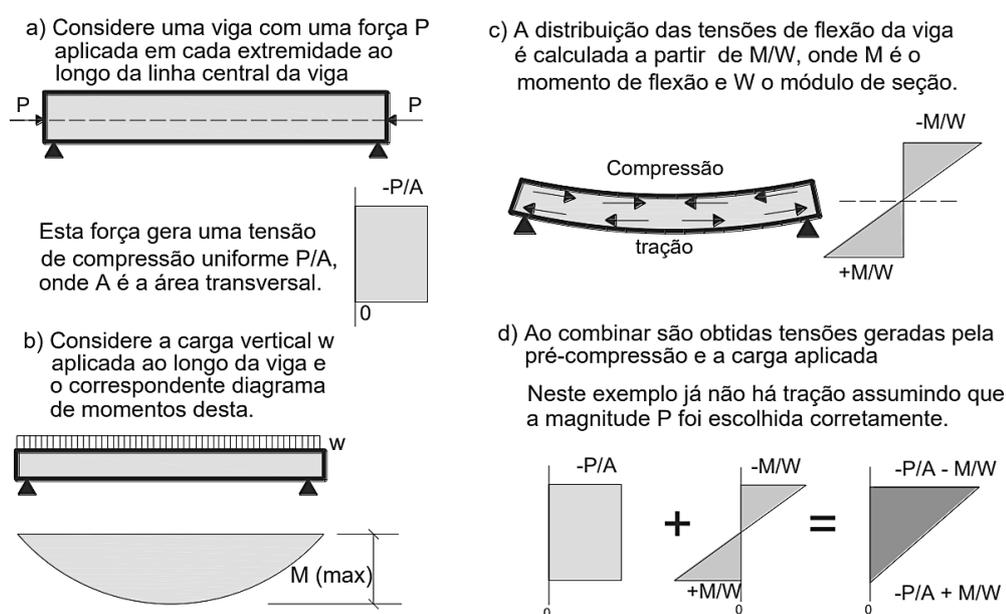
2.1. Conceito de Protensão

De acordo com Pfeil (1984), a protensão quando aplicada em um elemento de concreto trata-se de um sistema que visa introduzir esforços com a finalidade de limitar as tensões de tração no material, atenuando a abertura de fissuras, reduzindo as deformações e melhorando o comportamento do concreto.

Conforme dito na norma ABNT NBR 6118 (2014), elementos de concreto protendido são aqueles que possuem parte da sua armadura previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, geralmente macacos hidráulicos, com o objetivo de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração da peça e os deslocamentos da estrutura, bem como promover um melhor aproveitamento dos aços de alta resistência no estado-limite último (ELU).

Segundo Cubas (2012), em um projeto de concreto protendido é feita a verificação da distribuição das tensões combinadas com o esforço de protensão, assegurando que a tração e a compressão na seção transversal da peça estejam dentro dos limites especificados em norma. A Figura 1 expõe o princípio básico da protensão.

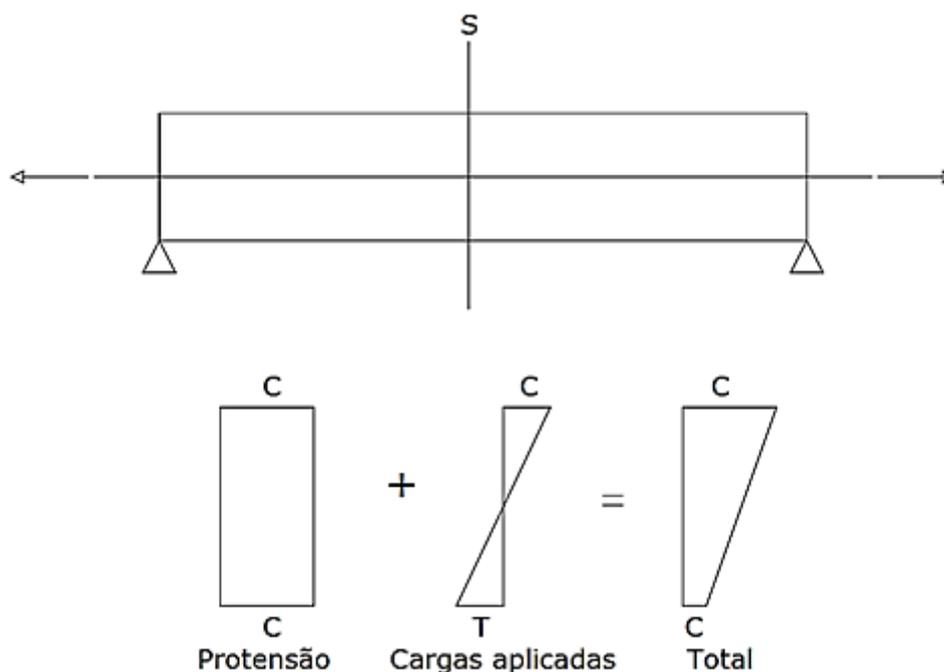
Figura 1 - Princípios básicos da protensão



Fonte: CUBAS (2012)

Existem diferentes formas para posicionar o cabo no interior da viga a ser protendida. O cabo pode ser passado pelos centros de gravidade das seções transversais da peça, o que ocasionaria uma compressão uniforme ao longo de cada seção, inclusive na região já comprimida pelas ações solicitantes. Isso seria uma forma de superdimensionamento dos cabos, já que eles criariam tensões de compressão onde não seria necessário, além de que pode levar à necessidade de aumentar a área da seção transversal da peça para que o concreto possa ser capaz de resistir aos esforços de compressão.

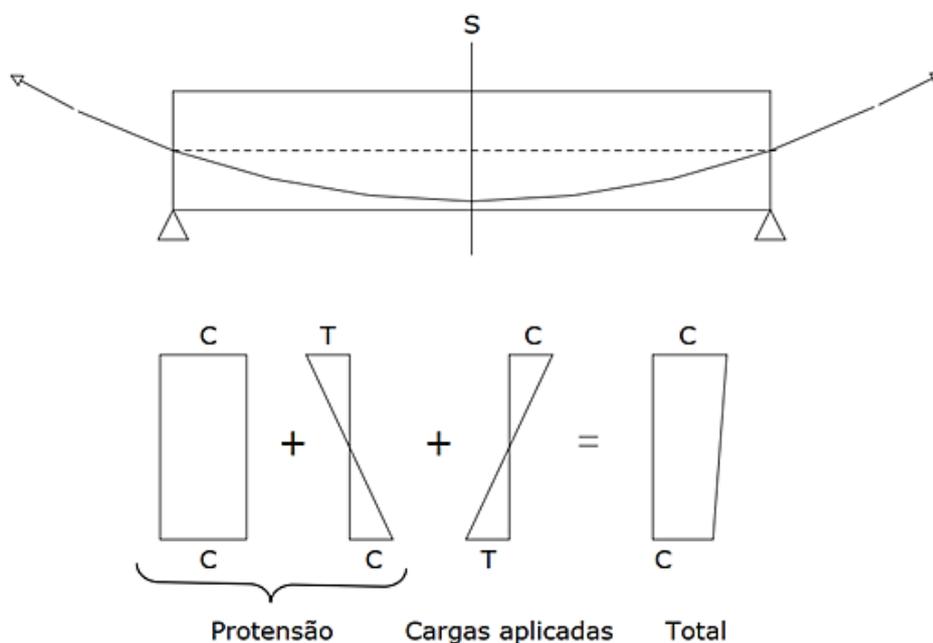
Figura 2 - Protensão com cabo centralizado nas seções transversais da peça



Fonte: LIMA (2001)

Alternativamente pode-se posicionar o cabo com alguma excentricidade, gerando um estado de flexocompressão, o que de fato seria a forma mais adequada. Ela geraria tensões adicionais de tração na parte comprimida e tensões de compressão na parte tracionada da seção de concreto. Assim, seria possível reduzir a tensão de compressão da parte superior da viga e praticamente eliminar a tração na parte inferior da peça; tensões essas provocadas pelo carregamento.

Figura 3 - Protensão com cabo excêntrico nas seções transversais da peça



Fonte: LIMA (2001)

Protender estruturas de concreto é fazer o uso de uma tecnologia inteligente, eficaz e durável. Por permitir maximizar a resistência mecânica dos materiais, suas vantagens técnicas são superiores às soluções convencionais, proporcionando uma estrutura segura e confortável, além de garantir uma longa vida útil de seus elementos.

2.2. Sistemas de Protensão

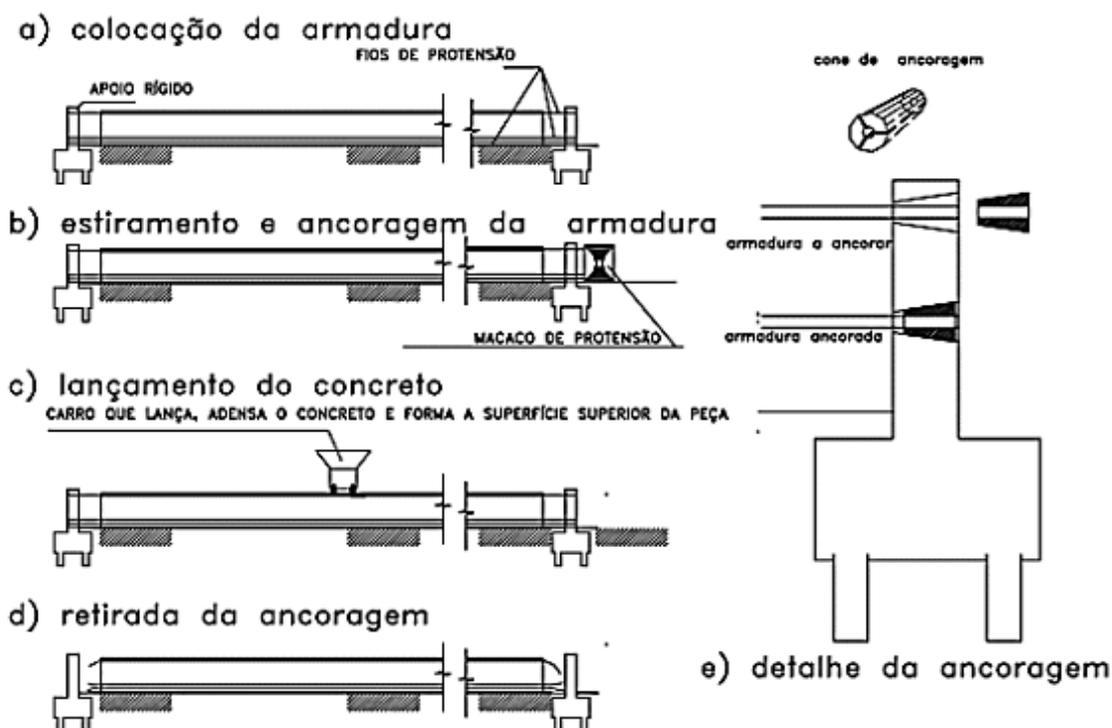
Ishitani; França (2002), diz que a finalidade da protensão é reagir contra uma ação natural da estrutura, e que para isso, existem duas formas de obter esse resultado: realizando o tensionamento dos cabos de aço antes ou após a concretagem, o que pode ser denominado por pré-tração e pós-tração, respectivamente.

2.2.1. Pré-tração

De acordo com Machado (2002), o sistema de pré-tração pode ser caracterizado pelo tracionamento dos cabos de aço antes da concretagem da peça. Para protender, são utilizados apoios provisórios. Estes somente são retirados após

um ganho suficiente na resistência do concreto, promovendo assim a aderência do cabo de aço com o concreto. A liberação da ancoragem fará com que os cabos retornem ao seu estado original, entretanto, a aderência com o concreto impede que isso ocorra, redistribuindo o esforço para todo o elemento estrutural.

Figura 4 - Etapas da protensão com aderência inicial de uma viga-calha



Fonte: CARVALHO (2012)

Segundo Hanai (2005), esse tipo de protensão é amplamente utilizado na produção em larga escala, principalmente os que possuem características lineares – quando uma dimensão da seção transversal é predominante maior que as demais, por exemplo, vigas, estacas, painéis de piso etc.

Para Cholfe; Bonilha (2018), é imprescindível a verificação dos esforços internos no momento da liberação da ancoragem, visto que, caso a tensão no cabo esteja com valores elevados, poderão surgir fissuras na face superior da viga.

2.2.2. Pós-tração

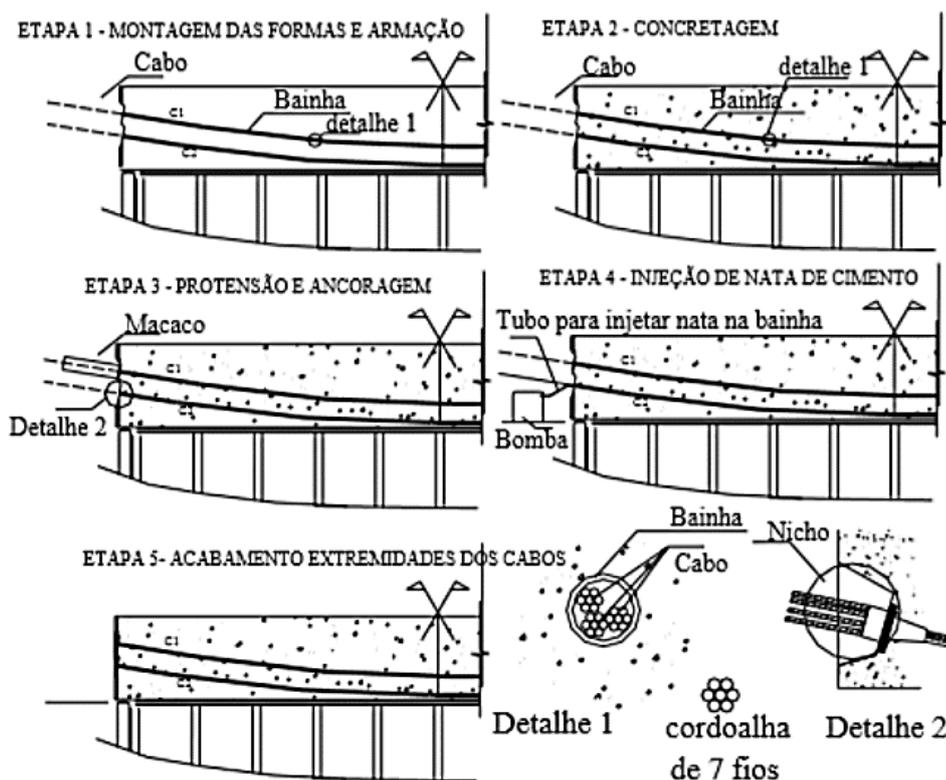
A ABNT NBR 6118 (2014), define que a pós-tração consiste em um sistema em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após a concretagem, utilizando

como apoios partes da própria peça a ser protendida. A aderência com o concreto é adquirida por meio da injeção de cimento nas bainhas, ou pode não ter aderência quando são utilizadas cordoalhas engraxadas, deixando assim a protensão garantida apenas pela ancoragem.

2.2.2.1. Protensão com aderência posterior

Veríssimo; César Jr. (1998a), diz que na pós-tração aderente os cabos da protensão ficam isolados do concreto pois são revestidos por bainhas estanques e inseridos no interior das formas. Após executada a concretagem, é realizado o tracionamento dos cabos; geralmente a tração nos cabos é aplicada por meio de dispositivos especiais (macacos hidráulicos), que utilizam a própria peça de concreto como apoio. Em seguida, é injetada nata de cimento na bainha, garantindo, assim, a aderência entre o aço e o concreto. Após atingir a força de protensão especificada em projeto, os cabos são ancorados utilizando-se placas de ancoragem com cunhas metálicas. A figura abaixo ilustra as etapas desse sistema de protensão:

Figura 5 - Etapas da protensão com aderência posterior executada em uma viga



Fonte: CARVALHO (2012)

2.2.2.2. Protensão sem aderência

De acordo com Machado (2002), na pós-tração não aderente a protensão é realizada com a peça de concreto já endurecido, não havendo aderência entre o cabo e o concreto. São utilizadas cordoalhas engraxadas. Nelas o aço fica dentro de bainhas plásticas envolvidas por uma camada de um fluido lubrificante – graxa, e são ancoradas às extremidades do elemento estrutural por meio da utilização de cunhas.

Segundo Veríssimo; César Jr. (1998a), a graxa presente no interior das bainhas de proteção possui a função de proteger a armadura ativa da corrosão, além de possibilitar a troca dos cabos em uma futura manutenção.

