



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR DE ANGICOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS LINCOLN OLIVEIRA ALVES

**ROTINA DE CÁLCULO PARA DIMENSIONAMENTO DE
ARMADURAS ATIVAS DE VIGAS CONTÍNUAS DE CONCRETO
PROTENDIDO**

ANGICOS-RN

2018

LUCAS LINCOLN OLIVEIRA ALVES

**ROTINA DE CÁLCULO PARA DIMENSIONAMENTO DE
ARMADURAS ATIVAS DE VIGAS CONTÍNUAS DE CONCRETO
PROTENDIDO**

Trabalho Final de Graduação
apresentado a Universidade Federal Rural
do Semi-Árido como requisito para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: WENDELL
ROSSINE MEDEIROS DE SOUZA
Prof. Dr.

ANGICOS-RN

2018

AA474 r Alves, Lucas Lincoln Oliveira Alves.
ROTINA DE CÁLCULO PARA DIMENSIONAMENTO DE
ARMADURAS ATIVAS DE VIGAS CONTÍNUAS DE CONCRETO
PROTENDIDO / Lucas Lincoln Oliveira Alves Alves. -
2018.
90 f. : il.

Orientador: WENDELL ROSSINE MEDEIROS DE SOUZA
SOUZA.

Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2018.

1. Concreto protendido. 2. Rotinas de cálculo.
3. Cálculo de armaduras ativas. I. SOUZA, WENDELL
ROSSINE MEDEIROS DE SOUZA , orient. II. Título.

LUCAS LINCOLN OLIVEIRA ALVES

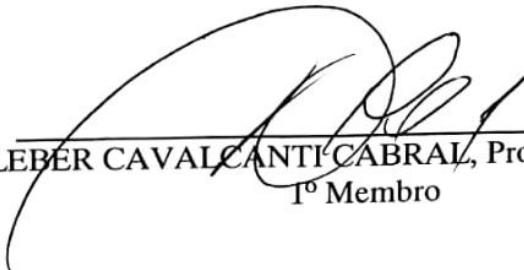
**ROTINA DE CÁLCULO PARA DIMENSIONAMENTO DE
ARMADURAS ATIVAS DE VIGAS CONTÍNUAS DE CONCRETO
PROTENDIDO**

Trabalho Final de Graduação
apresentado a Universidade Federal Rural
do Semi-Árido como requisito para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Defendida em: 17 / 09 / 2018.

BANCA EXAMINADORA


WENDELL ROSSINE MEDEIROS DE SOUZA, Prof. Dr. (UFERSA)
Orientador


KLEBER CAVALCANTI CABRAL, Prof. Dr. (UFERSA)
1º Membro


JOSYERIKA MARQUES SILVEIRA
2º Membro

A Ivan Florêncio de Oliveira (In memoriam), que sempre sonhou com um Engenheiro Civil na família, meu avô, um exemplo de grande ser humano.

A Deus por todas as graças, oportunidades e vitórias conquistadas.

A Sullivan Alves de Oliveira, minha mãe, por sempre estar ao meu lado e me ajudar a vencer as batalhas da vida.

A Carlos Eugenio de Oliveira, meu pai, por todo os esforços recebidos durante o curso.

AGRADECIMENTOS

A Aerson Moreira Barreto, meu professor e amigo, por toda a ajuda disponibilizada para a realização das pesquisas que viabilizaram este trabalho.

A Wendell Rossine Medeiros de Souza, meu orientador, por todo os conhecimentos repassados, por todas as contribuições para este trabalho.

A Kleber Cavalcante Cabral, meu professor e amigo, por todos os conhecimentos repassados durante o curso e pelas contribuições para este trabalho.

A Ítalo Lamarka Santos Saldanha Filho, meu melhor amigo, por todo o apoio, força e torcida.

A empresa especializada em concreto protendido Impacto Protensão, de maneira especial a Valter Bastos.

“A ciência nunca resolve um problema
sem criar pelo menos outros dez”

(George Bernard Shaw)

RESUMO

Vigas contínuas, fabricadas em concreto, são elementos estruturais comumente presentes nas estruturas que se vêem no dia a dia. Quando essas peças são submetidas a esforços de flexão e de acordo com as configurações dos apoios, existem regiões das seções transversais nas quais as fibras são tracionadas ou comprimidas. Como o concreto é um material caracterizado pela alta resistência à compressão e baixa resistência à tração, é necessário que se compense sua deficiência, quanto a tração, e que se controle a fissuração, uma forma de se fazer isso é através da protensão. O objetivo deste trabalho é criar rotinas de cálculo que auxiliem o usuário no cálculo de armaduras de protensão e na escolha do sistema e tipo de protensão que mais se adequa às necessidades do seu projeto. As rotinas foram aplicadas num estudo de caso, na qual se calculou as armaduras de protensão para os 3 sistemas atualmente disponíveis no mercado e os resultados foram comparados com os resultados alcançados por Chaer, Caetano e Firmino (2015) no estudo de caso. As rotinas consideram o cálculo das perdas imediatas e progressivas levando em consideração propriedades dos materiais envolvidos, a configuração da armadura na viga e o modo como a carga de protensão é aplicada na peça, ao passo que Chaer, Caetano e Firmino (2015) calculam as perdas através de equações simplificadas a partir do valor das perdas totais no valor sugerido de 25%.

Palavras-Chave: Concreto protendido. Rotinas de cálculo. Cálculo de armaduras ativas.

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Carga P_i com 25% de perdas.	67
Gráfico 2 – Carga atuante em cada cordoalha com 25% de perdas.....	68
Gráfico 3 – Quantidades de cordoalhas com 25% de perdas.....	69
Gráfico 4 – Perdas por atrito.....	69
Gráfico 5 – Perdas imediatas.	70
Gráfico 6 – Perdas progressivas.....	71
Gráfico 7 – Perdas totais do estudo de caso.....	71
Gráfico 8 – Carga de protensão inicial considerando perdas calculadas.....	72
Gráfico 9 – Quantidade de fios/cordoalhas com perdas calculadas.	73

LISTA DE IMAGENS

Figura 1 -Viga bi apoiada.	15
Figura 2 - Viga em balanço	15
Figura 3 – Diagrama de momento fletor de uma viga bi apoiada	16
Figura 4 – Diagrama de momento fletor de uma viga em balaço.....	16
Figura 5 - Reservatório protendido por cintamento.....	18
Figura 6 – Cobertura Pênsil Autoprotendida.	19
Figura 7 – Esquema de uma pista de protensão.....	20
Figura 8 – Estrutura protendida com armadura externa.	23
Figura 9 – Influência da aderência na fissuração	25
Figura 10 - Cobrimento nominal.	32
Figura 11 – Bainha de PEAD	34
Figura 12 – Bainha metálica	34
Figura 13 – Atrito na mudança de direção do cabo.	37
Figura 14 – Atrito num cabo devido a ondulações.....	38
Figura 15 – Relaxação do aço de protensão.	46
Figura 16 – Fluência do aço de protensão.	48
Figura 17 – Passos de dimensionamento.	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Vantagens e desvantagens da protensão sem aderência.	24
Tabela 2 – Vantagens e desvantagens da protensão com aderência.....	24
Tabela 3 – Aços para protensão.....	27
Tabela 4 – Classe de agressividade ambiental (CAA)	30
Tabela 5 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	31
Tabela 6 – Relação entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$	33
Tabela 7 – Valores característicos superiores da deformação específica da retração. ...	42
Tabela 8 – Coeficiente de fluência final.	45
Tabela 9 – Valores de Ψ_{1000} em %.	47
Tabela 10 – Escolha do nível de protensão segundo a CAA.....	51
Tabela 11 – Coeficientes de forma C_f	54
Tabela 12 - Quantidades calculada de bainhas.	74
Tabela 13 – Carga de protensão, após perdas totais, em cada fio/cordoalha.....	74

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1. OBJETIVOS	12
1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO	13
2. REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1. SISTEMAS DE PROTENSÃO	19
2.1.1. Protensão com aderência inicial	20
2.1.2. Protensão com aderência posterior	21
2.1.3. Protensão sem aderência.....	22
2.2. A INFLUÊNCIA DA ADERÊNCIA.....	23
2.3. MATERIAIS USADOS EM PEÇAS PROTENDIDAS	26
2.3.1. Armaduras	26
2.3.2. Concreto	28
2.3.3. Bainhas	33
2.3.4. Material de injeção nas bainhas de pós-aderência.....	34
2.4. NÍVEIS DE PROTENSÃO	35
2.5. PERDAS DE PROTENSÃO	37
2.5.1. Perdas imediatas	37
2.5.1.1. Perdas por atrito dos cabos	37
2.5.1.2. Perdas decorrente de acomodação das ancoragens	39
2.5.1.3. Perdas decorrente da deformação imediata do concreto.....	40
2.6.1.4. Perdas no equipamento de protensão	41
2.5.2. Perdas progressivas	41
2.5.2.1. PERDAS POR RETRAÇÃO E FLUÊNCIA DO CONCRETO	41
2.5.2.2. Perdas por relaxação e fluência do aço de protensão.....	46
2.6. CRITÉRIOS DE PROJETO.....	48
2.6.1. Estado-limite de serviço	49
2.6.2. Estado-limite último	52
2.6.3. Cálculo da tensão de fissuração do concreto	53
2.6.4. Cálculo da carga de protensão	54
2.6.5. Cálculo da carga inicial de protensão	55
2.6.6. Determinação da quantidade de armadura de protensão	55
2.6.7. Estimativas das cargas de protensão após as perdas.....	57
2.6.8. Carga de protensão inicial real.....	57

2.6.9.	Carga de protensão após as perdas imediatas.....	57
2.6.10.	Carga de protensão após as perdas progressivas	57
3.	METODOLOGIA	59
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	67
4.1.	DIMENSIONAMENTO COM PERDAS SUGERIDAS	67
4.2.	PERDAS IMEDIATAS	69
4.3.	PERDAS PROGRESSIVAS.....	70
4.4.	DIMENSIONAMENTO COM PERDAS CALCULADAS	72
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	76
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77
	APÊNDICE A – Cálculo da carga inicial de protensão	79
	APÊNDICE B – Escolha das araduras ativas.....	82
	APÊNDICE C – Cálculo das perdas de protensão	86
	ANEXO A – Estudo de caso	88

1. INTRODUÇÃO

A aplicação da tecnologia do concreto protendido em vigas traz peculiaridades para as estruturas que são bastantes apreciadas pelos projetistas. Peculiaridades que trazem vantagens suficientes para que o desenvolvimento deste sistema esteja ainda mais presente nos ambientes acadêmicos. Em linhas gerais, a protensão consiste de um sistema que aplica tensões prévias de compressão na região transversal ao eixo longitudinal da peça.

Dentre as vantagens que se consegue com a protensão destaca-se o aumento da resistência da peça aos esforços solicitantes, a redução do peso próprio das estruturas (se consegue peças mais esbeltas), a possibilidade de controle das deformações (o que permite o vencimento de maiores vãos) e das fissurações (o que contribui na durabilidade e resistência).

Veríssimo e César Junior (1998), Schmid (1998) e Hanai (2005), que são autores referência no cálculo estrutural do concreto protendido, dizem que a protensão exige dimensionamento, procedimentos executivos e controle tecnológico um pouco mais complexos, o que implica em maiores fatores que devem ser considerados na concepção das peças, bem como técnicas, ferramentas e até mesmo mão de obra mais específicas.

Atualmente estão disponíveis no mercado alguns tipos e sistemas de protensão, a saber: protensão com aderência inicial; a pós-tração aderente; e a pós-tração engraxada; e cada um deles possuem particularidades técnicas que determinam os respectivos casos nos quais eles devem ser escolhidos, e assim a NBR 6118 (2014) o faz.

Neste trabalho serão desenvolvidas algumas rotinas de cálculo, cujo propósito é calcular as armaduras de protensão de vigas contínuas e que funcione para os 3 sistemas de protensão disponíveis no mercado.

1.1. OBJETIVOS

Desenvolver rotinas para o cálculo de armaduras de protensão de vigas que satisfaçam as diretrizes da NBR 6118 (2014). A principal meta do trabalho é que, com as rotinas, se consiga calcular e comparar os resultados da viga trabalhando com cada um dos sistemas, procurando definir um caminho mais direto e amigável, expondo o que é necessário para se dimensionar vigas protendidas e compreendendo melhor o

funcionamento da protensão, bem como do comportamento das estruturas nas quais se pretende que ela seja aplicada.

1.1. OBJETIVO ESPECÍFICO

Através das rotinas obter resultados confiáveis. Para comprovação, as rotinas serão testadas ao serem usadas num estudo de caso proposto por Chaer, Caetano e Firmino (2015).

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está segmentado em 3 trechos, que juntos compõem a estrutura deste trabalho. No trecho 2, REFERENCIAL TEÓRICO, constarão as pesquisas levantadas que abordam as teorias que explicam o funcionamento das vigas contínuas, da protensão (bem como dos seus sistemas), o contexto histórico na qual o concreto protendido está inserido, as diretrizes normativas aplicáveis ao projeto de vigas de concreto, inclusive o concreto protendido e o levantamento das equações matemáticas necessárias para a modelagem das vigas. No trecho 3, METODOLOGIA, serão apresentados as considerações e detalhes de como as rotinas foram criadas e do estudo de caso no qual elas foram usadas. No trecho 4, RESULTADOS, constarão os resultados alcançados ao aplicar as rotinas no estudo de caso. O trecho 5, CONCLUSÕES E SUGESTÕES, incluirá comentários dos resultados das rotinas, dos resultados dos autores e do comparativo entre ambos, incluirá também sugestões para trabalhos que deem continuidade a este.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Nesta seção são apresentadas informações, parâmetros e pontos de partidas retirados da literatura e de normas técnicas brasileiras, pertinentes para o cálculo das armaduras ativas de vigas contínuas de concreto protendido, que é o foco do trabalho.

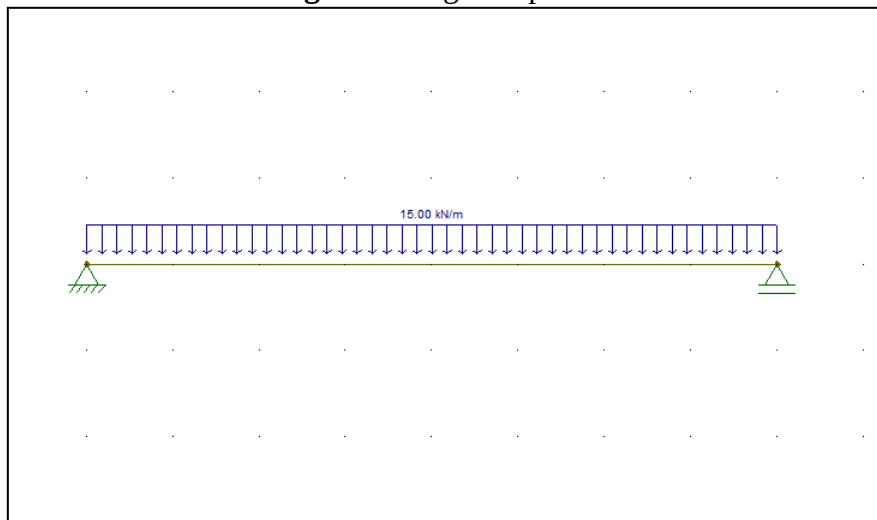
As vigas são elementos lineares, ou seja, tem o comprimento linear bem maior que a maior dimensão da seção transversal. Da resistência dos materiais se sabe que ao se submeter uma viga à flexão ocorre alongamento do material em uma região da seção transversal e, na região oposta, compressão, de modo que existe um eixo neutro que separa essas duas regiões e através do qual a tensão é nula. (HIBBELER, 2010).

Tal como diz Hibbeler (2010, p. 203): “quando a viga for submetida à flexão, ocorrerá uma contração nas fibras localizadas acima do eixo neutro, ao passo que acontecerá um alongamento nas fibras localizadas abaixo”

Nem sempre a compressão e a tração ocorrem respectivamente nas fibras localizadas acima e abaixo do eixo neutro. Num caso de uma viga bi apoiada (ilustrada na Imagem 01) verifica-se que a região de fibras tracionadas está realmente abaixo do eixo neutro, porém num caso da viga contínua com trecho em balanço (ilustrada na Imagem 02) se ver que existe também uma região de fibras tracionadas que está acima do eixo neutro.(HIBBELER, 2010).

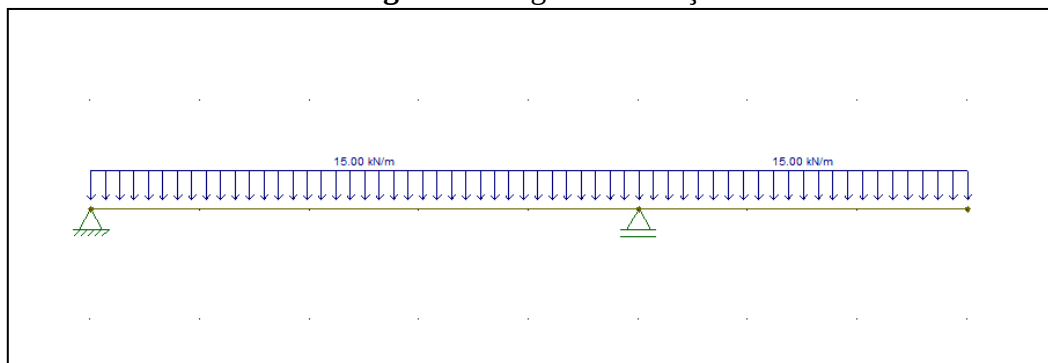
Basta se analisar o diagrama de momento fletor da viga bi apoiada para se percebe claramente que o momento é distribuído na região positiva, ou seja, a região tracionada está em baixo do eixo neutro. Da mesma forma no diagrama de momento fletor de uma viga em balanço, se constata que o momento, na parte do balanço, está distribuído na região negativa, fazendo com que a região tracionada esteja acima do eixo neutro. (BEER;JOHNSTON;DEWOLF;MAZUREK, 2013)

A Figura 01 ilustra um exemplo de viga bi apoiada que é usada como exemplo na ideia comentada anteriormente. Na esquerda está instalado um apoio de segundo gênero e na direita um apoio de primeiro gênero. A viga está sobre a influência de um carregamento uniformemente distribuído de 15 KN/m .

Figura 1 -Viga bi apoiada.

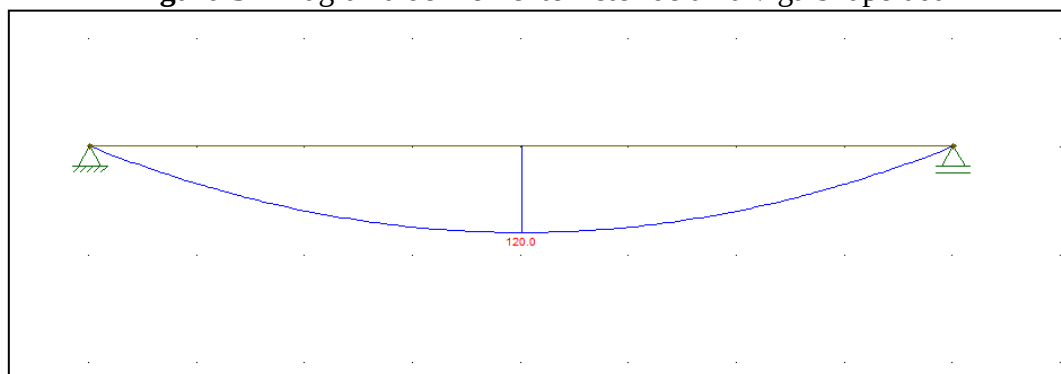
Fonte: Autoria própria

A Figura 02 ilustra um exemplo de viga contínua com trecho em balanço com dois apoios, que é usada como exemplo na ideia comentada anteriormente. Na esquerda está instalado um apoio de segundo gênero e o outro apoio é do primeiro gênero. Do apoio de primeiro gênero até o extremo direito se tem o trecho em balanço. A viga está sobre a influência de um carregamento uniformemente distribuído de 15 KN/m .

