UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

CARLOS ODONI COLOMBO JÚNIOR

COMPARATIVO DE CONSUMO DE AÇO E FLECHA EM VIGAS PRÉ-FABRICADAS COM E SEM APLICAÇÃO DE PROTENSÃO

São Leopoldo
2021

CARLOS ODONI COLOMBO JÚNIOR

COMPARATIVO DE CONSUMO DE AÇO E FLECHA EM VIGAS PRÉ-FABRICADAS COM E SEM APLICAÇÃO DE PROTENSÃO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Me. Diego Schneider

São Leopoldo

2021

AGRADECIMENTOS

Ao meu pai, Carlos Odoni Colombo, por todo o apoio dado não somente na minha vida acadêmica, mas também no meu desenvolvimento como pessoa.

À minha irmã, Mariana Cardoso Colombo, pelo apoio em minha formação e por sempre me motivar.

À minha mãe, Marisa de Bittencourt Cardoso, que, mesmo não estando mais presente, é motivo de inspiração a cada dia.

Ao meu professor orientador, Diego Schneider, por me acompanhar e orientar durante toda a elaboração deste trabalho.

Ao meu amigo Gabriel de Lima Silvestri, por me ajudar na edição de algumas imagens deste trabalho e por todo o apoio que sempre me deu.

Aos meus amigos William Ferroni, Augusto Brenner e Nairo Moreira, por também sempre me apoiarem durante toda a minha formação.

A todos os professores do Curso de Engenharia Civil, que foram de suma importância para minha formação acadêmica.

Ao ex-colega de curso Alexandre Tem Cate Matté, pela ajuda na escolha do tema deste trabalho.

Aos meus colegas e ex-colegas de curso mais próximos, que foram essenciais nessa etapa.

RESUMO

Este trabalho objetiva avaliar se vigas pré-fabricados protendidas confeccionadas em pistas de protensão oferecem vantagens quanto à quantidade de aço consumido em relação a vigas similares sem o emprego da armadura ativa. Busca-se, assim, não somente determinar se há ou não benefícios com a aplicação de protensão na estrutura, como no desenvolvimento de flechas, mas também delimitar em que condições a estrutura requer uma quantia menor de aço, e, a partir disso, verificar se a protensão dessas peças apresenta vantagem financeira quando comparada a vigas não protendidas. Para isso, tanto o embasamento teórico utilizado quanto a metodologia adotada visam fornecer um entendimento acerca das estruturas empregadas para a execução deste estudo (concreto armado, concreto protendido e concreto pré-fabricado) no que concerne ao comportamento mecânico diante dos carregamentos impostos na estrutura, aos cuidados necessários no manuseio e transporte e ao dimensionamento para combater essas ações oriundas desses carregamentos. Também são apresentados os materiais comumente utilizados em vigas protendidas e não protendidas e como eles interagem com a estrutura. Foram elaboradas planilhas computacionais para a obtenção dos resultados apresentados, e o *software* ftool para determinar as solicitações internas nas vigas. Os resultados obtidos evidenciam que a aplicação da protensão em estruturas pré-fabricadas é vantajosa quanto ao custo de compra da armadura apenas nas situações em que os vãos exigidos são mais elevados, de modo que um dos casos demonstrou uma economia de até 30% no custo do aço, com uma redução de consumo de até 40% desse material. Já quando observados os deslocamentos verticais das vigas, em todas as situações, a protensão demostrou um desempenho melhor que nas vigas sem armadura ativa.

Palavras-chave: Concreto protendido. Concreto pré-fabricado. Estruturas de concreto. Taxa de aço. Verificação de flecha.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama de momento fletor e tensões normais em uma viga biapoiada 16
Figura 2 – Viga de concreto armado 16
Figura 3 – Pré-tração em vigas 18
Figura 4 – Pós-tração com aderência posterior em vigas 19
Figura 5 – Representação do ELS-F 22
Figura 6 – Representação do ELS-W 23
Figura 7 – Estado-limite de descompressão parcial 25
Figura 8 – Representação do ELS-DEF 26
Figura 9 – Estágios até o colapso 28
Figura 10 – Domínios de deformação em ELU 28
Figura 11 – Fios para protensão 37
Figura 12 – Cordoalhas para protensão 37
Figura 13 – Diagrama tensão-deformação para armadura ativa 38
Figura 14 – Valores representativos de força de protensão (pré-tração) 39
Figura 15 – Distribuição das forças em uma seção devido à curvatura do cabo 58
Figura 16 – Definição de concreto 61
Figura 17 – Modelo estrutural para cálculo da viga V01 com 6 m de vão 66
Figura 18 – Modelo estrutural para cálculo da viga V02 com 9 m de vão 66
Figura 19 – Modelo estrutural para cálculo da viga V03 com 12 m de vão 67
Figura 20 – Laje Alveolar LP15 - Cassol 68
Figura 21 – Modelo de cálculo da viga V01 com 6 m de vão 69
Figura 22 – Momento fletor máximo em kN.m da V01 com 6 m de vão 69
Figura 23 – Modelo de cálculo da viga V02 com 9 m de vão 69
Figura 24 – Momento fletor máximo em kN.m da V02 com 9 m de vão 69
Figura 25 – Modelo de cálculo da viga V03 com 12 m de vão 70
Figura 26 – Momento fletor máximo em kN.m da V03 com 12 m de vão 70
Figura 27 – Modelo de cálculo da viga V01 com 6 m de vão durante içamento 71
Figura 28 – Diagrama de momento fletor em kN.m da V01 com 6 m de vão durante içamento 71
Figura 29 – Modelo de cálculo da viga V02 com 9 m de vão durante içamento 71
Figura 30 – Diagrama de momento fletor em kN.m da V02 com 9 m de vão durante içamento 71

Figura 31 – Modelo de cálculo da viga V03 com 12 m de vão durante içamento 72
Figura 32 – Diagrama de momento fletor em kN.m da V03 com 12 m de vão durante içamento.....72

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental (CAA) 20
Quadro 2 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental 21
Quadro 3 – Combinações para concreto protendido 30
Quadro 4 – Carregamento nas vigas 68
Quadro 5 - Cordoalhas de 7 fios CP 190RB ArcelorMittal 74
Quadro 6 - Aço CA-50 da Gerdau 78
Quadro 7 - Valores do aço CA-50 conforme SINAPI-RS para março de 2021 85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valor do coeficiente η1 24
Tabela 2 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo 27
Tabela 3 – Valor do coeficiente $\gamma f = \gamma f1.\gamma f3$ 31
Tabela 4 – Valores do coeficiente $\gamma f2$ 32
Tabela 5 – Dimensões dos rolos 36
Tabela 6 – Superfície de contato x coeficiente de atrito 41
Tabela 7 – Valores usuais para determinar a retração 46
Tabela 8 – Valores usuais para determinar a fluência 50
Tabela 9 – Valores de $\psi 1000$ (%) 52
Tabela 10 – Valor do coeficiente $\eta p2$ 61
Tabela 11 – Resumo dos momentos fletores nas vigas 70
Tabela 12 – Resumo dos momentos fletores máximos nas vigas durante o içamento 72
Tabela 13 - Valores de μ para cada viga 78
Tabela 14 – Solicitações devido à protensão 80
Tabela 15 – Solicitações nas vigas no tempo zero 81
Tabela 16 – Área mínima de armadura ativa 86
Tabela 17 – Valores de $\psi(t,t0)$ e $\psi 1000$ 86
Tabela 18 – Valor de cálculo para $\varphi(t,t0)$ e $\varepsilon(t,t0)$ 87
Tabela 19 – Valores de $\psi(t,t0)$ e $\chi(t,t0)$ 87
Tabela 20 – Valores de perda de protensão 88
Tabela 21 – Tensões de cálculo 88
Tabela 22 – Dados da seção transversal 88
Tabela 23 – Valores encontrados para ELS 89
Tabela 24 – Armadura de tração 89
Tabela 25 – Dados da seção transversal 89
Tabela 26 – Armadura de concreto armado 90
Tabela 27 – Valores de flecha nas vigas protendidas 90
Tabela 28 – Valores de flechas nas vigas de concreto armado 90
Tabela 29 – Valores da armadura transversal 91
Tabela 30 – Quantitativo de armadura, taxa de armadura e custo das armaduras 91
Tabela 31 – Resultados 92

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Flecha x vão 93
Gráfico 2 – Taxa de aço x vão.....94
Gráfico 3 – Custo da armadura x vão.....95

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 12
1.1 TEMA 12
1.1.1 Delimitação do tema 13
1.2 PROBLEMA 13
1.3 OBJETIVOS 13
1.3.1 Objetivo geral 13
1.3.2 Objetivos específicos 13
1.4 JUSTIFICATIVA 14
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 15
2.1 CONCRETO PROTENDIDO 15
2.2 TIPOS DE PROTENSÃO 17
2.2.1 Classificação quanto à aderência 17
2.2.1.1 Pré-tração 17
2.2.1.2 Pós-tração com aderência posterior 18
2.2.1.3 Pós-tração sem aderência 19
2.2.2 Classificação quanto à intensidade de protensão 20
2.3 ESTADOS-LIMITE DE SERVIÇO 21
2.3.1 Estado-limite de formação de fissuras 22
2.3.2 Estado-limite de abertura das fissuras 23
2.3.3 Estado-limite de descompressão 24
2.3.4 Estado-limite descompressão parcial 25
2.3.5 Estado-limite de compressão excessiva 25
2.3.6 Estado-limite de deformação excessiva 25
2.4 ESTADO-LIMITE ÚLTIMO 27
2.4.1 Estado limite-último no ato da protensão 29
2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES 30
2.5.1 Combinações quase permanentes de serviço 32
2.5.2 Combinações frequentes de serviço 32
2.5.3 Combinações raras de serviço 33
2.5.4 Combinações últimas 33
2.5.4.1 Combinações últimas normais 33
2.5.4.2 Combinações especiais 35

2.5.4.3 Combinações excepcionais 35
2.6 AÇO PARA PROTENSÃO 35
2.7 PERDAS DE PROTENSÃO 38
2.7.1 Perdas imediatas 39
2.7.1.1 Perda por atrito 40
2.7.1.2 Perda por deformação da ancoragem 42
2.7.1.3 Perda por deformação imediata do concreto 43
2.7.2 Perdas progressivas 44
2.7.2.1 Perda por retração 45
2.7.2.2 Perda por fluência 47
2.7.2.3 Perda por relaxação da armadura 51
2.8 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL 52
2.8.1 Armadura longitudinal em pós-tração 53
2.8.2 Armadura longitudinal em pré-tração 53
2.9 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL 54
2.10 ANCORAGEM DA ARMADURA DE PROTENSÃO 58
2.11 CONCRETO ARMADO 61
2.12 CONCRETO PRÉ-FABRICADO 62
2.12.1 Desmoldagem 62
2.12.2 Transporte e estocagem 63
2.12.3 Montagem 63
2.12.4 Descompressão dos cabos de protensão 64
3 METODOLOGIA 65
3.1 CARACTERIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS 65
3.2 MATERIAIS EMPREGADOS E CARACTERÍSTICAS DO AMBIENTE 67
3.3 SOLICITAÇÕES E MODELOS DE CÁLCULO 68
3.4 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL 72
3.4.1 Concreto protendido 72
3.4.1.1 Perda por deformação da ancoragem 74
3.4.1.2 Perda por relaxação da armadura no tempo zero 74
3.4.1.3 Perda por deformação imediata do concreto 75
3.4.1.4 Perda por fluência e retração do concreto 76
3.4.1.5 Perda por relaxação da armadura no tempo infinito 76
3.4.1.6 Simultaneidade das perdas deferidas 77

3.4.2 Concreto armado 77
3.5 VERIFICAÇÕES QUANTO AO ESTADO-LIMITES DE SERVIÇO 79
3.5.1 Concreto protendido 79
3.5.1.1 Verificação quanto ao estado-limite de formação de fissuras 79
3.5.1.2 Verificação quanto ao estado-limite de descompressão 80
3.5.1.3 Verificação quanto à ruptura no tempo zero 80
3.5.1.4 Verificações em estado-limites de serviço 81
3.5.2 Cálculo da flecha 82
3.5.2.1 Concreto protendido 82
3.5.2.2 Concreto armado 83
3.6 ARMADURA TRANSVERSAL 84
3.7 ARMADURA DE PELE 84
3.8 VERIFICAÇÕES QUANTO AO IÇAMENTO 84
3.9 TAXA DE ARMADURA E CUSTO DA ARMADURA 85
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 86
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 96
REFERÊNCIAS 97

1 INTRODUÇÃO

A construção civil, a cada ano que passa, vem evoluindo na área industrial e na área tecnológica, buscando novos materiais ou mesmo técnicas para que as obras se tornem mais rápidas e longínquas (SOUZA JUNIOR, 2014). Nesse cenário, o concreto protendido surgiu com a finalidade de propiciar um melhor aproveitamento das estruturas de concreto armado, visto que elas atendem maiores vãos e tendem a ser mais duráveis, sendo projetadas para inibir a aparição de fissuras devido aos carregamentos esternos comuns em concreto armado convencional (CHOLFE; BONILHA, 2018).