Figura 6 - Cordoalhas engraxadas utilizadas na protensão sem aderência



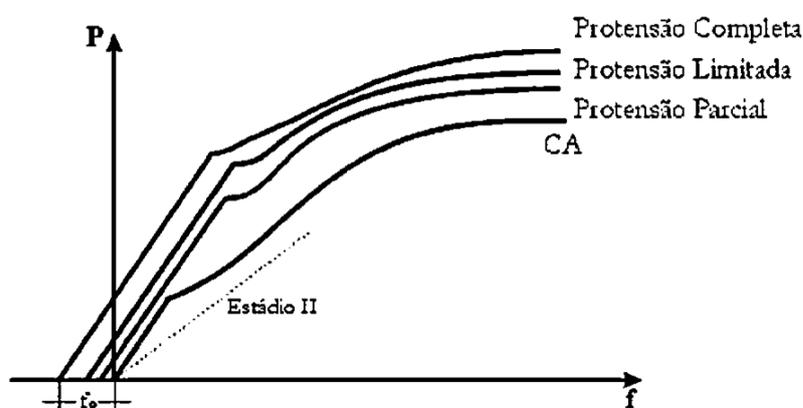
Fonte: DURANDI (2014)

Ainda, de acordo com Veríssimo; César Jr. (1998a), existem outros sistemas de protensão sem aderência nos quais os cabos são posicionados externamente ao elemento já concretado, semelhante a vigas armadas com tirantes. Esse recurso é utilizado com maior constância no reforço de estruturas pré-existentes, como é o caso da recuperação de pontes.

2.3. Níveis de Protensão

De acordo com Ishitani; França (2002), os níveis de protensão estão diretamente ligados com a intensidade da força de protensão, como também com a proporção de armadura ativa em relação com a armadura passiva utilizada no projeto. A norma estabelece três níveis de protensão, a figura a seguir ilustra de forma clara.

Figura 7 - Gráfico esquemático dos níveis de protensão



Fonte: ISHITANI; FRANÇA (2002)

A ABNT NBR 6118 (2014) dita que os níveis de protensão podem ser classificados em: protensão parcial, protensão limitada ou protensão completa; e estes estão relacionados com os limites de fissuração e proteção das armaduras quanto a durabilidade. Conforme o item 13.4.1 da referida norma,

A fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensões de tração são atingidos. Visando obter bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras.

A escolha adequada do nível de protensão em uma estrutura dependerá de critérios pré-estabelecidos, que levarão em consideração a agressividade do ambiente e/ou limites para sua utilização, quando colocada em serviço. Para escolher qual nível de protensão deve ser utilizado no projeto, deve-se observar as Tabelas 1 e 2, fornecidas pela ABNT NBR 6118 (2014), que informa o nível de protensão para cada uma das classes de agressividade ambiental.

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito Forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

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

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

NOTAS

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

2.3.1. Protensão Parcial

Cholfe; Bonilha (2018), menciona que o nível de protensão parcial faz com que a tração no concreto atinja um valor considerável, sendo necessário o uso de barras de aço comum de concreto armado para o controle da fissuração. Os cabos de protensão são utilizados apenas com forma de compensar parte do peso próprio da peça e suportar as cargas adicionais, obtendo assim uma estrutura mais econômica.

A ABNT NBR 6118 (2014) dita que para a protensão parcial (nível 1) deve ser respeitado o estado limite de abertura de fissuras com $w_k \leq 0,2$ mm, e que para o cálculo deve ser utilizada a combinação frequente de ações em serviço.

2.3.2. Protensão Limitada

Segundo Veríssimo; César Jr. (1998a), vigas que são protendidas no nível 2 são dimensionadas para suportar tensões moderadas de tração nas condições de serviço, sendo considerada uma probabilidade muito pequena quando se trata de fissuração do concreto. Com a atuação passageira de uma sobrecarga, as fissuras eventualmente abertas se fecham, pois, as seções transversais do elemento estrutural permanecem comprimidas devido aos carregamentos quase permanentes.

É citado na ABNT NBR 6118 (2014) que para a protensão limitada deve ser verificado o Estado Limite de formação de fissuras utilizando a combinação frequente de ações em serviço, como também o estado limite de descompressão utilizando a combinação quase permanente de ações em serviço.

2.3.3. Protensão Completa

De acordo com Veríssimo; César Jr. (1998a), quando ocorre a protensão completa, as tensões de tração existentes na peça de concreto são totalmente anuladas, deixando toda a seção transversal submetida a somente tensões de compressão, não havendo assim a possibilidade de fissuração do concreto.

A ABNT NBR 6118 (2014) exige que para esse nível de protensão seja verificado o estado limite de formação de fissuras utilizando a combinação rara de

ações em serviço, como também o Estado Limite de descompressão utilizando a combinação frequente de ações em serviço.

2.4. Forças de Protensão

Segundo Veríssimo; César Jr. (1998a), a força de protensão aplicada nas peças de concreto contribui para a redução das tensões de tração. Os valores referentes à força de protensão são estimados a partir de parâmetros, tais como: carregamentos da estrutura, característica dos materiais, dados da seção geométrica, nível de protensão estabelecido e, principalmente, a previsão das perdas de tensão da armadura ativa.

Conforme descrito no item 9.6.1.2 da ABNT NBR 6118 (2014), no decorrer da aplicação da força de protensão, a tração na armadura ativa não pode superar os valores limitantes da tensão no aço. Para cordoalhas engraxadas que utilizam aços de relaxação baixa, a tensão na saída do macaco hidráulico deve respeitar os seguintes limites:

$$\sigma_p \leq \begin{cases} 0,80 \cdot f_{ptk} \\ 0,88 \cdot f_{pyk} \end{cases} \quad (1)$$

2.5. Materiais da Protensão

2.5.1. Concreto

O concreto protendido quando comparado ao concreto armado, possui técnicas mais atualizadas que exigem um maior controle de qualidade já que, geralmente, obras em concreto protendido apresentam uma maior resistência característica à compressão que as obras executadas em concreto armado (HANAI, 2005).

A ABNT NBR 6118 (2014) atesta que as características de qualidade do concreto, da espessura e do cobrimento da armadura estão diretamente ligadas à durabilidade das estruturas, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 - 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

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Em seu trabalho Hanai (2005) explica que o concreto utilizado em estruturas protendidas deve ter boa compacidade e uma baixa permeabilidade, tendo em vista que, a proteção da armadura é imprescindível devido ao aço estar sofrendo tensões elevadas o que o torna mais suscetível à corrosão.

2.5.2. Aço

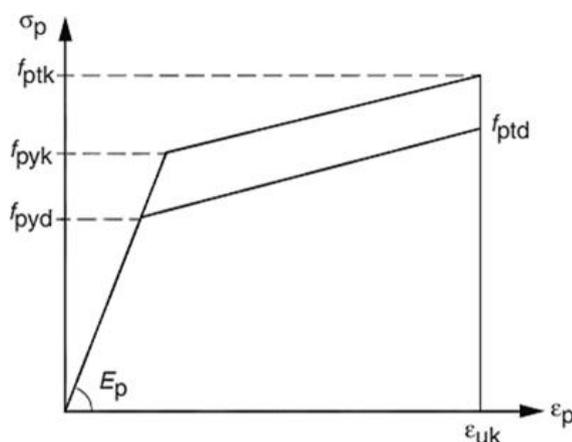
De acordo com Hanai (2005), os aços para protensão são facilmente reconhecidos por apresentar elevada resistência e não possuir um patamar de escoamento. São intitulados com a nomenclatura CP (concreto protendido), seguido do valor da tensão aproximada de ruptura, dado em kgf/mm²; acrescido das siglas RB ou RN indicando o resultado do tratamento de estabilização sofrido, se de relaxação baixa ou normal, respectivamente.

O aço mais utilizado nas construções, atualmente, é o CP-190 RB; trata-se de um aço com resistência mínima à ruptura por tração de 190 kgf/mm² (≈ 1 900 MPa) de relaxação baixa, resistência essa dita convencional, pois as tensões não são igualmente distribuídas por todos os fios, que são enrolados. No mercado, podemos encontrar também cordoalhas plastificadas CP-210 RB e CP-240 RB.

Conforme apresentado no item 8.4.5 da ABNT NBR 6118 (2014), o diagrama de tensão-deformação do aço utilizado na armadura ativa deve ser fornecido pelo fabricante ou este pode ser obtido por meio de ensaios descritos na ABNT NBR 7483. A norma permite, também, que o cálculo nos Estados Limites de serviço e último

podem ser executados com base no diagrama apresentado na Figura 8. Cabe observar que esse diagrama é válido para temperaturas entre -20 °C e 150 °C.

Figura 8 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

2.6. Método dos Estados Limites

De forma prática, o dimensionamento de uma estrutura convencional de concreto armado é realizado a partir das restrições do ELU e, em seguida, é verificado se as condições de serviço foram atendidas no ELS. Em vigas protendidas, o processo é um pouco diferente; primeiro é feita verificações para comprovar o desempenho em relação ao ELS e só então são confirmadas se as condições limitantes do ELU forem satisfeitas, (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998a).

2.6.1. Estado Limite Último

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o estado limite último está diretamente ligado ao colapso de toda ou de uma parte da construção. O ELU está relacionado com a segurança da estrutura quando impostas combinações desfavoráveis das ações previstas para vida útil da edificação. A verificação no ELU é considerada aceitável quando a resistência de cálculo da peça for maior ou igual ao esforço solicitante causado pela combinação mais desfavorável de ações.

$$R_d \geq S_d \quad (2)$$

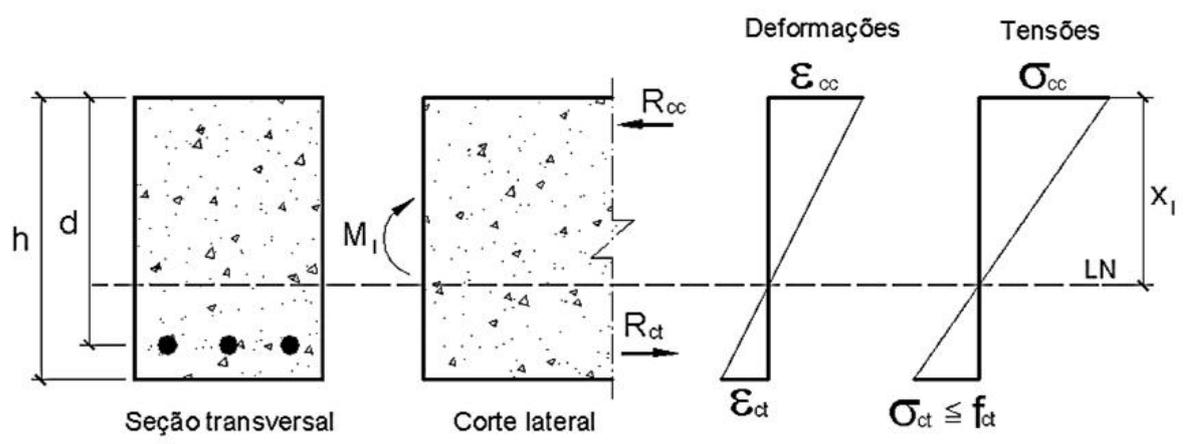
No item 10.3 da ABNT NBR 6118 (2014) é dito que quando uma peça é dimensionada para o ELU deve-se garantir que algumas verificações serão cumpridas. Dizer que essas verificações foram cumpridas é afirmar que a estrutura está segura quanto:

- À perda do equilíbrio global ou parcial;
- Ao esgotamento da capacidade resistente;
- Ao esgotamento da capacidade frente ao fogo;
- Ao colapso progressivo;
- Ao colapso provocado por solicitações dinâmicas; entre outros.

Acerca dos conceitos do ELU, a peça passa por três níveis básicos de deformações – Estádios de deformação do concreto. Os Estádios I e II correspondem às situações de serviço, enquanto, no Estádio III a peça é submetida a uma situação extrema que leva ela a ruptura.

No Estádio I (Estádio elástico), a peça está submetida a momentos de pequena intensidade, sendo que as tensões da tração no concreto não ultrapassam os limites de resistência do concreto à tração (f_{tk}). O concreto não apresentará fissuras visíveis, o diagrama é considerado linear e as tensões nas fibras mais comprimidas são proporcionais às deformações correspondentes.

Figura 9 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)

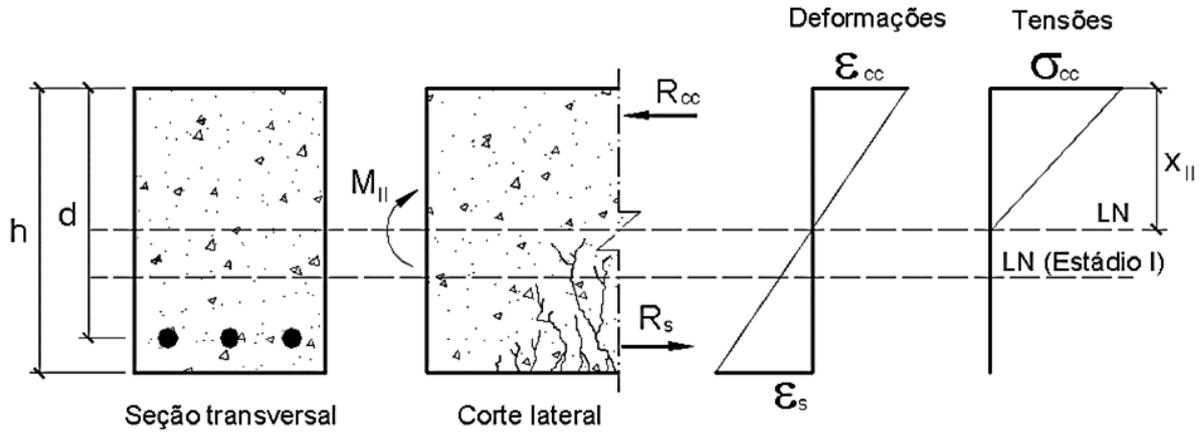


Fonte: PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS (2003)

Para o Estádio II (Estádio de fissuração), há um aumento na intensidade do momento fletor e as tensões de tração abaixo da linha neutra já apresentarão valores maiores que a resistência à tração do concreto, surgindo assim, fissuras. Com a

fissuração do concreto, é admitido que apenas a armadura resistirá aos esforços de tração e podemos considerar linear a tensão no concreto não fissurado.

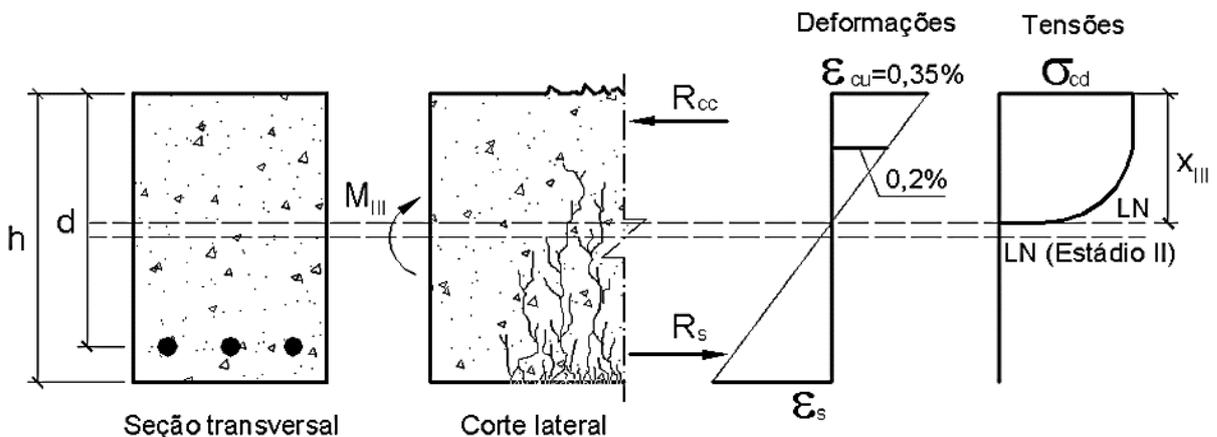
Figura 10 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)



Fonte: PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS (2003)

Referente ao Estádio III, considera-se que o elemento estrutural estará no seu limite último, sendo o momento fletor aumentado para valores próximos ao de ruína da peça. A fibra mais comprimida do concreto começa a escoar, ou seja, a deformação específica de 3,5 ‰ é alcançada. O diagrama de deformações apresentará um formato uniforme indicando que todas as fibras estão trabalhando, praticamente, em sua tensão máxima e o diagrama de distribuição de tensões torna-se uma parábola-retângulo.