Figura 2 - Viga em balanço

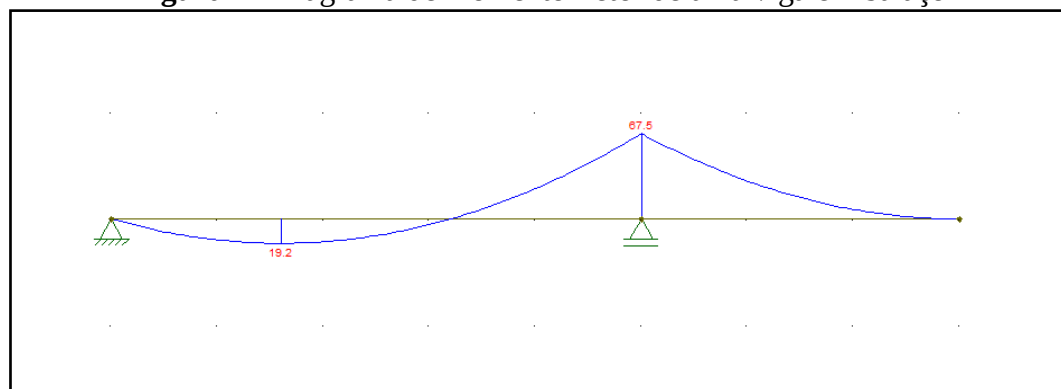
Fonte: Autoria própria

A Figura 03 mostra o diagrama de momento fletor da viga ilustrada na Figura 01. De acordo com o diagrama, o momento fletor é positivo e máximo na região do meio do vão da viga.

Figura 3– Diagrama de momento fletor de uma viga bi apoiada

Fonte: Autoria própria

A Figura 04 mostra o diagrama de momento fletor de viga ilustrada na Figura 02. Analisando-se o digrama nota-se que na região do apoio que divide o trecho do balanço com o restante da viga o momento é máximo e negativo.

Figura 4– Diagrama de momento fletor de uma viga em balanço

Fonte: Autoria própria

Dentre as propriedades mecânicas do concreto, que é o material de construção das vigas estudadas nesse trabalho, destaca-se como principais: a resistência à compressão; muito baixa resistência à tração (comparada com a de compressão); e módulo de elasticidade; (PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS, 2004).

Devido à baixa resistência à tração do concreto e devido a ele ser um material de natureza frágil (baixa deformação antes da ruptura), convenientemente seu uso é combinado com o aço estrutural para construção civil. (PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS, 2003).

O resultado dessa combinação é que no concreto estão aplicadas as tensões de compressão e nas armaduras, os esforços de tração, ou seja, a deficiência mecânica do

concreto é compensada pelo aço. Este é o princípio de funcionamento do concreto armado comum. (PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS, 2004).

Porém sabe-se que a fissuração é o principal fator que limita a aplicação do concreto armado comum, mas existe outra combinação: o concreto protendido. A protensão permite o controle, ou até mesmo a inexistência, das tensões de tração que provocam as fissuras. Também é mérito da protensão melhorar o desempenho da estrutura, pois ela pode controlar as deformações da estrutura, permitindo que ela vença maiores vãos e possua peças mais esbeltas. (MIRANDA E SANTOS, 2006)

No caso da protensão, para compensar a baixa resistência à tração do concreto, são aplicadas tensões de compressão nas regiões em que há tensões de tração, provocadas pelos carregamentos. O sistema consiste em aplicar na peça um estado prévio de tensões, visando forçar a peça a trabalhar predominantemente sobre compressão, que convém ao concreto. As tensões prévias aplicadas criam ações que se opõem as ações causadas por solicitações externas. (HANAI, 2005).

O estado de tensões prévias é conseguido distribuindo-se armaduras especiais pela peça, sendo que nelas são aplicadas as tensões a serem dissipadas para a peça. (HANAI, 2005).

A protensão não é uma técnica recente, desde tempos antigos já se tem indícios da sua aplicação. Lâminas de ferro eram aquecidas e ao sofrerem deformações térmicas, peças de madeiras eram dispostas entre as lâminas deformadas, de modo a serem pré-comprimidas após o resfriamento. Essa técnica de protensão era usada para construção de embarcações, rodas de carroças e barris. (HANAI, 2005).

Quando se investiga a tecnologia da protensão aplicada no concreto ao longo do tempo e se define o Mundo como cenário, chega-se ao ano de 1886, quando P. H. Jackson propôs pela primeira vez a ideia. Mas o grande problema, na época, eram as perdas de protensão causadas pelas relações entre as propriedades do concreto e o funcionamento da tecnologia da protensão. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998). O que são as perdas de protensão e suas causas e efeitos serão comentados mais a diante.

De acordo com Veríssimo e César Junior (1998, p. 4), “em 1923, foi reconhecido por R. H. Dill que era preciso fios de altas resistência submetidos a elevadas tensões para que fosse possível vencer as perdas de protensão.”.

“Em 1949 o desenvolvimento do concreto protendido se acelerou e surgiu a Federation Internationale de la Precontrainte (FIP). Nesse mesmo ano, Finster Alder

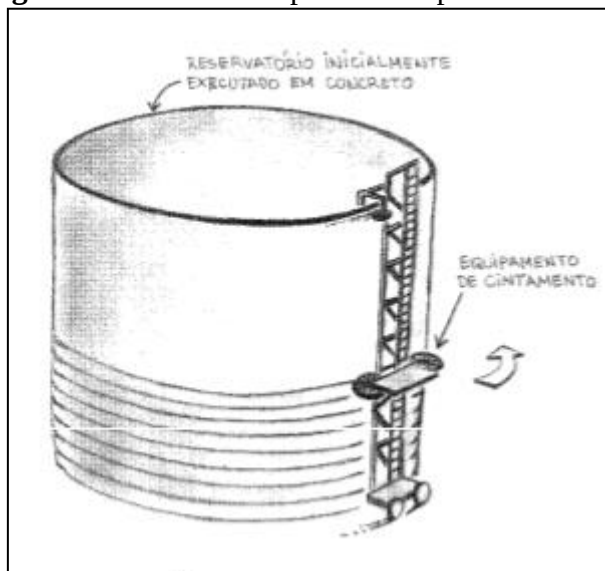
executou a primeira ponte em balanços sucessivos. ” (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998, p. 4)

No Brasil, a tecnologia do concreto protendido começou a ser usada com a execução da Ponte do Galeão, obra localizada no Estado do Rio de Janeiro e concluída em meados de 1948. O sistema de protensão usados nesta ponte é caracterizado por utilizar armadura ativa não-aderente. Os sistemas de protensão estão referenciados mais adiante. (JUNIOR, 2009).

Um exemplo bem mais recente do uso da protensão é o reservatório desenvolvido pela PRELOAD Corporation, na década de 1948. O artefato era um reservatório cilíndrico do tipo apoiado construído em concreto, que continha fios enrolados na face externa da sua parede. Os fios eram tracionados através de um equipamento que funcionava com um sistema de freios. (HANAI, 2005). A Figura 05 ilustra o reservatório.

Como a geometria do reservatório é cilíndrica, a carga de protensão nos cabos enrolados geram tensões de oposição na face externa às tensões impostas pela água, contida no interior do reservatório, à face interna do mesmo. O intuito desse sistema é equilibrar as tensões, fazendo com que o concreto resista aos esforços de tração na região externa da parede e controle a consequente fissuração.

Figura 5- Reservatório protendido por cintamento.



Fonte: Hanai (2005).

Outro exemplo recente, e com exemplares executados aqui no Brasil, é a chamada cobertura pênsil circular protendida. Esse sistema de protensão é caracterizado pelo fato

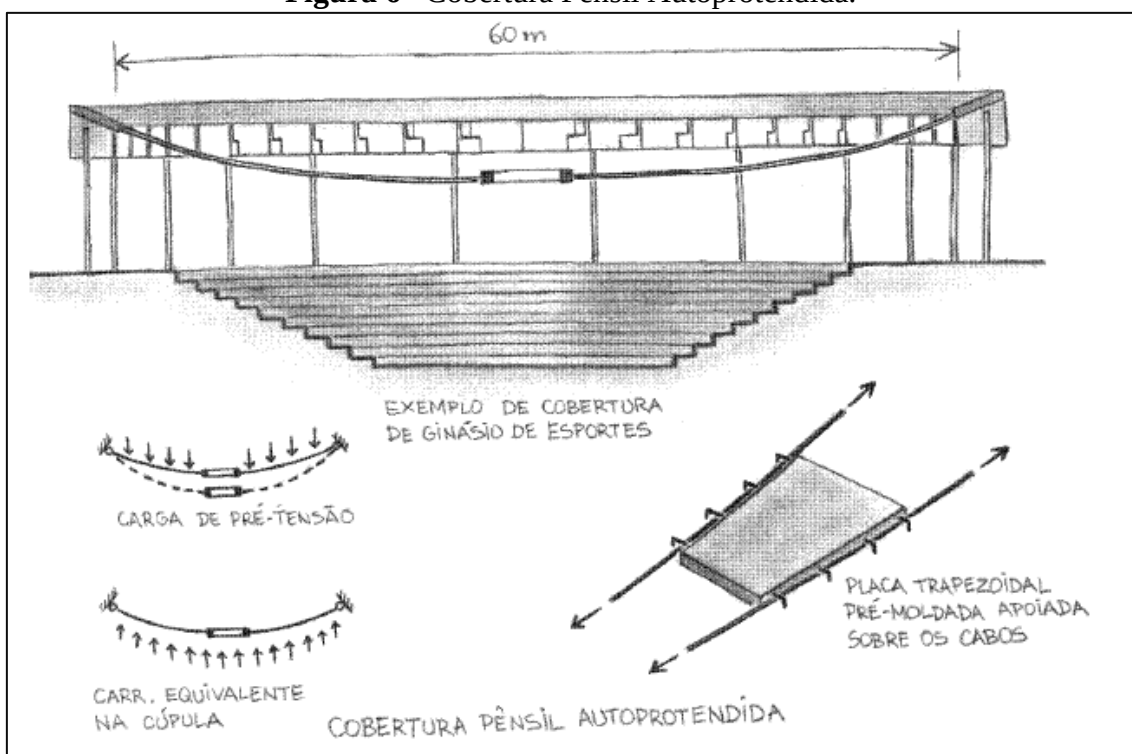
das tensões prévias serem originadas por solicitações externas na própria estrutura. (HANAI, 2005).

Ela consiste de cabos de protensão dispostos radialmente entre dois anéis circulares (um interno e outro externo), que entre eles são instaladas placas pré-moldadas de concreto. (HANAI, 2005)

O sistema é carregado com bolsas de água que, em conjunto com o peso próprio dos elementos, tracionam os cabos, havendo uma consequente maior deformação. Daí os espaços entre as placas são concretados e posteriormente a carga de água é retirada da estrutura, provocando alívio e forças de tração nos cabos, que tendem a voltar aos seus comprimentos iniciais, mas estão impedidos pelas placas. (HANAI, 2005)

Então, as placas sofrem tensões de compressão o que contribui para a estanqueidade e evitar as fissuras. (HANAI, 2005). A Figura 06 ilustra a cobertura pênsil citada no parágrafo anterior.

Figura 6– Cobertura Pênsil Autoprotendida.



Fonte: Hanai (2005).

2.1. SISTEMAS DE PROTENSÃO

De acordo com a literatura e com a norma brasileira NBR 6118 (2014), existem 3 sistemas de protensão distintos, que são classificados segundo a aderência armadura/concreto:

- A protensão com aderência inicial ou pré-tração;
- A protensão com aderência posterior ou pós-tração aderente;
- A protensão sem aderência ou pós-tração não aderente;

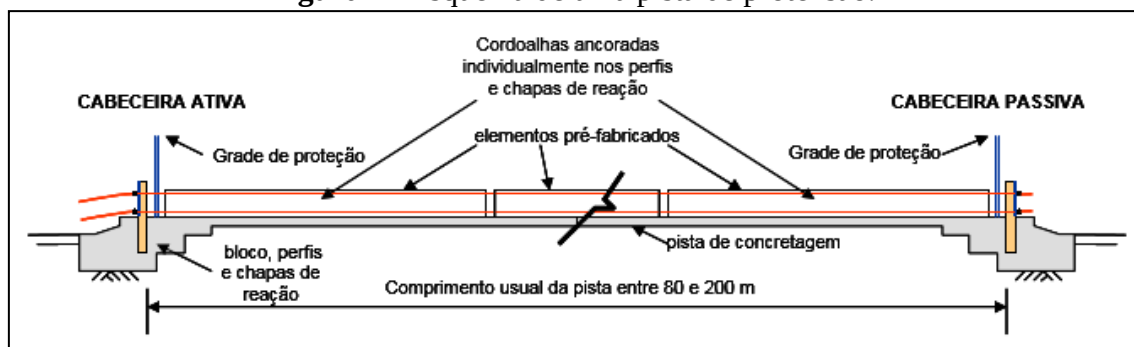
2.1.1. Protensão com aderência inicial

A protensão com aderência inicial ocorre quando a armadura ativa é pré-tracionada. Ela é muito utilizada em elementos estruturais pré-fabricados. A força de protensão é transmitida pela aderência da armadura ativa com o concreto. As peças são geralmente fabricadas em dispositivos instalados em ambientes industriais, ou mesmo nos canteiros de obra, chamados de pistas de protensão. Os elementos produzidos nas pistas de protensão são principalmente os do tipo linear. (BASTOS, 2018)

O processo de produção ocorre quando os cabos ou cordoalhas (armadura ativa de protensão) tem uma extremidade ancorada em blocos localizados na chamada cabeceira passiva e a outra presa em macacos hidráulicos, que instalados na cabeceira ativa, têm a função de tracionar a armadura ativa. A tração é tal que seja suficiente para que os cabos ou cordoalhas sofram uma determinada deformação. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

Depois da etapa de tracionamento, as peças são concretadas e após atingirem um ganho de resistência específico, a armadura ativa é liberada. (HANAI, 2005). A Figura 07 mostra um esquema de uma pista de protensão.

Figura 7– Esquema de uma pista de protensão.



Fonte: Hanai (2005).

Veríssimo e César Junior (1998) reforçam a ideia de que a utilização de peças pré-moldadas fabricadas com sistemas de protensão com aderência inicial é muito usada na construção civil. Para eles, nesse tipo de protensão a armadura ativa fica aderida ao concreto apenas pelo atrito.

De acordo com Hanai (2005), hoje o mercado conta com técnicas que otimizam o processo de produção de peças pré-fabricadas protendidas. As peças, conforme exigir a demanda, podem ser produzidas e despachadas em reduzidos intervalos de tempo. Para tanto são usadas algumas técnicas e materiais, dentre as quais:

- Uso de cura térmica;
- Lançamento e adensamento de concreto de forma mecânica e;
- Uso de cimentos de alta resistência inicial (ARI);

De acordo com as opiniões de Veríssimo e César Junior (1998), existem várias vantagens na utilização de peças pré-moldadas protendidas fabricadas com concretos de elevado f_{ck} . Dentre elas, destaca-se que em peças fletidas, a protensão permite que quase toda a seção reta trabalhe sob compressão e como um f_{ck} elevado implica numa excelente resistência à compressão do concreto, a peça apresenta consideravelmente maior resistência aos esforços solicitantes, o que lhes permite vencer maiores vãos, serem mais esbeltas e mais leves.

Outra vantagem, que deve ser considerada, sobre as peças pré-moldadas protendidas fabricadas com concretos mais resistentes é o fato desse tipo de concreto sofrer menos com retração e deformação, o que convém para reduzir as perdas de protensão e melhorar a durabilidade da estrutura. As perdas de protensão serão discutidas mais adiante (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

2.1.2. Protensão com aderência posterior

A protensão com aderência posterior é o sistema de protensão em que a peça é concretada e após o alcance da resistência determinada, a armadura ativa é tracionada. Após a fase de tracionamento, é injetado um material que terá por função promover a aderência entre a armadura e o concreto. Comumente o material que promove a aderência é calda de cimento ou graute. (BASTOS, 2018)

É preciso considerar que quando se fala que a protensão é aplicada após o endurecimento do concreto, não se tem intenção de deixar implícito que esse sistema de protensão não se aplica a peças pré-moldadas, peças em que, aliás, esse sistema é bastante usado. (HANAI, 2005).

Neste sistema de protensão os macacos hidráulicos que tracionam as armaduras são apoiados na própria peça (o concreto já está endurecido). Depois de serem tracionados, os cabos são ancorados. Existem diversos tipos de dispositivos que promovem a ancoragem das armaduras ativas, e possuem funcionamento e mecanismos únicos e por esta razão se encontram, disponíveis no mercado, vários de seus exemplares e técnicas para tal fim que são patenteados. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

Durante a concretagem são posicionados dutos que podem ser fabricados com chapas metálicas corrugadas. (HANAI, 2005)

Esses dutos são chamados de bainhas e são por onde as armaduras de protensão são passadas pela peça. Elas devem ser estanques, pois durante a concretagem, não deve haver entupimento por concreto ou calda de cimento e devem ser corrugadas a fim de facilitar a aderência com a armadura, quando for injetada a calda de cimento. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998). Mais adiante, se encontram mais comentários sobre as bainhas.

2.1.3. Protensão sem aderência

Para casos em que este sistema tem aplicação semelhante à protensão com aderência posterior, ou seja, a armadura de protensão é embutida, o processo executivo deste sistema é bem parecido com o da protensão com aderência posterior. As armaduras ativas são esticadas após o endurecimento do concreto e, praticamente, se usa as mesmas técnicas e dispositivos para o tracionamento e ancoragem. (BASTOS, 2018)

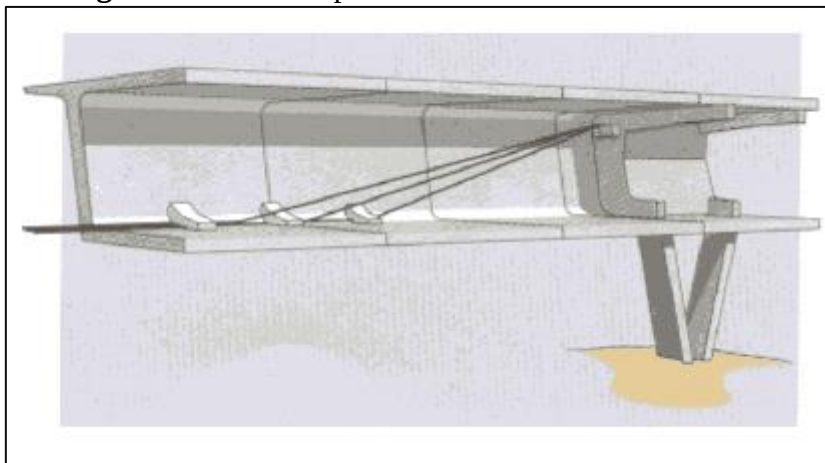
Através de uma análise superficial comparativa da execução desses dois sistemas, conclui-se que a diferença mais evidente é que na protensão sem aderência em vez da injeção de material responsável pela aderência, injeta-se uma graxa especial. Ressalta-se que esse sistema também pode ser usado para peças pré-moldadas. (HANAI, 2005).

No entanto, a protensão sem aderência permite aplicações específicas e possui vantagens que, quando comparada com outros sistemas de protensão, fazem ela ser bastante peculiar. Ela permite maiores facilidades de manutenção, substituição de

armaduras, quando há constatação de deterioração ou mesmo rompimento, e pode ser aplicada até quando a armadura precisa ser externa à peça. (HANAI, 2005).

A Figura 08 mostra uma estrutura protendida com sistema pós-tração sem aderência com armadura ativa externa.

Figura 8– Estrutura protendida com armadura externa.



Fonte: Hanai (Apud Eugenio Caduro, 2005).

Os cabos também passam por bainhas que precisam ser estanques, para proteção contra agentes externos e se for o caso de a armadura ser embutida, pelas mesmas razões do caso da protensão com aderência posterior. As bainhas podem ser fabricadas em metal ou plástico e precisam impedir a aderência com a armadura. A cordoalha é inserida na bainha junto com graxas especiais, que tem função de proteção e servir de material antiaderente. (HANAI, 2005).

É muito importante destacar que, de acordo com o que diz a NBR 6118 (2014) e todos os autores que são referências em estruturas de concreto armado e protendido, em nenhum sistema de protensão e de forma alguma as armaduras passivas podem ser usadas sem aderência com o concreto.

2.2. A INFLUÊNCIA DA ADERÊNCIA

A abordagem dos efeitos da aderência neste texto é feita apenas em relação a vigas, elemento estudando neste trabalho final de graduação.

Existem algumas vantagens e desvantagem em relação ao uso de protensão com aderência ou não. As vantagens e desvantagens da protensão sem aderência estão expostas na Tabela 01.

Tabela 1– Vantagens e desvantagens da protensão sem aderência.