Não distantes da área tecnológica e voltadas à industrialização das estruturas, estão as peças de concreto (vigas, lajes e pilares) produzidas dentro de fábricas e posteriormente enviadas à obra apenas para a montagem da estrutura como um todo. As estruturas pré-fabricadas apresentam a vantagem principal de acelerar os processos de produção das peças em concreto armado, posto que não dependem das etapas da obra para serem de fato confeccionadas (EL DEBS, 2017).

Várias são as aplicações para o concreto protendido – vigas, lajes, dormentes ferroviárias, postes etc. – em obras de todos os portes, desde galpões industriais em estruturas pré-fabricadas até pontes com grandes vão entre apoios (BASTOS, 2019). Assim como o concreto armado, essas estruturas são compostas de concreto e aço; o que as difere é a utilização de armadura de alta resistência para comprimir a seção do concreto e, dessa forma, auxiliar no controle de aparição de fissuras, o que torna a estrutura menos propícia a manifestações patológicas e, portanto, mais durável (CARVALHO, 2017).

1.1 TEMA

O tema deste estudo consiste em um comparativo quanto à taxa de aço, ao custo total do aço e à análise de flechas em vigas pré-fabricadas com e sem o emprego de protensão.

1.1.1 Delimitação do tema

O estudo delimita-se à análise de seis modelos de vigas em concreto pré-fabricado com a aplicação de protensão aderente com pré-tração, a fim de comparar a taxa de aço, o custo da armadura total e as flechas geradas com uma estrutura similar sem a introdução da armadura ativa. Por se tratar de uma estrutura pré-fabricada e protendida, a análise é realizada com concretos de resistência característica para compressão de 40 MPa.

1.2 PROBLEMA

Não é rotina de muitas indústrias de estruturas pré-fabricadas a utilização da armadura ativa na confecção das peças moldadas em suas instalações. Diante disso, surge a motivação de apresentar, ao menos nos aspectos propostos, se há vantagens na utilização da protensão no processo de fabricação das estruturas. Entre os diversos parâmetros para estudo, foi escolhida a taxa de armadura em vigas, visto que, em peças de maiores dimensões, mais esforços são absorvidos, e, assim, maior é o consumo de material utilizado para resisti-los. Com os dados referentes à taxa de armadura nas vigas, busca-se analisar, também, o custo quanto ao quantitativo total de armadura nessas estruturas, bem como se o emprego de armadura ativa nessas estruturas interfere no deslocamento vertical (flecha) nas vigas.

1.3 OBJETIVOS

Neste item serão apresentados os objetivos do trabalho.

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo deste estudo é comparar vigas pré-fabricadas de diferentes vãos com e sem o emprego de protensão em relação ao consumo de aço, ao custo do aço e às flechas.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

a) comparar a taxa de aço de cada modelo;
b) contrastar o custo do aço utilizado;
c) analisar as flechas de cada um dos modelos.

1.4 JUSTIFICATIVA

Atualmente diversos tipos de construções vêm empregando os conceitos da protensão para atender tanto as exigências arquitetônicas quanto as prescrições normativas. Nessa conjuntura, várias são as aplicações para o concreto protendido, como, por exemplo, em lajes e vigas, podendo ser empregado em apenas partes da obra, seja em peças moldadas *in loco* ou em peças pré-fabricadas (BASTOS, 2019).

Uma das principais aplicações do uso de vigas pré-fabricas protendidas no Brasil é em edifícios residenciais ou comerciais. Alguns pontos positivos que demonstram vantagens do concreto protendido em relação ao concreto armado já conhecidos são: redução de seção transversal das peças e, consequentemente, economia de material (concreto) na produção dos elementos estruturais; capacidade de atingir vãos livres maiores (a estrutura necessita de menos apoios para que seja sustentada); utilização de aços de alta resistência e, portanto, geradores de mais econômica que os aços utilizados em concreto armado (CARVALHO, 2017).

Diante disso, este estudo possibilitará melhor compreender as estruturas de concreto pré-fabricas protendidas, especificamente quanto a aplicação em vigas, e irá estabelecer um comparativo quanto ao concreto pré-fabricado armado apenas com armadura passiva, quanto ao desenvolvimento de flechas nas vigas, à taxa total de aço e o custo total da armadura necessária para cada caso, apresentando as vantagens da utilização da protensão nessas estruturas, quando houver.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O fundamento teórico deste estudo se baseia em pesquisas realizadas em livros, dissertações de mestrado, teses de doutorado, artigos, revistas e sites da Internet.

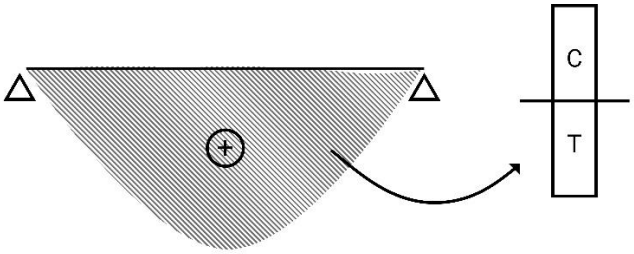
2.1 CONCRETO PROTENDIDO

Segunda NBR 6118 (ABNT, 2014), um elemento de concreto protendido é aquele no qual ocorre o alongamento prévio de parte da sua armadura, por meio de equipamentos de protensão, com o objetivo de limitar ou até mesmo impedir a formação de fissuras e deslocamentos diante de carregamentos solicitantes em condições de serviço. Além disso, visa proporcionar o melhor aproveitamento dos aços de alta resistência no estado-limite último (ELU).

Conforme Cholfe e Bonilha (2018), a protensão impactou positivamente a engenharia de estruturas de concreto, proporcionando melhor aproveitamento das estruturas em concreto armado, bem como melhorias em suas capacidades resistivas, menores deslocamentos nos elementos estruturais e maior durabilidade e diversidade de uso. O surgimento de peças protendidas influenciou a industrialização da engenharia civil, pois permitiu que elementos como lajes e vigas pré-fabricas, por exemplo, pudessem ser produzidos dentro de fábricas, com vistas à aplicação tanto em obras de médio porte, como edifícios, quanto em obras de grande porte, como pontes.

Uma das principais preocupações ao se trabalhar com concreto armado é combater as tensões normais de tração geradas pela ocorrência dos momentos fletores atuantes nas estruturas, ocasionados devido ao carregamento externo solicitante. Em um elemento simplesmente biapoiado, por exemplo, ocorrem tensões de compressão na borda superior e tensões de tração na borda inferior de uma seção transversal desse elemento (BASTOS, 2019). A seguir, nas Figuras 1 e 2, esse efeito é demonstrado por meio de um diagrama de momento fletor, em que “C” representa tensões de compressão e “T” representa tensões de tração na seção transversal (SANTOS, 2018).

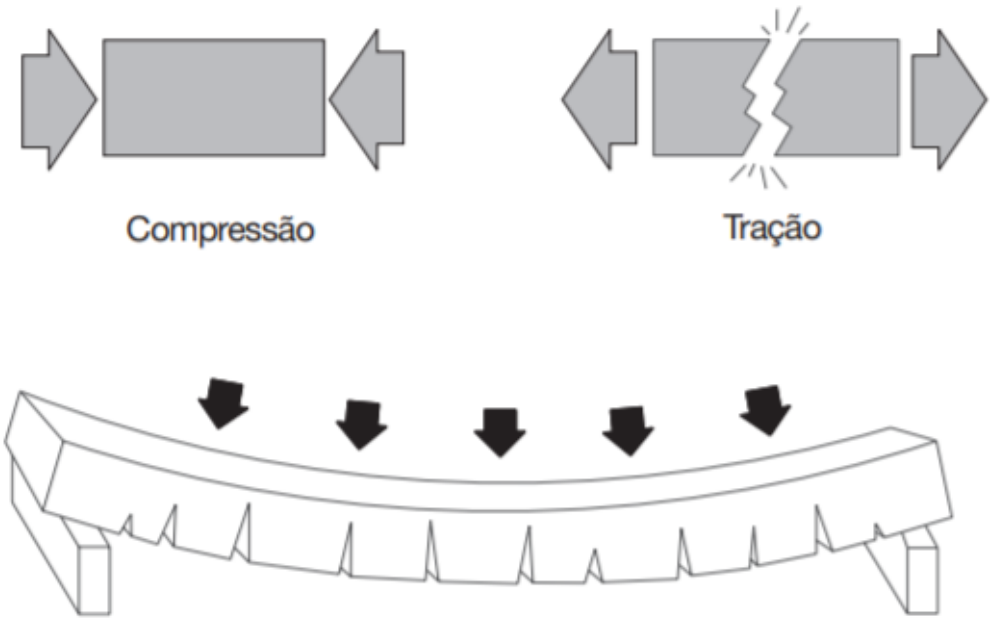
Figura 1 – Diagrama de momento fletor e tensões normais em uma viga biapoiada



Fonte: Adaptado de Santos (2018).

Utilizam-se armaduras no sentido do eixo longitudinal de estruturas em concreto, na região tracionada, de modo a resistir esses esforços, visto que o concreto apresenta baixa resistência à tração. Essa armadura, geralmente composta de barras de aço, pode ser classificada de duas formas: armadura passiva, que inicia seu trabalho apenas quando a estrutura começa a se deformar, constituindo um comportamento típico que pode ser observado em elementos de concreto armado; e armadura ativa, que, antes mesmo de a estrutura apresentar algum deslocamento, já está submetida a tensões ocasionadas por fatores externos ao elemento estrutural, ocorrendo em elementos de concreto protendido (CARVALHO, 2017).

Figura 2 – Viga de concreto armado



Fonte: Cauduro (2000).

2.2 TIPOS DE PROTENSÃO

Há mais de uma técnica a protensão pode ser empregada para a execução de concreto protendido, sendo importante compreender quais os tipos de protensão podem ser realizadas. Carvalho (2017) classifica o concreto protendido quanto à aderência e quanto à intensidade de protensão. Já a NBR 6118 (ABNT, 2014) separa o concreto protendido, quanto à sua aderência, em três outras classificações: concreto com armadura ativa pré-tracionada, concreto com armadura ativa pós-tracionada com aderência e concreto com armadura ativa pós-tracionada sem aderência. A norma também define níveis de protensão: parcial, limitada ou completa.

2.2.1 Classificação quanto à aderência

Para a execução de peças protendidas, pode-se realizar o pré-alongamento da armadura ativa em duas situações: antes do lançamento do concreto, chamada armadura pré-tracionada; ou após o endurecimento do concreto, denominada armadura pós-tracionada. Na primeira, também nomeada protensão com aderência inicial, a ancoragem armadura-concreto ocorre somente por aderência entre os materiais, de modo que os apoios utilizados para a efetivação da protensão são externos e independentes da estrutura. Já na segunda, a ancoragem ocorre mediante o auxílio de apoios que fazem parte do próprio elemento estrutural, podendo ser aderente ou sem aderência (FRANCO, 2018).

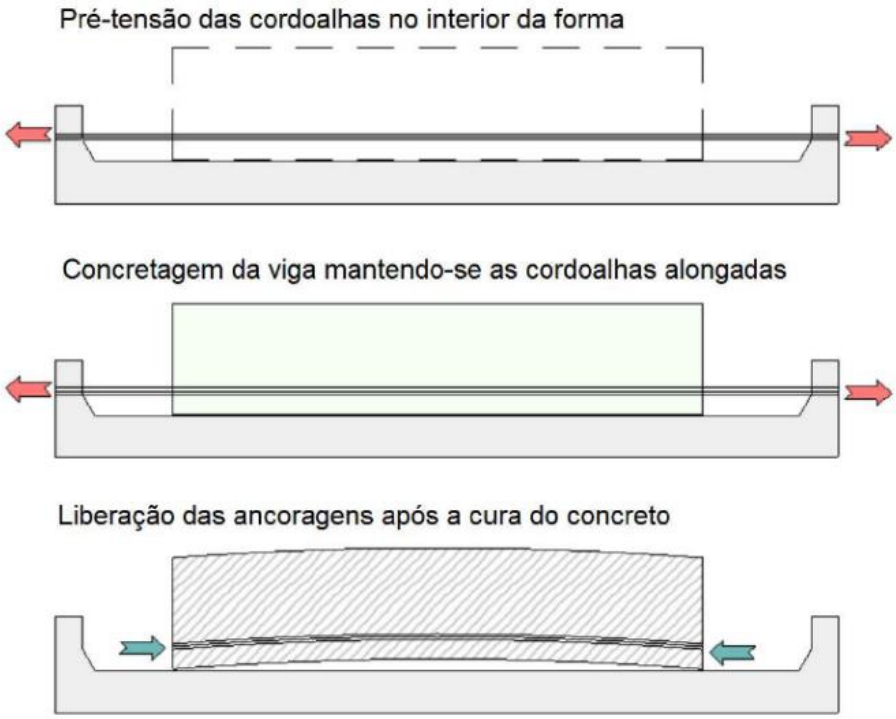
2.2.1.1 Pré-tração

A pré-tração possui aplicação direta dentro de fábricas de peças pré-fabricadas. Nesse caso, o estiramento do aço é realizado antes da concretagem, com a utilização de grandes pistas para a fabricação de várias peças. A transmissão das forças de protensão ocorrem após o corte dos cabos estirados anteriormente, comprimindo, assim, a seção transversal do concreto (CAUDURO, 2000).