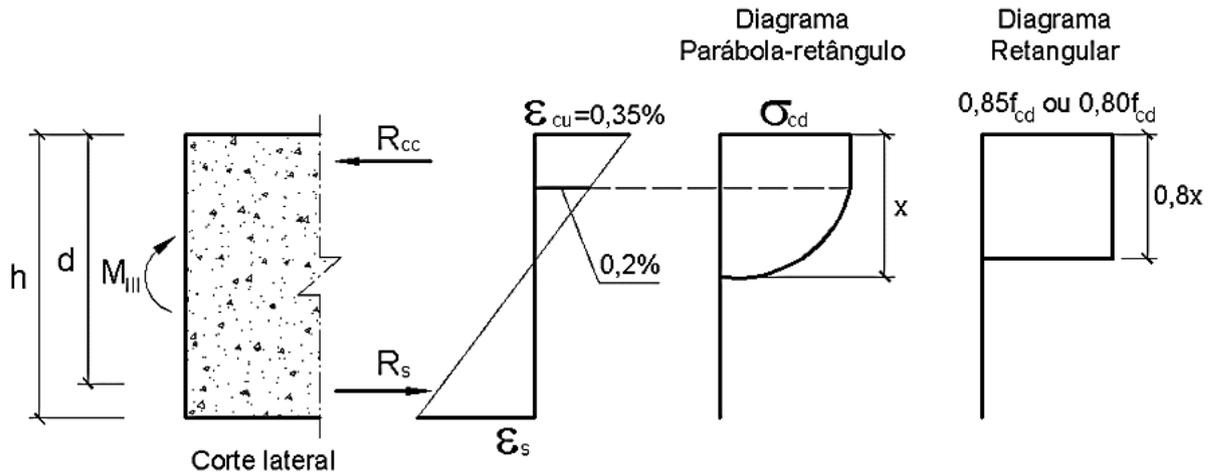
Figura 11 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)



Fonte: PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS (2003)

Com a finalidade de facilitar o processo de cálculo, a norma brasileira permite que o trabalho seja realizado com um diagrama retangular equivalente; assim, a resultante de compressão e o braço de alavanca em relação à linha neutra devem apresentar semelhança entre os diagramas.

Figura 12 - Diagrama retangular equivalente



Fonte: PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS (2003)

A combinação de ação para a verificação do estado limite último pode ser obtida no item 11.8.2.4 da ABNT NBR 6118 (2014), apresentada na equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right] \quad (3)$$

Conforme apresentado por Albino; Migliore Junior (2021), a operação de protensão é realizada em uma certa data, usualmente identificada como t_0 . Para isso, deve ser realizada uma verificação a fim de garantir que a peça não venha a romper durante o estiramento dos cabos. Essa verificação é comumente denominada ELU-ATO, ato de protensão, e corresponde à finalização da ancoragem contra o elemento de concreto em processo de cura.

A verificação do ELU-ATO, é conceituada como sendo uma das mais importantes, visto que ela é realizada tendo como base apenas nos esforços de peso próprio e de protensão; sendo considerado o pior estado para um elemento

protendido, uma vez que a protensão é introduzida com a finalidade de combater os esforços produzidos por outros carregamentos além do peso próprio.

No item 17.2.4.3.2 da ABNT NBR 6118 (2014) é apresentado uma verificação simplificada com os parâmetros que devem ser seguidos. Para essa verificação deve ser utilizado uma combinação de cargas especiais, onde é utilizado o valor característico do peso próprio e um coeficiente para a protensão, conforme apresentado na Equação 4.

$$\sigma = \sigma_{pp} + (\gamma_p \cdot \sigma_{\infty} \cdot P_i) \quad (4)$$

A norma cita no item 17.2.4.3.2-a, que a tensão máxima de compressão na seção do concreto, obtida através das solicitações ponderadas, não pode ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão. Para o cálculo da resistência do concreto na idade da protensão é utilizada a formulação apresentada no item 12.3.3 da mesma norma.

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck} \quad (5)$$

$$\beta_1 = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t_0} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (6)$$

Onde,

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

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

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

De acordo com Albino; Migliore Junior (2021), a resistência mecânica à compressão do concreto (f_{ckj}) na idade t_0 , deve ser de no mínimo de 25 MPa devido a geometria padronizada e atual dos blocos e das placas de ancoragem utilizadas na pós-tração.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} utilizado para o cálculo da previsão da resistência mecânica à compressão do

concreto no ato da protensão. Para calcular tensão máxima de tração no concreto é utilizado a Equação 7.

$$f_{ctm} = 1,2 \cdot \left(0,3 f_{ckj}^{2/3}\right) \quad (7)$$

2.6.2. Estado Limite de Serviço

É o estado correspondente às condições precárias em serviço. Podem ser citados exemplos como danos estruturais localizados que comprometem a estética e/ou a durabilidade da estrutura, deformações excessivas que afetam a utilização normal da edificação, vibrações excessivas que causam desconforto aos usuários ou danos a equipamentos sensíveis, entre outros.

De acordo com Ishitani; França (2002), o ELS é o estado em que pela simples ocorrência, repetição ou sua duração, causam efeitos estruturais que não são previstos para uso normal da construção ou que aparentem o comprometimento da durabilidade da edificação.

Para o dimensionamento de estruturas em concreto protendido são considerados três principais estados-limites: Estado limite de formação de fissuras (ELS-F), Estado limite de descompressão (ELS-D) e Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).

O Estado limite de formação de fissuras (ELS-F) é caracterizado por apresentar a máxima tensão de tração do concreto calculado com base no item 8.2.5 da ABNT NBR 6118 (2014). Nesse estado é iniciado a formação de fissuras na peça e o valor máximo da tração no concreto para seções retangulares pode ser determinada pelo $f_{ctk,inf}$, dado por:

$$f_{ctk,inf} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (8)$$

Para iniciar a verificação do ELS-F é necessário determinar a força de protensão necessária P_{∞} na borda inferior da peça para que o elemento a ser protendido atinja, no máximo, a tensão de tração igual ao $f_{ctk,inf}$. Desse modo, o cálculo das tensões devido à protensão deve levar em consideração as tensões provenientes da força e do momento de protensão.

A Equação 9 pode ser utilizada para encontrar a tensão de protensão em função da força de protensão no tempo infinito.

$$\sigma_{i\infty} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{P_{\infty} \cdot e_p}{w_i} \quad (9)$$

Tomando como base a tensão máxima de tração do concreto $f_{ctk,inf}$ e a tensão devido aos carregamentos permanentes, de peso próprio e acidentais $F_{d,ser,inf}$; o passo seguinte é determinar o valor da força P_{∞} .

$$P_{\infty} = \frac{F_{d,ser,inf} - f_{ctk,inf}}{|\sigma_{i\infty}|} \quad (10)$$

A tensão presente nas bordas superior e inferior do elemento estrutural é calculada utilizando a Equação 11. Os resultados devem ser verificados com a finalidade de evitar que as tensões não ultrapassem os valores limites.

$$\sigma = (\sigma_{\infty} \cdot P_{\infty}) + F_{d,ser} \quad (11)$$

No Estado limite de descompressão (ELS-D), a peça apresenta-se com toda a seção transversal comprimida, não sendo permitido nenhum ponto com tensões de tração, podendo possuir um ou mais pontos com tensão nula.

Para iniciar a verificação do ELS-D é necessário determinar a força de protensão necessária P_{∞} para que a tensão de tração no elemento seja igual a zero, nesse caso, para a borda inferior:

$$P_{\infty} = \frac{F_{d,ser,inf}}{|\sigma_{i\infty}|} \quad (12)$$

Em seguida, utilizando a Equação 11, é determinada as tensões nas bordas superior e inferior da peça confirmando que não há tração e que os valores de compressão não excedem o valor limite.

O Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W) é o estado-limite utilizado para o dimensionamento de estruturas de concreto armado convencional. Compreende o

estado em que as fissuras apresentam aberturas significativas, mas controladas, conforme apresentado na Tabela 2; a verificação de segurança deve ser feita calculando as tensões nas barras da armadura tracionada no Estádio II. As verificações do ELS-W são necessárias apenas para o concreto protendido nível I (protensão parcial) e faz o uso apenas da combinação frequente.

Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE) é o estado que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), no item 17.2.4.3.2, no ELU-ATO essa tensão não pode ultrapassar 70 % da resistência característica prevista para a idade na qual a protensão será aplicada. Para as verificações ELS, a norma não deixa claro um valor-limite, geralmente é adotada a tensão de apenas 50 ou 60 % da resistência característica do concreto à compressão, (BASTOS, 2021).

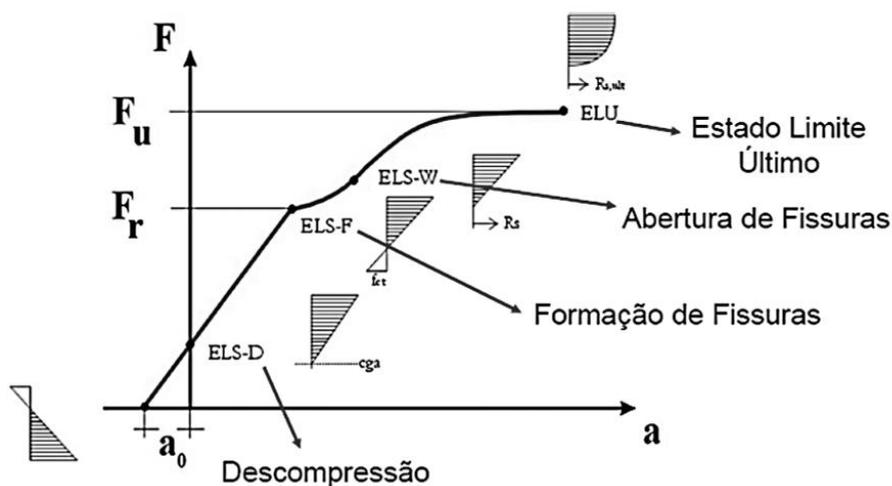
$$ELS-CE = 0,6 \cdot f_{ck} \quad (13)$$

De acordo com Ishitani; França (2002), a Figura 13 ilustra o comportamento de uma peça em concreto protendido em diversas etapas de carregamentos correlacionando com a deformação da peça. Imediatamente após o tracionamento dos cabos, onde tem-se somente o peso próprio da estrutura atuando, é apresentado uma contra flecha a_0 no elemento.

A partir do instante que os demais carregamentos são inseridos, ela sofre um processo de descompressão até atingir o ELS-D, quando a peça apresenta pontos com tensões nulas. Acrescendo o carregamento, é encontrado o ponto em que os esforços de tração atingem o $f_{ctk,inf}$, esse ponto é denominado ELS-F.

Aumentando-se ainda mais as cargas é iniciado o processo de abertura de fissuras (ELS-W), já que a resistência máxima à tração do concreto foi ultrapassada. Esse ELS somente é verificado para elementos em concreto armado convencional e peças em concreto protendido com protensão parcial que não serão estudados neste trabalho. Enfim, aumentando-se o carregamento até F_u , a peça inteira é fissurada, entrando no Estádio III. Nesse ponto, ocorre o colapso do elemento estrutural, ou seja, o ELU.

Figura 13 - ELS e ELU em elementos estruturais protendidos



Fonte: ISHITANI; FRANÇA (2002)

Conforme o item 11.8.1 da ABNT NBR 6118 (2014), para obter o carregamento de uma estrutura, é estabelecido através de critérios de probabilidade a ocorrência de ações que são capazes de atuar de forma simultânea durante um prazo determinado.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 66).

A norma brasileira diz que os estados limites de serviço derivam de ações, das quais as combinações apresentam três classes que diferenciam pela permanência na estrutura.

- Combinação quase permanente: pode atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;
- Combinação frequente: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

- Combinação rara: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

A fim de facilitar a visualização dos métodos de cálculo das combinações de serviço, a ABNT NBR 6118 (2014) apresenta a Tabela 4.

Tabela 4 - Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinação quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k}$
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 $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qjk}$
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 $\Psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{qjk}$

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: ABNT NBR 6118 (2014)

2.7. Perdas de Protensão

Segundo Veríssimo; César Júnior (1998b), durante a execução da protensão existem alguns fatores que reduzem a força aplicada, por exemplo, o acionamento dos macacos hidráulicos, a cravação das cunhas de ancoragem, a transferência da força para o concreto etc. Essa diminuição da força de protensão é denominada perda de protensão e deve ser considerada durante o dimensionamento do projeto.

Pfeil (1991) cita que perdas de protensão são todas as reduções verificadas na força aplicada a uma unidade de protensão. Em geral, essas reduções influenciam e são influenciadas entre si, visto que sua atuação se dá em conjunto. Entretanto, do

ponto de vista executivo, as reduções são calculadas de forma independente e avaliadas de maneira sequencial, sendo classificadas no tempo como perdas imediatas e perdas progressivas.

2.7.1. Perdas Imediatas

2.7.1.1. Perdas Devido ao Encurtamento Elástico do Concreto

Albino; Migliore Junior (2021) cita que durante a aplicação da protensão, a armadura ativa encurta e o concreto circundante é comprimido até que seja atingido equilíbrio nas deformações dos materiais envolvidos. A avaliação da perda por encurtamento elástico do concreto deve ser realizada considerando os dados geométricos da seção para os mais diversos elementos a serem protendidos.

Segundo Veríssimo; César Júnior (1998b), quando há mais de um cabo no mesmo elemento a ser protendido, ao serem tracionados um de cada vez, como é usual, a deformação do concreto provocada pela força no cabo que está sendo protendido acarretará a perda de tensão nos cabos anteriormente ancorados. Nesse caso, uma possível solução seria calcular um valor médio para o alongamento dos cabos ou então sobretensioná-los de modo que, finalizado todo o trabalho com o macaco hidráulico, todos os cabos possuam a mesma força de protensão.

O ato de protensão por etapas acaba causando um afrouxamento no cabo que foi protendido e ancorado anteriormente. Isso acontece pois há um pequeno encurtamento no concreto devido ao ato de protensão, sendo assim, essas perdas devem ser consideradas, apesar de serem bem pequenas.

No item 9.6.3.3.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014), é apresentado uma equação para que possa ser determinada a tensão média que é perdida devido a protensão sucessiva dos cabos. Desse modo, a perda média de protensão, por cabo, pode ser calculada pela Equação 14.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (14)$$

O valor de α_p é dado pela relação entre o módulo de elasticidade da armadura de protensão pelo módulo de elasticidade do concreto no ato da protensão. Como a idade da protensão, na maioria dos casos, ocorre antes dos 28 dias, a ABNT NBR 6118 (2014) em seu item 8.2.8, estabelece expressões para a estimativa do módulo de elasticidade do concreto com idade menor que 28 dias. Para concretos com f_{ck} de 20 MPa a 45 MPa, temos:

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (15)$$

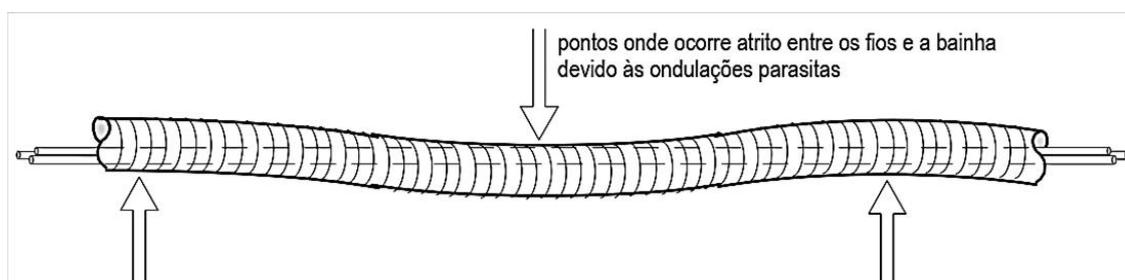
2.7.1.2. Perdas por Atrito Entre Cabo e Bainha

As perdas por atrito no sistema de pós-tração se dão pelo fato do cabo ser tensionado após a concretagem da peça gerando assim um atrito entre o aço ativo e a bainha, o que ocasiona perdas na força de protensão. Essa perda acontece em toda a extensão do cabo tendo seu maior valor no ponto da ancoragem passiva. Em casos que a protensão é dada pelos dois lados do elemento, o maior valor da perda encontra-se no meio da peça.

Quando um cabo mantido inicialmente curvo é tensionado, este tende a retificar e exerce pressão radial contra o duto ou a bainha no qual é montado promovendo resultantes de força tanto na direção radial quanto na direção tangencial da curva. Este fenômeno é conhecido como Efeito de Polia, pois é semelhante ao que ocorre na movimentação de cargas por cordas ou por fios metálicos de pequena rigidez à flexão. (ALBINO; MIGLIORE JUNIOR, 2021, p. 8).

Segundo Veríssimo; César Júnior (1998b), as perdas por atrito, geralmente, acontecem nos trechos curvos por conta das elevadas pressões que os cabos são submetidos nesses pontos; porém, também podem ocorrer em trechos retilíneos, são as chamadas perdas parasitárias, causadas por ondulações não intencionais da bainha.