Vantagens	Desvantagens
Permite posicionar cabos com excentricidades maiores	A armadura ativa funciona apenas como elemento para aplicação da força de protensão
Permite a proteção do aço contra corrosão fora da obra	Contribuição da armadura ativa para a resistência à ruptura é limitada
Permite a colocação do aço de forma rápida e simples	Na abertura de fissuras, produz-se um alongamento unitário pequeno da armadura
Perdas por atrito muito baixas	Forma-se pequeno número de fissuras, mas de grande abertura
Eliminação da operação de injeção	Apresentam flechas mais latentes

Fonte: Veríssimo e M. Lenz César Jr. (1998).

Também existem algumas vantagens e desvantagem em relação ao uso de protensão com aderência. A Tabela 02 mostra essas vantagens e desvantagens.

Tabela 2– Vantagens e desvantagens da protensão com aderência

Vantagens	Desvantagens
Aumento da capacidade das seções no ELU	Ao se abrir uma fissura, a armadura ativa sofre grandes deformações localizadas
Melhorias no comportamento da peça entre os estágios de fissuração e ruptura	Forma-se um grande número de fissuras, com baixas aberturas
A falha de um cabo tem consequências restritas (incêndios explosão, terremotos)	

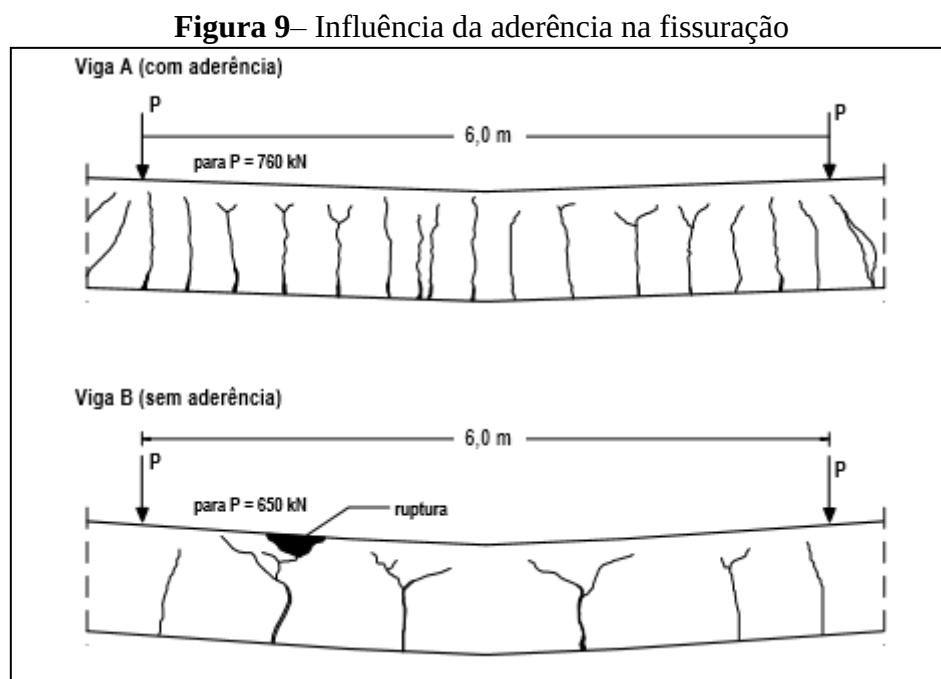
Fonte: Veríssimo e M. Lenz César Jr. (1998).

De acordo com Veríssimo e César Junior (1998, p. 73), “as amaduras de protensão sem aderência funcionam apenas como elementos para a aplicação da força de protensão, desse modo sua contribuição para a resistência à ruptura da peça é limitada.”.

Quando ocorre a fissura numa viga protendida com armadura sem aderência, as tensões causadas pelas aberturas das fissuras são distribuídas ao longo de grandes comprimentos da armadura de protensão, visto que não há aderência para forçar que tais tensões atuem restritamente na região das respectivas fissuras nas quais foram originadas, como acontece no caso da protensão com aderência. Isto implica que as fissuras podem ter maiores aberturas, aparecem em menores quantidades e há baixos acréscimos de tensão na armadura de protensão, implicando em pouco aumento da resistência última da peça. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

Conforme Veríssimo e César Junior (1998, p. 38), “para um mesmo carregamento, vigas com protensão sem aderência rompem para uma carga menor do que com protensão aderente e apresentam flechas mais pronunciadas. ”

A Figura 09 mostra como acontecem as fissurações em armaduras protendidas com aderência e sem aderência.



Fonte: Veríssimo e César Junior (1998)

A aderência nas armaduras de protensão garante que elas, além de aplicar a força de protensão na viga, tenham as mesmas aptidões que as armaduras do concreto armado comum. (BASTOS, 2018)

De forma semelhante ao que acontece na armadura do concreto armado comum, a aderência na armadura de protensão restringe a abertura das fissuras, e em decorrência disso a quantidade de fissuras é aumentada. Isso acontece porque nas regiões em torno da

fissura as tensões causadas pela aderência armadura/concreto fazem oposição ao alargamento da fissura, mas, em contrapartida o aço é mais tensionado nessas regiões, fazendo com que ali ele sofra maiores deformações, e uma implicação disso é que na medida em que se aumenta a carga transversal na viga, a armadura protendida aderida também sofre aumento de tensão e isso se traduz em aumentos significativos da resistência última da peça. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

Outra vantagem da aderência é aumentar a durabilidade das peças, pois como as fissuras são menos abertas, há maiores dificuldades de agentes externos chegarem até as armaduras. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

Vigas protendidas com aderência posterior possuem aderência não tão eficientes como as protendidas com aderência inicial, é o que defende Hanai (2005 p. 92) ao afirmar que: “a injeção de calda de cimento ou argamassa nos cabos não garante a mesma qualidade de aderência feita de modo direto”.

Então, de acordo com as relações entre a aderência e as fissuras, podemos concluir que é mais conveniente que se tenha aderência e que a pós-aderência é menos eficiente, mas existe uma forma simples de compensar os efeitos dessa deficiência, que é compensá-la com o uso de armaduras passivas como reforço. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

2.3. MATERIAIS USADOS EM PEÇAS PROTENDIDAS

Os materiais usados em estruturas de concreto protendido são parecidos com os materiais usados nas estruturas de concreto armado comum, mas devido ao modo como a protensão funciona, eles precisam apresentar algumas propriedades particulares. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998). Neste trecho deste trabalho, as principais propriedades serão comentadas.

2.3.1. Armaduras

As armaduras do concreto armado simples são chamadas de armaduras passivas e as armaduras nas quais tem-se aplicação de tensões são chamadas de armaduras ativas.

Os diâmetros dos fios de aço que constituem as armaduras ativas são reduzidos em comparação com os diâmetros das armaduras passivas, isso significa que as armaduras de protensão requerem ainda mais atenção com à corrosão. (HANAI, 2005).

Outro fato que também justifica essa preocupação acentuada com a deterioração das armaduras nas estruturas de concreto protendido é descrito por Veríssimo e César Junior (1998, p. 28) ao afirmarem que: “quando o aço está submetido a elevadas tensões fica mais susceptível à corrosão”. Assim, precisa-se dar ainda mais atenção aos fatores relacionados à durabilidade das peças, o que está diretamente relacionado ao concreto.

Os aços usados nas armaduras de protensão possuem especificações técnicas e diretrizes normativas apresentadas por duas NBRs, a NBR 7484 (2009) e a NBR 7483 (2008), intituladas respectivamente por “Barras, cordoalhas e fios de aço destinados a armaduras de protensão - Método de ensaio de relaxação isotérmica” e “Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação”.

Para Hanai (2005, p. 25), “os aços para armaduras ativas caracterizam-se pela sua elevada resistência e pela ausência de patamar de escoamento”.

Já Veríssimo e César Junior (1998, p. 25) dizem que eles são “sensivelmente mais econômicos que os aços normalmente empregados na construção com concreto armado, uma vez que a resistência é até 3 vezes maior.”.

As armaduras são comumente encontradas de acordo com as características descritas pela Tabela 03:

Tabela 3 – Aços para protensão

Quanto à forma	Modalidade de tratamento
Fios trefilados de aço carbono, diâmetro de 3 a 8 mm, fornecidos em rolos ou bobinas	Aços aliviados ou de relaxação normal (RN) ¹
Cordoalhas, que são fios enrolados em forma de hélice, com dois, três ou sete fios	Aços estabilizados ou de relaxação baixa (RB) ²
Barras de aço-liga de alta resistência, laminadas a quente, com diâmetro superior a 12mm, e com comprimento limitado	

¹aços retificados por um tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação;

²aços que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação;

Fonte: Veríssimo e M. Lenz César Jr. (1998).

De acordo com Hanai (2005), as propriedades mecânicas dos aços para protensão são as seguintes:

- f_{ptk} = resistência característica à ruptura por tração;
- f_{pyk} = limite de escoamento convencional do aço de protensão, correspondente à deformação residual de 0,2%, sendo que às vezes esse limite é fornecido com referência a 0,05% ou 0,1%. Para fios ou cordoalhas, o limite de escoamento convencional é aproximadamente igual a tensão correspondente à deformação de 1%;
- E_p = valor médio para o modulo de elasticidade do aço de protensão;

Para Veríssimo e M. Lenz César Jr. (1998), o valor médio de E_p é:

- Para fios: $E_p = 205.000 \text{ Mpa}$
- Para cordoalhas: $E_p = 195.000 \text{ MPa}$

Conforme Hanai, (2005, p. 25), “para cordoalhas, a resistência é dita convencional porque as tensões não se distribuem uniformemente por todos os fios, já para os fios ela é dita efetiva.”.

Os fios e cordoalhas para protensão com aderência são encontrados na forma liso ou entalhado. Nos entalhados existem marcas de baixo relevo que melhoram a aderência. (HANAI, 2005).

Conforme a NBR 6118 (2014), não se permite que se use aço do tipo RN para sistemas de protensão com pós-tração não aderida.

2.3.2. Concreto

A dosagem do concreto de peças protendidas deve seguir controles tecnológicos e requisitos de desempenho ainda mais criteriosos que para os casos sem protensão. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

Outras propriedades que precisam ser consideradas na dosagem dos concretos são a retração e fluência, já que elas estão diretamente relacionadas com as perdas de protensão. (HANAI, 2005). As perdas de protensão serão comentadas mais adiante.

Convenientemente são usados concretos de maiores resistências. Isto é justificado pelas tensões iniciais, provocadas pela força de protensão aplicada nas armaduras ativas, que podem até provocar tensões mais elevadas que as resultantes do próprio serviço. Uma

outra justificativa se refere ao fato dos sistemas de protensão fazerem com que toda a seção da peça seja trabalhada, então com concretos mais resistentes é possível se reduzir as dimensões e conseqüentemente o peso próprio da peça. Dentre outras coisas, essas vantagens implicam na redução de custos e maiores possibilidade de vencer grandes vão. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

A questão da durabilidade causa maiores preocupações nas estruturas de protensão do que nas de concreto armado simples, principalmente devido ao fato já comentado de as armaduras tracionadas serem mais vulneráveis a corrosão. Como sabe-se que o concreto está diretamente relacionado com a durabilidade das peças (principalmente por serem a primeira barreira entre o meio externo e região interna), neste trecho do trabalho dedicado a comentar sobre o concreto usado em estruturas protendidas, estão abordadas as questões pertinentes à durabilidade retiradas tanto da NBR 6118 (2014) quanto da literatura, aplicáveis tanto para a protensão quanto para estruturas de outra natureza.

O artigo 6 da NBR 6118 (2014), trata da durabilidade de estruturas de concreto armado e protendido e firma que, durante a sua vida útil, essas estruturas devem conservar a segurança e estabilidade, mesmo estando expostas aos efeitos das condições ambientais, que precisam ser corretamente previstas nos projetos, e os efeitos de utilização, caracterizados pela utilização, que também precisa ser corretamente prevista em projeto.

As ações que têm relação direta com a durabilidade das estruturas em concreto são divididas em físicas, químicas e mecânicas. Gelo-degelo, efeitos de altas temperaturas e as diferenças de coeficiente de dilatação térmica agregado/pasta são exemplos de ações advindas de origens físicas. Reações álcali-agregado, ataques por cloretos, sulfatos, dióxido de carbono e por fim, de um modo geral, ataques por certos tipos de líquidos e gases, são exemplos de ações advindas de origens químicas e cavitação, erosão, abrasão ou impacto são exemplos de ações advindas de origens mecânicas.(NEVILLE E BROOKS, 1997).

Medidas relacionadas a proteção contra a deterioração do concreto estão relacionadas com a interação química entre agentes externos e elementos que constituem a mistura (concreto). Medidas preventivas estão ligadas em se reconhecer quimicamente a região onde a estrutura será construída, selecionar materiais adequados para a mistura, como exemplos cita-se o uso, quando for conveniente, de cimentos resistentes a sulfato, ou agregados que se comprove não serem reativos com nenhum agente no qual a estrutura será exposta. As medidas preventivas ainda podem estar relacionadas com se evitar caminhos que conectem o meio externo com regiões internas, e isso pode ser feito através

de controle de fissuração ou proteção das superfícies expostas com produtos químicos específicos, como hidrófugos por exemplo.(NEVILLE E BROOKS, 1997).

Como o concreto é um material de natureza frágil e o aço estrutural para construção civil, ao sofrer deterioração, tem volume expandido, de tal sorte que essa expansão é suficiente para provocar tensões que acabam por provocar rupturas por tração no concreto. Além de proteger os componentes responsáveis por compensar a deficiência mecânica do concreto, essa é a outra grande importância de se proteger as armaduras. Medidas relativas a proteção das armaduras, então relacionadas com o impedimento do contato de agentes agressivos com as mesmas. Para isso, concentra-se as atenções nas regiões de concreto que separam as superfícies das armaduras com o ambiente externo. As principais medidas preventivas envolvem o dimensionamento da espessura de cobrimento (espessura das camadas de separação), o controle de fissuração e permeabilidade do concreto, a fim de se evitar que hajam caminhos que conectem a armadura com o meio externo, por onde os tais agentes possam alcançá-las. (NEVILLE E BROOKS, 1997).

A NBR 6118 (2014) fornece as diretrizes que devem ser seguidas pelo projetista para atender aos critérios de durabilidade. A agressividade ambiental para estruturas de obras correntes é classificada pela NBR 6118 (2014), cujas informações estão expostas através da Tabela 04. De acordo com a referida norma, é permitido que a avaliação da exposição seja feita da estrutura completa ou partes separadas.

Tabela 4 – Classe 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	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito Forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingo de maré	

^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: NBR 6118 (2014).

A NBR 6118 (2014) também determina que devem ser feitos ensaios de desempenho da durabilidade da estrutura que levem em consideração as condições de agressividade que foram previstas no projeto e que estes ensaios devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem adotados, de modo que se projete uma estrutura que seja considerada durável.

A norma diz também que pode-se usar a validade das relações entre o fator água/cimento (a/c) e a resistência à compressão do concreto com a durabilidade, isso é muito útil quando for inviável a realização dos ensaios.

A norma fornece alguns dados sobre as relações a/c que podem ser usados pelos projetistas. Os dados pertinentes a estruturas de concreto protendido estão apresentados na Tabela 05.

Tabela 5– Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

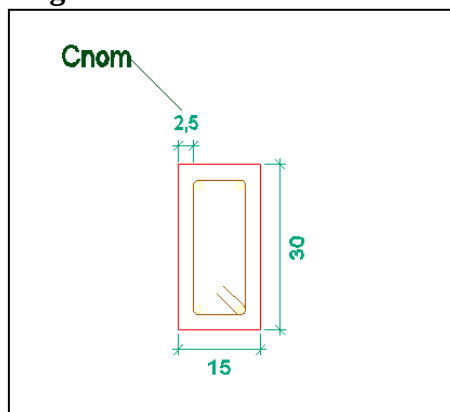
Concreto ^a	Tipo ^{b,c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação a/c em massa	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

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

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

Fonte: NBR 6118 (2014).

Então, através das tabelas acima apresentadas e dos conceitos sobre durabilidade abordados, é realizado o cálculo da espessura da camada de cobrimento, que pode ser melhor entendida na Figura 10.

Figura 10- Cobrimento nominal.

Fonte: Autoria própria.

De acordo com a NBR 6118 (2014): “a camada de cobrimento está sempre referida à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. ” Entende-se que o cobrimento nominal é a soma do cobrimento mínimo com uma tolerância.

Por fim, conforme a NBR 6118 (2014), o valor de projeto e da execução do cobrimento é dado pela Equação 01:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta c \quad (\text{Eq. 01})$$

Em que:

C_{nom} : cobrimento nominal, valor da espessura a ser considerada no projeto;

C_{min} : cobrimento mínimo, menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado.

Δc : tolerância de execução, que nas obras correntes, deve ser maior ou igual a 10 mm.;

Ainda sobre esses valores, a NBR 6118 (2014) cita algumas condições, a saber:

- $C_{nom} \geq \phi$ barra;
- $C_{nom} \geq \phi$ feixe = $\phi_n = \phi\sqrt{n}$;
- $C_{nom} \geq 0,5 \phi$ baina;
- $d_{m\acute{a}x} \leq 1,2 C_{nom}$;

Em que;

$d_{m\acute{a}x}$: é a dimensão máxima característica do agregado graúdo;

ϕ baina: diâmetro da baina, elemento que será abordado mais adiante;

Para obras correntes, a Tabela 06 relaciona o cobrimento nominal com a classe de agressividade ambiental, com o componente estrutural e sua configuração, que para o caso deste trabalho é concreto protendido.

Tabela 6– Relação entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal em mm			
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

Fonte: NBR 6118 (2014).

2.3.3. Bainhas

As bainhas são uma espécie de conduíte por onde as armaduras passam. Elas são usadas nos sistemas de protensão com aderência posterior e sem aderência. Para armaduras sem aderência, as bainhas são comumente fabricadas em plásticos de PEAD (polietileno de alta densidade) e possuem superfícies lisas. Quando usadas na protensão com pós-aderência, são fabricadas usando chapas de aço laminadas a frio de espessuras entre 0,1 e 0,35mm com juntas costuradas em formato de hélice e saliências superficiais de mesmo formato. As saliências favorecem a aderência. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

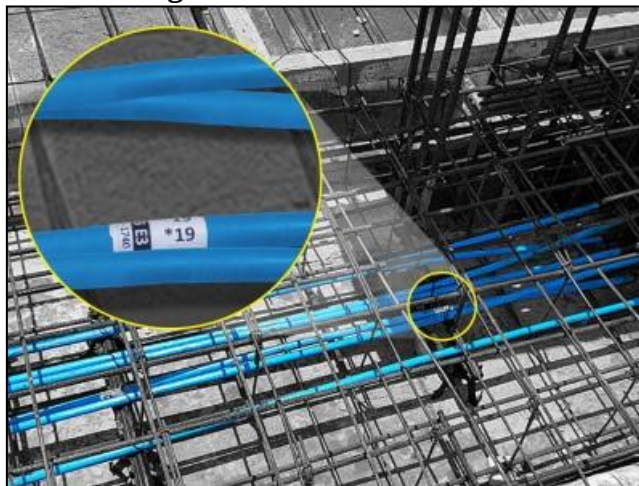
Dando um enfoque nas rugosidades das bainhas para armaduras aderidas pós-tensionadas, Veríssimo e César Junior (1998) destacam suas principais vantagens:

- Conferir rigidez à seção da bainha sem prejudicar a flexibilidade longitudinal, permitindo curvaturas com raios relativamente pequenos, o que possibilita enrolar cabos de grandes comprimentos, que podem ser transportados em rolos;
- Facilitam a utilização de luvas rosqueadas;
- Melhoram a aderência entre o concreto e a nata de injeção;

Nas bainhas desenvolvidas para sistemas de protensão com aderência são passados mais de uma cordoalha por cada bainha, ao passo que nas bainhas usadas para sistemas sem aderência, cada cordoalha precisa de uma bainha. (IMPACTO, 2018).

A Figura 11 mostra um exemplar de bainha de PEAD e a Figura 12 mostra uma bainha metálica usada para sistema de protensão com aderência posterior.

Figura 11– Bainha de PEAD



Fonte: Impacto (2018).

Figura 12– Bainha metálica



Fonte: Impacto (2018).