Carvalho (2017) apresenta em sua obra uma sequência de moldagem de peças pré-tracionadas com aderência inicial. Primeiramente, a armadura a ser estirada deve ser posicionada e ancorada em uma das extremidades da pista de protensão. Na extremidade oposta, utilizam-se macacos hidráulicos com o objetivo de alongar a

armadura ativa até atingir o valor desejado de estiramento para, então, realizar a ancoragem nessa extremidade também. Com a armadura estirada, inicia-se a concretagem da peça, momento em que o processo de aderência já está sendo realizado devido ao contado entre os materiais. Após o tempo necessário de cura para o concreto endurecido adquirir o valor de fckj esperado, é feita a retirada da ancoragem, e então as extremidades da armadura são cortadas. Nesse processo, a armadura ativa tende a retornar ao seu estado original antes de seu alongamento, comprimindo, assim, a seção transversal da peça de concreto e caracterizando a protensão por aderência inicial (Figura 3). Esse tipo de procedimento é comum em elementos pré-fabricados em concreto protendido.

Figura 3 – Pré-tração em vigas



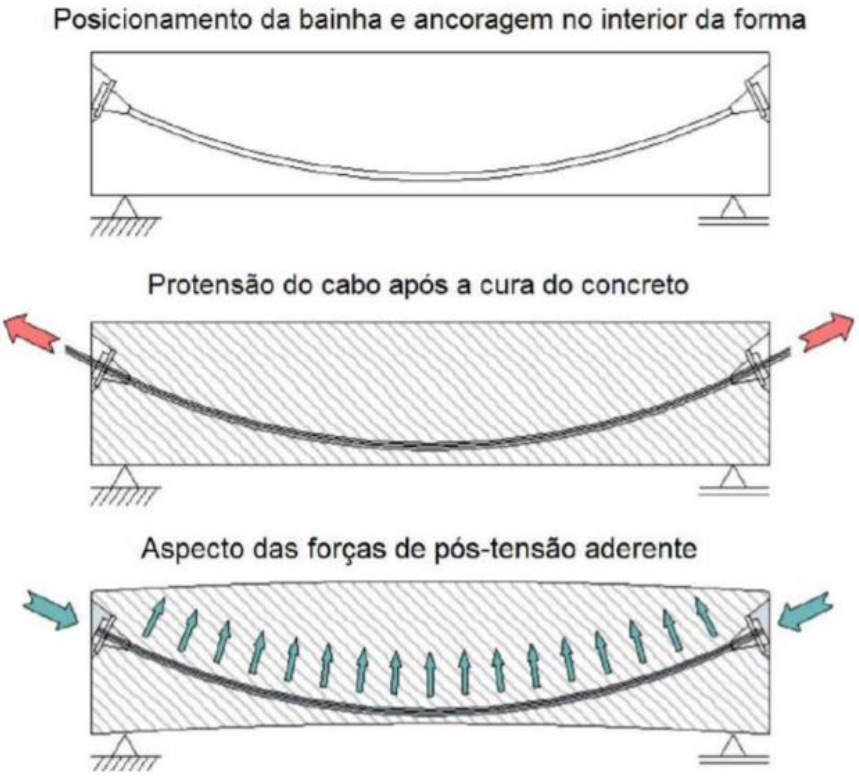
Fonte: Ortega (2017).

2.2.1.2 Pós-tração com aderência posterior

Na pós-tração com aderência posterior, conforme Figura 4, o concreto é lançado nas fôrmas após a colocação da armadura passiva e das bainhas para a armadura ativa, geralmente já com a armadura dentro. Depois de endurecido o concreto e atingida a resistência esperada ($fckj$), a armadura é distendida por meio

de macacos hidráulicos apoiados às faces da estrutura e, então, ancorada. Ejeta-se, após, uma pasta de cimento dentro das bainhas, que ao endurecer ocasiona a aderência entre armadura e bainha (esta por sua vez já apresenta aderência com o concreto). São realizados cortes nas extremidades da armadura e feitos os acabamentos necessários para proteger a armadura de ações externas que possam prejudicar seu desempenho (CARVALHO, 2017). Segunda Cauduro (2000), a pós-tração costuma ser aplicada somente quando a resistência especificada do concreto se aproxima de 75% do seu valor total.

Figura 4 – Pós-tração com aderência posterior em vigas



Fonte: Ortega (2017).

2.2.1.3 Pós-tração sem aderência

O que difere a pós-tração com e sem aderência é que, nesta, não se utiliza pasta de cimento dentro da bainha, não havendo, assim, aderência da armadura com o concreto. Na pós-tração sem aderência, são utilizadas bainhas engraxadas ou enceradas, com a finalidade de preencher os vazios dentro da bainha e diminuir o atrito entre a armadura e a bainha durante o processo de protensão. Esse tipo de

protensão é mais vantajoso quando utilizado externamente à estrutura, por intermédio de cabos que, em pontos especificados em projeto, por exemplo, fazem contato com a estrutura (CARVALHO, 2017).

2.2.2 Classificação quanto à intensidade de protensão

Conforme o grau de agressividade do ambiente e fatores como tamanho do vão, carregamento ao qual a estrutura está submetida – externo ou originado do nível de força que a armadura ativa exerce sobre o concreto durante a protensão – e suas condições de serviço, recomenda-se determinado nível de protensão, seja ela completa, limitada ou parcial (BASTOS, 2019). As classes de agressividade do ambiente são mostradas no Quadro 1, a seguir, confeccionado com informações oriundas da NBR 6118.

Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	**Agressividade**	**Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto**	**Riscos de deterioração da estrutura**
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado da ABNT (2014).

O Quadro 2, cujas informações advêm da NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta as exigências que cada tipo de concreto e nível de protensão devem atender quanto à classe de agressividade do ambiente e à abertura-limite de fissuras conforme os estados-limite de serviço (ELS) e as combinações a serem consideradas para cada caso.

Quadro 2 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	**CAA e tipo de protensão**	**Exigências relativas à fissuração**
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há
Concreto armado	CAA I	ELS-W ≤ 0,4 mm
	CAA II e CAA III	ELS-W ≤ 0,3 mm
	CAA IV	ELS-W ≤ 0,2 mm
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W ≤ 0,2 mm
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	ELS-F
		ELS-D
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	ELS-F
		ELS-D

Fonte: Adaptado da ABNT (2014).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), os estados-limite apresentados no Quadro 2 são: estado-limite de formação de fissuras (ELS-F), estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W) e estado-limite de descompressão (ELS-D). Para o desenvolvimento deste estudo, mostra-se especialmente importante a compreensão dos ELS, que devem ser analisados em cada nível de protensão.

2.3 ESTADOS-LIMITE DE SERVIÇO

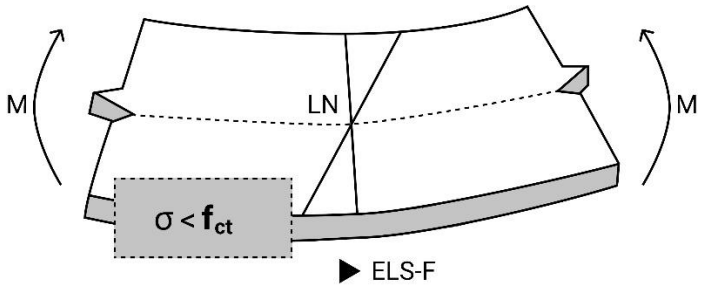
A intensidade de protensão deve estar de acordo com o meio de agressividade do ambiente e o tipo de protensão escolhido e ser verificada de acordo com os ELS adequados (TREVIZOLI, 2015). Segundo Martins (2014), as estruturas protendidas são dimensionadas aos ELS, pois impactam diretamente a durabilidade, que está relacionada à formação e abertura de fissuras (ocorrência que se espera evitar ou mitigar ao empregar protensão) e a deformações, posteriormente são verificadas quanto ao ELU, considerando-se a iminência de colapso.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014), por sua vez, salientam que, além da durabilidade, os ELS interferem no conforto do usuário e na boa utilização das estruturas. Ao encontro disso, Trevizoli (2015) menciona que as verificações em ELS são feitas com base em toda a vida útil da estrutura, ou seja, tendo em vista a tensão na armadura ativa com valores mínimos e solicitações com valores máximos. No que concerne especificamente às estruturas em concreto protendido, os ELS que devem ser verificados são: estado-limite de formação de fissuras (ELS-F), estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W), estado-limite de descompressão (ELS-D), estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP), estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE) e estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF) (CARVALHO, 2017).

2.3.1 Estado-limite de formação de fissuras

O ELS-F, representado na Figura 5, segundo a NBR 6118, consiste em um "[...] estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a fct,f [...]" (ABNT, 2014 p. 5). Essa normativa prevê, ainda, que o valor de tração na flexão (fct,f) pode ser tomado como o valor da resistência característica à tração inferior ($fctk,inf$), conforme Equação 1.

Figura 5 – Representação do ELS-F



Fonte: Adaptado de Kimura (2018).

$$fctk,inf = 0{,}7.fct,m \quad (1)$$

A seguir, nas Equações 2 e 3, fct,m representa, respectivamente, a resistência à tração média para concretos de classe até C50 e de classe C55 a C90.

$$fct,m = 0{,}3 \cdot fck^{2/3} \quad (2)$$

$$fct,m = 2{,}12\ ln\ (1 + 0{,}11\ fck) \quad (3)$$

Por fim, aplica-se um fator de correlação entre resistência à tração na flexão e tração direta α (ABNT, 2014 p. 125), o qual leva em consideração a seção transversal do elemento estrutural, sendo:

a) α = 1,2 para seções T ou duplo T;
b) α = 1,3 para seções I ou T invertido;
c) α = 1,5 para seções retangulares.

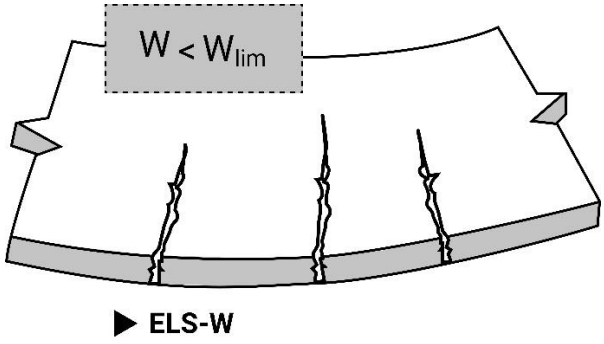
Aplicando o fator α na Equação 1 e admitindo que $fct,f = fctk,inf$, encontra-se o valor-limite para a tensão de tração na formação de fissuras, demonstrado na Equação 4.

$$fct,f = 0{,}7 . \alpha . fct,m \quad (4)$$

2.3.2 Estado-limite de abertura das fissuras

O ELS-W consiste no estado em que a estrutura apresenta abertura de fissura igual ao estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) (Figura 6). Como apresentado no Quadro 2, esse estado deve ser verificado quando o concreto protendido se enquadra em nível 1, ou seja, quando a protensão for parcial, e a abertura de fissuras for limitada a 0,2 mm.

Figura 6 – Representação do ELS-W



Fonte: Adaptado de Kimura (2018).

Para verificar o valor característico da abertura de fissuras (wk), a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que deve ser tomado o menor valor resultante das Equações 5 e 6, expostas a seguir.

$$wk = \frac{\phi i}{12{,}5\eta 1} . \frac{\sigma si}{Esi} . \frac{3.\sigma si}{fct,m} \quad (5)$$

$$wk = \frac{\phi i}{12{,}5\eta 1} . \frac{\sigma si}{Esi} . (\frac{4}{\rho ri} + 45) \quad (6)$$

Em que:

ϕi = diâmetro da barra;

$\eta 1$ = coeficiente de conformação da armadura passiva considerada (Tabela 1);

σsi = tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada em estágio II;

Esi = módulo de elasticidade do aço da barra considerada;

ρri = taxa de armadura passiva ou ativa aderente (desconsiderando as que estão dentro de bainha).

Tabela 1 – Valor do coeficiente η1

Tipo de superfície	**η_1**
Barra lisa	1,0
Barra entalhada	1,4
Barra nervurada	2,25
Fios lisos	1,0
Cordoalhas de 3 e 7 fios	1,2
Barras com fios dentados	1,4

Fonte: Elaborada pelo autor.

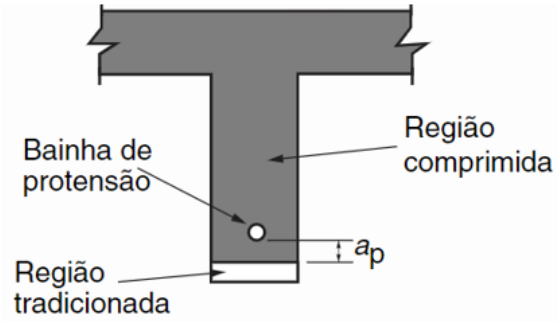
2.3.3 Estado-limite de descompressão

Segundo a NBR 6118, ELS-D é o “[...] estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção [...]” (ABNT, 2014 p. 5). Segundo Basso (2018), para esse estado, verifica-se a estrutura em estágio I, quando não há abertura de fissuras no concreto.