Figura 14 - Ondulações parasitas da bainha



Fonte: VERÍSSIMO; CÉSAR JÚNIOR (1998b)

De acordo com Albino; Migliore Junior (2021), o valor da perda parasitária (k) depende da qualidade do processo de fabricação e montagem dos elementos utilizados na protensão e usualmente é arbitrada como proporcional ao valor do coeficiente μ .

Aalami (2014) recomenda que os coeficientes de atrito (atrito aparente e o atrito parasita entre cabo e bainha) para cordoalhas engraxadas e plastificadas sejam $\mu = 0,07 \text{ rad}^{-1}$ e $\beta = 6,5 \%$, assim como indicado pelo Post-Tensioning Institute (PTI).

$$\beta = \frac{k}{\mu} \quad (16)$$

A ABNT NBR 6118 (2014) em seu item 9.6.3.3.2.2 apresenta uma formulação para a estimativa das perdas por atrito nos elementos estruturais com pós-tração que acrescentando a parcela adicional k e o comprimento horizontal x , a equação pode ser reescrita como:

$$P_{(x)} = P_i \cdot e^{-[(\mu \Sigma \alpha) + (kx)]} \quad (17)$$

2.7.1.3. Perdas por Acomodação da Ancoragem

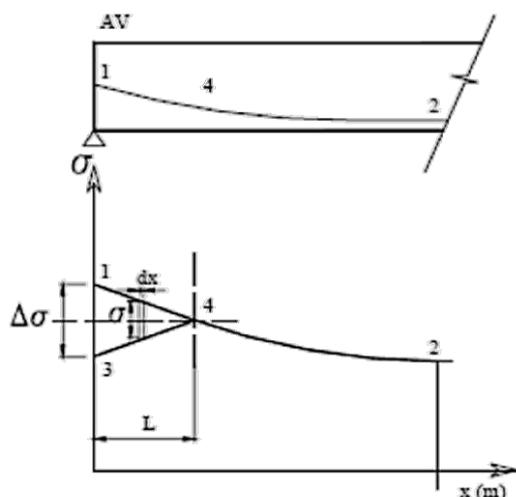
Segundo Veríssimo; César Júnior (1998b), no instante da liberação do cabo do macaco hidráulico, para que aconteça a transferência do esforço de protensão para o elemento protendido, ocorre a acomodação das peças de ancoragem. Os deslocamentos desses dispositivos provocam perdas da força de protensão. Essas

perdas apresentam valores mais expressivos nos sistemas que utilizam cunhas, sendo, usual o termo perda por encunhamento.

A ABNT NBR 6118 (2014) em seu item 9.6.3.3.2.3 cita que as perdas por deslizamento da armadura e acomodação da ancoragem devem ser obtidas de forma experimental ou então, adotado valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos utilizados na ancoragem dos cabos. A norma não apresenta outras informações ou dados sobre esse tipo de perda.

De acordo com Carvalho (2012), a Figura 15 apresenta o desenvolvimento das tensões em um cabo protendido antes de ter sua ancoragem realizada (trecho 1-4-2) e após realizada a ancoragem (trecho 3-4-2). Após a ancoragem, é perceptível uma perda do esforço de protensão no trecho 1-4, apresentando valor nulo no ponto 4. Como há a existência do atrito entre o cabo e a bainha a tensão tende a decrescer, já que esse impede a movimentação do cabo para o “interior” da estrutura.

Figura 15 - Tensão ao longo do cabo antes da ancoragem (1-4-2) e após a ancoragem (3-4-2)



Fonte: CARVALHO (2012)

Migliore Junior (2017) sugere que para situações particulares onde é suficiente uma pré-avaliação da perda por acomodação da ancoragem, pode-se utilizar um equacionamento simplificado, este permite avaliar a perda média da força de protensão no meio do vão.

$$\Delta P_{anc} = n \cdot \frac{\delta}{L} \cdot E_p \cdot A_p \quad (18)$$

2.7.2. Perdas Progressivas

2.7.2.1. Perdas Devido à Retração do Concreto

A retração do concreto é resultado da perda da água presente no concreto e por alterações químicas da mistura. Quando acontece a perda de água, conseqüentemente o elemento perde volume e como reposta há um pequeno afrouxamento na armadura protendida, havendo assim, uma perda de protensão devido à retração do material.

É muito importante que o concreto utilizado possua uma boa dosagem e que seja realizada uma cura correta do concreto para que essa água não evapore muito rápido e acabe causando patologias no concreto. Grande parte da retração é provocada pela evaporação da água; sendo assim, a relação água/cimento é de suma importância nesse contexto.

A protensão só é aplicada à peça depois que o concreto já adquiriu resistência suficiente para suportar as tensões decorrentes da protensão e do peso próprio. Nessa época, uma parte da retração do concreto já ocorreu. A protensão deve ser adiada tanto quanto possível, com o objetivo de diminuir as perdas de protensão, pois a retração é mais intensa nas primeiras idades do concreto. (VERÍSSIMO; CÉSAR JÚNIOR, 1998b, p. 16).

O modelo de cálculo considerado pela ABNT NBR 6118 (2014) não faz distinção entre as parcelas de retração por secagem (evaporação da água do concreto que não foi utilizada nas reações químicas) e retração autógena (saída da água que já foi utilizada para hidratar os poros capilares do concreto). Ele leva em consideração fatores como umidade relativa, consistência do concreto no lançamento, espessura e idade fictícia do concreto.

O Anexo A da norma ABNT NBR 6118 (2014) estima a retração diferencial entre os instantes t_0 e t_∞ , como sendo:

$$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = \varepsilon_{cs\infty}[\beta_s(t_\infty) - \beta_s(t_0)] \quad (19)$$

Para iniciar a marcha de cálculos presente na norma para estimativa do valor do coeficiente da retração final do concreto $\varepsilon_{cs\infty}$, é necessário determinar os coeficientes de retração.

O coeficiente ε_{1s} depende da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto, e pode ser obtido pela Equação 20. Seu valor é admitido para abatimentos entre 5 e 9 cm; valores entre 0 e 4 cm devem ser reduzidos em 25 % e, para valores entre 10 e 15 cm devem ser aumentados 25 %.

$$\varepsilon_{1s} = \left(-8,09 + \frac{U}{15} - \frac{U^2}{2\,284} - \frac{U^3}{133\,765} + \frac{U^4}{7\,608\,150} \right) \cdot 10^{-4} \quad (20)$$

O coeficiente ε_{2s} depende da espessura fictícia do concreto sendo obtida pelas equações:

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}} \quad (21)$$

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad (22)$$

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1U)} \quad (23)$$

O valor final da retração é obtido por meio da multiplicação entre os coeficientes dependente da umidade ambiente ε_{1s} e o dependente da espessura fictícia do concreto ε_{2s} . Enquanto, para o coeficiente relativo à retração $\beta_s(t)$ é função da idade fictícia do concreto e é obtido por meio da expressão:

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t_{fic}}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t_{fic}}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t_{fic}}{100}\right)}{\left(\frac{t_{fic}}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t_{fic}}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t_{fic}}{100}\right) + E} \quad (24)$$

Onde,

$$A = 40$$

$$B = 116h_{fic}^3 - 282h_{fic}^2 + 220h_{fic} - 4,8$$

$$C = 2,5h_{fic}^3 - 8,8h_{fic} + 40,7$$

$$D = -75h_{fic}^3 + 585h_{fic}^2 + 496h_{fic} - 6,8$$

$$E = -169h_{fic}^4 + 88h_{fic}^3 + 584h_{fic}^2 - 39h_{fic} + 0,8$$

O valor de h_{fic} é dado em metros e deve ser adotado os valores extremos correspondentes para quando este estiver fora do intervalo $0,05 \leq h_{fic} \leq 1,6$ m.

A ABNT NBR 6118 (2014) em seu item A.2.4.1, cita que a idade fictícia a ser considerada para a retração é dada por:

$$t_{fic} = \sum \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i} \quad (25)$$

Obtido os valores da retração diferencial $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$, é possível calcular a perda de protensão para qualquer idade por meio da Equação (26). Segundo Albino; Migliore Junior (2021), para as situações cotidianas de lajes e vigas protendidas, a perda mais importante é aquela que corresponde ao tempo infinito (geralmente adotado como 50 anos – tempo de vida útil de uma estrutura em concreto).

$$\Delta \sigma_{p,s} = E_p |\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)| \quad (26)$$

2.7.2.2. Perdas Devido à Fluência do Concreto

A fluência é uma propriedade presente em materiais viscoplásticos, que descreve o comportamento de um elemento que submetido a tensões constantes sofre uma deformação imediata e posteriormente uma deformação adicional que tende a aumentar ao longo do tempo.

Sendo assim, pode se constatar que a fluência do concreto irá acontecer quando a peça estiver submetida a um estado constante de tensões, ou seja, quando os carregamentos permanentes começarem a agir, sendo que os carregamentos acidentais não causam a fluência do material.

Albino; Migliore Junior (2021) afirma que os efeitos de fluência do concreto dificultam a obtenção de uma melhor estimativa para perda de protensão, já que as tensões na peça são alteradas de forma constante durante toda a sua vida útil, alterando assim, a taxa de perda por fluência.

O anexo A da ABNT NBR 6118 (2014), em seu item A.2.2.3 apresenta uma formulação para estimativa do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, a qual é oriunda da literatura alemã da década de 1970.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty}[\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d \quad (27)$$

O coeficiente de fluência rápida para concretos de classes C20 a C45 pode ser determinado pela equação:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_{ckj}(t_0)}{f_{ckj}(t_\infty)} \right] \quad (28)$$

O coeficiente relativo à deformação lenta irreversível β_f , pode ser obtido por meio da Equação 29 que é dada em função da idade fictícia do concreto referente à fluência; enquanto, o coeficiente de deformação lenta reversível é assumido com o valor de $\varphi_{d\infty} = 0,4$.

$$\beta_f(t) = \frac{t_{fic}^2 + A \cdot t_{fic} + B}{t_{fic}^2 + C \cdot t_{fic} + D} \quad (29)$$

Onde,

$$A = 42h_{fic}^3 - 350h_{fic}^2 + 588h_{fic} + 113$$

$$B = 768h_{fic}^3 - 3060h_{fic}^2 + 3234h_{fic} - 23$$

$$C = -200h_{fic}^3 + 13h_{fic}^2 + 1090h_{fic} + 183$$

$$D = 7579h_{fic}^3 - 31916h_{fic}^2 + 35343h_{fic} + 1931$$

Assim como ocorre para a retração, o valor de h_{fic} é dado em metros e deve ser adotado os valores extremos correspondentes para quando este estiver fora do intervalo $0,05 \leq h_{fic} \leq 1,6$ m.

Os valores de t_{fic} , para a fluência, devem ser multiplicados por um coeficiente de idade fictícia para avaliação de fluência α que é dependente do tipo de cimento utilizado no traço do concreto, e pode ser retirado da tabela a seguir:

Tabela 5 - Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	1
De endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	

Legenda:

CP I e CP I-S – Cimento Portland comum

CP II-E, CP II-F e CP II-Z – Cimento Portland composto

CP III – Cimento Portland de alto forno

CP IV – Cimento Portland pozolânico

CP V-ARI – Cimento Portland de alta resistência inicial

RS – Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados)

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

O coeficiente relativo à deformação lenta reversível β_d é obtido em função do tempo decorrido após a aplicação do carregamento permanente para as idades fictícias, sendo calculado por:

$$\beta_d = \frac{t_{fic}(t_\infty) - t_{fic}(t_0) + 20}{t_{fic}(t_\infty) - t_{fic}(t_0) + 70} \quad (30)$$

O valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível no tempo infinito $\varphi_{f\infty}$ para concretos de classes C20 a C45 pode ser considerado como sendo a multiplicação de dois outros coeficientes: o coeficiente dependente da umidade relativa do ar e da consistência do concreto φ_{1c} , e o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça φ_{2c} .

Para estimativa do coeficiente φ_{1c} utiliza-se a seguinte equação:

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U \quad (31)$$

O coeficiente φ_{1c} deve ter seu valor admitido para abatimentos entre 5 e 9 cm; valores entre 0 e 4 cm devem ser reduzidos em 25 % e, para valores entre 10 e 15 cm devem ser aumentados 25 %.

O coeficiente φ_{2c} pode ser obtido por meio da formulação, a seguir:

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (32)$$

A ABNT NBR 6118 (2014) diz que para efeito de avaliação da perda na força de protensão devido à fluência, o processo geral considera apenas a tensão de compressão no instante da protensão e pode ser obtida através da Equação 33.

$$\Delta\sigma_{p,c} = \varphi(t, t_0) \cdot \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \quad (33)$$

2.7.2.3. Perdas Devido à Relaxação das Armaduras Ativas

Segundo Albino; Migliore Junior (2021), aços de protensão quando tensionado por longos períodos tendem a apresentar comportamento de relaxação, o que seria a fluência do aço. Esse fenômeno reológico promove uma redução na força de compressão das estruturas em concreto protendido e esta é parte das perdas progressivas da força de protensão.

Os aços de relaxação baixa, em sua fabricação, passam por um processo de estabilização – um envelhecimento acelerado que alivia as tensões residuais resultantes da trefilação, diminuindo a perspectiva de perda de carga por relaxação e aumentando o limite de elasticidade do aço.

A intensidade da perda de tensão por relaxação do aço deve ser determinada por:

$$\Delta\sigma_{p,r}(t, t_0) = \Psi(t, t_0) \cdot \sigma_{pi} \quad (34)$$

A norma brasileira estabelece os valores máximos de caracterização de aços de protensão que podem ser obtidos por meio de ensaios descritos na ABNT NBR 7484 (2020). Esses valores são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 6 - Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde

RN é a relaxação normal;

RB é a relaxação baixa.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

De acordo com o item 9.6.3.4.5 da ABNT NBR 6118 (2014), para tensões inferiores a 0,5 f_{ptk} deve ser admitido que não há perda por relaxação. Para tensões intermediárias, valores não presentes na tabela, pode ser feita a interpolação linear.

A norma permite considerar que seja aceito uma situação crítica de projeto, o tempo infinito, para o cálculo do coeficiente de relaxação. Sendo assim:

$$\Psi(t_{\infty}, t_0) \cong 2,5 \cdot \Psi_{1000} \quad (35)$$

3. MATERIAIS E MÉTODOS

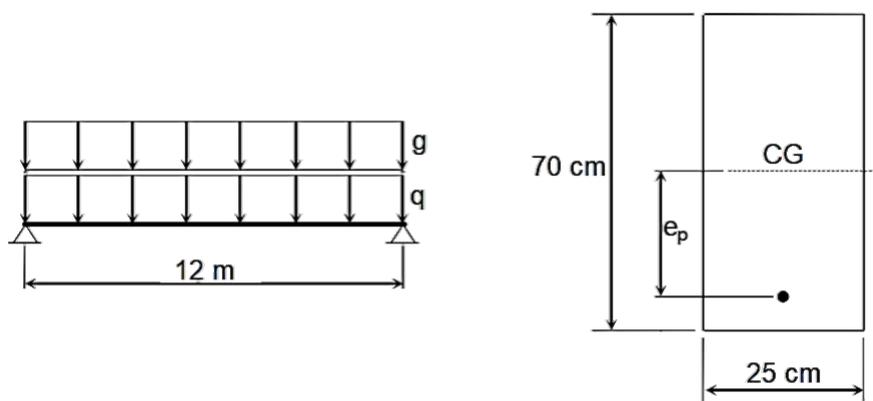
Em meio as diversas metodologias possíveis de serem empregadas, optou-se pela resolução de um exercício devido às características do tema e a forma como os dados foram coletados.

De acordo com Yin (2001), para que possa ser possível alcançar o objetivo do trabalho, deve ser apresentado um roteiro, com o passo a passo, de como será desenvolvido o estudo expondo as seguintes etapas: delineamento e desenho da pesquisa, preparação e coleta de dados, análise de forma individual e comparativa, além da elaboração das conclusões.

O delineamento e desenho da pesquisa é a definição clara e objetiva do tema a ser estudado, nesse caso, o objetivo é elaborar uma planilha eletrônica que dimensione as armaduras para protensão limitada no sistema de pós-tração não aderente com cordoalhas engraxadas e plastificadas, como também calcular as perdas da força de protensão; além de realizar um estudo comparativo entre os resultados obtidos pelo cálculo da planilha e pela calculadora V-PRO do TQS.

Neste trabalho pretende-se comparar a variação da força de protensão inicial, a área da armadura e as perdas da força de protensão dos resultados obtidos pela planilha eletrônica e pelo V-PRO, para a viga simplesmente apoiada cujos dados estão indicados a seguir.