2.3.4. Material de injeção nas bainhas de pós-aderência

Como é consenso entre todos os autores que são referências nesse assunto, a principal função desse material é promover a aderência armadura/peça, sem desmerecer

a proteção contra corrosão, que é outra de suas importantes missões. A NBR 7681-2 (2013) é dividida em 4 partes, apresenta as diretrizes que devem ser seguidas no que diz respeito a esse material de preenchimento, também conhecido por calda de cimento ou nata de injeção.

A NBR 7681-2 (2013) aborda temas relativos a aditivos e componentes da mistura proibidos, e suas respectivas quantidades, que possam favorecer a corrosão da armadura de protensão, como por exemplo a presença da sulfatos e cloretos na água de amassamento bem como sua acidez. Também são abordadas diretrizes que remetem a fluidez, fator a/c (água cimento), vida útil, exsudação, expansão, resistência e inspeções.

2.4. NÍVEIS DE PROTENSÃO

De acordo com a NBR 6118 (2014), os níveis de protensão estão relacionados com a intensidade da força de protensão, em outras palavras, com o módulo da força e com sua excentricidade.

Para Hanai (2005), o nível de protensão pode ser entendido como a relação entre o momento fletor de descompressão e o momento fletor característico máximo da estrutura:

$$K_p = \frac{M_0}{M_{g+q,max}} \quad (\text{Eq 02})$$

Onde:

M_0 = momento para o qual se atinge o estado limite de descompressão (ELD), ou seja, momento para o qual se anula a tensão normal em um ou mais pontos da seção transversal pré-solicitada pela força de protensão, não havendo tração no restante da seção;

$M_{g+q,max}$ = momento característico máximo da estrutura;

Ou seja, para uma situação em que o $M_{g+q,max}$ não varie, quanto maior o grau de protensão, maior será o momento de descompressão no qual o $M_{g+q,max}$ terá que superar para provocar tensões de tração e consequentemente fissuração. Evidentemente que se deve levar em consideração que se a força de protensão for sendo muito aumentada, poderá se chegar a uma situação em que a região por ela tracionada sofrerá fissuração, pois as tensões de compressão, provocada pelas solicitações externas, serão superadas.

Partindo do mesmo princípio, mantendo-se a mesma situação da análise anterior, se o grau de protensão for sendo reduzido, o momento de descompressão também será e pode-se chegar uma situação em que o $M_{g+q,max}$ provocará tensões de tração na seção, causando a fissuração.

Intuitivamente se pode concluir que uma protensão de baixo grau pode implicar numa situação desfavorável de fissuração e ineficiência do sistema, ao passo que um grau mais elevado controla, ou mesmo impede, que as fissuras ocorram e melhoram o comportamento da estrutura. Entretanto, é consenso entre os autores, e eles deixam isso claro em suas obras, de que a ideia de quanto maior o grau de protensão melhor será o comportamento da estrutura é correta, mas a partir de um certo ponto equivocada, tal como se expõe abaixo.

Hanai (2005) destaca dois exemplos bastante didáticos que ajudam a sustentar do porquê do equívoco: o primeiro é um caso de uma estrutura em que se predominam cargas variáveis. Sobre uma condição de protensão de grau elevado, nos instantes em que a estrutura esteja sendo solicitada apenas pela protensão e pelo peso próprio, as tensões de compressão causadas pela força de protensão podem ser elevadas ao ponto de provocarem fissuras na região tracionada pela protensão; o segundo é um caso semelhante ao primeiro, mas as tensões causadas pela força de protensão não são suficientes para causarem fissuras. Os problemas são os deslocamentos negativos exagerados (flechas negativas), que podem inviabilizar a utilização da estrutura, por provocar fissuração em elementos de vedação ou não satisfazer o ELS (estado limite de serviço). Uma ótima solução para ambos os casos, seria o uso de protensão de menor grau.

Tendo em vista os efeitos indesejáveis de um grau elevado de protensão, Hanai (2005, p. 61) dar um regra prática para que ele possa ser reduzido ao dizer que: “a protensão total só é necessária nos casos em que as fissuras (de separação) devam ser impedidas de qualquer modo, como por exemplo em barras tracionadas ou paredes de reservatórios.”

“Em muitas estruturas os esforços máximos previstos nos cálculos acontecem poucas vezes, então é suficiente que se evite as tensões de tração apenas numa fração das cargas totais, e as controle nos casos de cargas totais.”(HANAI, 2005, p. 61).

Outro consenso evidente entre os autores é relativo a fatores econômicos. A protensão de grau mais elevado custa mais caro, outro motivo pelo qual se evita o uso.

2.5. PERDAS DE PROTENSÃO

As forças de protensão estão sujeitas a variações de intensidade, ou seja, elas podem aumentar ou diminuir. Quando a situação é de perdas, recebe o nome de perda de protensão. Em situações que as forças são reduzidas por fatores inerentes aos processos de transferência de tensões ao concreto, dar-se o nome de queda de protensão. (HANAI, 2005).

De acordo com Nacht (2015) as perdas podem ser separadas em imediatas e progressivas.

2.5.1. Perdas imediatas

As perdas imediatas acontecem durante o processo executivo da protensão e considera todos os materiais envolvidos como elásticos. (NACHT, 2015). A seguir serão comentados alguns casos em que acontecem as perdas imediatas.

2.5.1.1. Perdas por atrito dos cabos

As perdas por atrito de cabos acontecem na protensão com pós tração. As perdas se dão pelo atrito entre o cabo e a bainha e é mais expressiva nas regiões de mudança de direção, pois ali existem grandes tensões de contato cabo/bainha. Menos expressivas, mas não desprezíveis, são as perdas causadas pelas ondulações que acontecem nos trechos teoricamente retilíneos. (HANAI, 2005)

A Figura 13 ilustra uma situação de mudança de direção de um cabo e o vetor perpendicular à reta formado pelos outros dois vetores representa a tensão de contato cabo/bainha na curva.

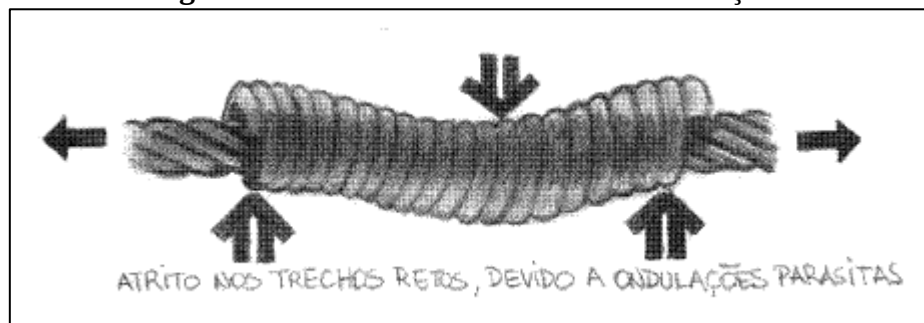
Figura 13– Atrito na mudança de direção do cabo.



Fonte: Hanai (2005)

A Figura 14 ilustra uma ondulação em um cabo. Os vetores verticais ilustram as tensões de contato e os vetores horizontais a tensão de protensão.

Figura 14– Atrito num cabo devido a ondulações.



Fonte: Hanai (2005)

Conforme Nacht (2015), o valor da força de atrito pode ser calculado através da Equação 03:

$$P(x) = P_0 * e^{-\mu\alpha(x)} \quad (\text{Eq. 03})$$

Em que:

μ : é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha, fornecido pela NBR 6118;

$\alpha(x)$: é uma função que contém a alteração total de ângulo do cabo até o ponto x , em radianos;

A função $\alpha(x)$ é expressa na forma geral por:

$$\alpha\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{8e}{L} \quad (\text{Eq. 04})$$

Em que:

e : é a distância entre a linha neutra da peça e o traçado do cabo;

A fim de considerar na Equação 03 os efeitos das ondulações, Nacht (2015, p. 33) diz que: “adiciona-se o coeficiente de perdas lineares K na equação”, assim a Equação 05 passa a ser:

$$P(x) = P_0 * e^{-\mu\alpha(x)-kx} \quad (\text{Eq. 05})$$

Sobre o coeficiente de perdas lineares k , Nacht (2015, p. 34) também afirma que: “ k é inversamente proporcional à curvatura de projeto”, ou seja, quanto mais retilíneo for

o traçado do cabo em análise, mais K se aproxima do seu valor máximo. A NBR 6118 permite que o valor de K seja $0,01\mu$.

Sobre o fator de atrito, Schmid (1998, p. 5) diz que: “ μ aumenta com a presença de Óxido de Ferro, seja nas cordoalhas, seja nas paredes de bainha.”

2.5.1.2. Perdas decorrente de acomodação das ancoragens

Pode haver perdas de tensão nas armaduras causadas pela acomodação dos dispositivos de ancoragens. (HANAI, 2005)

Sobre essas perdas, Hanai (2005, p. 41) diz: “a magnitude dessas perdas depende do tipo de ancoragem, enfim, do sistema de protensão e do comprimento dos cabos. Para compensar essas perdas pode-se programar a aplicação de forças maiores”.

De acordo com observações feitas durante a execução da protensão em vigas, pode-se afirmar que “a acomodação das cunhas nas ancoragens causa perdas de 4 a 5 mm no alongamento inicial ao qual se chegou antes da cravação.” (SCHMID, 1998).

Schmid (1998, p. 3) complementa que: “como a força gerada pelo atrito tem sempre sentido oposto ao do movimento do cabo por ocasião do recuo acima ele irá se opor ao mesmo dando origem a um atrito negativo.”

Conforme Schmid (1998), a perda de protensão junto as ancoragens pode ser determinada por:

$$\Delta P = 2\Delta_p x_r \quad (\text{Eq. 06})$$

Sejam:

$$\lambda_r = \frac{f \cdot x_r}{A_p \cdot E_p} = \frac{\Delta_p \cdot x_r^2}{A_p \cdot E_p} \quad (\text{Eq. 07})$$

$$x_r = \sqrt{\frac{\lambda_r \cdot A_p \cdot E_p}{\Delta_p}} \quad (\text{Eq. 08})$$

Em que:

λ_r : é o recuo devido as cravações das colunem em cm ;

A_p : é a área da seção transversal do cabo em cm^2 ;

Δ_p : é a perda da força de protensão por unidade de comprimento nos 16,0 m iniciais em KN/cm ;

ΔP : é a perda da força de protensão junto à ancoragem, devida à cravação das cunhas em KN ;

E_p : é o módulo de elasticidade do aço e KN/cm^2 .

$f = \Delta p \cdot x_f$, que é a perda da força de protensão no comprimento $x = x_f$;

2.5.1.3. Perdas decorrente da deformação imediata do concreto

Acontece para casos de aderência inicial. Quando a armadura é liberada pelas ancoragens na pista de protensão, a força de protensão é transmitida ao concreto que sofre encurtamento. Essa deformação do concreto implica em um encurtamento de mesmo valor na armadura aderida, por ocasião da hipótese de compatibilidade de deformação. Esse encurtamento da armadura é responsável pela perda de tensão. (NACHT, 2015)

De acordo com Hanai (2005) para que a força de protensão se instale na peça é preciso que haja essa deformação no concreto, logo se trata de um caso de queda de tensão na armadura, pois, como já comentado, as perdas são causadas por fatores inerentes aos processos de transferência de tensões ao concreto.

Conforme Nacht (2015), a rotina de cálculo dessas perdas é baseada na relação tensão-deformação, de modo que essas perdas de protensão são calculadas com base na variação das tensões. Assim:

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_c * \frac{E_p}{E_c} \quad (\text{Eq. 09})$$

Em que:

E_p e E_c : são os módulos de elasticidade do aço e do concreto respectivamente;

σ_c : é calculado em função dos carregamentos e das propriedades da viga;

Outro caso de perdas em sistemas de aderência inicial por deformação inicial do concreto é relativo à retração, no entanto, de acordo com Bastos (2018), em ambientes úmidos (ambientes controlados de fábricas, por exemplo) com cura iniciada logo após o adensamento, como o intervalo de tempo entre a concretagem e a transferência de tensões de protensão é pequeno, pode-se desprezar o efeito dessa retração inicial do concreto.

Para casos de pós-tração, os macacos de protensão apoiam-se em parte na própria peça, e isso implica que ao passo que o concreto se comprime, a armadura é tracionada e não há queda de tensão por deformação imediata do concreto. (HANAI, 2005)

Situação diferente é quando os cabos são protendidos por etapas, os cabos protendidos numa primeira etapa vão sofrendo perdas de protensão, causadas por esses

fenômenos, até o instante que a protensão é aplicada nas etapas posteriores. Dar-se a essas perdas o nome de perdas de protensão por fluência e retração inicial do concreto. (BASTOS, 2018)

As perdas de protensão ocorridas entre as etapas de protensão citadas no parágrafo anterior devem ser somadas à da relaxação da armadura e elas podem simplesmente serem estimadas ou desprezadas quando forem pequenas. (BASTOS, 2018).

2.6.1.4. Perdas no equipamento de protensão

Ocorrem perdas nos macacos de protensão e, por observação empíricas, elas são avaliadas em 2,5 % da carga de protensão. (SCHMID, 1998).

2.5.2. Perdas progressivas

As perdas progressivas acontecem ao longo da vida útil da peça e atingem o pico máximo no chamado tempo infinito, que corresponde à vida útil da estrutura. (NACHT, 2015). A seguir serão comentadas algumas situações em que acontecem as perdas progressivas.

2.5.2.1. PERDAS POR RETRAÇÃO E FLUÊNCIA DO CONCRETO

Existem perdas de protensão causadas pelas deformações decorrentes da estrutura interna do concreto, como a retração e a fluência. (HANAI, 2005)

Para Hanai (2005, p. 37): “a retração é um fenômeno que se relaciona com o equilíbrio higrotérmico do concreto com o meio ambiente que acaba resultando em encurtamentos que se manifestam ao longo do tempo. “

Durante a cura, uma fração da água de amassamento é usada nas reações químicas do cimento, o restante da água é usada para dar trabalhabilidade a mistura. Depois que as peças são concretadas a água que não foi usada nos processos químicos é evaporada e sua perda, juntamente com outros processos químicos, geram tensões superficiais nos poros do concreto forçando que aconteça a retração. (NACHT, 2015)

Uma parte das perdas de tensão nas armaduras causadas pela retração pode ser compensada, tal como conclui Nacht (2015, p. 49), ao afirmar que: “uma parcela das perdas pode ser reposta, se a água evaporada for reposta, porem o restante é permanente”.

De acordo com a NBR 6118 (2014) os fatores que devem ser considerados para calcular a deformação por retração são:

- Umidade relativa do ar;
- Consistência do concreto;
- Espessura fictícia da viga;

Para a rotina de cálculo, a NBR determina que o valor da deformação num instante t pode ser calculado pela seguinte Equação:

$$\epsilon_{cs}(T, T_0) = \epsilon_{cs\infty} [\beta_s(T) - \beta_s(T_0)] \quad (\text{Eq. 10})$$

Em que:

T : É a idade fictícia do concreto no instante desejado e em dias;

T_0 : É a idade fictícia do concreto no instante em que a retração começa a ser considerada e em dias;

$\epsilon_{cs\infty}$: É o valor último da retração;

$\beta_s(T)$: É a função de tempo da retração;

Conforme Schmid (1998), para o cálculo das perdas por retração do concreto, justificado por observações empíricas, interessa apenas a retração final $\epsilon_{cs\infty}$. A NBR 6118 de 2014 apresenta, através da tabela 8.2, os valores da retração final em função da idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração começa a ser considerado. As informações da tabela 8.2 da norma estão disponíveis neste trabalho na Tabela 07.

Tabela 7– Valores característicos superiores da deformação específica da retração.

Umidade média ambiente %			40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c/u$			20	60	20	60	20	60	20	60
$\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)\%$	t_0 dias	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

Fonte: NBR 6118 (2014).

Já sobre a fluência, Hanai (2005, p. 37) diz que: “é um fenômeno que ocorre no concreto submetido a ações de longa duração, produzindo deformações elásticas e plásticas progressivas das fibras nas regiões solicitadas. ”

De acordo com Nacht (2015) o comportamento por fluência depende de diversos fatores, dentre os quais:

- Tipo, a granulometria e o tipo do agregado;
- Consumo e tipo de cimento;
- Fator água/cimento;
- Grau de compactação;
- Grau de endurecimento do concreto no instante do carregamento;
- Temperatura;
- Umidade;
- Magnitude de esforços;

Em relação as rotinas de cálculo para modelar as perdas ocasionadas pela fluência do concreto, Nacht (2015, p. 42) diz: ”devido a esta multiplicidade de fatores, não há uma teoria completa que descreva os efeitos da fluência, se fazendo necessário usar equações aproximadas. ”

Nacht (2015, p. 42) ainda acrescenta que: “o problema é agravado pelo fato de a fluência e a retração ocorrerem ao mesmo tempo [...] Erros da ordem de 30% são esperados com os métodos de cálculo disponíveis. ”

A NBR 6118 (2014) estabelece que as características necessárias para o cálculo da fluência num instante t são:

- Umidade relativa do ar;
- Slump;
- A espessura fictícia do elemento;
- E a idade fictícia do concreto no instante do carregamento;

De acordo com Schmid (1998), a fluência varia linearmente com a tensão e ela é constituída de uma fração rápida e uma lenta, de modo que a deformação rápida é irreversível e a lenta é a soma de uma deformação reversível com uma irreversível.

Na rotina de cálculo da deformação por fluência do concreto deve-se considerar, também, a deformação elástica inicial ε_c . (SCHMID, 1998).

Sejam:

ε_{cc} : a fluência;

ε_{cca} : a parte rápida;

ε_{ccf} : a parte lenta e irreversível;

Então, de acordo com Schmid (1998), a Equação 11 determina a deformação total do concreto devida à fluência:

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_c \quad (\text{Eq. 11})$$

Ou ainda:

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c} \right) = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c} \right) \quad (\text{Eq. 12})$$

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_c + \emptyset \varepsilon_c = \varepsilon_c (1 + \emptyset) \quad (\text{Eq. 13})$$

Em que:

$\emptyset$: É um coeficiente de deformação lenta;

Conforme Schmid (1998), o coeficiente $\emptyset$ permite expressar a deformação por fluência e ε_{cc} em função da deformação elástica, tal como expressa a equação 14:

$$\varepsilon_{cc} = \emptyset \varepsilon_c \quad (\text{Eq. 14})$$

Ainda sobre o coeficiente, Schmid (1998), diz que ele é a soma de três partes, tal como expressa a equação 15:

$$\emptyset = \emptyset_a + \emptyset_f + \emptyset_d \quad (\text{Eq. 15})$$

Em que:

$\emptyset_a$: É o coeficiente de fluência rápida e depende da resistência do concreto;

$\emptyset_f$: É o coeficiente de fluência lenta irreversível e depende da umidade do ambiente, da consistência do concreto, da espessura fictícia e da idade fictícia do concreto;

$\emptyset_d$: É o coeficiente de fluência lenta reversível;

Supondo que o concreto tem uma idade fictícia t no instante considerado e que t_0 seja uma idade fictícia do concreto quando a carga de protensão foi aplicada, então:

$$\phi(t, t_0) = \phi_a + \phi_{f\infty}[\beta(t) - \beta(t_0)] + \phi_{d\infty}\beta_d \quad (\text{Eq. 16})$$

Conforme Schmid (1998, p. 8): “na maioria dos casos da prática, interessa apenas a fluência final (tempo infinito t_∞).” Os valores do coeficiente de fluência são fornecidos pela NBR 6118 (2014), neste trabalho estão disponíveis na Tabela 08.

Tabela 8– Coeficiente de fluência final.

Umidade média ambiente %			40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm			20	60	20	60	20	60	20	60
$\varphi(t_\infty, t_0)$ concreto classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_\infty, t_0)$ concreto classes C50 a C90		5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0

Fonte: NBR 6118 (2014).

Como a protensão introduz esforços de compressão durante toda a vida útil de uma peça estrutural, devido aos fenômenos da retração e fluência, ocorre o encurtamento do concreto na região da armadura ativa, que resulta em perda progressiva de protensão. (HANAI, 2005)

Para Hanai (2005), as perdas de protensão causadas pela retração e fluência do concreto ocorrem em caráter progressivo até haver uma estabilização, que na prática acontece entre 2 a 3 anos.