2.3.4 Estado-limite descompressão parcial

Conforme a NBR 6118, o ELS-DP consiste em um “[...] estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas [...] até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha [...]” (ABNT, 2014 p. 5), conforme demonstrado na Figura 7.

Figura 7 – Estado-limite de descompressão parcial



Fonte: ABNT (2014, p. 5).

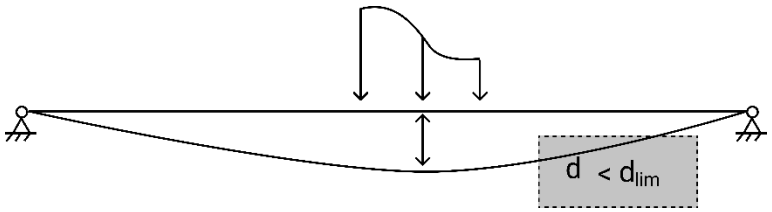
2.3.5 Estado-limite de compressão excessiva

Segundo definição apresentada pela NRB 6118, ELS-CE é o “Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido [...]” (ABNT, 2014 p. 5). Esse estado, conforme Carvalho (2017), deve fazer parte da verificação da estrutura de concreto protendido quanto ao seu ELU no ato de protensão.

2.3.6 Estado-limite de deformação excessiva

Para a NBR 6118, o ELS-DEF constitui o “Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal [...]” (ABNT, 2014 p. 5), como demonstrado na Figura 8. Portanto, é em ELS-DEF que se deve verificar se as flechas (deformações) estão de acordo com os valores-limites estabelecidos pela norma.

Figura 8 – Representação do ELS-DEF



Fonte: Adaptado de Kimura (2018).

Para o cálculo da flecha imediata e diferida no tempo, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta, respectivamente, as Equações 7 e 8, em que o fator αf (ABNT, 2014 p. 126) é utilizado para aproximar os valores da flecha diferida quando multiplicada a expressão $(1 + \alpha f)$ pelo valor resultante da Equação 7.

$$(EL)eq,to = Ecs.\left\{\left(\frac{Mr}{Ma}\right)^3 .Ic + \left[1 - \left(\frac{Mr}{Ma}\right)^3\right].I_{II}\right\} \leq Ecs.Ic \qquad (7)$$

Em que:

$(EL)eq,to$ = momento de inércia equivalente do concreto;

Ecs = módulo de elasticidade secante do concreto;

Mr = momento de fissuração do concreto;

Ma = momento fletor máximo na seção crítica do vão;

Ic = momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto em estádio II.

$$\alpha f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \qquad (8)$$

Em que:

$\Delta\xi$ = coeficiente em função do tempo – a NBR 6118 (ABNT, 2014) admite que sejam tomados os valores da Tabela 2;

ρ' = taxa geométrica da armadura longitudinal de compressão $\left(\frac{As'}{bd}\right)$;

As' = área de aço comprimida;

b = largura da viga;

d = altura útil da viga.

Tabela 2 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥70
Coeficiente ξ(t)	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: Adaptada da ABNT (2014).

Referente às vigas que apresentam armadura ativa, se estiverem dentro do ELS-F, a NBR 6118 (ABNT, 2014) admite que o valor da flecha imediata seja calculado com $(EL)eq = Ecs.Ic$. Caso essa condição não seja satisfeita, é preciso considerar as combinações de ações necessárias para a determinação dos momentos $(Mr\ ;\ Ma)$ e do momento de inércia da seção fissurada em estádio II (I_{II}), com o acréscimo da ação da protensão gerando ações externas à estrutura. Além disso, para a flecha deferida, deve-se considerar a fluência (φ) no lugar do fator α_f, ou seja, deve-se multiplicar a flecha imediata pela expressão $(1 + \varphi)$.

Fluência é um assunto discutido no subcapítulo 2.7 deste trabalho, que aborda as perdas de protensão.

2.4 ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

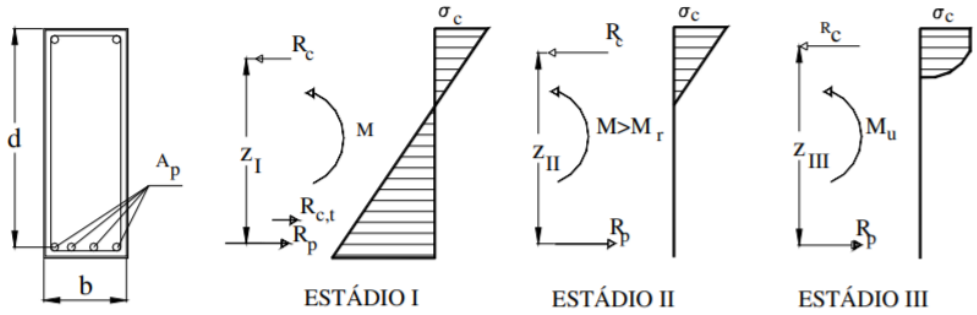
Conforme Carvalho (2017), as estruturas de concreto protendido, para os esforços de flexão simples, devem ser verificadas em ELU no tempo zero, em vazio, e no tempo infinito. Carvalho e Figueiredo Filho (2014) mostram que as estruturas em concreto armado, quando submetidas a um momento fletor crescente, deformam-se em três estádios diferentes até que ocorra sua ruína, ou seja, até que a estrutura entre efetivamente em colapso (Figura 9). Esses estádios são:

a) estádio I – as tensões de tração solicitantes são menores que a resistência característica (ftk) do concreto, ou seja, o concreto encontra-se em seu estado elástico (trecho linear do diagrama tensão-deformação e, nessa fase, não apresenta fissuras visíveis;
b) estádio II – as tensões de tração são superiores à resistência característica (ftk) do concreto em praticamente todos os valores abaixo da linha neutra, de modo que o aço passa a resistir sozinho a esses esforços e os esforços de compressão no concreto permanecem lineares, originando uma fase

denominada estado de fissuração, em que já é possível enxergar fissuras devido à tração na flexão;

c) estádio III – a plastificação da fibra mais comprimida do concreto ocorre quando o momento fletor solicitante aproxima-se de seu valor de ruína e atinge a deformação específica de 2,0‰ ($\varepsilon c2$) a 3,5‰ (εcu), de forma que as fissuras, além de serem visíveis, beiram à linha neutra, diminuindo assim a região comprimida do concreto e configurando de fato o ELU do concreto.

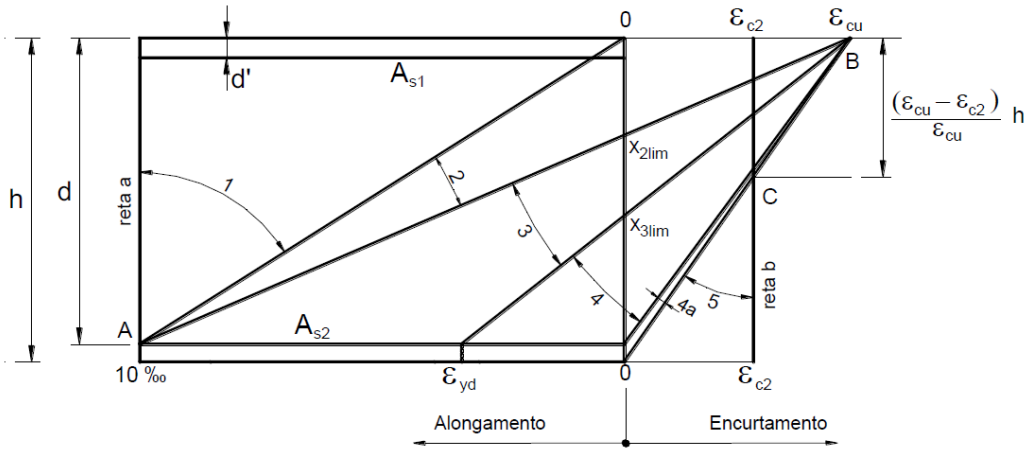
Figura 9 – Estágios até o colapso



Fonte: Faleiros Junior (2010, p. 29).

Ainda, é importante compreender os domínios de ELU de deformação na seção transversal de elementos estruturais ocasionados devido aos esforços normais solicitados a esses elementos (BASTOS, 2019). Esses domínios, expostos na Figura 10, representam a ruína da seção transversal conforme sua deformação específica e a deformação ocasionada pelos esforços solicitantes (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Figura 10 – Domínios de deformação em ELU



Fonte: Bastos (2019, p. 86).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014 p. 122), os domínios são definidos da seguinte maneira:

> Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:
> - reta a: tração uniforme;
> - domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
> - domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\varepsilon c < \varepsilon cu$) e com máximo alongamento permitido).
> Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:
> - domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\varepsilon s \geq \varepsilon yd$);
> - domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\varepsilon s < \varepsilon yd$);
> - domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
> - domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
> - reta b: compressão uniforme.

2.4.1 Estado limite-último no ato da protensão

Segundo a NBR 6118, além das considerações quanto à ductibilidade, os elementos protendidos devem respeitar as duas primeiras hipóteses 1 e 2 e podem ser verificados em estádio I desde que as demais hipóteses sejam obedecidas (ABNT, 2014):

a) $fckj$ corresponde à idade (j) no ato da protensão;
b) coeficientes de ponderação a serem empregados são $\gamma c = 1{,}2$; $\gamma s = 1{,}5$; $\gamma p = 1{,}0$ (pré-tração) e 1,1 (pós-tração); $\gamma f = 1{,}0$ (ações desfavoráveis) e 0,9 (ações favoráveis) (ABNT, 2014 p. 123);
c) compressão máxima é de 70% do $fckj$, considerando os coeficientes $\gamma p = 1{,}1$ e $\gamma f = 1{,}0$;
d) tração máxima não pode ultrapassar 1,2 vez a $fctm$ referente ao $fckj$;
e) na presença de tração na seção transversal, deve-se considerar a armadura dimensionada em estádio II para combater esses esforços, entendendo a força nessa armadura como igual às tensões de tração em estádio I;
f) a força referida no item anterior não pode gerar um acréscimo de tensão maior que 150 MPa para fios ou barras lisas e maior que 250 MPa para barras nervuradas na armadura de tração.

2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Segundo Kimura (2018), ações não são somente oriundas de carregamentos sobre a estrutura, mas são também causadas devido aos materiais que a compõem, de maneira que o próprio concreto e o ato de protensão geram uma ação, que pode ser: permanente, estando presente durante toda a vida útil da estrutura; e variável, estando presente somente em um período desse tempo. Carvalho e Figueiredo Filho (2014), por sua vez, mencionam um terceiro grupo de ações, as excepcionais, e afirmam que, além de induzir a estrutura aos estados de tensão, as ações provocam deformações.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina as combinações de ações que precisam ser consideradas conforme o tipo de estrutura de concreto empregado e especifica que, no caso de concreto protendido, para tais estruturas são definidas de acordo com o nível de protensão, como demonstrado no Quadro 3.

Quadro 3 – Combinações para concreto protendido

Nível de protensão	**Combinação de ações em ELS**
Protensão parcial (nível 1)	Combinação frequente
Protensão limitada (nível 2)	Combinação frequente (ELS-F) Combinação quase permanente (ELS-D*)
Protensão completa (nível 3)	Combinação rara (ELS-F) Combinação frequente (ELS-D*)
*A critério do projetista pode ser verificado em ELS-DP (a_p = 50 mm)	

Fonte: Adaptado da ABNT (2014).

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003 p. 2), as combinações apresentadas no Quadro 3 são definidas da seguinte forma:

> a) combinações quase permanentes: combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura;
> b) combinações frequentes: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;
> c) combinações raras: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Além das combinações de serviço apresentadas no Quadro 3, há as combinações últimas referentes ao estado em que a estrutura se encontra em seus

limites de capacidade resistiva (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014). Para compreender como proceder quanto às combinações, é necessário partir de valores característicos de ações (Fk) e transpô-los para valores de cálculo (Fd), utilizando para isso coeficientes, seja para majorar ou mitigar ações, com a finalidade de obter um coeficiente de ponderação (γf) (KIMURA, 2018).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que o valor de γf é o produto de outros três coeficientes, $\gamma f1$, $\gamma f2$, $\gamma f3$, que são apresentados nas Tabelas 3 e 4. De forma resumida, é possível afirmar que esses três coeficientes se devem, respectivamente, à consideração da variabilidade das ações, à consideração da simultaneidade das ações e à consideração de aproximação de projeto (KIMURA, 2018).

O coeficiente de ponderação pode ser obtido por meio da Equação 9.

$$\gamma f = \gamma f1.\gamma f2.\gamma f3 \quad (9)$$

Tabela 3 – Valor do coeficiente $\gamma f = \gamma f1.\gamma f3$

Combinações de ações	**Ações**							
	Permanentes (g)		**Variáveis** (q)		**Protensão** (p)		**Recalques de apoio e retração**	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4[a]	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Em que: D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral, e T é a temperatura.

Fonte: Adaptada da ABNT (2014).