Figura 16 - Perfil longitudinal e seção transversal da viga



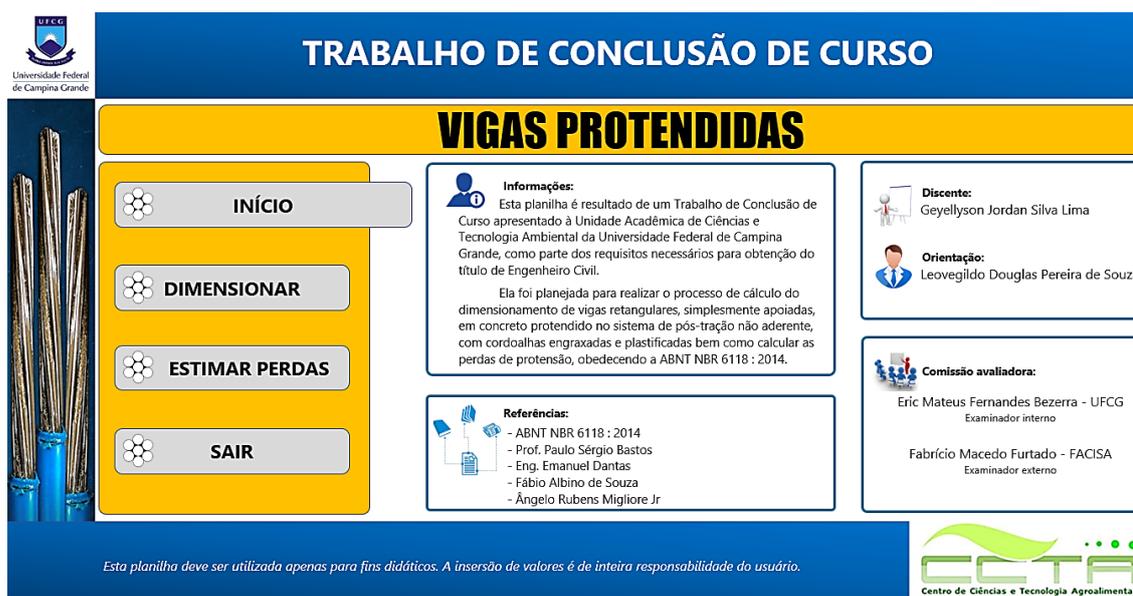
Fonte: Adaptado de BASTOS (2021)

O exercício em questão é uma adaptação do exemplo 1, capítulo 4, descrito por Bastos (2021). São dados do projeto:

- Classe de agressividade ambiental II;
- Viga utilizada em edificação residencial;
- Utilizar nível de protensão limitada;
- Carregamento permanente de 2 kN/m;
- Carregamento acidental de 3,5 kN/m;
- Concreto estrutural com $f_{ck} = 35$ MPa;
- Cimento utilizado no traço será o CPV-ARI;
- Agregado do tipo Granito;
- Cordoalhas engraxadas e plastificadas CP 190 RB, com área de 0,99 cm² e módulo de elasticidade de 200 GPa;
- Cobrimento da cordoalha $c_b = 8$ cm;
- Aços de protensão com $f_{ptk} = 1900$ MPa e $f_{ptk} = 1710$ MPa;
- Protensão ocorrerá aos 7 dias após a concretagem;
- Perdas totais estimadas em 22 %.
- Temperatura ambiente de 25 °C;
- Umidade do ar em 70 %;
- Não considerar cobertura com laje.

Ao abrir a pasta de trabalho, o usuário terá contato com a interface inicial, nela são apresentadas informações básicas acerca da finalidade de uso, bem como os autores e referências utilizadas para sua produção. Toda a pasta de trabalho possui botões na lateral esquerda que facilitam a navegação entre as planilhas disponíveis.

Figura 17 - Interface inicial da planilha



Fonte: Autoria própria (2022)

3.1. Funcionamento da Planilha

Entrando na planilha de dimensionamento, o usuário é levado a inserir dados relevantes para dar início ao processo de cálculo. As informações devem ser inseridas nos quadros que são de cor amarela. Dados numéricos com casas decimais devem ser inseridos utilizando-se a vírgula como separador.

A planilha é dividida em várias seções, cada uma apresenta uma etapa do cálculo realizado. A primeira seção contém informações acerca de limitações do cálculo, escolha do tipo de edificação, além da inserção e cálculo de dados referentes à geometria, carregamentos e materiais utilizados. Nas seções seguintes são apresentados os resultados obtidos no dimensionamento.

Conforme a Figura 18, inicialmente deve-se selecionar o tipo da edificação. Na parte de geometria da seção deve ser informado as características geométricas da viga estudada, assim como seu comprimento total. Em dados dos carregamentos será solicitado o preenchimento com o valor dos carregamentos (a carga permanente não deve considerar o peso próprio da seção, essa característica é calculada de forma separada).

A parte de materiais utilizados é dividida em dois espaços, um voltado para receber informações do concreto utilizado e o outro, às informações do aço de protensão. Referente ao concreto deve ser informado o f_{ck} aos 28 dias, o tipo de

cimento utilizado e a natureza do agregado. Para o aço de protensão deve ser informado as resistências à ruptura por tração e de escoamento do aço de protensão f_{ptk} e f_{pyk} , respectivamente, além da idade com a qual será realizada a protensão e a estimativa de perdas que deverá ser adotada.

Figura 18 – Entrada de dados na planilha de dimensionamento

Informações:
Aqui será realizado o dimensionamento e verificação da viga utilizando a protensão limitada (nível 2) com cabo parabólico. Para o correto funcionamento da planilha, alguns critérios devem ser considerados como, fazer o uso de concretos de no máximo 45 MPa e escolher a edificação entre as opções listadas.

Tipo da edificação:
Considere edifícios residenciais como locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas; caso contrário, considere como edifícios comerciais.
Edifícios residenciais

Dados geometria, carregamentos, concreto e aço:

Geometria da seção: $b_w = 25$ cm, $h = 70$ cm, $c_s = 8$ cm, $L = 12$ m

Concreto: $f_{ck} = 35$ MPa, Cimento = CPV-ARI, Agregado = Granito e gnaíse

Aço de protensão: $f_{stk} = 1900$ MPa, $f_{pyk} = 1710$ MPa, Idade da protensão = 7 dias, Perda de protensão = 22 %

Dados dos carregamentos: $g = 2$ kN/m, $q = 3,5$ kN/m, $\psi_1 = 0,4$, $\psi_2 = 0,3$

Propriedades do concreto: $\rho_p = 4,38$ kN/m, $A_c = 0,175$ m², $c_g = 0,35$ m, $I = 0,00715$ m⁴, $w_i = w_s = 0,0204$ m³

Fonte: Autoria própria (2022)

Ao inserir os dados como descrito pelo problema em estudo a planilha previamente calcula os dados referentes a geometria da seção da viga, tais como peso próprio, área de concreto, centro de gravidade, inércia e módulos resistentes, além de listar os coeficientes de ponderação para as ações.

Na seção seguinte são apresentados os momentos e tensões solicitantes calculados decorrentes do peso próprio, do carregamento permanente e da carga accidental. Na mesma tela, é mostrado as tensões nas fibras superior e inferior da peça, obtidas através das combinações de serviço; combinações estas que serão utilizadas para a verificação dos Estados Limites nas próximas etapas do cálculo.

Por seguinte, a planilha realiza a verificação do ELS-F e ELS-D. Inicialmente é exibido as tensões nas fibras em função da força de protensão final (esta será calculada mais à frente). Também são apresentados os limites de tração e compressão do concreto seguindo os critérios definidos na ABNT NBR 6118 (2014).

Nas verificações de ELS-F e ELS-D são apresentadas as tensões nas fibras superior e inferior e a força de protensão considerada no tempo infinito. Está presente, também, um alerta que simboliza se a peça passou pelos processos de verificação com êxito, ou não. Logo abaixo é calculada a força de protensão máxima nos cabos

e dimensionada a quantidade de cordoalhas necessárias. Por fim, é realizado a verificação do ELS-F e ELS-D para a região dos apoios.

Na próxima seção, é executado a verificação da peça no Estado Limite Último no Ato da Protensão. Nessa etapa são apresentadas as resistências à tração e compressão do concreto considerando a idade da protensão e as tensões para o centro do vão e para a região dos apoios.

Por fim, na planilha de dimensionamento, é exibido o traçado de elevação do cabo. Este é obtido dividindo a viga em onze seções fornecendo a elevação do cabo para cada uma das seções. Para a realização deste cálculo, a planilha determina uma função do 2º grau que descreve a trajetória do cabo parabólico no interior da viga.

Da mesma forma que a planilha de dimensionamento, a planilha para estimativa da perda da força de protensão também é dividida em seções. A primeira seção apresenta informações acerca das limitações e o local para inserir os dados relevantes para os cálculos.

Nesta planilha, inicialmente, o usuário é levado a inserir dados referentes à seção da viga a ser dimensionada, ao aço utilizado nas cordoalhas, aos componentes utilizados na produção do concreto, além de outros dados como temperatura, umidade e existência de laje. Nas seções seguintes é possível encontrar os resultados obtidos.

Em geometria da seção deve ser informado as características geométricas da viga. Na parte referente ao concreto deve ser informado o f_{ck} do concreto aos 28 dias, o valor do slump (consistência), o tipo de cimento utilizado e a natureza do agregado. Referente ao aço de protensão deve ser informado o f_{ptk} e f_{pyk} , o módulo de elasticidade, a idade com a qual será realizada a protensão e a número de cordoalhas dimensionadas. Também deve ser inserido outras informações referentes a temperatura e umidade do local e a presença ou não de laje sobre a viga, conforme apresentado na Figura 19.

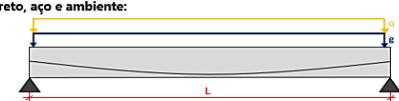
Figura 19 - Entrada de dados na planilha de estimativa de perdas

Informações:

Aqui será realizado o cálculo das perdas da força de protensão. Todas as perdas aqui listadas serão consideradas de forma individual, sem que seja considerada a influência de uma sobre a outra.

As perdas são calculadas apenas para cordoalhas engravadas e platificadas CP-190 RB, considerando um tempo infinito de 50 anos.

Dados geometria, concreto, aço e ambiente:



Geometria da seção

$b_w = 25$ cm

$h = 70$ cm

$c_s = 8$ cm

$L = 12$ m

Concreto

$f_{ck} = 35$ MPa

Cimento = CPV-ARI

Agregado = Granito e gnaíse

Slump = 8,0 cm

Aço de protensão

$f_{ak} = 1900$ MPa

$f_{sk} = 1710$ MPa

$E_s = 200$ GPa

Idade da protensão = 7 dias

nº de cordoalhas = 3

Outros dados

Presença de laje = Não

Umidade = 70 %

Temperatura = 25,0 °C

Trazer dados:

Clicando no botão abaixo você poderá inportar os dados preenchidos anteriormente na planilha de dimensionamento, ou então, poderá ineri-los manualmente.

IMPORTAR DADOS DO DIMENSIONAMENTO

Fonte: Autoria própria (2022)

Assim como na planilha de dimensionamento, nesta ao inserir os dados do problema, a planilha previamente calcula dados referentes a geometria da seção da viga. Na seção seguinte é apresentado as tensões limites da força de protensão e o valor que foi adotado para dar continuidade aos cálculos.

Mais adiante, a planilha oferece o resultado da perda provocada pelo atrito entre cabo e bainha. Os dados apresentados são para o centro do vão considerando a formulação descrita pela ABNT NBR 6118 (2014) e os valores recomendados de acordo com Albino; Migliore Junior (2021).

A perda por acomodação da ancoragem, ou simplesmente perda por encunhamento, é calculada por meio da Equação (18) descrita por Albino; Migliore Junior (2021); leva em consideração o número de ancoragens ativas, o recuo do cabo e a área da cordoalha.

Na seção seguinte a planilha realiza o cálculo da perda da força de protensão devido à deformação imediata do concreto. Primeiramente é obtido as tensões no concreto, devido ao carregamento permanente e devido à protensão, ambos no centro de gravidade da armadura ativa. Em seguida são calculados os coeficientes para a idade da protensão e a perda.

É apresentado também, um resumo referente às perdas imediatas ocorridas na peça a ser protendida. Nele é possível ter fácil visualização das perdas devido ao atrito, encunhamento e deformação do concreto; todas expressas na forma de dados percentuais.

Em seguida, a planilha realiza o cálculo de alguns parâmetros relevantes para o cálculo das perdas progressivas, entre eles, o perímetro da peça que possui contato com o ar, a espessura fictícia de cálculo e as idades fictícias tanto para a fluência quanto para a retração.

Na próxima seção, a planilha realiza o cálculo da perda por fluência do concreto. Inicialmente são determinados os coeficientes relativos às deformações do concreto até obter o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ e depois, calculado a perda da força de protensão.

Para a determinação da perda por retração do concreto a planilha obtém os valores dos coeficientes relativos à retração e em seguida calcula a retração diferencial entre os instantes t_0 e t_∞ . Por fim, é apresentado a força de protensão perdida.

A perda devido a relaxação da armadura ativa é obtida por meio da interpolação do coeficiente Ψ_{1000} , este é encontrado através da relação entre a tensão na cordoalha após as perdas imediatas e a resistência à ruptura por tração do aço.

Na seção seguinte, a planilha apresenta um resumo referente às perdas progressivas ocorridas no elemento estrutural. Sendo de fácil visualização as perdas devido à fluência e retração do concreto, e a relaxação da armadura ativa; todas expressas em percentuais. Assim como também, é apresentado as forças de protensão inicial (no ato da protensão), após as perdas imediatas e após as perdas progressivas, bem como a soma destas na forma percentual.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

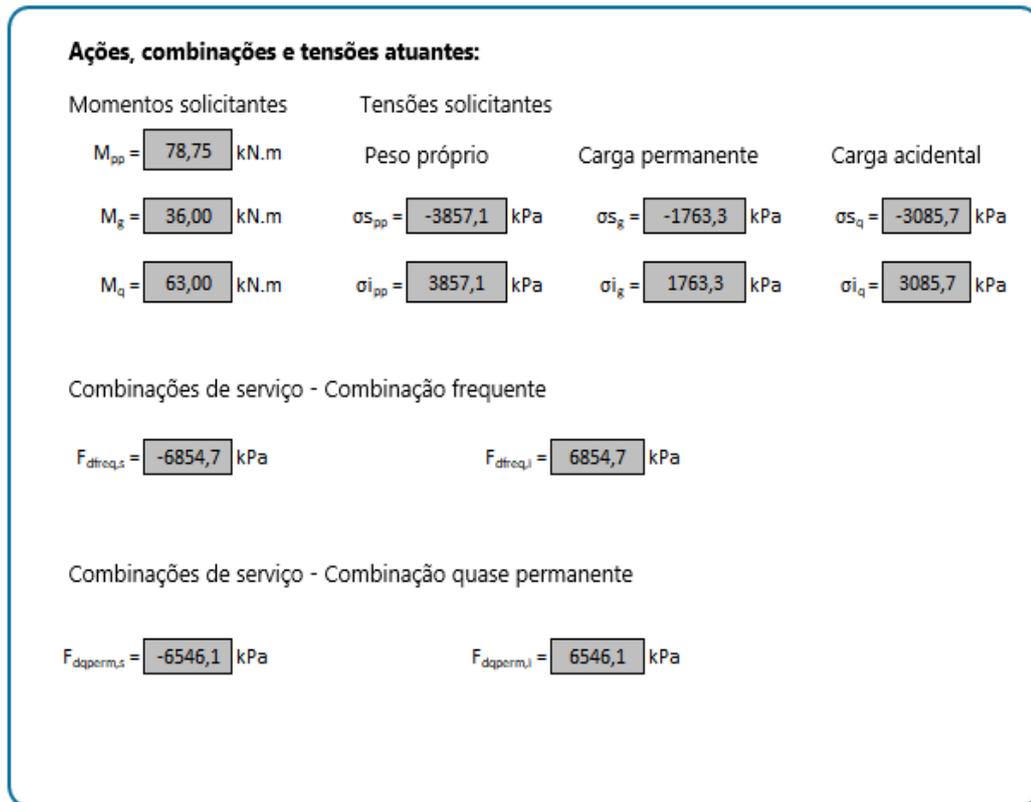
4.1. Dimensionamento da Viga

O dimensionamento de vigas em concreto protendido com uso da planilha desenvolvida neste trabalho pode ser acompanhado a seguir. Será dimensionada uma viga nas delimitações do Estado Limite de Serviço, com seção transversal de formato retangular e realizada as verificações no Estado Limite Último, seguindo os critérios definidos no exemplo e em seguida comparado os resultados obtidos com a calculadora V-PRO do TQS.

Após inserir os dados necessários para o dimensionamento, a planilha retornou os valores calculados para os momentos solicitantes como sendo 78,75 kN.m para o peso próprio da viga, 36,00 kN.m para os carregamentos permanentes e 63,00 kN.m para os carregamentos acidentais, todos para o meio do vão, conforme a Figura 20.