De acordo com Schmid (1998), a Equação 17 estima a perda de tensão, em cada seção transversal, na armadura ativa em consequência dos efeitos da fluência e da retração do concreto.

$$\Delta\sigma_p^{CS} = \frac{\left(\frac{N_p}{A_c} + \frac{M_{pg}}{W_{cp}}\right) \frac{\phi_\infty}{E_c} + \varepsilon_{c\infty}^S}{1 + K(1 + 0,5)\phi_\infty} E_p \quad (\text{Eq. 17})$$

Em que:

N_p : É a componente normal de P na seção;

$E_c = E_{c28sec}$: Módulo de deformação de concreto;

$M_{pg}/W_{c,p}$: É a tensão normal do momento da protensão P_∞ e da carga permanente g, na seção considerada;

$\varepsilon_{c\infty}$: É a retração final;

E_p : É o módulo de deformação do aço de protensão;

K : Coeficiente de rigidez da seção considerada;

O coeficiente k, pode ser determinado através da Equação 18:

$$K = \alpha A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e}{W_{c,p}} \right) \quad (\text{Eq. 18})$$

Em que:

α : E_p/E_c ;

A_c : É a seção transversal de concreto;

A_p : É a seção transversal da armadura de protensão;

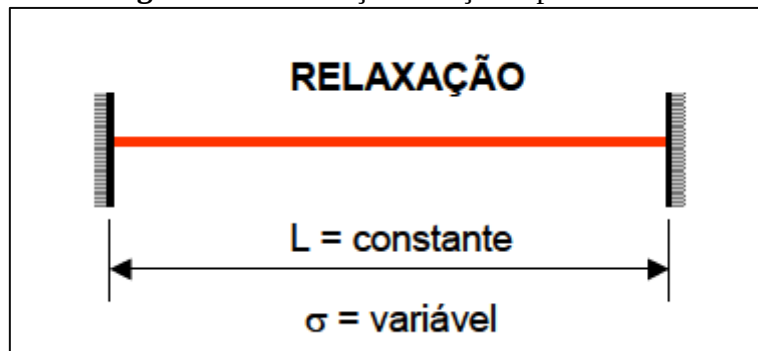
e : É a excentricidade do cabo na seção considerada;

$W_{c,p}$: É o módulo de resistência da seção, na altura do cabo;

2.5.2.2. Perdas por relaxação e fluência do aço de protensão

Para Hanai (2005) a relaxação do aço de protensão é o fenômeno em que acontece um alívio da tensão, previamente aplicada, no aço quando ele é mantido com comprimento e temperatura constante. A Figura 15 representa o fenômeno de relaxação no aço de protensão.

Figura 15– Relaxação do aço de protensão.



Fonte: Hanai (2005)

Para Bastos (2018, p. 34) as perdas por relaxação do aço de protensão “para tensões até $0,5 f_{ptk}$, é desprezível, mas aumenta rapidamente com maiores tensões e temperaturas”.

De acordo com a NBR 6118 (2014), o cálculo das perdas por relaxação do aço de protensão $\Delta\sigma_{pr}$ deve ser feito para cada seção de interesse e é feito através da seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \Psi(t, t_0)\sigma_{pi} \quad (\text{Eq. 19})$$

Em que:

$\Psi(t, t_0)$: É o coeficiente de relaxação do aço entre os tempos t_0 e t ;

σ_{pi} : é a tensão na armadura de protensão resultante da força de protensão efetiva, isto é, após o desconto das perdas imediatas (atrito e cravação);

Como a Equação 16 considera o comprimento da armadura ativa constante, o que não ocorre na prática devido aos efeitos da fluência e retração do concreto, para Schmid (1998) é oportuno usar a Equação 20 para calcular $\Delta\sigma_{pr}$.

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \Psi(\sigma_{pi} - 2\Delta\sigma_{pcs}) \quad (\text{Eq. 20})$$

A NBR 6118 (2014), fixa os valores de relaxação de fios, cordoalhas e barras após 1000 horas a 20 °C (Ψ_{1000}) submetidos a tensões variando de $0,5 f_{ptk}$ a $0,8 f_{ptk}$. Os valores estão disponíveis nesse trabalho através da Tabela 09.

Tabela 9– Valores de Ψ_{1000} em %.

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

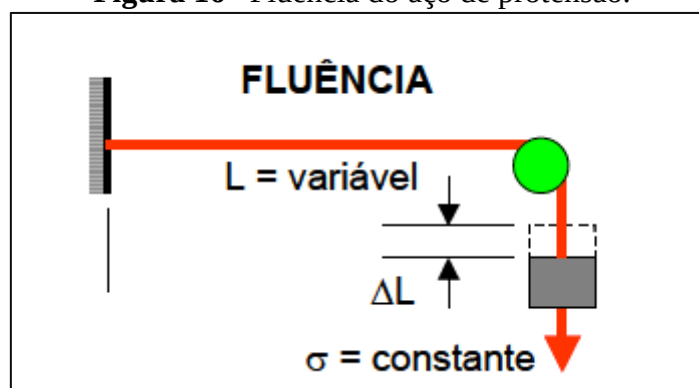
Fonte: NBR 6118 (2014).

De acordo com Schmid (1998), se o projetista precisar de valores de relaxação para tempos diferentes de 1000 horas, sempre a 20 °C, pode usar a Equação 21 para determiná-los.

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \left(t - \frac{t_0}{1000} \right)^{0,15} \quad (\text{Eq. 21})$$

Já a fluência do aço, também de acordo com Hanai (2005), é o fenômeno em que a deformação do aço aumenta quando a tensão é constante. A Figura 16 representa o fenômeno de fluência no aço de protensão.

Figura 16– Fluência do aço de protensão.



Fonte: Hanai (2005)

Analisando-se a fluência e relaxação do aço no concreto protendido, conclui-se que o efeito da fluência não é muito expressivo quanto os efeitos da relaxação, pois o comprimento das armaduras ativas numa peça de concreto protendido são aproximadamente constantes. (LEONHARDT, 1979)

Segundo Leonhardt (1979), é para minimizar os efeitos da relaxação do aço que se pode usar aços do tipo RB (baixa relaxação) em peças de concreto protendido.

Então, os valores finais das perdas causadas pela relaxação e fluência do aço das armaduras ativas é dado por: (SCHMID, 1998).

$$\Delta\sigma_{p,csr} = \Delta\sigma_{p,cs} + \Delta\sigma_{pr} \quad (\text{Eq. 22})$$

2.6. CRITÉRIOS DE PROJETO

A seguir serão comentados os critérios através dos quais, segundo a literatura, as vigas protendidas são calculadas.

De acordo com Hanai (2005) a partir da década de 70 as estruturas no Brasil passaram a ser calculadas usando-se o Método dos Estados Limites. O método exige que as estruturas atendam a dois estados críticos: o Estado Limite de Serviço (ELS) e o Estado Limite de Ultimo (ELU). A garantia do método de que os estados críticos foram atendidos é probabilística, uma vez que todas as grandezas envolvidas são de natureza probabilística.

Para Nacht (2015, p. 60): “qualquer projeto de estruturas da atualidade precisa levar em consideração as resistências ultimas e de serviços. ’

De acordo com o próprio Veríssimo e César Junior (1998, p. 52): “as respostas da estrutura, em qualquer ponto, não podem ultrapassar determinados valores limites inerentes aos materiais e à forma da estrutura, aos materiais a ela ligados e à sua finalidade. ”

Os autores que são referência quando o assunto é estruturas de concreto protendido bem como a própria NBR 6118 (2014), apontam que o mesmo método se aplica ao concreto protendido no Brasil.

De acordo com a literatura e com a NBR 6118 (2014), a força de protensão é calculada para os ELS, relacionada com a passibilidade de fissuração. Depois do cálculo da força de protensão é que se verifica os estados limites últimos.

2.6.1. Estado-limite de serviço

O ELS é referente a operacionalização sensorial da estrutura e o ELU se refere ao colapso da estrutura. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

Nacht (2015) sugere que de nada adianta que uma estrutura satisfaça ao ELU (resista aos esforços solicitantes), se isso acontecer sob o custo de fissurações ou flechas excessivas que causam desconforto aos usuários.

Hanai (2005) destaca as seguintes características como comuns, quando o ELS é vencido:

- Danos ligeiros ou localizados;
- Deformações excessivas, que afetem o uso normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibrações de amplitude excessiva;
- Fadiga;

Os estados ELS definidos na NBR 6118 (2014) são:

- a. ELS-F: Estado-Limite de formação de fissuras, é o estado em que se inicia a formação de fissuras. De acordo com Bastos (2018), admite-se que este ELS é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência do concreto à tração na flexão;
- b. ELS-W: Estado-Limite de abertura de fissuras, é alcançado quando as fissuras têm aberturas igual aos valores máximos especificados pela norma; (BASTOS, 2018).
- c. ELS-CE: Estado-Limite de compressão excessiva, é o estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido; (BASTOS, 2018).

De acordo com Bastos (2018), quando se aplica tensão de compressão de 50% da resistência à compressão do concreto tem-se um quadro pior na microfissuração interna do concreto e acima de 70%, a microfissuração fica instável.

A NBR 6118 (2014) fixa o limite de $0,7f_{ck}$ para tensão de compressão na verificação simplificada no ELS para protensão.

- d. ELS-DEF: Estado-Limite de deformações excessivas, é alcançado quando as deformações atingem os valores limites (determinados na norma) estabelecidos para a utilização normal. (BASTOS, 2018).
- e. ELS-VE: Estado-Limite de vibrações excessivas, é alcançado quando as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção; (BASTOS, 2018).
- f. ELS-D: Estado-Limite de descompressão, é o estado no qual um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção; (BASTOS, 2018).
- g. ELS-DP: Estado-Limite de descompressão parcial, é o estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas, que deve se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou bainha de protensão. (BASTOS, 2018).

A NBR 6118 (2014) determina que as combinações das ações cujo ELS decorre são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura, a saber:

- Combinações quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura;
- Combinações frequentes: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura;
- Combinações raras: podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura;

A NBR 6118 (2014), estabelece que a escolha do sistema e do nível de protensão para um determinado projeto deve ser feita segundo a CCA. As informações pertinentes a escolha do nível de protensão segundo a CAA contidas na tabela 13.4 da norma foram reproduzidas neste trabalho através da Tabela 10.

De acordo com a NBR 6118 (2014), a protensão pode ser de três níveis: a completa, a parcial e a limitada. Os critérios dessa classificação são os estados limites de utilização referentes à fissuração, pois, conforme já comentado, os efeitos das interações entre a força de protensão e as solicitações externas remetem ao estado de fissuração e as características das fissuras e elas são variáveis muito importantes para a durabilidade das peças. (HANAI, 2005)

A NBR 6118 (2014) também determina as combinações das ações que devem ser adotadas nas respectivas verificações.

Tabela 10– Escolha do nível de protensão segundo a CAA

Nível de protensão	Classe de agressividade ambiental (CAA) e sistema de proteção	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré tração com CAA I ou pós tração com CAA I e II	ELS-W $W_k \leq 0,2mm$	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré tração com CAA III ou pós tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação Frequente
		ELS-D	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3	Pré tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara

(protensão completa)		ELS-D	Combinação frequente
----------------------	--	-------	----------------------

Fonte: NBR 6118 (2014).

2.6.2. Estado-limite último

O ELU está diretamente relacionado com a segurança da estrutura na atuação das combinações mais desfavoráveis que podem acontecer em toda a vida útil da estrutura. Para vigas, as verificações últimas devem ser feitas para esforços de flexão, cisalhamento e torção. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

Hanai (2005, p. 88) comenta que: “o cálculo do ELU pode ser usado para uma fixação inicial das dimensões das seções transversais e posteriormente na verificação da resistência das seções para as quais já existe armadura ativa calculada”.

A verificação do ELU pode determinar se a armadura ativa já calculada é suficiente para satisfazer o Estado-Limite, caso em que o projetista precisa apenas dispor a armadura passiva mínima aplicável, ou se é necessário o acréscimo de armadura passiva extra. (HANAI, 2005)

Veríssimo e César Junior (1998, p. 53) diz que “a verificação do ELU é considerada satisfatória quando a resistência de cálculo R_d de cada componente da estrutura for igual ou superior à solicitação de cálculo S_d .”

Nacht (2015, p. 60) diz que “a verificação no ELU é a mais crítica, já que esta confirma a estabilidade e segurança da estrutura.”

A verificação do ELU para vigas deve feita em relação à flexão, cisalhamento e torção. (NACHT, 2015)

Para Hanai (2005, p. 81), “em relação a esforços normais, os procedimentos de cálculo são os mesmos para o concreto armado, devendo-se apenas levar em consideração que a armadura ativa possui um alongamento prévio, existente antes das ações externas.”

Em relação a esforços tangenciais, “os cálculos são semelhantes para os casos de concreto armado e protendido. A diferença fundamental está no fato de que neste último existem armaduras ativas que introduzem os esforços de protensão.”(HANAI, 2005, p. 97)

De acordo com a literatura e com a NBR 6118, a resistência de cálculo deve ser minorada com o objetivo de considerar a possibilidade da resistência do elemento estrutural em análise ser menor do que a resistência adotada na verificação. Assim,

chama-se de resistência nominal R_n a resistência característica e resistência de cálculo R_d a resistência minorada.

Com essas considerações, é possível se escrever a Equação 23:

$$R_d = \phi * R_n, \phi < 1,0 \quad (\text{Eq. 23})$$

Veríssimo e César Junior (1998) destacam algumas características como típicas dos ELU, a saber:

- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica;

Vale mencionar que a planilha de dimensionamento de vigas protendidas desenvolvida nesse trabalho de conclusão de curso calcula a força de protensão e a armadura ativa correspondente, conferindo que a viga atende aos ELS, mas não ao ELU.

A seguir será apresentado e comentado um roteiro de cálculo para o dimensionamento das armaduras de protensão. Embora, os autores, referência no assunto, possam usar equações que não estejam explícitas da forma como colocada neste texto, este roteiro foi elaborado de acordo com as suas obras literárias e com as diretrizes da NBR 6118 (2014).

2.6.3. Cálculo da tensão de fissuração do concreto

Conforme já comentado, a literatura diz que o cálculo da força de protensão é calculada com relação aos ELS em cima da possibilidade de fissuração, sendo assim as equações matemáticas usadas para a determinação da força de pretensão devem envolver vareáveis que modelem a tensão de fissuração do concreto.

De acordo com a NBR 6118 (2014) a tensão de fissuração σ_{fiss} expressa em *MPa* pode ser determinada através da Equação 24:

$$\sigma_{fiss} = C_f * f_{ctk,inf} \quad (\text{Eq 24})$$

Em que:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm} \quad (\text{Eq. 25})$$

$$f_{ctm} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{Eq. 26})$$

C_f : é o coeficiente de forma da seção transversal da viga e é fornecido pela NBR 6118 (2014) e estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11– Coeficientes de forma C_f

Seção transversal	Coeficiente C_f
Retangular	1,5
I ou T invertido	1,3
T ou duplo T	1,2

Fonte: NBR 6118 (2014).

2.6.4. Cálculo da carga de protensão

De acordo com Chaer, Caetano e Firmino (2015), a carga de protensão em KN que atua na peça estrutural pode ser estimada pela Equação 27 e deve ser calculado para as respectivas combinações determinada pela NBR 6118 de acordo com o caso de protensão específico.

$$P = \frac{\sigma_{1,2} - \frac{M_i}{W_{1,2}}}{\frac{1}{A} + \frac{e_i}{W_{1,2}}} \quad (\text{Eq. 27})$$

Em que:

$$I = \frac{b_w * h^3}{12} \quad (\text{Eq. 28})$$

I : é a inércia para seções retangulares, podendo se utilizar a inercia para qualquer forma geométrica na Equação 27;

$$W_1 = \frac{I}{y_1} \quad (\text{Eq. 29})$$

$$A = b_w * h \quad (\text{Eq. 30})$$

$$e_i = \frac{h}{2} - d' \sigma_{pi} \quad (\text{Eq. 31})$$

A : é a área da seção transversal para vigas retangulares, podendo-se usar qualquer seção na Equação 27;

e_i : é a excentricidade do centro geométrico da região da armadura ativa e o centro geométrico da viga na seção em análise i ;

$d'\sigma_{pi}$: é a distância do centro geométrico da região da armadura ativa e a extremidade inferior da seção transversal i da viga;

2.6.5 Cálculo da carga inicial de protensão

A estimativa da carga inicial de protensão atuante na viga, ou seja, a carga de protensão num determinado instante em que ainda não aconteceram as perdas totais, pode ser feita pela razão entre a carga de protensão no tempo infinito pelas perdas totais. (CHAER; CAETANO; FIRMINO, 2015)

De acordo com Chaer, Caetano e Firmino (2015), para se calcular a carga de protensão no tempo infinito deve-se escolher a maior carga de protensão calculada anteriormente. Sendo assim, a carga de protensão no tempo infinito é:

$$P_{\infty} = |P_{\text{estimado em cada caso}}| \quad (\text{Eq. 32})$$

Para concluir, com os valores de P_{∞} , pode-se calcular a carga inicial de protensão através da Equação 33.

$$P_i = \frac{P_{\infty}}{1 - PD_{total}} \quad (\text{Eq. 33})$$

2.6.6. Determinação da quantidade de armadura de protensão

Existe dois métodos para se calcular a quantidade de aço necessária para a viga protendida: um que utiliza a tensão inicial de protensão na cordoalha σ_{ip} e outro que usa a força inicial de protensão na cordoalha P_{ip} . (CHAER; CAETANO; FIRMINO, 2015)

Neste trabalho a armadura ativa será dimensionada com base na força inicial de protensão, por esse motivo o método que aborda a tensão não será comentado.

Em conformidade com a NBR 6118 (2018), o projetista deve estar de posse de tabelas fornecidas por fabricantes dos aços de protensão, pois o dimensionamento requer dados específicos de cada produto que o próprio fabricante precisa fornecer.

A carga atuante em cada cordoalha P_{ic} é igual a carga inicial de protensão na cordoalha P_{ip} . (CHAER; CAETANO; FIRMINO, 2015)

A NBR 6118 (2014) fornece as seguintes equações para o cálculo da carga inicial de protensão na cordoalha $P_{ip}(KN)$:

$$P_{ip} = K * P_{tk} \quad \text{e} \quad P_{ip} = K * P_{yk} \quad (\text{Eq. 34})$$

De modo que se o sistema de protensão for pré-tração e o ao escolhido for do tipo RN, então:

$$P_{ip} \leq \begin{cases} 0,77 * P_{tk} \\ 0,90 * P_{yk} \end{cases}$$

Se o sistema de protensão for pré-tração e o tipo de aço for RB, então:

$$P_{ip} \leq \begin{cases} 0,77 * P_{tk} \\ 0,85 * P_{yk} \end{cases}$$

Se o sistema de protensão for com aderência posterior e o tipo de ao for RN, então:

$$P_{ip} \leq \begin{cases} 0,74 * P_{tk} \\ 0,87 * P_{yk} \end{cases}$$

Se o sistema de protensão for com aderência posterior e o tipo de ao for RB, então:

$$P_{ip} \leq \begin{cases} 0,74 * P_{tk} \\ 0,82 * P_{yk} \end{cases}$$

E se o sistema de protensão for pós-tração não aderida, o único tipo de aço permitido é o RB e P_{ip} vale:

$$P_{ip} \leq \begin{cases} 0,80 * P_{tk} \\ 0,88 * P_{yk} \end{cases}$$

Depois de calculada a carga inicial na cordoalha P_{ip} e consequentemente a carga atuante em cada cordoalha P_{ic} , calcula-se a quantidade de cordoalhas necessárias, através das Equações 35. (CHAER; CAETANO; FIRMINO, 2015)

$$Q_c = \frac{P_i}{P_{ic}} \quad (\text{Eq. 35})$$

Se o nível de protensão for parcial, deve-se arredondar a quantidade de cordoalhas para baixo, mas se a protensão for de nível limitado ou completo, deve-se arredondar o valor para cima. (CHAER; CAETANO; FIRMINO, 2015)

Para casos específicos que utilizem pós-tração aderente, deve-se calcular a quantidade de bainhas, pois conforme já discutido, são elas que acomodam as cordoalhas.

Para Hanai (2005) o levanto de quantas bainhas serão necessárias é uma tarefa simples, basta dividir a quantidade calculada de cordoalhas Q_c pelo número de cordoalhas que cabem na unidade de bainha Q_c/B , que é um dado fornecido pelos fabricantes.