Legenda: [a] No caso das cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 4 – Valores do coeficiente $\gamma f2$

Ações		$\gamma f2$		
		$\Psi 0$	$\Psi 1^{a}$	$\Psi 2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos ou de elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: Adaptada da ABNT (2014).

2.5.1 Combinações quase permanentes de serviço

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), deve-se utilizar o fator de redução $\Psi 2$, que remete aos valores de combinações quase permanentes de serviço (CQP), para todas as ações variáveis que atuam sobre a estrutura. A norma apresenta, assim, a Equação 10 para cálculo das solicitações quando da utilização de CQP.

$$Fd,ser = \Sigma Fgi,k + \Sigma \Psi 2j.Fqj,k \quad (10)$$

Em que:

Fd,ser = valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$\Sigma Fgi,k$ = valor característico das ações permanentes;

Fqj,k = valor característico das ações variáveis.

2.5.2 Combinações frequentes de serviço

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), para determinar as solicitações quanto à utilização de combinações frequentes de serviço (CF), adota-se uma ação variável principal ($Fq1$), e utiliza-se o fator de redução $\Psi 1$, que retoma os valores frequentes

das ações. Já para as demais ações variáveis, valem as mesmas considerações feitas para CQP, conforme demonstrado na Equação 11.

$$Fd,ser = \Sigma Fgi,k + \Psi 1.Fq1,k + \Sigma \Psi 2.Fqj,k \quad (11)$$

Em que:

$Fq1,k$ = valor característico das ações variáveis principais diretas.

2.5.3 Combinações raras de serviço

No caso de combinações raras de serviço (CR), a NBR 6118 (ABNT, 2014) considera que a ação variável principal ($Fq1$) deve ser mantida puramente com o seu valor característico ($Fq1,k$) e que, para as demais ações variáveis, deve-se utilizar o fator para seus valores frequentes ($\Psi 1$). Assim, para determinar as solicitações de utilização de CR, emprega-se a Equação 12.

$$Fd,ser = \Sigma Fgi,k + Fq1,k + \Psi 1.Fqj,k \quad (12)$$

2.5.4 Combinações últimas

Segundo Kimura (2018), as combinações últimas têm duas parcelas, uma de carácter permanente e outra que considera a ações variáveis. Essas combinações também apresentam três situações distintas chamadas de normais, especiais ou excepcionais, e diferente das combinações de serviço, as combinações últimas contam apenas com um coeficiente redutor ($\Psi 0$) para as ações secundárias (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

2.5.4.1 Combinações últimas normais

São três as situações apontadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para cálculo das solicitações para as combinações normais. A primeira delas diz respeito ao esgotamento da capacidade resistiva (concreto armado), situação em que deve ser aplicada a Equação 13.

$$Fd = \gamma g \,.\, Fgk + \gamma \varepsilon g \,.\, F\varepsilon gk + \gamma q \,.\, (Fq1k + \sum \Psi 0j \,.\, Fqjk) + \gamma \varepsilon q \,.\, \Psi 0\varepsilon \,.\, F\varepsilon qk \quad (13)$$

Em que:

Fd = valor de cálculo das ações;

γg = coeficiente de ponderação das ações permanentes diretas (ver Tabela 3);

Fgk = valor das ações permanentes diretas;

$\gamma \varepsilon g$ = coeficiente de ponderação das ações permanentes indiretas (ver Tabela 3);

$F\varepsilon gk$ = valor das ações permanentes indiretas;

γq = coeficiente de ponderação das ações variáveis diretas (ver Tabela 3);

$Fq1k$ = valor da ação variável principal direta;

$Fqjk$ = valor das ações variáveis secundárias diretas;

$\gamma \varepsilon q$ = coeficiente de ponderação das ações variáveis indiretas (ver Tabela 3);

$F\varepsilon qk$ = valor das ações variáveis indiretas.

A segunda situação concerne ao esgotamento da capacidade resistiva (concreto protendido), caso em que, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), deve-se tomar os valores característicos de protensão (Pk) máximos e mínimos como forças desfavoráveis ($Pkmáx$) e favoráveis ($Pkmín$) e considerar tais forças com carregamento externo. A terceira e última situação refere-se à perda de equilíbrio como um corpo rígido, caso em que se devem empregar as Equações 14, 15, 16 e 17.

$$S(Fsd) \geq S(Fnd) \quad (14)$$

$$Fsd = \gamma gs \,.\, Gsk \,.\, Rd \quad (15)$$

$$Fnd = \gamma gn \,.\, Gnk + \gamma q \,.\, Qnk - \gamma qs \,.\, Qs,mín \quad (16)$$

$$Gnk = Qlk + \sum \Psi 0j \,.\, Qjk \quad (17)$$

Em que:

Fsd = valor das ações estabilizantes;

γgs = coeficiente de ponderação das ações permanentes estabilizantes (ver Tabela 3);

Gsk = valor característico das ações permanentes estabilizantes;

Rd = esforço resistente (estabilizante);

Fnd = valor das ações não estabilizantes;

γgn = coeficiente de ponderação das ações permanentes não estabilizantes (ver Tabela 3);

Gnk = valor característico das ações permanentes não estabilizantes;

Qnk = valor característico das ações variáveis não estabilizantes;

$Qs,mín$ = valor mínimo característico das ações variáveis estabilizantes;

Qlk = valor característico da ação variável principal não estabilizante;

Qjk = valor característico das ações secundárias não estabilizantes.

2.5.4.2 Combinações especiais

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), para combinações especiais, utiliza-se a Equação 13; porém o coeficiente redutor $\Psi 0$ pode ser substituído por $\Psi 2$ quando a ação variável principal direta apresentar duração muito pequena ou mesmo probabilidade muito baixa de ocorrência.

2.5.4.3 Combinações excepcionais

A mesma observação referente ao coeficiente de redução Ψ_0 realizada para as combinações especiais é válida para as combinações excepcionais. Contudo, neste caso, a equação apresentada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) não contém mais uma ação variável principal, mas uma ação variável excepcional (F_{q1exc}), a qual é tomada sempre com seu valor inteiro. A Equação 18, a seguir, evidencia tais aspectos.

$$Fd = \gamma g \,.\, Fgk + \gamma \varepsilon g \,.\, F\varepsilon gk + Fq1exc + \gamma q \,.\, \sum \Psi 0j \,.\, Fqjk + \gamma \varepsilon q \,.\, \Psi 0\varepsilon \,.\, F\varepsilon qk \quad (18)$$

2.6 AÇO PARA PROTENSÃO

Os aços para protensão apresentam elevados valores de escoamento se comparados com os aços utilizados para concreto armado. São identificados pela

sigla CP (Concreto Protendido), juntamente com o valor, em kgf/mm², de sua tensão de ruptura, e comercializados em barras, fios, cordões ou cordoalhas. No Brasil, são comercializados aços de resistência entre 145 kgf/mm² e 210 kgf/mm², de relaxação normal (RN) ou de relaxação baixa (RB) (CARVALHO, 2017), e a NBR 7483 cita cordoalhas com resistência característica de até 240 kgf/mm² (CP-240) (ABNT, 2020a).

De acordo com Carvalho (2017, p. 106-107), os aços para protensão podem ser de quatro tipos:

> BARRAS: elementos fornecidos em segmentos retos com comprimento normalmente compreendido entre 10 e 12 m; FIOS: elementos de diâmetro nominal não maior que 12 mm cujo processo de fabricação permita o fornecimento em rolo, com grande comprimento, devendo o diâmetro do rolo ser pelo menos igual a 250 vezes o diâmetro do fio; CORDÕES: os grupamentos de 2 ou 3 fios enrolados em hélice com passo constante e com eixo longitudinal comum [...]; CORDAS (CORDOALHAS): grupamento de pelo menos 6 fios enrolados em uma ou mais camadas, em torno de um fio cujo eixo coincida com o eixo longitudinal do conjunto. Na prática, costuma-se designar as cordas por cordoalhas. No Brasil, as cordoalhas são fabricadas com 7 fios.

Segundo a NBR 7482 (ABNT, 2020b), os fios para estruturas de concreto protendido (Figura 11) são classificados, conforme sua resistência à tração, em CP-145, CP-170, CP-175 e CP-190 e, conforme seu acabamento superficial, em liso ou entalhado. Para fios em aço-carbono, o módulo de elasticidade é de 200 GPa (200.000 MPa), valor característico do material. A norma traz, ainda, uma relação entre o diâmetro do fio e o diâmetro interno do rolo em que ele deve ser fornecido, conforme Tabela 5.

Tabela 5 – Dimensões dos rolos

Diâmetro nominal do fio (mm)	**Diâmetro interno mínimo dos rolos (m)**
6, 7, 8 e 9	1,8
5	1,5
4	1,2

Fonte: Adaptada da ABNT (2020).

Figura 11 – Fios para protensão

Fonte: Catálogo ArcelorMittal.

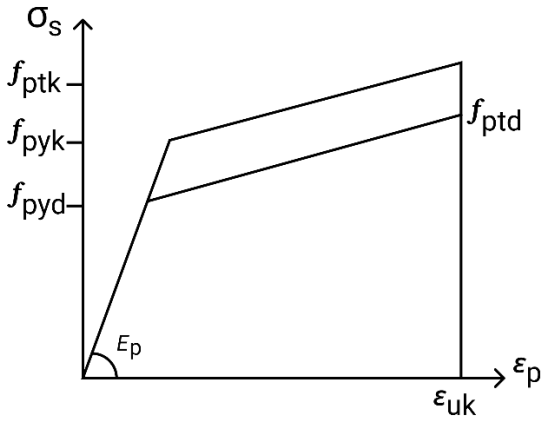
As especificações normativas para cordoalhas (Figura 12) são encontradas na NBR 7483 (ABNT, 2020a), que apresenta uma classificação, conforme resistência à tração, em: CP-190, CP-210, CP-220, CP-230 e CP-240. Referente à característica da superfície, a norma apresenta três possibilidades: cordoalha nua lisa, cordoalha nua entalhada e cordoalha revestida, sendo esta última engraxada/encerada e plastificada. As cordoalhas também são classificadas pela quantidade de fios que as conformam: cordoalhas de três fios e cordoalhas de sete fios. Assim como para os fios, a norma vigente prevê a utilização de aço-carbono como material para produzir as cordoalhas, considerando um módulo de elasticidade característico de 200 GPa.

Figura 12 – Cordoalhas para protensão

Fonte: Catálogo ArcelorMittal.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta um diagrama de tensão-deformação para armaduras ativas (Figura 13) que pode ser utilizado para o cálculo dos ELS e ELU .

Figura 13 – Diagrama tensão-deformação para armadura ativa



Fonte: Adaptado da ABNT (2014).

No eixo das ordenadas (σp), são tomados os valores de resistência característica à tração ($fptk$), resistência característica ao escoamento convencional ($fpyk$), tensão última de projeto ($fptd$) e tensão de escoamento de projeto ($fpyd$). No eixo das abcissas ($^{\varepsilon}p$), é tomado o valor do alongamento após a ruptura ($^{\varepsilon}uk$) (CARVALHO, 2017).

2.7 PERDAS DE PROTENSÃO

Ao projetar estruturas em concreto protendido, é importante assegurar-se de que as forças de protensão necessárias para o bom desempenho estrutural sejam mantidas durante toda a vida útil da estrutura. Para tal, deve-se considerar as perdas de protensão que ocorrem na estrutura devido a diversos fatores e em diferentes momentos (CHOLFE; BONILHA, 2018). Segundo Souza Junior (2014), existem dois grupos de perdas de protensão: as perdas imediatas, que ocorrem durante o processo da aplicação da força de protensão na estrutura; e as perdas progressivas, que são responsáveis pela diminuição da intensidade da força de propensão ao longo do tempo. Para Carvalho (2017), ter o conhecimento dos esforços ao longo da seção transversal de um elemento estrutural é fundamental para determinar as perdas que acontecem durante o processo de protensão desse elemento.