Inserindo os mesmos dados da viga em questão na calculadora do V-PRO, foi encontrado 78,84 kN.m como sendo o momento devido ao peso próprio, 36,00 kN.m para as cargas permanentes e 63,00 kN.m para as cargas acidentais. É perceptível que os valores são praticamente os mesmos, isso comprova que os dados inseridos tanto no *software* como na planilha, são idênticos.

Figura 20 - Cálculo das ações, combinações e tensões atuantes



Fonte: Autoria própria (2022)

A planilha ainda apresenta as tensões solicitantes calculadas devido aos momentos de peso próprio, cargas permanentes e acidentais; como também as combinações de serviços que serão utilizadas para dar continuidade ao dimensionamento.

Na combinação de serviço frequente foi utilizado o coeficiente $\Psi_1 = 0,4$ e para a combinação de serviço quase permanente $\Psi_2 = 0,3$, que segundo a ABNT NBR 6118 (2014), estes devem ser utilizados quando se trata de locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, nem de elevadas concentrações de pessoas, como é o caso da edificação residencial em questão.

As tensões encontradas para as bordas superior e inferior por meio das combinações de serviço não levam em consideração a força de protensão, considerando apenas os carregamentos de peso próprio, permanentes e acidentais.

Na seção seguinte, a planilha retornou valores referentes às verificações do ELS-F e ELS-D. Inicialmente é apresentado as tensões para a borda superior e inferior no tempo infinito em função da força de protensão, também no tempo infinito. Estas

funções serão úteis, posteriormente, para a realização das verificações nos Estados Limites.

$$\sigma_{s_{\infty}} = 7,510 \cdot P_{\infty} \quad (36)$$

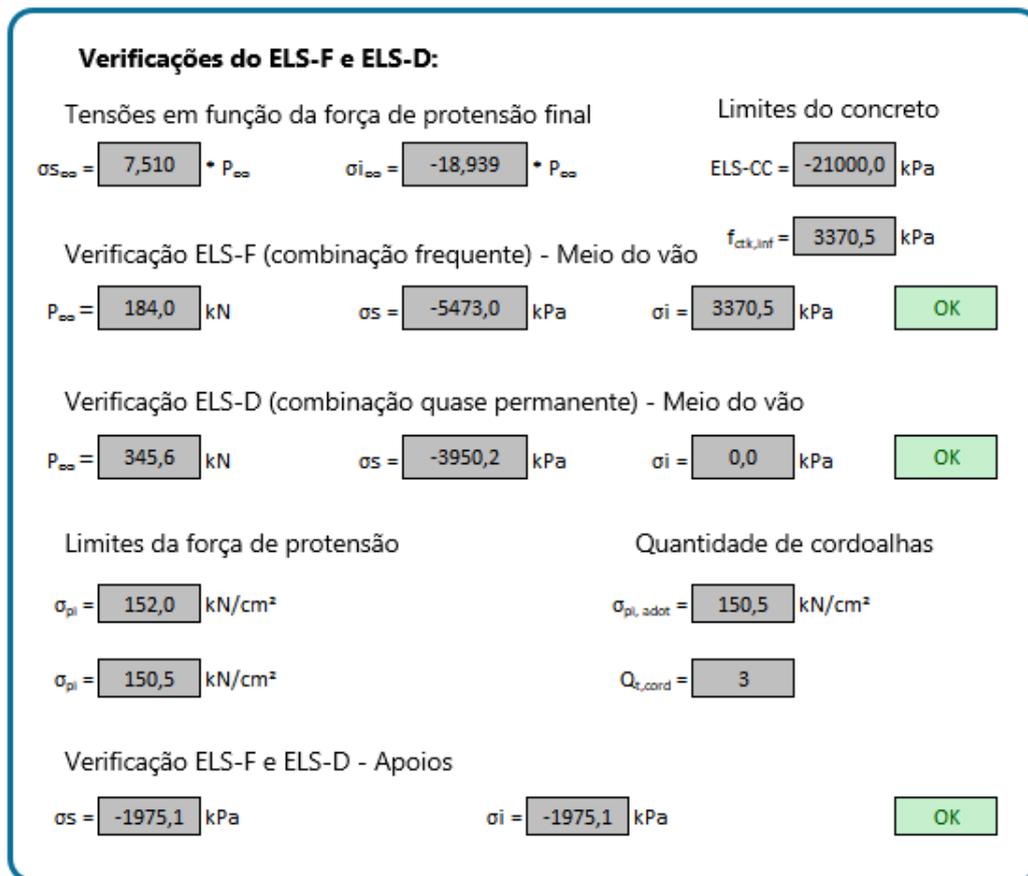
$$\sigma_{i_{\infty}} = -18,939 \cdot P_{\infty} \quad (37)$$

Na verificação do Estado Limite de Serviço de Formação de Fissuras, a planilha retornou uma força de protensão de 184,0 kN, e que esta provoca, no meio do vão, tensões de 5473,0 kPa de compressão nas fibras superiores e 3370,5 kPa de tração nas fibras inferiores. Conferindo que estes valores são menores que os limites estabelecidos de 21000,0 kPa para compressão e 3370,5 para tração, a verificação foi realizada e obteve êxito.

Na parte da verificação do Estado Limite de Serviço de Descompressão, a planilha retornou uma força de protensão de 345,6 kN, gerando no meio do vão tensões de 3950,2 kPa de compressão nas fibras superiores e tensão nula nas fibras inferiores. Confirmando não foi constatado tração na seção, a viga passou na verificação.

Por seguinte, são calculadas as tensões limites no cabo conforme o item 9.6.1.2 da ABNT NBR 6118 (2014). Adotando 150,5 kN/cm² como limite de tensão no cabo foram dimensionadas 3 cordoalhas engraxadas e plastificadas do tipo CP 190 RB para a viga em questão. Foi realizada, também, a verificação do ELS-F e ELS-D para os apoios; como nessa região não possui excentricidade do cabo e nem carregamentos permanentes ou acidentais, a tensão resultante é decorrente apenas da compressão do concreto devido o tensionamento do cabo.

Figura 21 - Verificação do ELS-F e ELS-D da viga dimensionada



Fonte: Autoria própria (2022)

Inserindo a quantidade de cordoalhas e configurando os dados da protensão no V-PRO, foi obtido as seguintes tensões no centro do vão: para o ELS-F, tensão de tração no valor de 50,0 kPa para as fibras inferiores e compressão de 4160,0 kPa para as fibras superiores da viga em análise; para o ELS-D, apenas compressão, 260,0 kPa nas fibras inferiores e 3850,0 kPa nas fibras superiores. Todas as tensões foram resultantes de uma força de protensão de 359,66 kN.

Quando comparadas as tensões calculadas pela planilha com as resultantes do dimensionamento realizado pelo V-PRO, é notável a discrepância entre os valores. Essa diferença é referente às sucessivas iterações que o programa realiza com a finalidade de obter um valor mais próximo do real já considerando todas as perdas provocadas pelo tensionamento dos cabos.

Com a finalidade de validar os cálculos realizados pela planilha, a seguir, serão realizadas das verificações do ELS-F e ELS-D utilizando a força obtida pelo V-PRO,

359,66 kN, e as Equações 36 e 37, juntamente com as combinações de serviço apresentadas pela planilha, conforme a Figura 20.

Para a verificação do Estado Limite de Formação de Fissuras utilizando a combinação frequente, para as fibras superiores da viga, temos:

$$\sigma_s = 7,510 \cdot P_\infty + f_{dfreq,s}$$

$$\sigma_s = (7,510 \cdot 359,66) + (-6854,7) \quad \therefore \quad \sigma_s = -4153,7 \text{ kPa}$$

E para as fibras inferiores,

$$\sigma_i = -18,939 \cdot P_\infty + f_{dfreq,i}$$

$$\sigma_i = (-18,939 \cdot 359,66) + 6854,7 \quad \therefore \quad \sigma_i = 43,1 \text{ kPa}$$

Para a verificação do Estado Limite de Descompressão utilizando a combinação quase permanente, para as fibras superiores da viga, temos:

$$\sigma_s = 7,510 \cdot P_\infty + f_{dqperm,s}$$

$$\sigma_s = (7,510 \cdot 359,66) + (-6546,1) \quad \therefore \quad \sigma_s = -3845,1 \text{ kPa}$$

E para as fibras inferiores,

$$\sigma_i = -18,939 \cdot P_\infty + f_{dqperm,i}$$

$$\sigma_i = (-18,939 \cdot 359,66) + 6546,1 \quad \therefore \quad \sigma_i = -265,5 \text{ kPa}$$

Pode ser observado que todos os valores encontrados estão dentro dos limites de resistência aceitáveis para o concreto, tanto para a compressão quanto para a tração; e no ELS-D não foi encontrado tensões de tração, portanto a viga passou pelas verificações. Os valores obtidos nas verificações foram organizados e encontram-se listados na Tabela 7.

Tabela 7 - Tensões obtidas pela planilha e o V-PRO para o ELS-F e ELS-D

Verificação	Tensões	Cálculo realizado por		Variação
		Planilha	V-PRO	
ELS-F	σ_s	-4 153,7 kPa	-4 160,0 kPa	0,15 %
	σ_i	43,1 kPa	50,0 kPa	13,8 %
ELS-D	σ_s	-3 845,1 kPa	-3 850 kPa	0,12%
	σ_i	-265,5 kPa	-260,0 kPa	2,12%

Fonte: Autoria própria (2022)

Considerando que as variações obtidas entre os valores calculados pela planilha e pelo V-PRO são bem pequenas pode-se considerar que os resultados são similares; assim, as verificações realizadas pela planilha são coerentes com a do *software* de comparação.

Na seção seguinte, a planilha realiza a verificação do Estado Limite Último no Ato de Protensão. No centro do vão foram calculadas tensões de compressão no valor de 196,3 kPa para as fibras superiores e 5374,6 kPa para as fibras inferiores. Nos apoios, tensão de compressão de 2785,4 kPa para toda a seção. Confirmando que estes valores são menores que os limites estabelecidos pelo Estado Limite de Compressão Excessiva e pelo f_{ctm} , a verificação foi realizada e obteve êxito.

Figura 22 - Verificação do ELU no ato de protensão

Verificação do ELU-ATO:

Resistência do concreto na idade da protensão

$f_{ck} = 28,66$ MPa ELS-CE = -20058,9 kPa

$E_{cj} = 29,98$ GPa $1,2 \cdot f_{ctm} = 3371,1$ kPa

Verificação do ELU-ATO - Centro do vão

$\sigma_s = -196,3$ kPa $\sigma_i = -5374,6$ kPa OK

Verificação do ELU-ATO - Apoios

$\sigma_s = -2785,4$ kPa $\sigma_i = -2785,4$ kPa OK

Fonte: Autoria própria (2022)

No V-PRO, resultando de uma força de protensão de 413,67 kN, foram obtidas tensões de compressão no valor de 4760,0 kPa para as fibras inferiores e 440,0 kPa para as fibras superiores.

Comparando as tensões do ELU-ATO fornecidas pela planilha e pelo V-PRO é possível perceber uma grande diferença entre os valores. Essa diferença, novamente, convém das inúmeras iterações realizadas pelo *software*. Com o intuito de validar os cálculos da planilha, será realizada a verificação utilizando a força obtida pelo V-PRO, as Equações 36 e 37 e as tensões decorrentes do peso próprio da viga.

Para as fibras superiores da viga, temos:

$$\sigma_s = 1,1 \cdot 7,510 \cdot P_i + \sigma_{spp}$$

$$\sigma_s = (1,1 \cdot 7,510 \cdot 413,67) + (-3857,1) \quad \therefore \quad \sigma_s = -439,77 \text{ kPa}$$

E para as fibras inferiores,

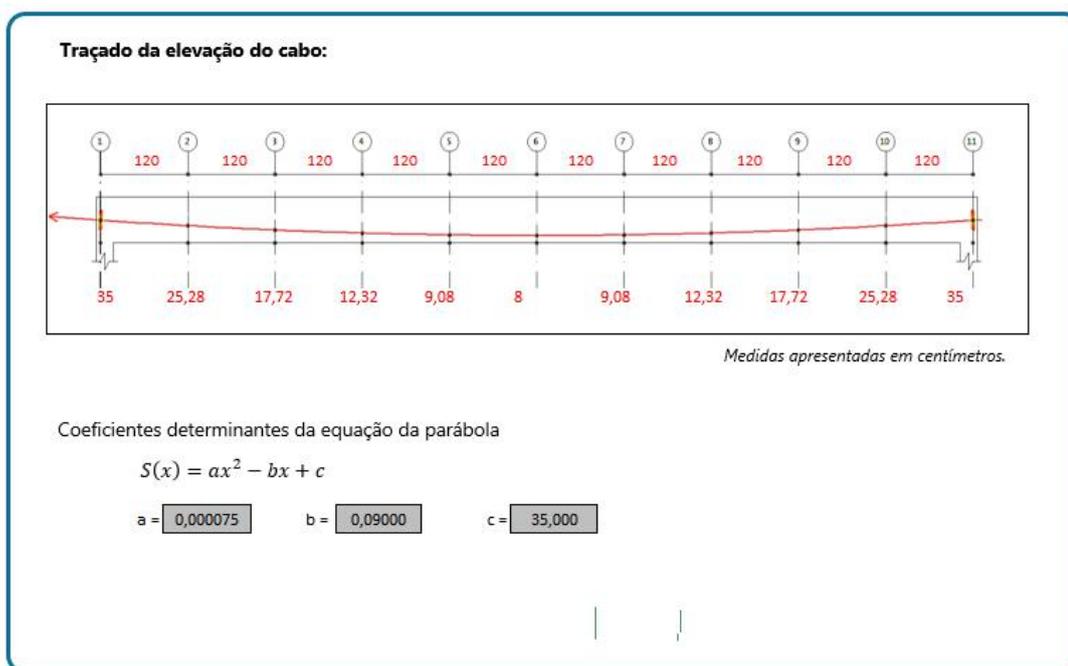
$$\sigma_i = 1,1 \cdot (-18,939) \cdot P_i + \sigma_{ipp}$$

$$\sigma_i = 1,1 \cdot (-18,939) \cdot 413,67 + 3857,1 \quad \therefore \quad \sigma_i = 4760,85 \text{ kPa}$$

Conforme esperado, os valores obtidos na verificação são idênticos aos fornecidos pelo V-PRO; assim, é possível afirmar que as verificações realizadas pela planilha são coerentes com o *software* de comparação.

Em sua última seção, a planilha apresenta um esboço que representa o traçado do cabo com as suas elevações, conforme apresentado na Figura 23.

Figura 23 - Traçado da elevação do cabo



Fonte: A autoria própria (2022)

4.2. Cálculo de Perdas da Viga

O cálculo das perdas da força de com uso da planilha desenvolvida neste trabalho pode ser acompanhado a seguir. Será calculado as perdas imediatas e progressivas para uma viga de formato retangular, com cabo parabólico, seguindo os critérios definidos no exemplo e em seguida comparado os resultados obtidos com a calculadora V-PRO do TQS.

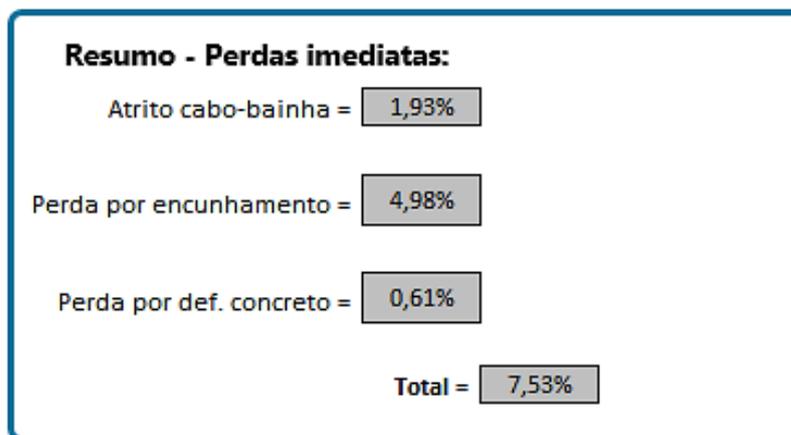
Após inserir os dados necessários para o dimensionamento, importando os valores do dimensionamento anterior, a planilha retornou os valores limites para o tensionamento das cordoalhas, adotando uma força inicial de 446,93 kN.

Na seção seguinte, a planilha realizou o cálculo de todas as perdas imediatas decorrentes do ato da protensão. Sendo a perda por atrito cabo-bainha no valor de 8,63 kN, a perda por acomodação da ancoragem de 22,28 kN e a perda por deformação imediata do concreto em 2,73 kN. De forma resumida, os percentuais podem ser vistos na Figura 24.