2.6.7. Estimativas das cargas de protensão após as perdas

É importante que o projetista tenha conhecimento das cargas de protensão nas armaduras das peças, pois são valores usados para as análises dos estados de serviço da peça. As cargas de protensão após as perdas imediatas são usadas para o Estado em Vazio e as cargas de protensão após as perdas progressivas são usadas para o Estado em Serviço. (CHAER; CAETANO; FIRMINO, 2015)

Além de determinar a necessidade ou não de certos procedimentos, bem como as diretrizes de como eles devem ser executados, nos processos de manutenção. Existem casos que se precisa até mesmo reaplicar a protensão. (NACHT, 2015)

A seguir será comentado como estimar as cargas de protensão inicial real, a carga após as perdas imediatas e após as perdas progressivas.

2.6.8. Carga de protensão inicial real

De acordo com Veríssimo e César Junior (1998) a carga de protensão inicial real $P_{i\ real}$ é a força que atua na viga causada pela ação conjunta das cordoalhas. A carga de protensão inicial real em KN pode ser prevista através da Equação 36.

$$P_{i\ real} = P_{ic} * Q_c \quad (\text{Eq. 36})$$

2.6.9. Carga de protensão após as perdas imediatas

A carga de protensão após os efeitos das perdas imediatas P_0 em KN pode ser estimada através da Equação 37. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

$$P_0 = P_{i\ real} * (1 - PD_{imed}) \quad (\text{Eq. 37})$$

2.6.10. Carga de protensão após as perdas progressivas

A carga de protensão após os efeitos das perdas imediatas P_0 em KN pode ser estimada através da Equação 38. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

$$P_{\infty} = P_{i\,real} * (1 - PD_{total}) \quad (\text{Eq. 38})$$

3. METODOLOGIA

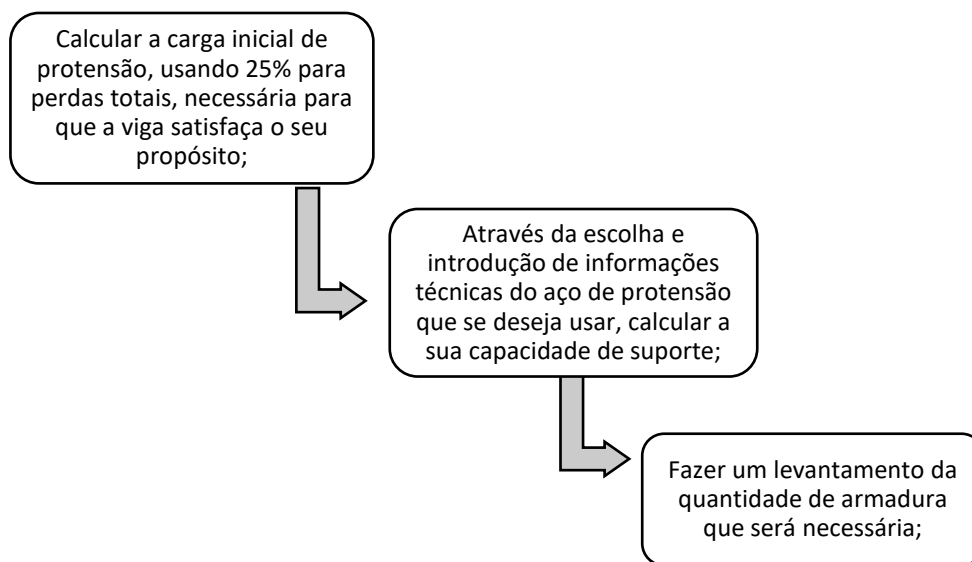
Para o cálculo das armaduras ativas em vigas contínuas de concreto, desenvolveu-se uma rotina de cálculo com auxílio de planilhas.

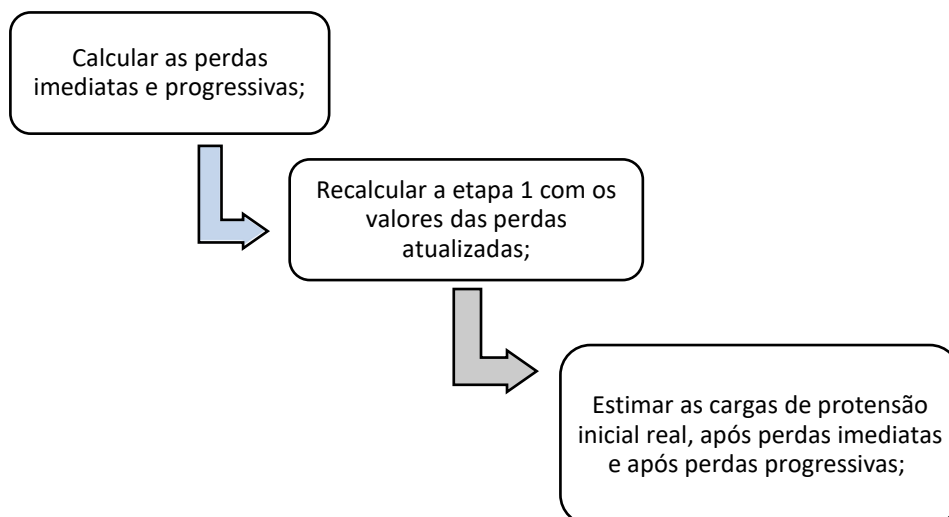
A intenção de instalar a rotina de cálculo em planilhas é otimizar o processo. O cálculo envolve os conceitos sobre protensão e as teorias das resistências dos materiais e determinações normativas abordadas pelo Referencial Teórico deste trabalho. As planilhas foram separadas em partes interligadas cujos resultados de uma parte anterior estão disponíveis através de menus em forma de lista para as seguintes.

As equações matemáticas, índices e coeficientes usados nas rotinas de cálculo foram retirados da literatura, inclusive da NBR 6118 (2014).

O dimensionamento acontece, a partir dos esforços solicitantes numa determinada seção de interesse e de dados geométricos e propriedades dos materiais que compõem as vigas, de acordo com os passos apresentados na Figura 17:

Figura 17– Passos de dimensionamento.





Fonte: Autoria própria.

3.1. ROTINA

A primeira planilha, disponível no Apêndice A, foi dividida em duas partes: a primeira parte se refere ao cálculo da carga inicial de protensão para vigas protendidas com pré-tração; e a segunda aborda vigas protendidas com pós-tração;

A alimentação da rotina se dar com a inserção dos seguintes dados:

- b_w : que é a largura da seção transversal da viga em estudo;
- h : que é a altura da viga em estudo;
- L : que é o comprimento da viga em estudo;
- F_{ck} : que é a resistência a compressão do concreto;
- M_{icf} : que é o momento calculado para a combinação de carregamento frequente na seção em estudo;
- M_{iqp} : que é o momento calculado para a combinação de carregamento quase permanente na seção de estudo;
- M_{icr} : que é o momento calculado para combinações raras de carregamento na seção em estudo;
- C_f : que é o coeficiente de forma da viga em estudo;
- d'_{pi} : que é a distância do cg da armadura para a face inferior;
- I : que é a inércia da viga em estudo;
- PD_{total} : que são as perdas totais;

A rotina instalada nessa planilha segue o roteiro de cálculo descrito abaixo:

- I. Calcular f_{ctm} , posteriormente $f_{ctk,inf}$ e assim a fissuração do concreto através da Equação 24;

$$f_{ctm} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{Eq. 26})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm} \quad (\text{Eq. 25})$$

$$\sigma_{fiss} = C_f * f_{ctk,inf} \quad (\text{Eq. 24})$$

- II. Calcular a carga de protensão de acordo com o sistema e nível de protensão escolhido e seus respectivos ELS. A carga de protensão é calculada usando a Equação 27;

$$P = \frac{\sigma_{1,2} - \frac{M_i}{W_{1,2}}}{\frac{1}{A} + \frac{e_i}{W_{1,2}}} \quad (\text{Eq. 27})$$

- III. Calcular a carga de protensão no tempo infinito através da Equação 32;

$$P_{\infty} = |P_{\text{estimado em cada caso}}| \quad (\text{Eq. 32})$$

- IV. Calcular a carga inicial de protensão através da Equação 33;

$$P_i = \frac{P_{\infty}}{1 - PD_{total}} \quad (\text{Eq. 33})$$

A segunda planilha, disponível no Apêndice B, aborda a escolha das armaduras e suas respectivas verificações, as quantidades necessárias, tanto de fios e cordoalhas quanto de bainhas, para os casos em que se deseje usar sistemas com pós-tração.

Utilizou-se catálogos de armaduras para protensão do fabricante ArcelorMittal e catálogos de bainhas do fabricante Protende para consulta dos valores específicos de cada produto.

Essa planilha dar continuidade ao que foi iniciado na planilha anterior, e precisou da escolha do aço a ser usado para seguir com o cálculo. Feita a escolha, a rotina instalada nessa planilha segue o roteiro de cálculo descrito abaixo:

- V. Para cada sistema de protensão escolhido anteriormente, calcular P_{ip} e P_{ic} , através das Equações 34 e 34a.

$$P_{ip} = K * P_{tk} \quad \text{e} \quad P_{ip} = K * P_{yk} \quad (\text{Eq. 34})$$

$$P_{ip} = P_{ic} \quad (\text{Eq. 34a})$$

VI. Calcular a quantidade de cordoalhas através da Equação 35;

$$Q_c = \frac{P_i}{P_{ic}} \quad (\text{Eq. 35})$$

VII. Para os casos de pós-tração, calcular a quantidade de bainhas dividindo a quantidade calculada de cordoalhas Q_c pelo número de cordoalhas que cabem numa unidade de bainha Q_c/B , que é um dado fornecido pelos fabricantes;

Na terceira planilha, disponível no Apêndice C, a rotina trabalha calculando as perdas de carga nas armaduras ativas. Esta etapa da rotina também é alimentada por dados das etapas anteriores, porém necessitou que fossem inseridos os seguintes dados adicionais:

- μ : que é o coeficiente de atrito entre cabos e cordoalhas e as bainhas;
- α : que é o somatório dos ângulos de inflexão do cabo, sem considerar a inclinação inicial;
- λ_r : que é o recuo devido à cravação das colunas;
- A_p : que é a área da seção transversal do cabo;
- E_p : que é o módulo de elasticidade do aço;
- $W_{c,p}$: que é o módulo de resistência da seção, na altura do cabo;
- e : que é a excentricidade do cabo;
- M_g : que é o momento da carga permanente;
- E_c : que é o módulo de elasticidade do concreto;
- φ_∞ : que é o coeficiente final de fluência;
- $\varepsilon_{c\infty}$: que é a retração do concreto no tempo infinito;
- E_p : que é o modulo de deformação do aço de protensão;
- K : que é o coeficiente de rigidez da seção considerada;
- $(t - t_0)$: que é o tempo considerado;
- Ψ_{1000} : que é a relaxação de fios, cordoalhas e barras após 1000 horas a 20 °C (submetidos a tensões variando de $0,5 f_{ptk}$ a $0,8 f_{ptk}$;

Para perdas imediatas, a rotina considera as perdas por atrito, perdas por acomodação de cunhas e perdas nos equipamentos de protensão, já para perdas

progressivas, a rotina considera perdas por fluência e retração do concreto e perdas por relaxação e fluência das armaduras. O roteiro de cálculo seguido foi o seguinte:

- VIII. Calcular as perdas por atrito através da Equação 05;

$$P(x) = P_0 * e^{-\mu\alpha(x)-kx} \quad (\text{Eq. 05})$$

- IX. Calcular a perda da força de protensão por unidade de comprimento nos 16,0 m iniciais (partindo da seção da ancoragem), usando a Equação 07;

$$\lambda_r = \frac{f \cdot x_r}{A_p \cdot E_p} = \frac{\Delta_p \cdot x_r^2}{A_p \cdot E_p} \quad (\text{Eq. 07})$$

- X. Calcular perdas decorrentes da acomodação das ancoragens no comprimento $x = x_r$, através da Equação 06;

$$\Delta P = 2\Delta_p x_r \quad (\text{Eq. 06})$$

- XI. Acrescentar a perda constante de 2,5% dos equipamentos de protensão;
XII. Calcular perdas por retração e fluência do concreto, através da Equação 17;

$$\Delta\sigma_p^{CS} = \frac{\left(\frac{N_p}{A_c} + \frac{M_{pg}}{W_{cp}}\right) \frac{\varphi_\infty}{E_c} + \varepsilon_{c\infty}^S}{1 + K(1 + 0,5)\varphi_\infty} E_p \quad (\text{Eq. 17})$$

- XIII. Calcular as perdas por relaxação e fluência do aço de protensão, através da Equação 22;

$$\text{XIV. } \Delta\sigma_{p,csr} = \Delta\sigma_{p,cs} + \Delta\sigma_{pr} \quad (\text{Eq. 22})$$

Após o cálculo dos valores das perdas, a rotina retorna ao primeiro roteiro de cálculo e recalcula:

- A carga de protensão;
- A carga inicial de protensão;
- As quantidades de cabos ou cordoalhas;
- A quantidade de bainhas;
- A carga de protensão inicial real;
- A carga de protensão após perdas imediatas;
- A carga de protensão após as perdas progressivas;

O cálculo da carga protensão inicial real, da carga de protensão após perdas imediatas e a carga de protensão após as perdas progressivas acontece de acordo com o seguinte roteiro:

- XIV. Calcular a carga de protensão inicial real, através da Equação 36;

$$P_{i \text{ real}} = P_{ic} * Q_c \quad (\text{Eq. 36})$$

- XV. Calcular a carga de protensão após as perdas imediatas, através da Equação 38;

$$P_0 = P_{i \text{ real}} * (1 - PD_{imed}) \quad (\text{Eq. 38})$$

- XVI. Calcular a carga de protensão após perdas progressivas através da Equação 38;

$$P_{\infty} = P_{i \text{ real}} * (1 - PD_{total}) \quad (\text{Eq. 38})$$

3.2. ESTUDO DE CASO

Com a intenção de testar o funcionamento das planilhas, elas foram usadas em um estudo de caso, cuja situação aborda o cálculo de armaduras de protensão de algumas vigas para todos os respectivos sistemas de protensão, comparando os resultados de cada sistema. O estudo de caso foi proposto por Chaer, Caetano e Firmino (2015), autores que foram referenciados neste trabalho, e está disponível no Anexo A.

Chaer, Caetano e Firmino (2015), nos seus exemplos de exercícios, sugerem adotar o valor de 25% para as perdas totais, e os respectivos valores para perdas imediatas e progressivas obtidos através das seguintes equações:

$$PD_{imed} \cong \frac{PD_{total}}{3} \quad (\text{Eq. 36})$$

$$PD_{prog} = 1 - \frac{1 - PD_{total}}{1 - PD_{imed}} \quad (\text{Eq. 37})$$

Sendo assim, as armaduras ativas da viga do estudo de caso foram calculadas usando as perdas sugeridas por Chaer, Caetano e Firmino (2015) e com as perdas

determinadas através da terceira planilha, posteriormente foram comparadas com os valores calculados pelos autores, que usou 25% de perdas e as perdas imediatas e progressivas calculadas pelas Equações 36 e 37.

Para o cálculo das perdas protensão, usando a terceira planilha e para todos os estudos de caso, adotou-se as seguintes considerações:

- Nas perda por atrito, usou-se um fator de atrito μ de 0,15;
- Nas perdas por acomodação das ancoragens, usou-se 0,5 cm para o recuo devido à cravação das cunhas;
- Nas perda por fluência e retração do concreto usou-se 31116 para o módulo de resistência da seção da viga na altura do cabo de protensão $W_{c,p}$;
- Para escolha do coeficiente final de fluência e do valor característico superior da deformação específica da retração, considerou-se a situação de umidade média do ambiente de 55% e espessura fictícia ($2A_c/u$ cm) de 20 cm e coeficiente de rigidez da seção considerada K de 0,06551;

Para determinar a perda de protensão causada pela relaxação e fluência das armaduras, considerou-se uma situação de relaxação após 1000 horas a 20° C submetidos a $0,7 f_{ptk}$. As perdas totais foram calculadas para um período de 5 anos, ou seja, 43800 horas.

No estudo de caso, o objetivo é calcular a armadura de protensão de uma viga de uma ponte a ser construída em região marinha e determinar a carga de protensão, na seção do meio do vão, após as perdas imediatas P_0 e após as perdas progressivas P_∞ . A viga está sob a ação de 23,0 KN/m de carga variável e 20 KN/m de carga permanente. Deve-se usar cordoalhas CP 190 RB de 12,7 mm . A viga deve ser concretada com concreto de 40 Mpa .

Na escolha dos fios, no caso de pré-tração, como nos catálogos usados neste trabalho não tinham a bitola de 12,7 mm (pré-determinada), usou-se a mais próxima, que é a CP-145 RB, cujo diâmetro nominal é de 9 mm .

De acordo com o fabricante, os valores de P_{tk} e P_{yk} para o fio escolhido para o caso de pré-tração foram respectivamente 91,2 KN e 82,1 KN .

Na escolha das cordoalhas, no caso de pós-tração aderente, usou-se a cordoalha CP 210 RB cujo diâmetro nominal é de 12,7 mm , valor equivalente ao pré-determinado. Os respectivos valores de P_{tk} e P_{yk} fornecidos pelo fabricante são 203 KN e 183 KN .

Para pós-tração sem aderência, foi usada a cordoalha CP 190 RB 12.7, cujo diâmetro nominal é 12,7 mm. Os respectivos valores de P_{tk} e P_{yk} fornecidos pelo fabricante são 187 KN e 169 KN.

Os autores não especificam como deve ser o traçado da armadura de protensão, mas de acordo com a geometria da viga (seção transversal vazada), considerou-se que o traçado é reto.

Tal como sugerido pelos autores, se optou por bainhas que acomodem quatro cordoalhas.

De acordo com a NBR 6118, o nível de protensão especificado pelo autor (limitado) se aplica a CAA II no caso de pré-tração e CAA III e IV para pós-tração. O autor especifica que a armadura ativa deve ser calculada apenas para pós-tração, no entanto, para atingir os objetivos deste trabalho, se calculou para ambos os sistemas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

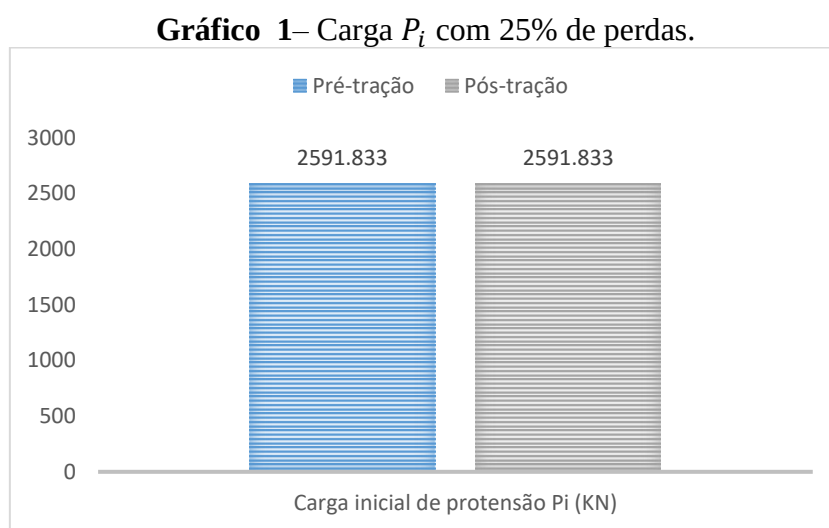
Pelo fato do cálculo ser iniciado a partir da inserção do momento numa seção específica de interesse, a própria escolha da seção a ser analisada é o que garante o funcionamento da planilha tanto para vigas contínuas quanto para as não contínuas.

Este trabalho não entra no mérito de fazer as verificações referentes ao ELU, mas de acordo com a literatura estas verificações devem ser feitas quando a armadura ativa já está calculada, uma vez que o cálculo das armaduras de protensão é feito em cima dos ELS.

Os resultados alcançados com a rotina ao aplica-la no estudo de caso foram comentados e organizados nos gráficos que seguem.

4.1. DIMENSIONAMENTO COM PERDAS SUGERIDAS

O Gráfico 01 mostra os valores da carga inicial de protensão P_i calculados para 25% de perdas totais, numa situação em que se deseje usar pré-tração e para uma situação em que se deseje usar pós-tração.



Fonte: Autoria própria.