A Equação 19, retirada da NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta a fórmula geral para determinar a força média de protensão conforme o tempo.

$$Pt(X) = P0(X) - \Delta Pt(X) = Pi - \Delta P0(X) - \Delta Pt(X) \quad (19)$$

Em que:

$Pt(X)$ = força média na armadura de protensão no tempo t;

$P0(X)$ = força média na armadura no tempo t = 0;

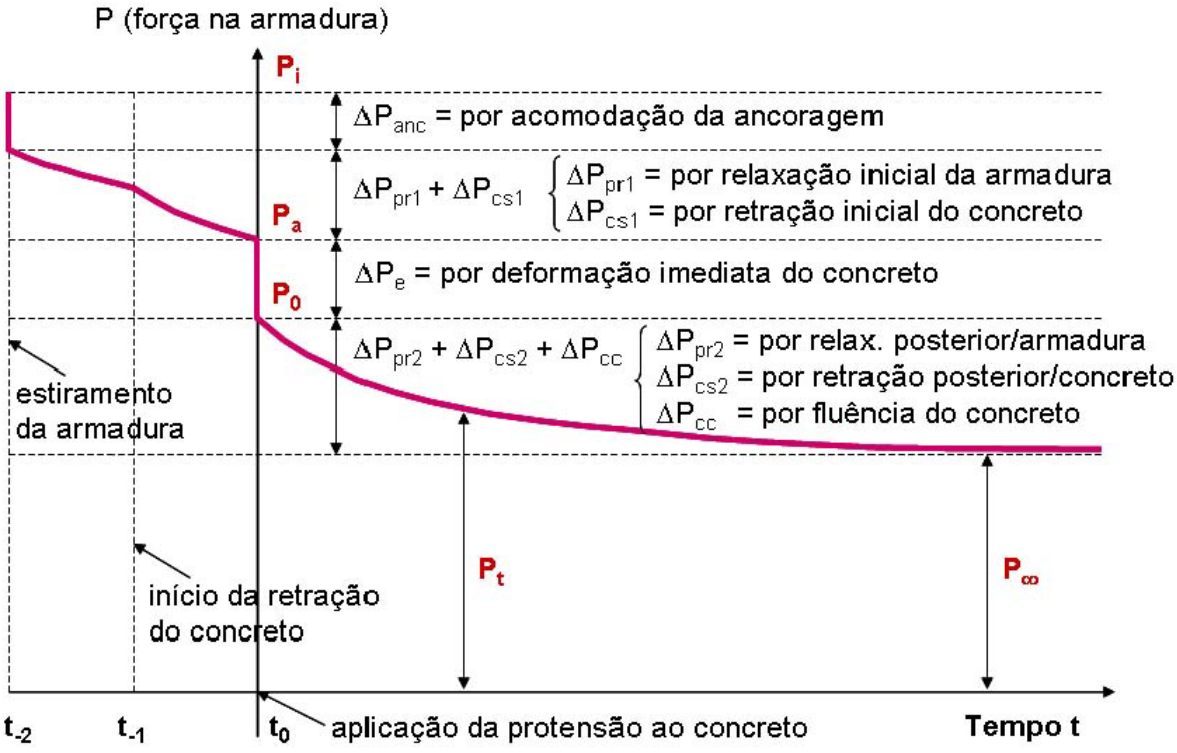
$\Delta Pt(X)$ = perda de protensão média no tempo t;

Pi = força máxima aplicada à armadura pelo equipamento de tração;

$\Delta P0(X)$ = perda de protensão média no tempo t = 0.

Hanai (2005) apresenta graficamente (Figura 14) os valores representativos da força de protensão em função do tempo para estruturas pré-tracionadas.

Figura 14 – Valores representativos de força de protensão (pré-tração)



Fonte: Hanai (2005, p. 42).

2.7.1 Perdas imediatas

As perdas imediatas ocorrem durante a aplicação da força de protensão na estrutura e dependem dos materiais empregados. Pode-se dividir essas perdas em três tipos: perda por atrito, perda por deformação da ancoragem e perda por deformação imediata do concreto (CARVALHO, 2017). Segundo Silva (2013),

enquanto que, para elementos pré-tensionados, o valor de perda imediata referente à deformação do concreto tem maior relevância do que os demais, para estruturas pós-tensionadas, todas as perdas imediatas devem ser observadas.

2.7.1.1 Perda por atrito

Em elementos pós-tensionados, os fios ou as cordoalhas de protensão são introduzidos em uma bainha, e o contado entre a bainha e a armadura gera um atrito que exerce maior influência em cabos curvos (RESENDE, 2018). Essas perdas são distribuídas ao longo do cabo, mostrando-se mais severas à medida que se distanciam do ponto de aplicação da força de protensão (ancoragem ativa), e podem ser mensuradas por meio do coeficiente de atrito, que está relacionado à natureza dos materiais empregados (GILBERT; MICKLEBOROUGH; RANZI, 2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina o coeficiente de atrito a ser aplicado quando não houver valores retirados de ensaios realizados com os materiais empregados – esses valores são apresentados na Tabela 6. Para determinar a perda por atrito, a NBR 6118 propõe a Equação 20.

$$\Delta P(x) = Pi\,[1 - e^{-(\mu\Sigma\alpha + kx)}] \qquad (20)$$

Em que:

$\Delta P(x)$ = força de atrito no cabo de protensão em determinado ponto de abscissa;

Pi = força máxima aplicada à armadura pelo equipamento de tração;

μ = coeficiente de atrito entre cabo e bainha (ABNT, 2014 p. 50);

$\Sigma\alpha$ = somatório dos ângulos de desvio de cada curva entre a ancoragem e o ponto de abscissa observado;

k = coeficiente de perda por metro (na ausência de ensaios, pode ser adotado $0{,}01\mu$) (ABNT, 2014 p. 50);

x = abscissa do ponto para o qual se deseja calcular ΔP.

Tabela 6 – Superfície de contato x coeficiente de atrito

Materiais empregados	Coeficiente de atrito (μ)
Cabo x concreto – sem bainha	0,50
Barras ou fios x mossas ou saliências e bainha metálica	0,30
Fios lisos ou cordoalhas x bainha metálica	0,20
Fios lisos ou cordoalhas x bainha metálica lubrificada	0,10
Cordoalha x bainha de polipropileno lubrificada	0,05

Fonte: Adaptada da ABNT (2014).

Para a determinação da perda de tensão por atrito, Duarte (2015) apresenta a Equação 21, similar à utilizada para mensurar a perda de força por atrito.

$$\sigma x \ = \ \sigma 0 \ x \ e^{-(\mu \Sigma \alpha + kl)} \tag{21}$$

Em que:

σx = tensão gerada pela força de atrito no cabo de protensão em determinado ponto de abscissa;

$\sigma 0$ = tensão inicial na região da ancoragem;

μ = coeficiente de atrito entre cabo e bainha;

$\Sigma \alpha$ = somatório dos ângulos de desvio de cada curva entre a ancoragem e o ponto de abscissa observado;

k = coeficiente de perda por metro (na ausência de ensaios, pode ser adotado $0{,}01\mu$);

l = distância da seção de cálculo até a seção inicial.

Durante a operação do equipamento de protensão, é preciso atender aos valores-limite de tensão inicial prescritos na NBR 6118 (ABNT, 2014), a fim de evitar problemas tanto no cabo quanto na ancoragem da armadura. Esses valores estão atrelados ao tipo de protensão empregada (pré ou pós-tração) e à relaxação do aço (CARVALHO, 2017).

Como as normas brasileiras de aços para protensão NBR 7482 e NBR 7483 (ABNT, 2020a, 2020b) indicam apenas aços de baixa relaxação para uso em estruturas de concreto protendido, neste estudo, interessam-se, portanto, os valores para aços dessa classe. Assim, tendo em vista os valores-limite estipulados pela NBR

6118 (ABNT, 2014) de tensão inicial ($\sigma 0$), ao aplicar a força de tração na armadura (Pi), deve-se respeitar os seguintes índices:

a) $\sigma 0 \leq 0{,}77\ fptk$ e $0{,}85\ fpyk$ para pré-tração;
b) $\sigma 0 \leq 0{,}74\ fptk$ e $0{,}82\ fpyk$ para pós-tração;
c) $\sigma 0 \leq 0{,}80\ fptk$ e $0{,}88\ fpyk$ para cordoalhas engraxadas;
d) $\sigma 0 \leq 0{,}72\ fptk$ e $0{,}88\ fpyk$ para aços CP-85/105 (em barras).

Deve-se considerar, ainda, que $fptk$ e $fpyk$ indicam, respectivamente, os valores referentes à resistência à tração e à resistência ao escoamento do aço.

2.7.1.2 Perda por deformação da ancoragem

Ao finalizar o processo de ancoragem da armadura ativa na peça, o cabo estirado tende a acomodar-se na estrutura, fazendo com que sofra perda gradual de tensão, desde o ponto de ancoragem até o ponto em que a ação do atrito impede que a tensão diminua (RESENDE, 2018). Segundo Carvalho (2017), esse tipo de perda ocorre de forma diferente a depender do tipo de tração da peça – pré-tracionada ou pós-tracionada –, pois neste último o atrito faz com que as tensões ao longo do cabo variem em toda sua extensão. Menegatti (2004) ilustra essa afirmação mostrando que o sistema de pré-tração pode ser visto como se fosse um cabo ao ar livre, isto é, sem atrito, que, ao sofrer o encurtamento da ancoragem devido à cravação das cunhas, apresenta perdas ao longo de toda a sua extensão; ao contrário, quando há presença do atrito, essas perdas são reduzidas até que ambas (perda por ancoragem e atrito) se anulem.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) dispõe que essas perdas sejam fornecidas pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem ou retiradas de ensaios laboratoriais. Para determinar matematicamente as perdas de protensão ocasionadas pela deformação da ancoragem, Carvalho (2017) apresenta as Equações 22 (pós-tração) e 23 (pré-tração), respeitando os conceitos da lei de Hooke ($\sigma = Ep.\varepsilon$) sobre tensão e deformação. Em especial na Equação 22, devido ao atrito, a tensão é reduzida até determinado ponto da seção longitudinal (L), partindo do ponto de ancoragem da armadura (0), onde o valor da perda se torna nulo.

$$\int_0^L \sigma . dx \ = \ \Delta l . Ep \tag{22}$$

Em que:

$\int_0^L \sigma . dx$= perda de tensão devido à ancoragem entre o ponto de ancoragem (0) e o ponto onde a perda de tensão é nula (L);

Δl = encurtamento total do cabo devido à ancoragem;

Ep = módulo de elasticidade do aço de protensão.

$$\Delta\sigma \ = \ Ep \frac{\Delta l}{l} \tag{23}$$

Em que:

$\Delta\sigma$ = perda de tensão devido à ancoragem;

Δl = acomodação do cone após ancoragem;

l = comprimento da pista de protensão.

2.7.1.3 Perda por deformação imediata do concreto

Ao aplicarmos a força de protensão na seção transversal de um elemento estrutural, ocorre a chamada deformação elástica do concreto, provocando, assim, um pequeno encurtamento na seção longitudinal do elemento. Isso acontece para cada cabo que for estirado sucessivamente, causando um alívio de pressão nos cabos já acomodados (RESENDE, 2018). Para Hanai (2005), deve-se utilizar a média dos valores de força dos cabos a serem protendidos para considerar essa perda de tensão que os cabos geram uns nos outros devido à deformação imediata do concreto. O autor afirma, também, que, quando há apenas um cabo de armadura ativa no elemento estrutural, esse tipo de perda acaba sendo irrelevante, pois a deformação do concreto acompanha a tensão que está sendo aplicada sobre aquele único cabo.

Para determinar a perda de protensão pelo encurtamento que o concreto sofre durante o processo de aplicação da força de protensão nos cabos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta a Equação 24.

$$\Delta\sigma p = \frac{\alpha p \,.\, (\sigma cp + \sigma cg) \,.\, (n - 1)}{2.n} \quad (24)$$

Em que:

$\Delta\sigma p$ = perda média de tensão por deformação imediata do concreto;

σp = relação do módulo de elasticidade da armadura ativa pela elasticidade do concreto na data da aplicação da protensão;

σcp = tensão inicial do concreto referente ao nível do baricentro da armadura ativa devido à simultaneidade da protensão de todos os cabos;

σcg = tensão inicial do concreto referente ao nível do baricentro da armadura ativa devido ao carregamento permanente gerado pela protensão ou simultaneamente da protensão;

n = número de cabos.

Segundo Carvalho (2017), para peças pré-tracionadas, em que todos os cabos da armadura ativa são estirados antes do lançamento do concreto, ou seja, antes de estar em seu estado endurecido, não é necessário considerar o efeito do encurtamento do concreto devido ao estiramento sucessivo. Nesse caso, pode-se rescrever a Equação 24 da forma apresentada, a seguir, na Equação 25.

$$\Delta\sigma p = \alpha p \,.\, (\sigma cp + \sigma cg) \quad (25)$$

2.7.2 Perdas progressivas

As perdas progressivas ocorrem ao longo do tempo na estrutura e são influenciadas tanto pelas características dos materiais empregados quanto por ações externas, como condições climáticas e carregamento ao qual a estrutura está sendo solicitada (SILVA, 2013). Com o passar do tempo, as forças que atuam sobre a estrutura dos materiais, seja no concreto ou no aço, e as deformações que ocorrem provocam variações nas características mecânicas e elásticas desses materiais.

Essas perdas progressivas são de três tipos – perda por retração, perda por fluência e perda por relaxação da armadura – e resultam em deformações na estrutura (CARVALHO, 2017). Vale ressaltar, ainda, que as perdas de protensão progressivas

ocorrem da mesma maneira, independentemente do tipo de sistema adotado, pré-tração ou pós-tração (BASSO, 2018).

2.7.2.1 Perda por retração

A retração do concreto ocorre principalmente devido à perda de água durante o processo de hidratação, sendo observada ao longo de todo o tempo de vida útil da estrutura. Alguns fatores importantes que influenciam a retração do concreto são o clima, a geometria da peça e o traço (SILVA, 2013).