A planilha também fornece o alongamento teórico do cabo. Esse dado é muito importante para que o operador do equipamento hidráulico tenha a certeza de que os

cabos estão sendo tensionados conforme calculado em projeto e, qualquer variação desse valor deve ser comunicada ao projetista.

Figura 24 - Resumo das perdas imediatas



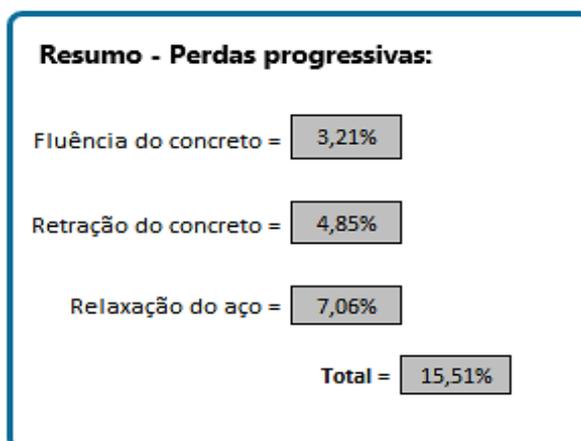
Fonte: Autoria própria (2022)

Ao analisar as perdas imediatas fornecidas pela planilha, temos que a maior perda ocorre no encunhamento, isso deve ao fato que para as cordoalhas engraxadas, as perdas por ancoragem são maiores e geram o efeito ao longo de quase todo o cabo, (CARVALHO, 2012).

O V-PRO não disponibiliza, de forma separada, os valores para as perdas imediatas, apenas apresenta o valor percentual perdido de 7,46 %. Alisando as perdas calculadas pela planilha e pelo *software* de comparação é possível perceber que a diferença entres elas são bem baixas, podendo considerar o cálculo da planilha como aceitável.

Na seção seguinte, a planilha efetua o cálculo das perdas progressivas. Sendo a perda devido à fluência do concreto no valor de 13,25 kN, a perda devido à retração do concreto de 21,66 kN e a perda por relaxação da armadura ativa em 9,82 kN. De forma resumida, os percentuais podem ser vistos na Figura 25.

Figura 25 - Resumo das perdas progressivas



Fonte: Autoria própria (2022)

Da mesma forma que as perdas imediatas, para as perdas progressivas, não foi possível realizar a comparação entre os resultados, visto que o V-PRO não disponibiliza esses dados de forma individual.

Por fim, a planilha fornece um quadro-resumo com as forças no cabo antes e depois das perdas. A força inicial foi calculada em 446,93 kN, após as perdas imediatas a força caiu para 413,29 kN, e considerando as perdas progressivas a força final foi de 349,20 kN. A comparação com os dados obtidos pelo V-PRO pode ser observado na tabela, a seguir:

Tabela 8 - Comparação das forças fornecidas pela planilha e pelo V-PRO

Forças	Cálculo realizado por		Variação
	Planilha	V-PRO	
P_i	446,93 kN	443,68 kN	0,73 %
P_0	413,29 kN	413,67 kN	0,09 %
P_∞	349,20 kN	359,66 kN	2,91 %

Considerando que as variações entre as forças calculados pela planilha e pelo V-PRO são bem pequenas pode-se considerar que os resultados são similares; assim, a planilha apresenta dados conexos ao do *software* de comparação. E a perda calculada pela planilha não ultrapassou o limite de perdas estimado para o dimensionamento, logo a viga em questão está muito bem dimensionada.

A planilha realiza o cálculo das perdas devido à fluência e retração do concreto, e relaxação do aço como parcelas individuais. Que, conforme citado pelo item 9.6.3.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014), considerar cada uma das perdas de modo

individual e depois somá-las resulta em uma condição muito conservadora, pois quando o concreto sofre a retração ocorre uma perda de tensão no cabo, o que acaba reduzindo a fluência do concreto e a relaxação do aço.

5. CONCLUSÕES

Estruturas, de modo geral, sempre apresentaram uma grande complexidade em seu dimensionamento, principalmente em razão do número elevado de variáveis envolvidas no cálculo. Neste ponto de vista, enquadram-se as estruturas em concreto protendido que sempre buscam, de maneira constante, otimizar o uso dos materiais utilizados.

A técnica de protender consiste em, basicamente, comprimir o elemento estrutural com a finalidade que este trabalhe constantemente com sua característica de maior relevância – a resistência a compressão. Para isso, aços especiais são utilizados no interior das peças permitindo que estas resistam ao longo do tempo às grandes tensões aplicadas. A intensidade deste esforço e a localização no interior do elemento protendido influenciará diretamente no desempenho estrutural, contribuindo com a durabilidade e estabilidade ou levando-o à ruína durante a fase de execução.

O principal objetivo deste trabalho era a automatização do dimensionamento e do cálculo das perdas de protensão, e ficou comprovado que se trata de uma excelente ferramenta para auxiliar o projetista. Em situações em que os cálculos são realizados de forma manual, caso os valores adotados inicialmente não alcancem a resistência estipulada em norma para a estrutura, as variáveis devem ser alteradas repetidamente, até que as condições sejam satisfeitas, o que se resume em um processo exaustivo.

No entanto, isso não acontece na planilha, o processo se resume, basicamente, na entrada de dados e a verificação dos resultados. Caso haja erros, o procedimento para testar a alteração de uma variável é facilitado. A possibilidade de testar infinitas variações resultantes da alteração de uma ou mais variáveis auxilia de maneira decisiva no entendimento e compreensão dos conceitos envolvidos na protensão.

No decorrer deste trabalho foram encontradas algumas dificuldades que foram resolvidas, estas estavam relacionadas principalmente ao funcionamento da planilha. Ocorreu que, em vista das inúmeras variáveis envolvidas tanto no dimensionamento quanto no cálculo das perdas de estruturas protendidas, em um dado momento a planilha apresentava erros de funcionamento e a quantidade de variáveis envolvidas impossibilitava a agilidade em encontrar a solução adequada.

Desta forma, conclui-se que o desenvolvimento dos objetivos definidos inicialmente resultou em uma ferramenta que poderá auxiliar no dimensionamento e cálculo das perdas de vigas em concreto protendido, além de que todo o conhecimento adquirido proporcionou um enriquecimento sem igual no que se refere à protensão.

Neste trabalho foi realizado o dimensionamento, verificação e cálculo das perdas de protensão para uma seção retangular com pós-tração não aderente que utiliza cordoalhas engraxadas e plastificadas com protensão limitada. Sugere-se, para trabalhos futuros envolvendo o tema abordar a protensão parcial, completa e até o dimensionamento de estruturas pré-moldadas com protensão, como uma possível continuação do trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AALAMI, B. O. Post-tensioned buildings: Design and construction. Palo Alto: PT-Structures, 2014.

ALBINO, F. de S.; MIGLIORE JUNIOR, A. R. Avaliação prática de perdas de protensão/Fábio Albino de Souza; Angelo Rubens Migliore Junior. – São Paulo: Edição do Autor, 2021.

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

BASTOS, P. S. Fundamentos do concreto protendido. 2ª ed. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2021.

CARVALHO, R. C. Estrutura em concreto protendido: cálculo e detalhamento. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2012.

CHOLFE, L; BONILHA, L. Concreto protendido: teoria e prática/ Luiz Cholfe & Luciana Bonilha. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

CUBAS, M. V. L. T. Análise numérica do comportamento de pavimentos constituídos de lajes lisas de concreto protendido. 2012. 159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

HANAI, J. B de. Fundamentos do Concreto Protendido. 1ª ed. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2005.

ISHITANI, H; FRANÇA, R. L. e S. Concreto Protendido: Fundamentos Iniciais. 1ª ed. São Paulo: Escola Politécnica – USP, 2002.

LIMA, J. S. de A. Concreto Protendido. 2001. 68 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

MACHADO, M. A. da S. Aplicação do método dos elementos finitos para a análise elasto-viscoplástica de peças de concreto armado e protendido, submetidas a estados planos de tensão. 2002. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

MIGLIORE JUNIOR, A. R. Notas de aula sobre perdas de protensão. Florianópolis: Instituto IDD, 2017.

PFEIL, W. Concreto Protendido: Introdução. 2ª ed. v. 1. Rio de Janeiro: LTC Editora, 1984.

PFEIL, W. Concreto protendido: Processos Construtivos Perdas de Protensão. 3ª ed. Rio de Janeiro: EDC, 1991.

SANTOS, J. S. dos. Desconstruindo o Projeto Estrutural de Edifícios: Concreto Armado e Protendido. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

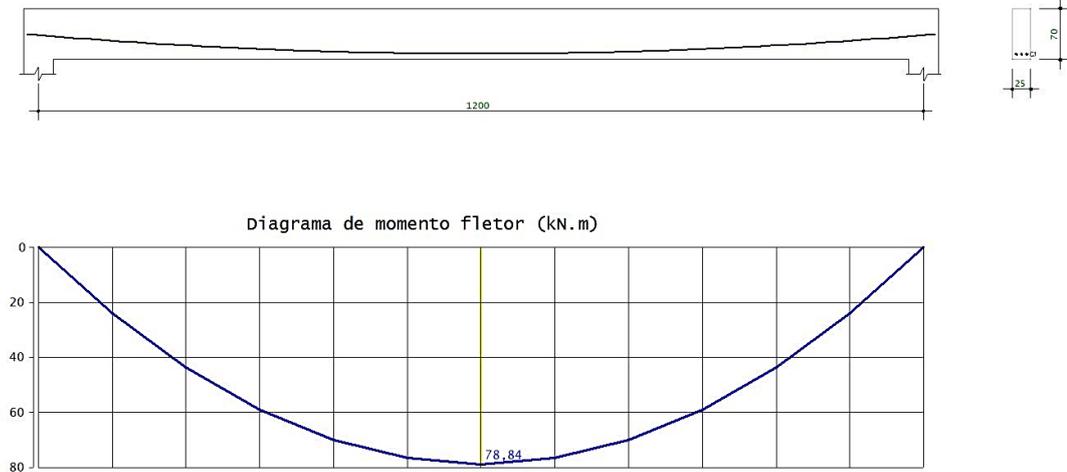
VERÍSSIMO, G. DE S; CÉSAR JR, K. M. L. Concreto protendido: Fundamentos Básicos. 4ª ed. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998a.

VERÍSSIMO, G. DE S; CÉSAR JR, K. M. L. Concreto protendido: Perdas de Protensão. 4ª ed. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998b.

YIN, R. K. Estudo de caso: planejamento e métodos / Robert K. Yin; trad. Daniel Grassi. 2ª ed. Porto Alegre: Bookman, 2001.

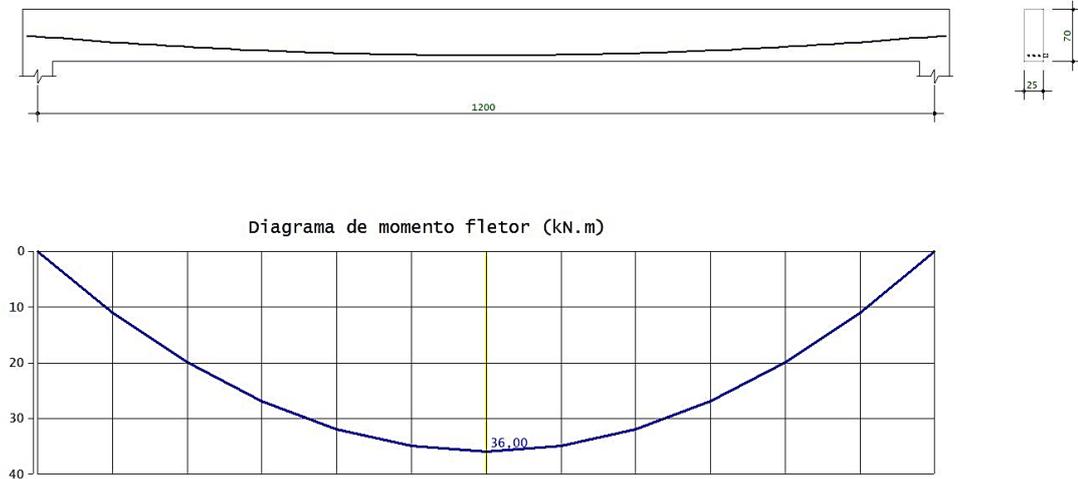
ANEXOS

Figura 26 - Diagrama de momento fletor para o peso próprio (V-PRO)



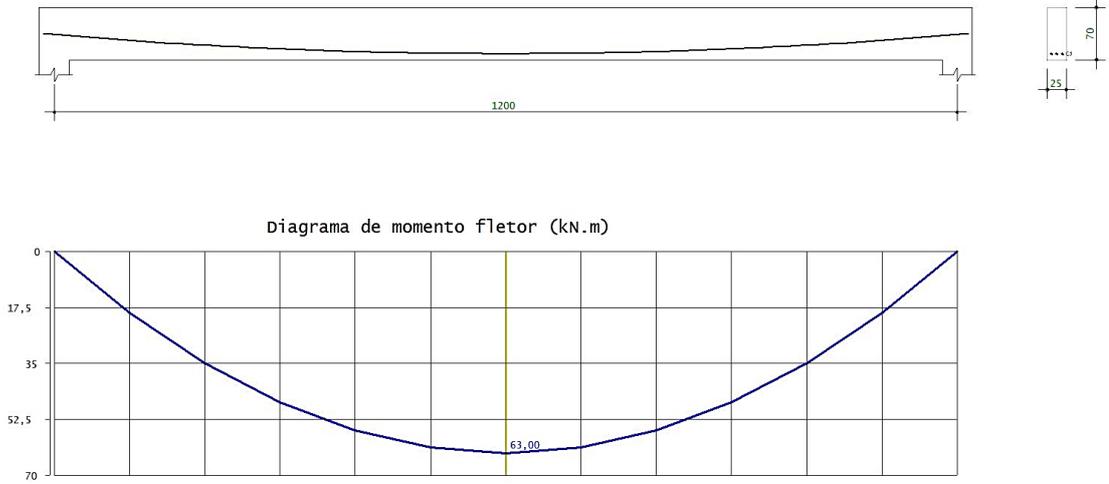
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 27 - Diagrama de momento fletor para a carga permanente (V-PRO)



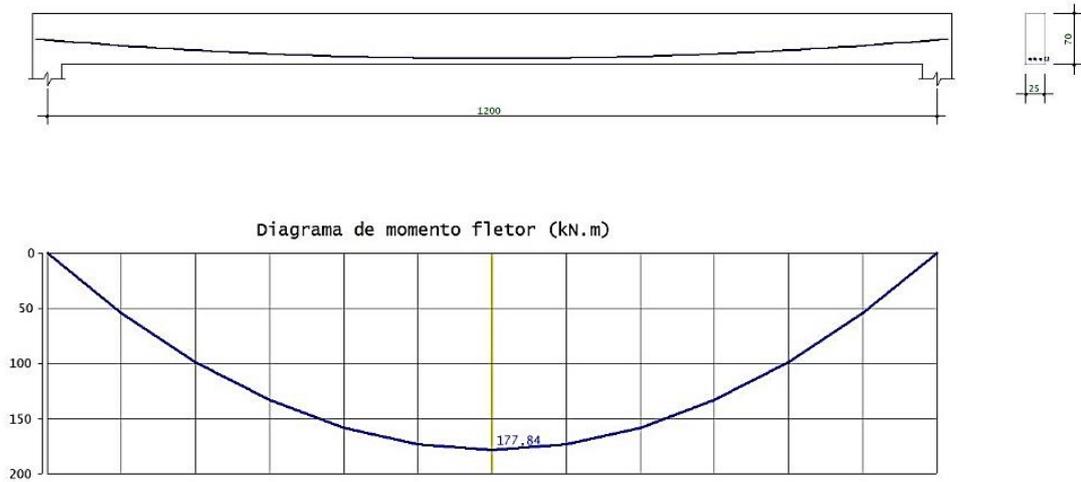
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 28 - Diagrama de momento fletor para a carga acidental (V-PRO)