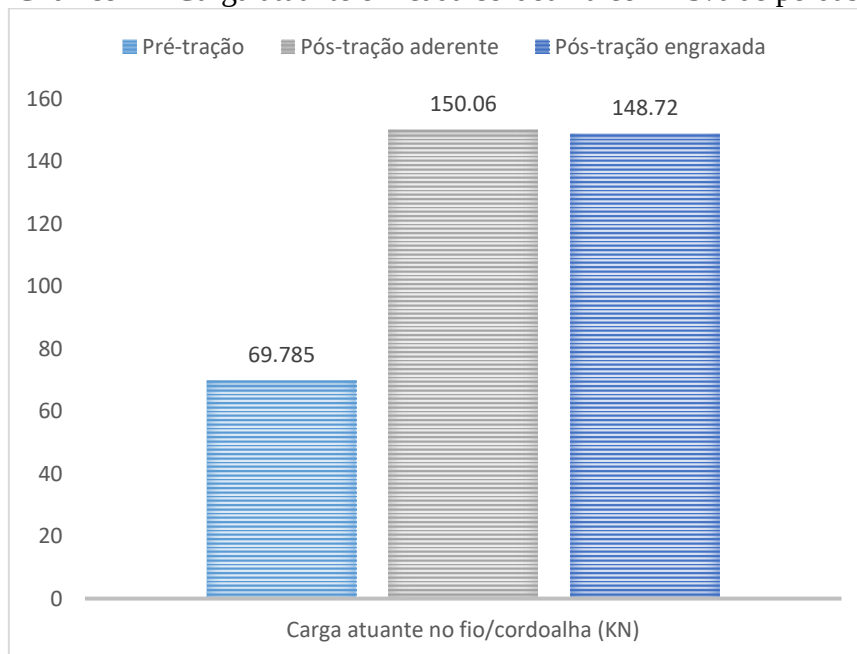
A partir dos dados do gráfico, verifica-se que os valores de P_i para ambas as situações são iguais (2591,833 KN).

O fato de P_i para situação de pré-tração ser igual a P_i para pós-tração com 25% de perdas totais já era esperado, pois para ambos os casos a carga inicial de protensão é calculada pra ELS-F e ELS-D e embora a configuração das armaduras de protensão seja

diferente para as 2 situações (o que influi em P_i já que as situações de perdas são distintas), nesta etapa considera-se as mesmas perdas totais para os dois casos.

Os valores calculados pela rotina da carga atuante em cada fio/cordoalha P_{ic} usando 25% de perdas totais e portanto $P_i = 5427,58 \text{ KN}$ estão apresentados no Gráfico 02.

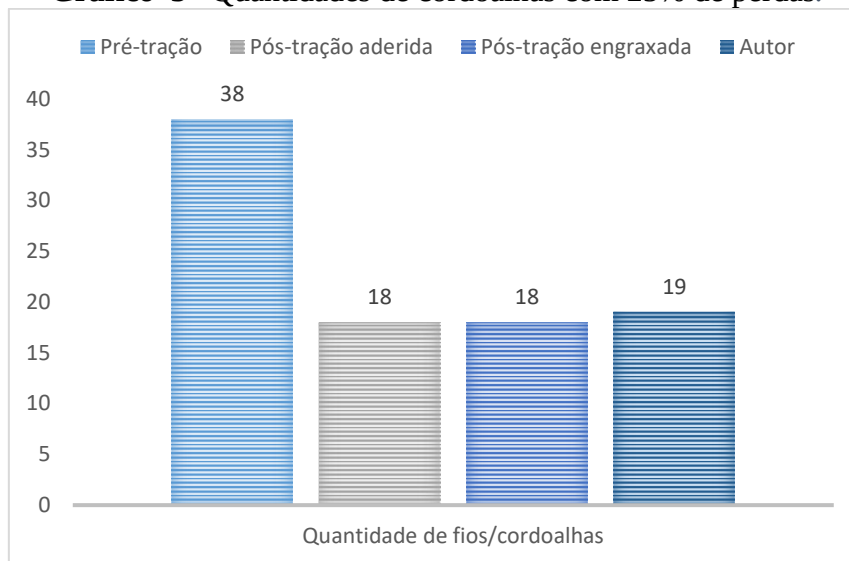
Gráfico 2– Carga atuante em cada cordoalha com 25% de perdas.



Fonte: Autoria própria.

Dos valores apresentados pela Gráfico 02, conclui-se que num comparativo da capacidade de carga dos cabos/cordoalhas escolhidos em seus respectivos sistemas de protensão, nas situações de pós-tração com e sem aderência, a CP 210 RB 12,7 e a CP 190 RB tem capacidade de carga bem próxima, logo nesses dois sistemas, será necessário o mesmo número de unidades de cordoalhas.

As quantidades de fios e cordoalhas calculadas pela rotina e pelos autores está apresentada no Gráfico 03.

Gráfico 3– Quantidades de cordoalhas com 25% de perdas.

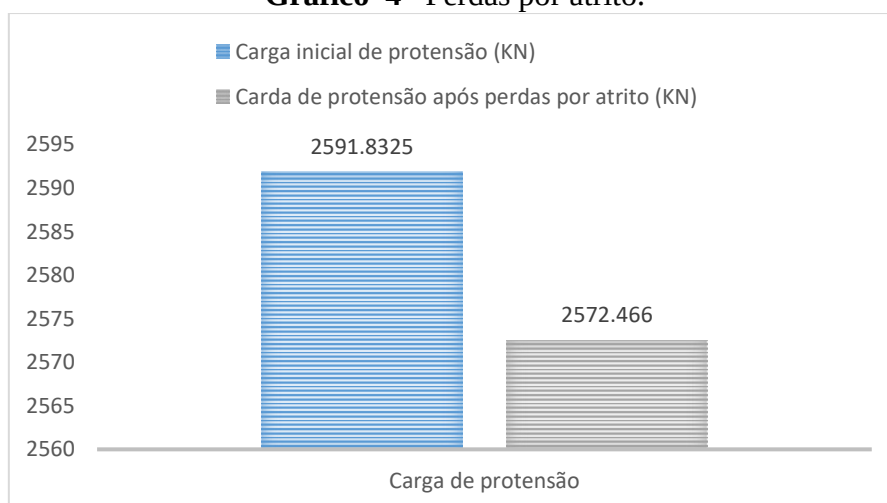
Fonte: Autoria própria.

4.2. PERDAS IMEDIATAS

Na situação de pós-tração aderida e sobre as condições consideradas na região armadura/concreto, o atrito provoca uma perda da força de protensão de 0.7472 %.

As perdas por atrito foram baixas e atenderam às expectativas, pois como o traçado dos cabos é retilíneo, ou seja, não tem mudança de direção, era de se esperar que não haveria grandes perdas causadas pelos efeitos do atrito.

O Gráfico 04 mostra um comparativo entre a carga inicial de protensão para pós-tração, calculada com 25% de perdas totais, e a carga de protensão após as perdas por atrito.

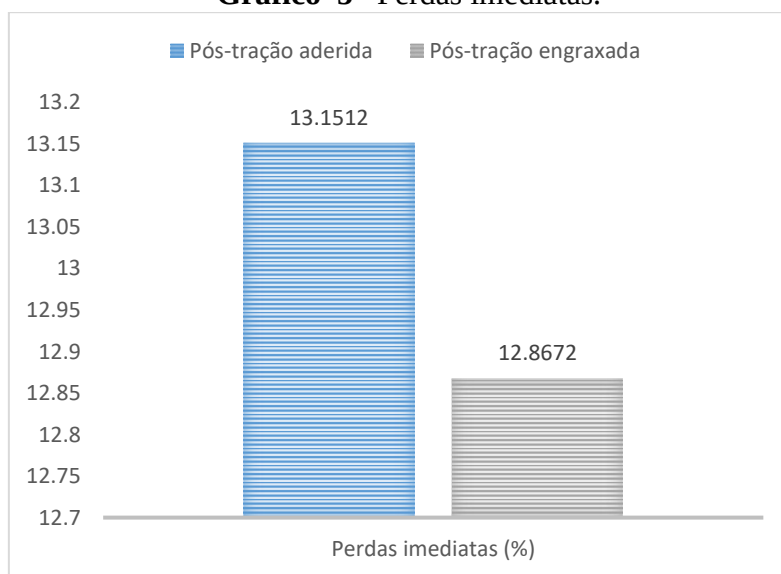
Gráfico 4– Perdas por atrito.

Fonte: Autoria própria.

Nas situações que se deseja usar pós-tração aderida ou engraxada, as cargas de protensão com o desconto das perdas causadas pela acomodação das ancoragens foram respectivamente de 2339,67 KN e 2340,68 KN. Nestas situações, considera-se no cálculo a carga de protensão após as perdas por atrito na seção de instalação da cunha igual ao valor da carga inicial de protensão, pois as cunhas são instaladas na extremidade da viga. Sendo assim, as perdas são de 9,904 % para pós-tração aderida e 9,62 % para pós-tração engraxada.

O resultado final das perdas imediatas está apresentado no Gráfico 05. Nota-se que para o sistema de protensão com pós-tração aderida, as perdas de carga foram maiores, pois as parcelas das perdas por atrito e por acomodação das ancoragens são mais expressivas.

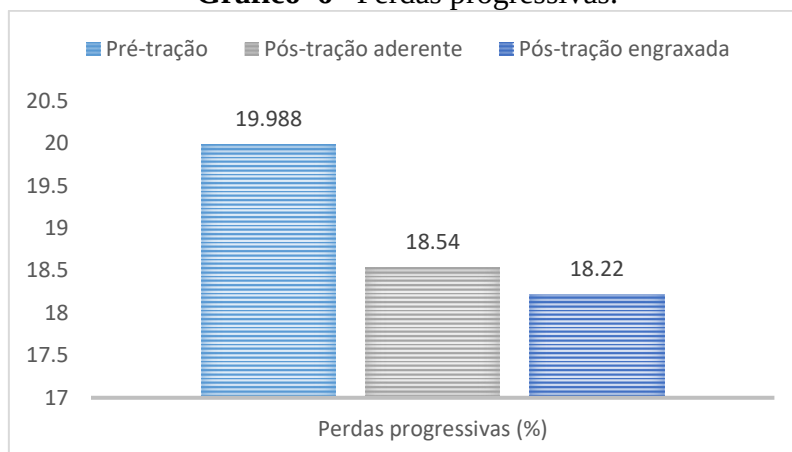
Gráfico 5– Perdas imediatas.



Fonte: Autoria própria.

4.3. PERDAS PROGRESSIVAS

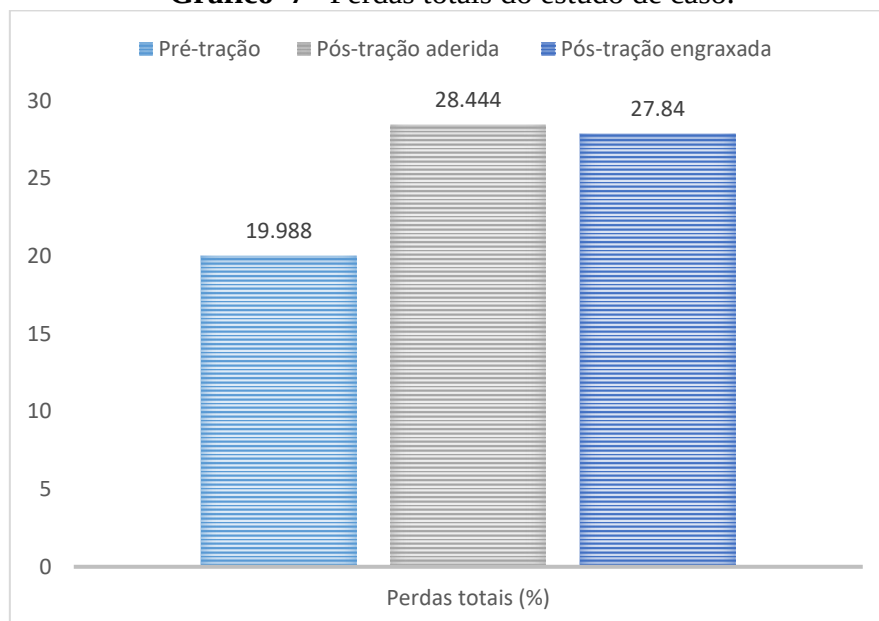
As perdas progressivas, ou seja, perdas por fluência e retração do concreto e fluência e relaxação das armaduras, calculadas para os casos que se use pré-tração ou pós-tração estão apresentadas no gráfico 06.

Gráfico 6– Perdas progressivas.

Fonte: Autoria própria.

Do Gráfico 06 percebe-se que numa situação em que se use pré-tração, tem-se a maior perda progressiva em relação aos outros sistemas. Este fato está relacionado com a área da seção da armadura ativa, que apesar de que nesse sistema se usou a menor bitola (fios de 9 *mm* contra cordoalhas de 12,7 *mm* para os outros sistemas) foram necessárias 38 unidades, o que resulta na maior área transversal de armadura, de 24,17 *cm*².

Finalmente as perdas totais calculadas para todos os sistemas de protensão utilizados no estudo de caso estão apresentadas no Gráfico 07.

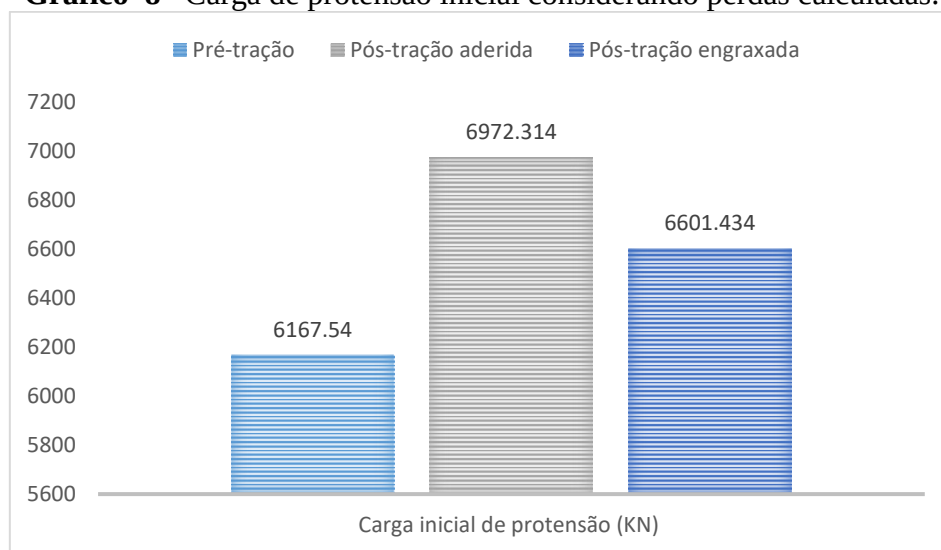
Gráfico 7– Perdas totais do estudo de caso.

Fonte: Autoria própria.

4.4. DIMENSIONAMENTO COM PERDAS CALCULADAS

A carga inicial de protensão para a situação de pré-tração considerando as perdas de protensão calculada foi de $P_i = 2429,479 \text{ KN}$, enquanto que as cargas iniciais de protensão para pós-tração aderida e engraxada foram respectivamente $P_i = 2716,426 \text{ KN}$ e $P_i = 2693,839 \text{ KN}$. Através do Gráfico 08 se compara melhor esses resultados.

Gráfico 8– Carga de protensão inicial considerando perdas calculadas.



Fonte: Autoria própria.

Nota-se que a carga inicial de protensão aumenta ao passo que as perdas totais aumentam. Isto é um fato trivial, pois quanto maiores as perdas totais, maior terá que ser a parcela somada à carga de protensão aplicada na viga para que as perdas sejam compensadas.

Num caso que se opte pela pré-tração, são necessários 35 fios do tipo CP 145 RB de 9 mm. Após as perdas imediatas se tem uma carga de $P_0 = 2442,475 \text{ KN}$ na armadura ativa e após as perdas progressivas, num período de 5 anos, se tem uma carga de $P_\infty = 1954,2731 \text{ KN}$ na armadura de protensão.

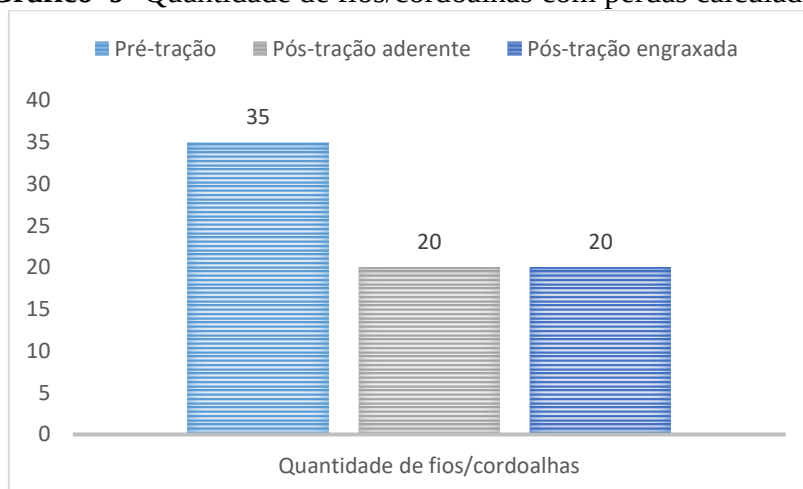
Num caso que se opte pela pós-tração aderida, são necessárias 19 cordoalhas CP 210 RB 12,7. As cargas de protensão na armadura ativa após perdas imediatas e perdas progressivas, num período de 5 anos, são respectivamente $P_0 = 2703,96 \text{ KN}$ e $P_\infty = 2153,54107 \text{ KN}$, frente à $P_0 = 2663,82 \text{ KN}$ e $P_\infty = 2179,49 \text{ KN}$ calculados pelos autores.

As leves diferenças nos resultados podem ser justificadas pelo fato dos autores terem considerado perdas totais de 25% e perdas imediatas calculadas através da Equação 36, que retornou um valor de 8,3%, frente a 9,904% calculado pelas rotinas. Além do mais os autores adotaram uma cordoalha de 12,7 mm com $P_{tk} = 187 \text{ KN}$ e $P_{yk} = 169 \text{ KN}$.

Já no caso que se opte por pós-tração engraxada, são necessárias 17 cordoalhas do tipo CP 190 RB 12,7. As cargas de protensão após as perdas imediatas e perdas progressivas, num período de 5 anos, são respectivamente $P_0 = 2910,959 \text{ KN}$ e $P_\infty = 2324,13 \text{ KN}$.

Como se optou por bainhas que acomodem quatro cordoalhas, as quantidades de cordoalhas tiveram que ser arredondadas para cima de modo que se tenha um valor que ao ser dividido por quatro se tenha um valor inteiro. O Gráfico 09 mostra um comparativo das quantidades corrigidas de fios/cordoalhas dos sistemas de protensão calculadas com as perdas calculadas.

Gráfico 9- Quantidade de fios/cordoalhas com perdas calculadas.



Fonte: Autoria própria.

Assim, usando a protensão com aderência inicial, se precisaria do maior número de fios, quando comparado com os outros, e consequentemente da maior área de aço ($24,17 \text{ cm}^2$). O sistema exige a menor carga de protensão no momento da aplicação por não sofrer tanto os efeitos das perdas imediatas, no entanto, exige que a viga seja confeccionada numa pista de protensão e após os 5 anos é o que melhor preserva a carga de protensão.

Usando a pós-tração aderente, se teria a maior carga inicial de protensão, a maior redução relativa da carga inicialmente aplicada, a viga pode ser confeccionada no canteiro de obras e apresenta a menor carga de protensão, entre todos os sistemas, após as perdas.

Já usando a pós-tração engraxada, se teria e a segunda maior carga inicial de protensão, a viga poderia ser produzida no canteiro de obras e se teria a segunda maior carga nas armaduras ativas após as perdas

Para os sistemas de protensão com aderência posterior ou engraxada, as quantidades de bainhas, e suas respectivas capacidades de suporte, alcançadas pela rotina estão apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12- Quantidades calculada de bainhas.

	Pós-tração aderida	Pós-tração engraxada
Quantidade de bainhas	5	5
Capacidade c/b	4	4

Fonte: Autoria própria.

Os valores das cargas de protensão em cada fio/cordoalha alcançados pelas rotinas estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Carga de protensão, após perdas totais, em cada fio/cordoalha.

	Pré-tração	Pós-tração aderida	Pós-tração engraxada
Carga por fio/cordoalha <i>KN</i>	55,836	113,34	136,71

Fonte: Autoria própria

Tanto no cálculo usando as perdas sugeridas por Chaer, Caetano e Firmino (2015), quanto no cálculo usando as perdas calculadas, chegou-se em armaduras de protensão bastantes próximas da armadura que os autores calcularam.