Segundo Basso (2018), a retração ocasiona um encurtamento (variação de volume) da peça em concreto, provocando, dessa maneira, perdas de tensão na protensão. Essa perda, para Bastos (2019), pode ser calculada, de forma aproximada, a partir da Equação 26.

$$\Delta\sigma pcs\ (t, t0)\ =\ \varepsilon cs\ (t, t0)\ .\ Ep \tag{26}$$

Em que:

$\Delta\sigma pcs\ (t, t0)$ = perda de tensão devido à retração do concreto;

$\varepsilon cs\ (t, t0)$ = deformação específica devido à retração do concreto, no tempo considerado;

Ep = módulo de elasticidade do aço de protensão.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta duas formas para determinar o valor de εcs ou $\varepsilon cs(t, t0)$, sendo uma delas válida para concretos de cimento Portland comum e a outra, demonstrada na Equação 27, válida para concreto protendido.

$$\varepsilon cs(t, t0) =\ \varepsilon\infty[\beta s(t) -\ \beta s(t0)] \tag{27}$$

Em que:

$\varepsilon cs(t, t0)$ = deformação específica devido à retração do concreto, no tempo considerado;

$\varepsilon\infty$ = valor final da retração, dado por $\varepsilon 1s.\varepsilon 2s$;

$\beta s(t)$ = coeficiente de retração no instante t;

$\beta s(t0)$ = coeficiente de retração no instante $t0$;

t = idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

$t0$ = idade fictícia do concreto no instante considerado como de início da retração, em dias.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), enquanto o lavor de $\varepsilon 1s$ é um coeficiente que depende tanto da umidade relativa do ambiente quanto da consistência do concreto, o $\varepsilon 2s$ depende somente da espessura fictícia ($hfic$). As Equações 28 e 29, retiradas da NBR 6118, demonstram como obter os valores de $\varepsilon 2s$ e $hfic$, e a Tabela 7 evidencia como determinar o valor de $\varepsilon 1s$.

$$\varepsilon 2s = \frac{33 + 2hfic}{20{,}8 + 3\,hfic} \tag{28}$$

$$hfic = \gamma \frac{2Ac}{uar} \tag{29}$$

Em que:

Ac = área da seção transversal da peça;

γ = coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente ($U\%$), determinado pela fórmula $\gamma = 1 + exp\,(-7{,}8 + 0{,}1\,.\,U)$ para U ≤ 90%;

uar = perímetro externo da seção em contato com o ar.

Tabela 7 – Valores usuais para determinar a retração

Ambiente	Umidade U %	Retração (10^4 ε_{1s}) Abatimento (ABNT NBR NM 67) cm			γ
		0 – 4	5 – 9	10 – 15	
Na água	-	+1,0	+1,0	+1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	-1,9	-2,5	-3,1	5,0
Ao ar livre, em geral	70	-3,8	-5,0	-6,2	1,5
Em ambiente seco	40	-4,7	-6,3	-7,9	1,0

Fonte: Adaptada da ABNT (2014).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) esclarece, conforme Equação 30, a forma de determinar o valor ε_{1s} com abatimento na faixa central apresentada na Tabela 7 (de 5

a 9 cm), considerando 40% ≤ U ≤ 90%. Para abatimentos entre 0 e 4 cm, o valor deve ser 25% menor que o encontrado e, para abatimentos entre 10 e 15 cm, deve ser 25% maior.

$$10^4\,\varepsilon 1s\; =\; -\,8{,}09\; +\; (\frac{U}{15})\; -\; (\frac{U^2}{2248})\; -\; (\frac{U^3}{133765})\; +\; (\frac{U^4}{7608150}) \qquad (30)$$

O valor de $\beta_s(t)$ também é determinado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e depende da idade fictícia (t) para valores de t ≥ 3 dias e da espessura fictícia (h_{fic}) para valores de 0,05 a 1,60 m.

$$\beta s(t)\; =\; \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3\; +\; A.\left(\frac{t}{100}\right)^2\; +\; B.\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3\; +\; C.\left(\frac{t}{100}\right)^2\; +\; D.\left(\frac{t}{100}\right)\; +\; E} \qquad (31)$$

Em que:

A = 40;

B = $116hfic^3$ – $282hfic^2$ + $220hfic$ – 4,8;

C = $2{,}5hfic^3$ – $8{,}8hfic$ + 40,7;

D = – $75hfic^3$ + $585hfic^2$ + $496hfic$ – 6,8;

E = – $169hfic^4$ + $88hfic^3$ + $584hfic^2$ – $39hfic$ + 0,8.

2.7.2.2 Perda por fluência

A fluência é ocasionada devido ao estado de tensões permanentes em que o concreto protendido se encontra, pois, com o passar do tempo, a pressão da força axial aplicada pela armadura ativa no concreto provoca um encurtamento no sentido longitudinal da peça, gerando, consequentemente, um alívio de tensão na armadura ativa (SILVA, 2013). Conforme Carvalho (2017), a fluência constitui uma ação permanente na estrutura, que é iniciada no momento da aplicação de uma força na seção da estrutura e continua influenciando essa estrutura ao longo do tempo, porém de forma cada vez menos intensa. Hanai (2005), por sua vez, assevera que esse tipo de perda sobre a estrutura tem duração aproximada de dois a três anos.

A Equação 32, a seguir, é apresentada por Carvalho (2017) para mensurar a perda de tensão por fluência.

$$\Delta\sigma p,c(t,t0) = \sigma cgp \,.\, \varphi(t,t0) \,.\, \alpha p \quad (32)$$

Em que:

$\Delta\sigma p,c(t,t0)$ = perda de tensão devido à fluência do concreto no tempo considerado;

σcgp = tensão do concreto no nível do centro de gravidade da armadura ativa devido às ações permanentes;

$\varphi(t,t0)$ = coeficiente de fluência no tempo considerado;

αp = relação do módulo de elasticidade da armadura ativa pela elasticidade do concreto.

Já o valor da deformação por fluência do concreto (εcc) e o coeficiente de deformação (φ) podem ser determinados conforme prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014) e apresentado nas Equações 33 e 34.

$$\varepsilon cc = \varepsilon cca + \varepsilon ccd + \varepsilon ccf \quad (33)$$

Em que:

εcca = deformação por fluência rápida;

εccd = deformação por fluência lenta reversível;

εccf = deformação por fluência lenta irreversível.

$$\varphi = \varphi a + \varphi f + \varphi d \quad (34)$$

Em que:

φa = coeficiente de deformação rápida;

φf = coeficiente de deformação lenta irreversível;

φd = coeficiente de deformação lenta reversível.

Baseada nos conceitos da lei de Hooke, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a relação entre a deformação por fluência (εcc) e o coeficiente de deformação (φ) em determinado instante (Equação 35).

$$\varepsilon cc(t, t0) = \frac{\alpha c}{Ec28} . \varphi(t, t0) \quad (35)$$

Em que:

αc = tensão à compressão do concreto;

$Ec28$ = módulo de deformação tangente inicial para j = 28 dias.

Assim, o coeficiente de fluência $\varphi(t, t0)$ é dado pela Equação 36:

$$\varphi(t, t0) = \varphi a + \varphi f\infty . [\beta f(t) - \beta f(t0)] + \varphi\, d\infty . \beta d \quad (36)$$

Em que:

$\varphi f\infty$ = valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível;

$\beta f(t)$ = coeficiente relativo à deformação lenta irreversível no instante t;

$\beta f(t0)$ = coeficiente relativo à deformação lenta irreversível no instante t_0;

$\varphi\, d\infty$ = valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, considerado igual a 0,4;

βd = coeficiente relativo à deformação lenta reversível.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), os valores de φa e $\varphi f\infty$ dependem da classe do concreto. O coeficiente $\varphi\, a$ depende, ainda, do tipo de cimento utilizado para a confecção do concreto, pois depende do crescimento da resistência do concreto. Já o $\varphi f\infty$ depende, também, de outros dois coeficientes, um relativo à umidade do ambiente ($\varphi 1c$) e o outro referente à espessura fictícia da peça ($\varphi 2c$) (ABNT, 2014) – a espessura fictícia foi abordada na Equação 22 (seção 2.7.2.1).

A seguir, nas Equações 37 e 38, constam os valores de φ_a e $\varphi_{f\infty}$ para concretos de classe C20 a C45.

$$\varphi a = 0{,}8 . \left[1 - \frac{fc(t0)}{fc(t\infty)}\right] \quad (37)$$

$$\varphi f\infty = \varphi 1c \,.\, \varphi 2c \quad (38)$$

Já os valores de φ_a e $\varphi_{f\infty}$ para concretos de classe C50 a C90 são apresentados nas Equações 39 e 40.

$$\varphi a = 1{,}4 \,.\, \left[1 - \frac{fc(t0)}{fc(t\infty)}\right] \quad (39)$$

$$\varphi f\infty = 0{,}45 \,.\, \varphi 1c \,.\, \varphi 2c \quad (40)$$

Em que:

$\frac{fc(t0)}{fc(t\infty)}$ = função do crescimento da resistência do concreto com a idade;

$\varphi 2c = \frac{42 + hfic}{20 + hfic}$

E, para determinar o valor de φ_{1c}, a NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que $\varphi 1c = 4{,}45 - 0{,}035 \,.\, U$, sendo U a umidade relativa do ambiente. Essa expressão é válida para concretos com abatimento entre 5 e 9 cm, considerando U ≤ 90%. Para abatimentos menores, usam-se valores 25% menores que o encontrado e, para abatimentos de 10 a 15 cm, empregam-se valores 25% maiores, conforme Tabela 8.

Tabela 8 – Valores usuais para determinar a fluência

Ambiente	Umidade U %	Fluência (φ_{1c}) Abatimento (ABNT NBR NM 67) cm		
		0 – 4	5 – 9	10 – 15
Na água	-	0,6	0,8	1,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8

Fonte: Adaptada da ABNT (2014).

Por fim, os valores dos coeficientes βf e βd, retirados da NBR 6118 (ABNT, 2014) e dependentes do tempo (t) e da espessura fictícia da peça, são apresentados nas Equações 41 e 42.

$$\beta f(t) = \frac{t^2 + A.t + B}{t^2 + C.t + D} \quad (41)$$

$$\beta d(t) = \frac{t - t0 + 20}{t - t0 + 70} \quad (42)$$

Em que:

A = $42hifc^3 - 350hfic^2 + 588hfic + 113$;

B = $768hifc^3 - 3060hfic^2 + 3234hfic - 23$;

C = $- 200hifc^3 + 13hfic^2 + 1090hfic + 183$;

D = $7579hifc^3 - 31916hfic^2 + 35343hfic + 1931$.

2.7.2.3 Perda por relaxação da armadura

A perda por relaxação da armadura está diretamente relacionada à tensão aplicada inicialmente durante o processo de estiramento da armadura ativa, ao tipo de armadura empregado e ao comportamento do aço quanto à relaxação e à temperatura (SILVA, 2013). Carvalho (2017) complementa essa asserção mencionando que, devido à ocorrência da fluência no concreto, a relaxação acaba apresentando valores menores do que se for analisada de forma isolada. Assim, pode-se afirmar que o fenômeno de relaxação dos aços de alta resistência é ocasionado pela tensão no cabo e pelas deformações que o concreto sofre durante toda a sua vida útil.

Na NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta-se o valor do coeficiente de relaxação pura do aço ($\psi(t, t0)$), utilizado para determinar a perda por relaxação, a qual depende do coeficiente de relaxação $\psi 1000$ (ABNT, 2014 p. 54), que corresponde à relaxação após mil horas, a uma temperatura de 20 ºC (Tabela 9). Para tempos diferentes de mil horas, emprega-se a fórmula presente na Equação 43 e, para o tempo infinito, adota-se 2,5 . $\psi 1000$.

$$\psi(t,t0) \;=\; \psi 1000\,.\left(\frac{t\,-\;t0}{41{,}67}\right)^{0{,}15} \tag{43}$$

Em que:

t = instante considerado;

$t0$ = instante do estiramento da armadura ativa.

Tabela 9 – Valores de $\psi 1000$ (%)

Tensão inicial	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: Adaptada da ABNT (2014).

Para determinar a perda de tensão por relaxação do aço, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta a Equação 44, que pode também ser descrita conforme a Equação 45.

$$\Psi(t,t0) \;=\; \frac{\Delta\alpha pr(t,t0)}{\alpha pi} \tag{44}$$

$$\Delta\alpha pr(t,t0) \;=\; \alpha pi\,.\,\Psi(t,t0) \tag{45}$$

Em que:

$\Delta\alpha pr(t,t0)$ = perda de tensão por relaxação, do instante t_0 (estiramento) ao instante t observado;

αpi = tensão inicial no cabo estirado.

2.8 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

O dimensionamento da armadura longitudinal em estruturas de concreto armado ou protendido tem por finalidade atender às exigências normativas quanto ao ELU e aos ELS para os esforços de flexão gerados pelos esforços solicitantes do

concreto (FALEIROS JUNIOR, 2010). Em se tratando de concreto protendido, é de livre escolha do projetista determinar a quantidade de armadura ativa no estado de ruína da estrutura ou nos estados de fissuração, devendo utilizar a condição oposta à escolhida como forma de verificação (CARVALHO, 2017).