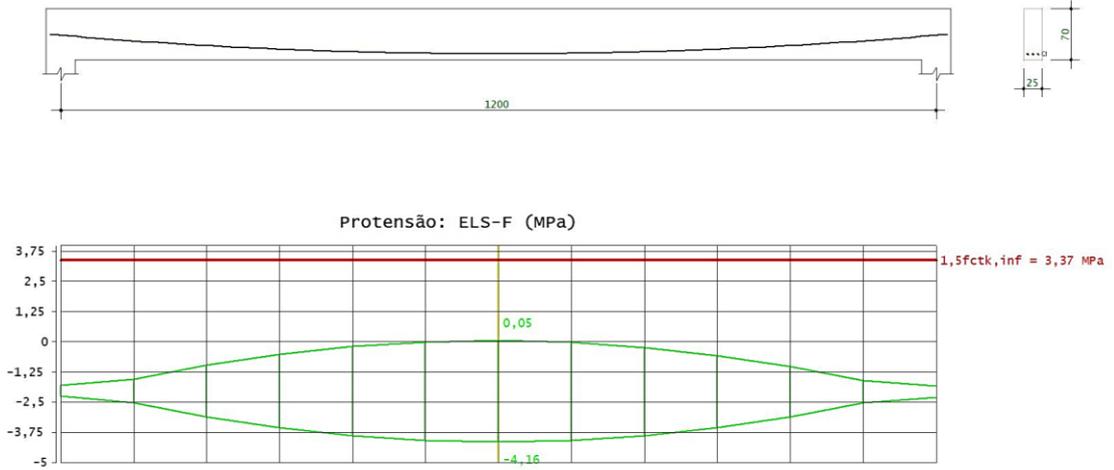
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 29 - Diagrama de momento fletor para todos os carregamentos (V-PRO)



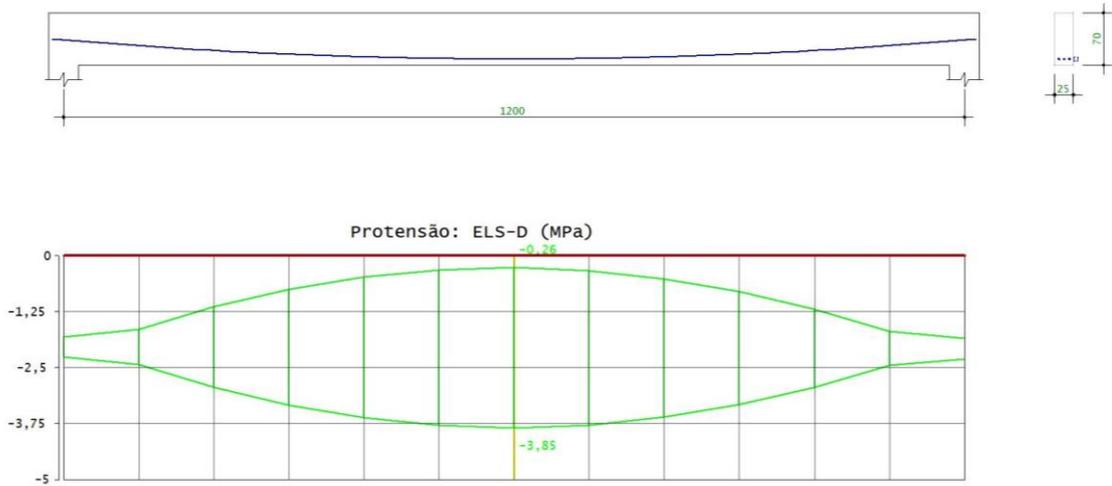
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 30 - Verificação do ELS-F (V-PRO)



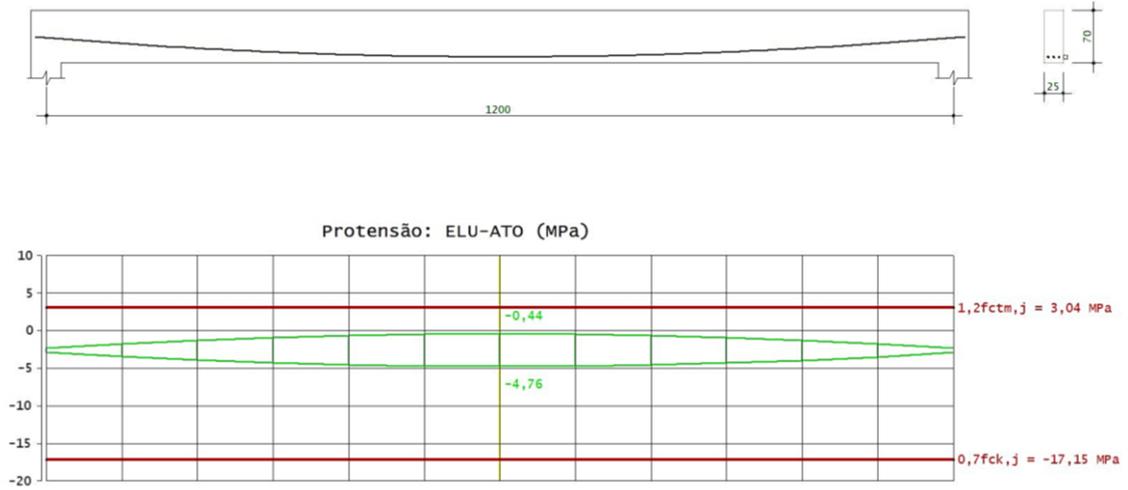
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 31 - Verificação do ELS-D (V-PRO)



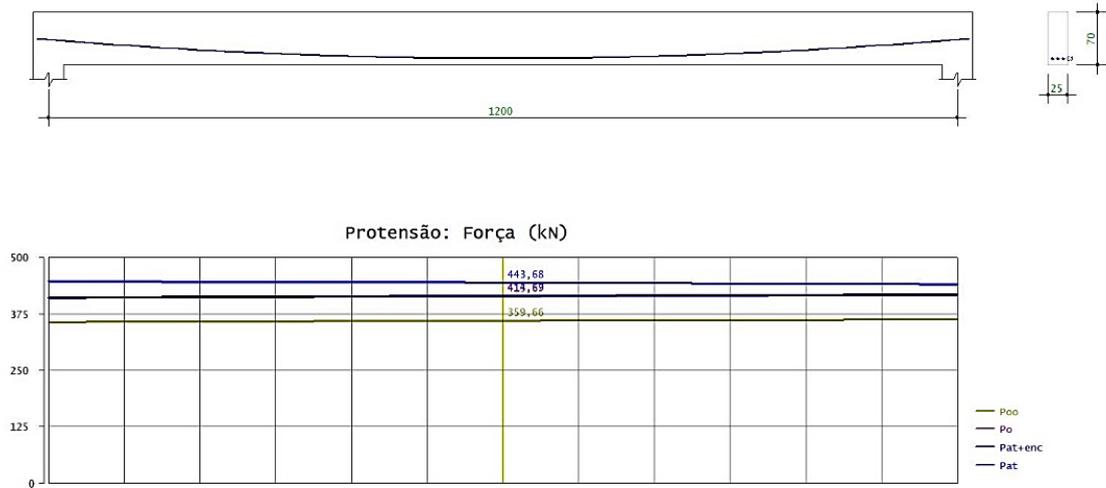
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 32 - Verificação do ELU-ATO (V-PRO)



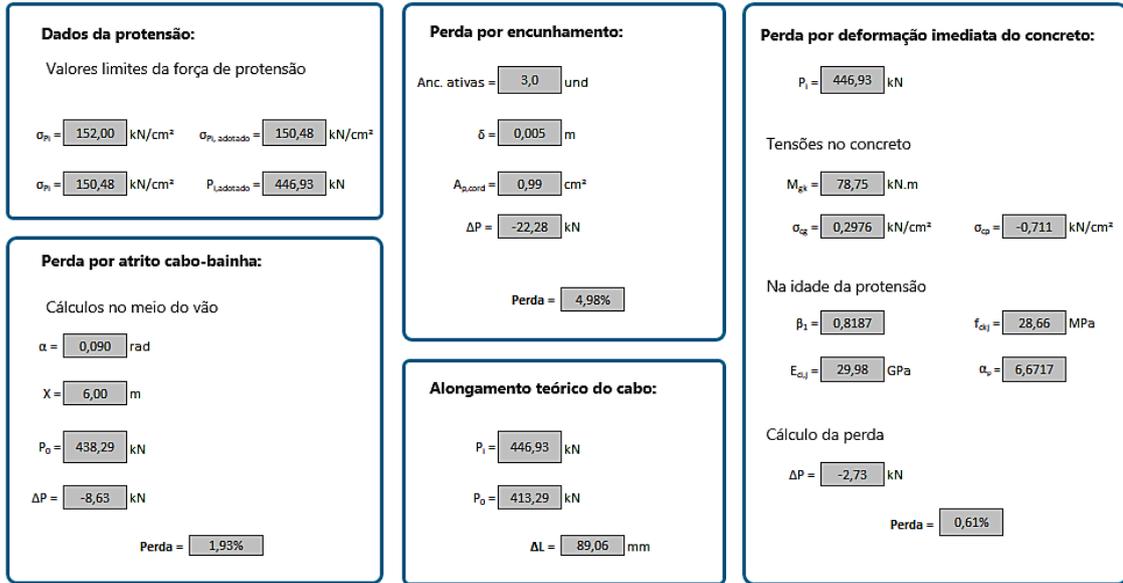
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 33 - Força de protensão (V-PRO)



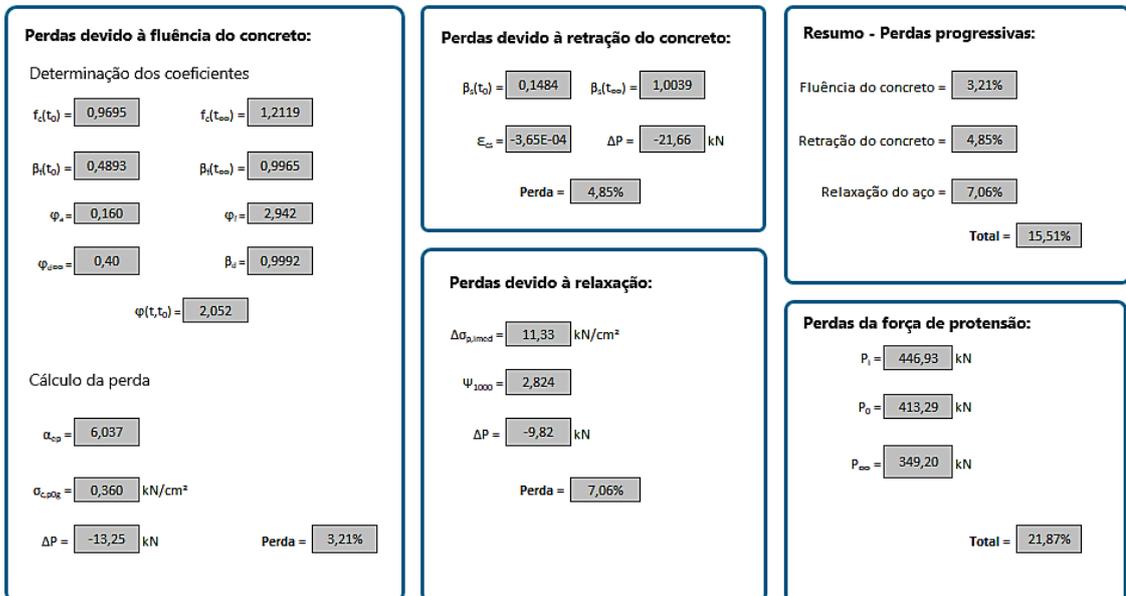
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 34 - Perdas imediatas (planilha)



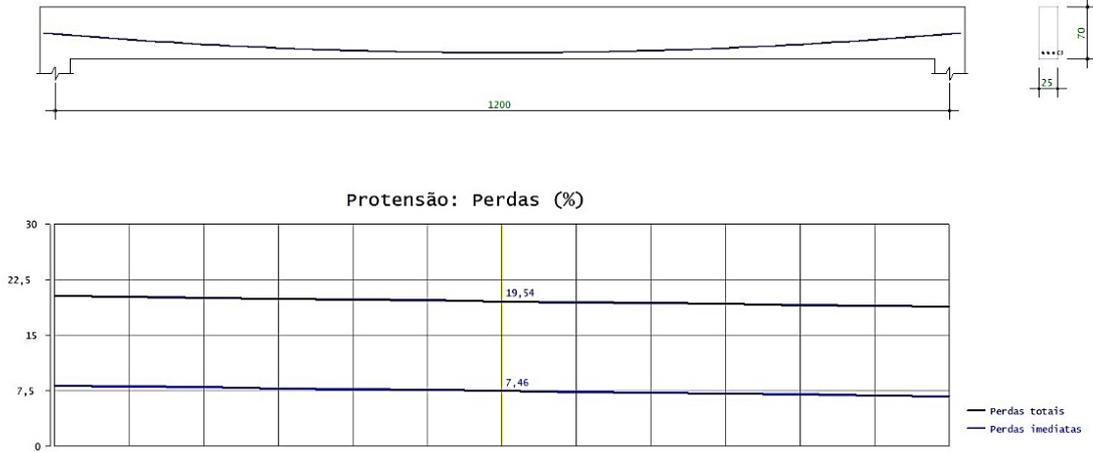
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 35 - Perdas progressivas (planilha)



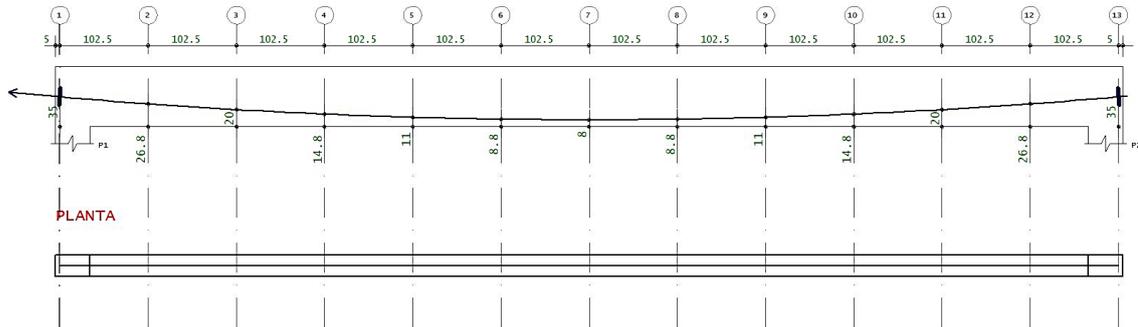
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 36 - Perdas de protensão (V-PRO)



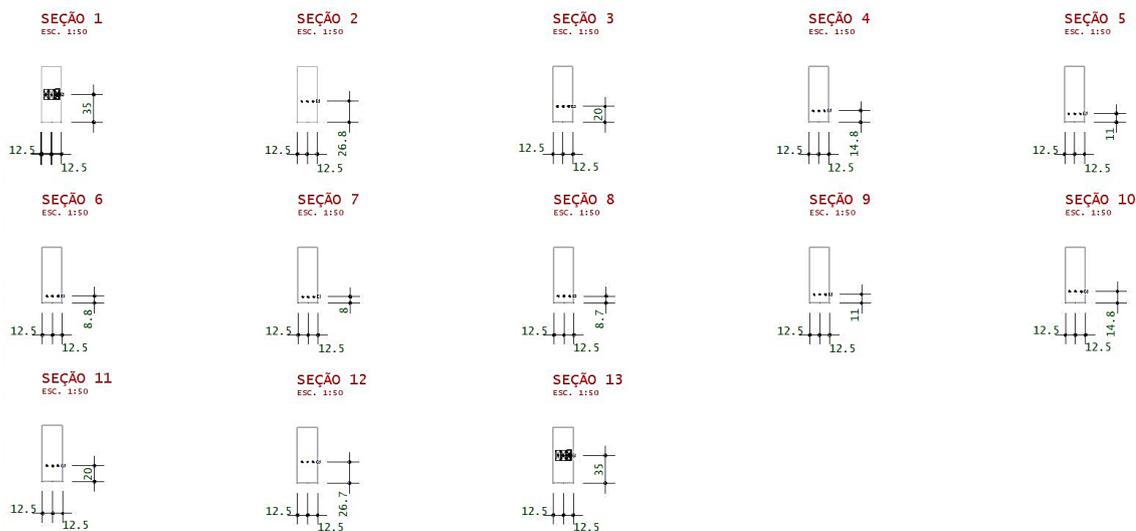
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 37 - Traçado de elevação do cabo (V-PRO)



Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 38 - Seções da elevação do cabo (V-PRO)



Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 39 - Resumo dos cabos (V-PRO)

QUANTIDADE DE CABOS, BAINHAS E ANCORAGENS P/ 1 VIGA							
CABO	QUANTIDADE POR VIGA	CORDOALHAS	COMPRIMENTOS (m)		FORÇA DE PROT. (kN)	ALONG. DO CABO (mm)	PESO DO CABO (kg)
			BAINHA	CABO			
C1	1	3 Ø 12,7 (CP190 RB)	-	13.03	447	87	34,8
Comprimento total dos cabos (m)							39,09
Peso total dos cabos (kg)							34,8
Comprimento total das bainhas (m)							-
Ancoragens ativas (unidades)							3
Ancoragens passivas (unidades)							3

Fonte: Autoria própria (2022)