Para o caso calculado pelos autores (pós-tração aderida), os resultados retornados pelas rotinas foram 4 bainhas com 5 cordoalhas totalizando 20 cordoalhas, e os resultados dos autores foram 3 bainhas com 7 cordoalhas, totalizando 21 cordoalhas.

Os resultados para a situação em que se utilize pré-tração não teve como ser comparado com os resultados dos autores, pois ele dimensiona a armadura ativa da viga apenas para pós-tração.

Embora para os casos de pós-tração os valores das perdas calculadas tenham sido próximos das perdas sugeridas, no caso da protensão com aderência inicial o valor foi consideravelmente discrepante: apenas 19,998% frente os 25% de perdas totais sugeridas.

É preciso, também, mencionar que os cálculos das perdas envolvem variáveis específicas de cada configuração da armadura na viga para cada sistema de protensão em específico, ou seja, essas variáveis podem ser numericamente bastante discrepantes dependendo de uma situação para outra.

O fato comentado no parágrafo anterior implica que para uma modelagem mais precisa da viga em processo de dimensionamento, deve-se calcular as armaduras de protensão de uma viga calculando também as perdas. Ou seja, dependendo da situação, calcular as armaduras ativas considerando apenas os 25% de perdas totais sugeridas, bem como as perdas imediatas e progressivas usando as Equações 35 e 36 pode-se atingir resultados diferentes do que se espera para a prática.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Pelo presente trabalho pode-se concluir que a protensão é uma técnica muito conveniente para as vigas em concreto, principalmente pelo fato do concreto ser um material com muito boa resistência a compressão e a protensão consistir de uma força de compressão prévia que faz com que as seções transversais trabalhem predominantemente sobre compressão. Isto faz com que se consiga dimensionar vigas mais esbeltas, consequentemente mais leves, que tenham capacidade de vencer vãos maiores, fatores bastantes convenientes na concepção estrutural de arquiteturas mais exigentes e ousadas.

Atualmente no mercado existem três sistemas de protensão, e a escolha de um deles pelo projetista deve ser feita primeiramente de acordo com as diretrizes normativas DA NBR 6118 (2014), relacionadas a classe de agressividade ambiental, depois, de modo que for conveniente a estrutura, a equipe de execução, ao cliente e ao projetista

Ao calcular a armadura ativa da viga do estudo de caso para situações distintas que considerassem em cada uma apenas um dos três sistemas de protensão atualmente disponíveis no mercado, pode-se comparar as vantagens e desvantagens específicas de cada caso e permitiu chegar à conclusão de que as perdas de protensão e seus efeitos variam bastante de um sistema de protensão para outro.

De acordo com os resultados da aplicação da rotina de cálculo (desenvolvidas neste trabalho) no estudo de caso, conclui-se que a rotina de cálculo é efetiva em calcular as armaduras de protensão de vigas contínuas, pois os resultados alcançados por ela foram muito próximos dos resultados apresentados pelos autores.

Como sugestão para futuros trabalhos que deem continuidade a este, sugere-se implementar a opção do traçado das armaduras na rotina. Outra sugestão é acrescentar à rotina a possibilidade de fazer as verificações referentes ao ELU, o que faria com que as dimensões da viga fossem pré-determinadas e as armaduras passivas sejam dimensionadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7681-2**: Calda de cimento para injeção Parte 2: Determinação do índice de fluidez e da vida útil — Método de ensaio. 2013 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2013.

BAINHAS e armaduras para concreto protendido. Disponível em: <<http://impactoprotensao.com.br/servicos/protensao/>>. Acesso em: 20 ago. 2018.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **CONCRETO PROTENDIDO**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2018.

BEER;JOHNSTON;DEWOLF;MAZUREK. **Estatica e mecanica dos Materiais**. [S.l: s.n.], 2013.

CHAER, Alberto Vilela; CAETANO, Cristiano Curado Abrantes; FIRMINO, Marcus Vinicius do Nascimento. **CONCRETO PROTENDIDO**: Estimativa de Carga de Protensão. 2015. 1 v. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, 2015.

HANAI, João Bento de. **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2005.

HIBBELER, Russell Charles. **Resistência dos Materiais**. 7. ed. [S.l: s.n.], 2010.

JUNIOR, Humberto Alves Gomes. Vigas Protendidas - **Estudo da Norma e Modelagem com Auxílio de Programa de Análise Comercial**. p. 92, 2009.

Leonhardt, Fritz. **Construções de Concreto**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, Vol. 5, 1979.

MIRANDA, Daniel e SANTOS, D O S. **Protensão No Extradorso**. 2006.

NACHT, Pedro Kaj Kjellerup. **Ferramenta gráfico-interativa de verificação de tensões no estado limite de serviço de vigas protendidas com pós-tração aderente**. 2015. 1 v. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro,, Rio de Janeiro, 2015.

NEVILLE, Adam M. e BROOKS, J. J. **Concrete technology. Concrete Technology**. [S.l: s.n.]. , 1997

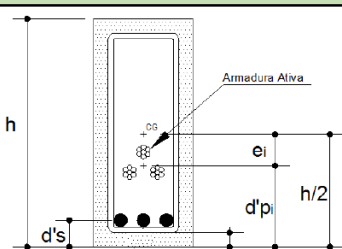
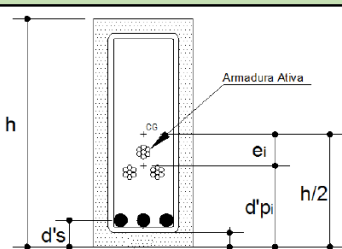
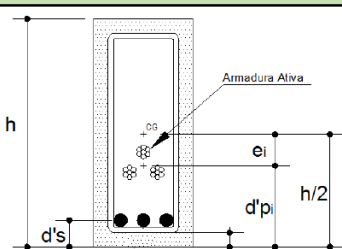
PINHEIRO, Libânio M e MUZARDO, Cassiane D e SANTOS, Sandro P. **Estruturas De Concreto – Capítulo 2 Características Do Concreto. Características do Concreto**, p. 2.1-2.10, 2004.

PINHEIRO, Libânio M e MUZARDO, Cassiane D e SANTOS, Sandro P. **Estruturas de concreto – capítulo 3**. p. 1–8, 2003.

SCHMID, Manfred Theodor. **PERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO**. 2. ed. São Paulo: Rudloff Industrial Ltda., 1998.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JUNIOR, Kléos M Lenz. **CONCRETO PROTENDIDO: Fundamentos Básicos**. 4. ed. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998.

APÊNDICE A – Cálculo da carga inicial de protensão

Pré-tração			
Nível 1 (Parcial)	Verificações	ELS-W, $W_k \leq 0.2\text{mm}$	
	Combinação	CF	
	CAA	I	
	$\sigma_1 > \sigma_{fiss}$		
Dados da viga			
bw (m)	0.35	$M_{iQP}(\text{KN.m})$	499.06
h (m)	0.7	$M_{iCR}(\text{KN.m})$	1750.78
L (m)	10		
F_{ck} (Mpa)	40		
$M_{iCF}(\text{KN.m})$	527.81		
Cálculo da tensão de fissuração			
ψ_1	0.4		
f_{ctm}	3.508821		
$f_{ctk,inf}$	2.456175		
σ_{fiss} (kN/m²)	3684.262		
C_f	1.5		
Tabela de C_f			
1.5	seções retangulares;		
1.3	seções I ou T invertido;		
1.2	Seções T ou duplo T;		
Cálculo da carga de protensão			
σ_i (KN/m²)	3685		
P_p (KN)	-1645.35		
W_i (m³)	0.0286		
y_i (m)	0.35		
e_i (m)	0.14		
d'_{pi} (m)	0.21		
I	0.01001		
Cálculo da carga inicial de protensão			
P_{∞} (KN)	1645.352		
P_i (KN)	2193.803		
PD_{total} (%)	25		

Nível 2 (Limitado)	Verificações	ELS-F e ELS-D
	Combinação	CF e CQP
	CAA	II
	$\sigma_1 = \sigma_{fiss}$	$\sigma_1 = 0$
Cálculo da carga de protensão		
ELS-F, $\sigma_1 = \sigma_{fiss}$		
$\sigma_i (KN/m^2)$	3684.262	
$P_p (KN)$	-1645.43	
ELS-D, $\sigma_1 = 0$		
$\sigma_i (KN/m^2)$	0	
$P_p (KN)$	-1943.87	
Cálculo da carga inicial de protensão		
$P_\infty (KN)$	1943.874	
$P_i (KN)$	2429.479	
$PD_{total} (\%)$	19.988	

Nível 3 (completo)	Verificações	ELS-F e ELS-D
	Combinação	CR e CF
	CAA	III e IV
	$\sigma_1 = \sigma_{fiss}$	$\sigma_1 = 0$
Cálculo da carga de protensão		
ELS-F, $\sigma_1 = \sigma_{fiss}$		
$\sigma_i (KN/m^2)$	3684.262	
$P_p (KN)$	-6408.99	
ELS-D, $\sigma_1 = 0$		
$\sigma_i (KN/m^2)$	0	
$P_p (KN)$	-2055.86	
Cálculo da carga inicial de protensão		
$P_\infty (KN)$	6408.99	
$P_i (KN)$	7804.42	
$PD_{total} (\%)$	17.88	

Pós-tração					
Nível 1 (Parcial)	Verificações	ELS-W, $W_k \leq 0.2mm$	Nível 2 (Limitado)	Verificações	ELS-F e ELS-D
	Combinação	CF		Combinação	CF e CQP
	CAA	I e II		CAA	III e IV
	$\sigma_1 > \sigma_{fiss}$			$\sigma_1 = \sigma_{fiss}$	$\sigma_1 = 0$
Cálculo da carga de protensão			Cálculo da carga de protensão		
$\sigma_i (KN/m^2)$	3685		ELS-F, $\sigma_1 = \sigma_{fiss}$		
$P_p (KN)$	-1645.35		$\sigma_i (KN/m^2)$	3684.262	
Cálculo da carga inicial de protensão			$P_p (KN)$	-1645.43	
$P_\infty (KN)$	1645.352		ELS-D, $\sigma_1 = 0$		
$P_i (KN)$	2008.879		$\sigma_i (KN/m^2)$	0	
$PD_{total} (\%)$	18.096		$P_p (KN)$	-1943.87	
			Cálculo da carga inicial de protensão		
			$P_\infty (KN)$	1943.874	
			$P_i (KN)$	2693.839	
			$PD_{total} (\%)$	27.84	

APÊNDICE B – Escolha das araduras ativas

Fios para protensão aliviados (RN) e estabilizados (RB) - Pré-Tração.							
Produto	Diâmetro Nominal (mm)	Área aprox. (mm²)	Área min (mm²)	Massa aprox (kg/1000m)	Carga mínima de ruptura (KN)	Carga mínima a 1% de deformação (KN)	Alogamento após ruptura (%)
CP 145 RB	9	63.6	62.9	500	91.2	82.1	6
CP 150 RB	8	50.3	49.6	395	74.5	67	6
CP 170 RB	7	38.5	37.9	302	64.5	58	5
CP 175 RB	6	28.3	27.8	222	48.7	43.8	5
CP 175 RB	5	19.6	19.2	154	33.7	30.3	5
CP 175 RB	4	12.6	12.3	99	21.4	19.3	5
CP 190 RB	6	28.3	27.8	222	52	46.8	5
CP 190 RB	7	38.5	37.9	302	72	65	5
CP 170 RN	7	38.5	37.9	302	64.5	54.8	5
CP 175 RN	6	28.3	27.8	222	48.7	41.4	5
CP 175 RN	5	19.6	19.2	154	33.7	28.6	5
CP 175 RN	4	12.6	12.3	99	21.4	18.2	5
Fonte das tabelas : ArcelorMittal							
Pré-tração				Pós-tração Aderente			
P_{tk}	91.2			P_{tk}	203		
P_{yk}	82.1			P_{yk}	183		
Tipo de Fio	RB			Tipo de Fio	RB		
$P_{ip}(KN)$	69.785			$P_{ip}(KN)$	150.06		
$P_{ic}(KN)$	69.785			$P_{ic}(KN)$	150.06		

Cordoalhas de 7 fios Engraxadas e Plastificadas (Pós-Tração não Aderente)							
Produto	Diâmetro Nominal (mm)	Área aprox. (mm²)	Área min (mm²)	Massa aprox (kg/1000m)	Carga mínima de ruptura (KN)	Carga mínima a 1% de deformação (KN)	Alogamento após ruptura (%)
Cord. CP 190 RB 12,7	12.7	101	99	792	187	169	0
Cord. CP 190 RB 15,20	15.2	143	140	1126	265	239	3.5
Cord. CP 190 RB 15,7	15.7	150	147	1172	279	246	0
Cord. CP 190 RB 12,7	12.7	101	99	792	203	183	0
Cord. CP 190 RB 15,20	15.2	143	140	1126	288	259	3.5
Cord. CP 190 RB 15,7	15.7	150	147	1172	308	277	0

Cálculo da quantidade de Cordoalhas									
Nível Parcial			Nível Limitado ou Completo						
$P_i(KN)$	493.2615		$P_i(KN)$	2429.478583					
$P_{ic}(KN)$	41.82		$P_{ic}(KN)$	69.785					
Q_c	11		Q_c	35					
Cálculo da quantidade de Bainhas para Pós-tração aderente e não aderente									
$N_{C/B}$	4								
Q_c	20	17							
N_B	5								
Cálculo da Carga de Protensão Inicial Real			Carga de Protensão após Perdas progressivas			Carga de Protensão após Perdas imediatas			
$P_{ic}(KN)$	69.785								
Q_c	35		$P_{\infty}(KN)$	1954.2731		$P_0(KN)$	2442.475		
$P_{ireal}(KN)$	2442.475								
$PD_{total} (%)$	19.988								
$PD_{imed} (%)$	0								
$PD_{prog.} (%)$	19.988								

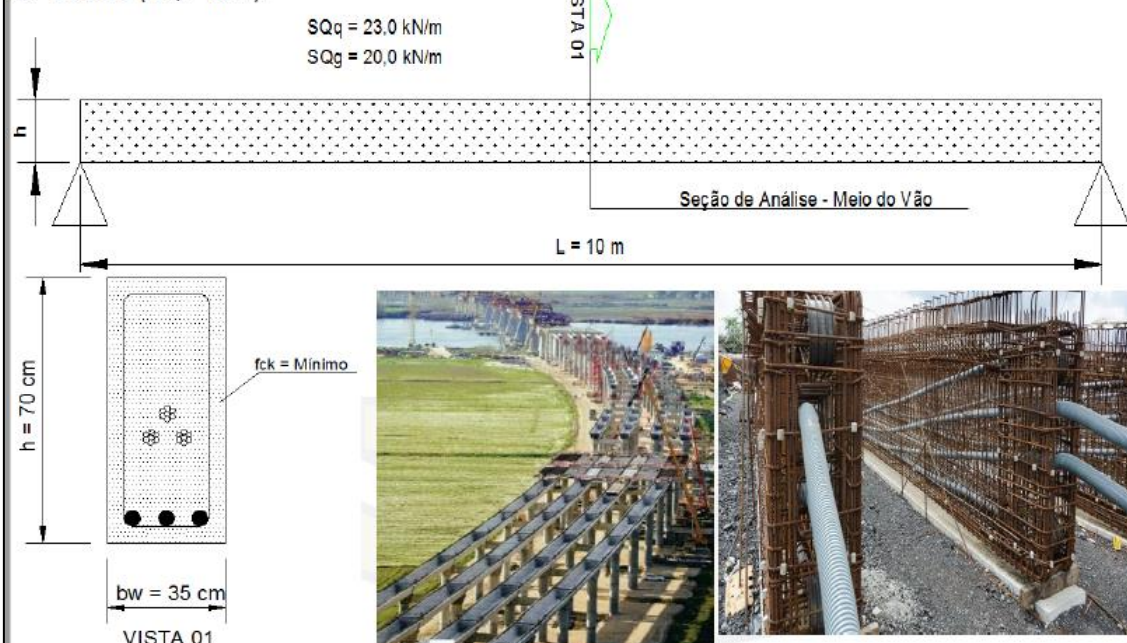
APÊNDICE C – Cálculo das perdas de protensão

PERDAS IMEDIATAS							
Perdas por atrito							
P_0	2693.839251		2193.802968				
X (m)	5		2429.478583				
μ	0.15		7804.420413				
α (rad)	0		2008.878963				
$\mu\alpha$	0		2693.839251				
k	0.0015						
Kx	0.0075						
$\mu\alpha + Kx$	0.0075						
$e^{-(\mu\alpha + Kx)}$	0.992528055						
$P_0(x)$	2673.711032						
PD_{μ} (%)	0.747194518						
Perdas por acomodação das ancoragens							
				Carga de protensão após perdas por atrito na seção de instalação da cunha			
$P_0(x)$	2693.839251			P_0	2693.839		
P_x	2655.325928			X (m)	0		
x (cm)	500			μ	0.15		
Δ_p (KN/cm)	0.077026648			α (rad)	0		
λ_r (cm)	0.5			$\mu\alpha$	0		
A_p (cm ²)	24.17			k	0.0015		
ΔP (KN)	269.4580279			Kx	0		
E_p	19500			$\mu\alpha + Kx$	0		
x_r	1749.122131			$e^{-(\mu\alpha + Kx)}$	1		
PD_{AC} (%)	10.00275082			$P_0(x)$	2693.839		
				Atrito para x entre 12 e 16 m			
				P_0	2693.839		
				X (m)	12		
				μ	0.15		
				α (rad)	0		
				$\mu\alpha$	0		
				k	0.0012		
				Kx	0.0144		
				$\mu\alpha + Kx$	0.0144		
				$e^{-(\mu\alpha + Kx)}$	0.985703		
				$P_0(x)$	2655.326		

Perdas no equipamento de protensão							
$PD_{EP}(\%)$	2.5						
PERDAS PROGRESSIVAS							
Perdas por fluência e retração do concreto							
$W_{c,p}$	31116						
α	0						
$A_c (cm^2)$	2450		0.35	35			
$A_p (cm^2)$	24.17		0.7	70			
$e (cm)$	10						
k	0						
$M_g (KNcm)$	2512.5						
$M_p (KNcm)$	23369.07023						
$N_p (KN)$	2336.907023		2336.907023				
$E_c (KN/cm^2)$	3047						
$M_{pg} (KNcm)$	20856.57023						
φ_∞	2.5						
$\varepsilon_{c\infty}$	0.00036						
E_p	19500						
K	0.0651						
$\Delta\sigma_p^{CS} (KN/cm^2)$	28.78817105		695.8100943				
Perdas por relaxação e fluência das armaduras							
$\Psi(t, t_0)(\%)$	4.407183417						
$\Psi_{1000}(\%)$	2.5						
$(t - t_0)(h)$	43800						
$\Delta\sigma_{pi} (KN/cm^2)$	96.68626492						
$\Delta\sigma_p (KN/cm^2)$	1.723646033						
Perdas totais KN/cm^2	30.51181708						
PD_p	27.37619249						

ANEXO A – Estudo de caso

2 - Calcule a **armadura de protensão** para uma viga de ponte em região marinha. Apresentar a **Carga de Protensão após as Perdas Imediatas (P_0)** e após as **Perdas Progressivas (P_∞)**.
 Dados: Pós-Tração Aderente; Nível Limitado; $d'p = 21$ cm (meio do vão); Aço: Cordoalha CP 190 RB (12,7 mm).



11- Calcular a Carga de Protensão Inicial Real ($P_{i \text{ real}}$):

$$P_{i \text{ real}} = P_{ic} \times N^{\circ}_{\text{BAINHAS}} \times N^{\circ}_{\text{CORD./BAINHA}} = 138,38 \times 3 \times 7 = 2.905,98 \text{ kN}$$

12- Por fim, calcula-se a Carga de Protensão após as Perdas Imediatas (P_0) e a Carga de Protensão após as Perdas Progressivas (P_∞).

Adotando:

$$PD_{total} = 25\% = 0,25 \quad PD_{imed.} \cong \frac{PD_{total}}{3} = \frac{0,25}{3} \cong 0,083$$

$$P_0 = P_{i \text{ real}} \times (1 - PD_{imed.}) = 2905,98 \times (1 - 0,083) = 2.663,82 \text{ kN}$$

$$P_\infty = P_{i \text{ real}} \times (1 - PD_{total}) = 2905,98 \times (1 - 0,25) = 2.179,49 \text{ kN}$$