Além dos estados-limite da estrutura, os conceitos de perda de protensão são utilizados para determinar a armadura longitudinal da estrutura, visto que tais perdas influenciam a intensidade da força de protensão pela qual os cabos são solicitados (TREVIZOLI, 2015). No caso de estruturas pré-fabricadas, deve-se atentar às etapas construtivas, uma vez que o concreto apresentará diferentes resistências dependendo da idade em que cada uma dessas etapas for executada (INFORSATO; CARVALHO; ARAUJO, 2018).

2.8.1 Armadura longitudinal em pós-tração

Conforme Carvalho (2017), as etapas que devem ser contempladas no pré-dimensionamento da armadura longitudinal são as seguintes:

a) esquema estrutural – em que se definem as diretrizes para o cálculo, como comprimento dos vãos, apoios de vigas, tipo de ancoragem e geometria da peça, sendo preciso, ainda, identificar as seções e informações a respeito da inclinação do cabo representante;
b) definição do sistema de protensão – em que se consideram fatores econômicos e viáveis à estrutura em questão;
c) consideração das perdas imediatas – etapa já discutida no capítulo 2.7.1 deste trabalho;
d) consideração das perdas progressivas – etapa já discutida no capítulo 2.7.2 deste trabalho;
e) cálculo do número de cabos necessários considerando o ELU;
f) verificação da fissuração.

2.8.2 Armadura longitudinal em pré-tração

Inforsato, Carvalho e Araujo (2018) apresentam um roteiro para os casos de pré-tração, aplicados em uma estrutura pré-fabricada, conforme exposto a seguir:

a) definição da agressividade do ambiente e, consequentemente, dos materiais a serem empregados;
b) geração de modelos de cálculo com os carregamentos conforme cada etapa construtiva;
c) estimativa das perdas de protensão e, em ELU no tempo infinito, determinação da armadura ativa (A_p) na borda inferior das fibras;
d) verificação da armadura encontrada em ELU no tempo zero – caso haja tensão de tração (dentro dos limites normativos) na borda superior devido à aplicação da força de protensão, calcula-se uma armadura passiva (A'_s) para essa região;
e) cálculo das perdas reais para cada etapa de execução na estrutura com a armadura encontrada (conforme capítulos 2.7.1 e 2.7.2 deste trabalho);
f) averiguação da fissuração com a tensão final encontrada;
g) repetição dos passos c) e d) com os novos valores de tensão;
h) verificação das flechas.

2.9 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

A armadura transversal em estruturas de concreto armado tem a função de combater os esforços de cisalhamentos impostos à estrutura e apresenta duas diretrizes para cálculo, que levam em consideração o ângulo das bielas comprimidas (TREVIZOLI, 2015). Os aspectos que influenciam a distribuição das tensões de cisalhamento nas estruturas são: geometria da seção transversal e suas variações ao longo de toda a seção longitudinal da estrutura; esbeltez da peça; modo de disposição das armaduras transversais e longitudinais na peça; aderência e condições de apoio; e carregamentos (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), a armadura transversal deve ser dimensionada quanto ao ELU, existindo dois modelos de cálculo para isso. Enquanto o modelo I é válido para a consideração de diagonais de compressão com o ângulo de 45º, o modelo II admite ângulos entre 30º e 45º, sem um critério definido para a escolha do ângulo. O primeiro modelo considera θ = 45º, a partir da fórmula presente nas Equações 46, 47 e 48.

$$VRd2 = 0{,}27 \cdot \alpha V2 \cdot fcd \cdot bw \cdot d \quad (46)$$

Em que:

$VRd2$ = força cortante resistente de cálculo, referente à ruína das diagonais comprimidas;

$\alpha V2$ = (1 – $\frac{fck}{250}$), fck em MPa;

fcd = resistência de cálculo à compressão do concreto;

bw = largura da seção transversal;

d = altura útil da seção transversal.

$$VRd3 = Vc + Vsw \quad (47)$$

Em que:

$VRd3$ = força cortante resistente de cálculo, referente à ruína por tração diagonal;

Vc = parcela da força cortante absorvida pelo concreto;

Vsw = parcela da força cortante absorvida pela armadura transversal.

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s}\right) . 0{,}9 . d . fywd . (sen\ \alpha + cos\ \alpha) \quad (48)$$

Isolando a parcela referente à área de armadura transversal (Asw), em função do espaçamento entre ela(s), obtém-se a fórmula exposta na Equação 49:

$$\left(\frac{Asw}{s}\right) = \frac{Vsw}{0{,}9 . d . fywd . (sen\ \alpha - cos\ \alpha)} \quad (49)$$

Em que:

$fywd$ = tensão na armadura passiva;

α = ângulo de inclinação da armadura transversal (45º ≤ α ≤ 90º) em relação ao eixo longitudinal da estrutura.

Já no que concerne ao valor de Vc, a NBR 6118 (ABNT, 2014) distingue três situações para determiná-lo:

a) Vc = 0 para linha neutra fora da seção (em elementos tracionados);

b) $Vc = Vc0$ para a linha neutra cortando a seção (flexão simples e flexo-tração);

c) $Vc = Vc0 \,.\, (1 + \frac{M0}{MSd,máx}) \leq 2 \,.\, Vc0$ (flexo-compressão).

Com o valor de $Vc0 = 0{,}6 \,.\, fctd \,.\, bw \,.\, d$ e o valor de $fctd = \frac{fctk,inf}{\gamma c}$.

Em que:

$M0$ = momento fletor que anula as tensões normal de compressão na borda da seção transversal;

$MSd,máx$ = máximo momento fletor de cálculo;

$fctd$ = resistência de cálculo à tração do concreto;

bw = menor largura da seção transversal da peça;

d = altura útil da seção transversal.

O segundo modelo, por sua vez, considera 30º ≤ θ ≤ 45º e pode ser calculado a partir das Equações 50 e 51.

$$VRd2 = 0{,}54 \,.\, \alpha V2 . fcd \,.\, bw \,.\, d \,.\, sen2\,\theta \,.\, (cotg\,\alpha + cotg\,\theta) \qquad (50)$$

$$\left(\frac{Asw}{s}\right) = \frac{Vsw}{0{,}9 \,.\, d \,.\, fywd \,.\, (cotg\,\alpha - cotg\,\theta) \,.\, sen\,\alpha} \qquad (51)$$

E, para o valor de Vc (conforme Equação 47), a NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta situações semelhantes ao modelo I e mais outras duas:

a) Vc = 0 para linha neutra fora da seção (em elementos tracionados);

b) $Vc = Vc1$ para a linha neutra cortando a seção (flexão simples e flexo-tração);

c) $Vc = Vc1 \,.\, (1 + \frac{M_0}{M_{Sd,máx}}) \leq 2 \,.\, Vc1$ (flexo-compressão);

d) $Vc1 = Vc0$ quando $VSd \leq Vc0$;

e) $Vc1 = 0$ quando $VSd = VRd2$, com interpolação linear para valores intermediários.

Para atender qualquer um dos dois modelos apresentados, a NBR 6118 (ABNT, 2014) exige que as seguintes condições sejam atendidas:

a) $VSd \leq VRd2$;
b) $VSd \leq VRd3$.

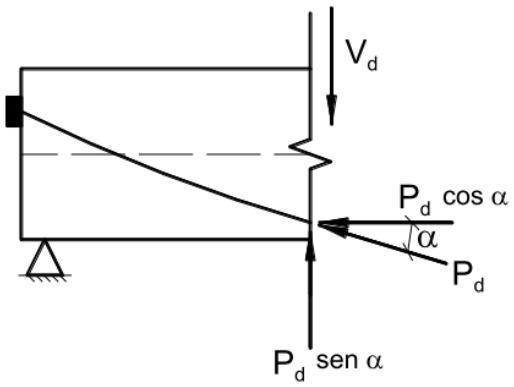
Em que:
V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo.

Tanto Bastos (2019) quanto Carvalho (2017) são enfáticos ao afirmar que, para o dimensionamento da armadura transversal das estruturas de concreto protendido, deve ser utilizado o modelo II, pois, devido às tensões geradas pela força normal à seção transversal do concreto, oriundas da ação da protensão, o ângulo das bielas comprimidas acaba, de fato, sendo inferior a 45º. Bastos (2019) demonstra, ainda, que o valor de VSd sofre uma redução ocasionada pela projeção vertical da força de protensão em cabos curvos (Figura 15). Já a NBR 6118 (ABNT, 2014) indica uma terceira condição a ser atendida quando essa projeção for favorável à direção do cortante:

$$Ap\,.\,fpyd + As\,.\,fyd \geq VSd.$$

Em que:
Ap = área de aço de armadura ativa;
$fpyd$ = tensão de escoamento de projeto da armadura ativa;
As = área de aço de armadura passiva;
fyd = tensão de escoamento de projeto da armadura passiva.

Figura 15 – Distribuição das forças em uma seção devido à curvatura do cabo



Fonte: Bastos (2019, p. 249).

2.10 ANCORAGEM DA ARMADURA DE PROTENSÃO

A ancoragem da armadura ativa em estruturas protendidas depende do tipo de protensão empregada no concreto, podendo ser efetivada por meio de dispositivos de ancoragem ou simplesmente realizada via aderência entre aço e concreto (CARVALHO, 2017). Enquanto que em estruturas pós-tracionadas a ancoragem é realizada por intermédio de dispositivos (bainhas, cunhas e injeção de calda), em estruturas pré-tracionadas apenas a aderência entre os materiais é utilizada para tal fim (HANAI, 2005).

Cabe mencionar, ainda, que o lado em que os fios são estirados pelo macaco hidráulico é denominado ancoragem ativa, e o outro lado, onde não se aplica nenhuma força, tendo função apenas de manter a armadura ancorada nessa extremidade, é denominado ancoragem passiva (CAUDURO, 2000). A NBR 6118 (ABNT, 2014) destaca quatro importantes situações para o estudo da ancoragem: distância de regularização da força de protensão (lp), comprimento de transferência da armadura pré-tracionada ($lbpt$), comprimento básico de ancoragem da armadura ativa (lbp) e comprimento de ancoragem necessário para armadura ativa ($lbpd$)

A distância de regularização da força é definida como a distância do dispositivo de ancoragem ativa em que a armadura de protensão tem de fato as forças de protensão atuantes ao longo da peça (TREVIZOLI, 2015). O local onde efetivamente ocorre a aderência entre a armadura ativa e o concreto é denominado comprimento de transferência, sendo nessa região que os esforços devido à protensão são transmitidos ao concreto (COUTO FILHO; BELLA, 2005). Já o comprimento básico de

ancoragem refere-se ao comprimento onde a armadura sofre a ruptura ao ser solicitada por esforços de arrancamento, e o comprimento de ancoragem necessário é aquele apresentado em projeto (CARVALHO, 2017).

Todos esses comprimentos são calculados conforme as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014) e dependem do tipo de armadura empregado para a protensão e da graduação da liberação da protensão. Para fios isolados, utiliza-se a Equação 52.

$$lbp = \frac{Ø \,.\, fpyd}{4 \,.\, fbpd} \tag{52}$$

Em que:

Ø = diâmetro da armadura;

$fbpd$ = resistência de cálculo da aderência da armadura ativa.

Para cálculo com liberação gradual da protensão em fios isolados, emprega-se a Equação 53:

$$lbpt = \frac{0{,}7 \,.\, lbp \,.\, \alpha pi}{fpyd} \tag{53}$$

Em que:

αpi = tensão inicial de protensão.

Já para mensurar a liberação não gradual da protensão em fios isolados, pode-se usar a fórmula exposta a seguir, na Equação 54.

$$lbpt = \frac{0{,}875 \,.\, lbp \,.\, \alpha pi}{fpyd} \tag{54}$$

No caso de cordoalhas (três a sete fios), emprega-se a Equação 55:

$$lbp = \frac{7 \,.\, Ø \,.\, fpyd}{26 \,.\, fbpd} \tag{55}$$

Para mensurar a liberação gradual da protensão em cordoalhas, tem-se a Equação 56.

$$lbpt = \frac{0{,}5 \,.\, lbp \,.\, \alpha pi}{fpyd} \tag{56}$$

E, para calcular a liberação não gradual da protensão em cordoalhas, deve-se utilizar a fórmula presente na Equação 57.

$$lbpt = \frac{0{,}625 \,.\, lbp \,.\, \alpha pi}{fpyd} \tag{57}$$

Os valores de $lbpd$ e lp dependem dos demais, tanto para fios isolados quanto para cordoalhas, e podem, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), ser verificados por meio das Equações 58 e 59.

$$lbpd = lbpt + lbp \,.\, \frac{fyd - \alpha pi}{fyd} \tag{58}$$

$$lp = \sqrt{h^2 + (0{,}6 \,.\, lbpt)^2} \geq lbpt \tag{59}$$

Em que:

h = altura da peça.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) explicita, ainda, que para o cálculo da resistência à aderência da armadura ($fbpd$) são utilizados os coeficientes $\eta p1$ e $\eta p2$ que pode ser retirado, respectivamente, da Tabela 1 e da Tabela 10, e à resistência de cálculo ao cisalhamento do concreto ($fctd$), como exposto nas Equações 60 e 61.

$$fbpd = \eta p1 \,.\, \eta p2 \,.\, fctd \tag{60}$$

$$fctd = \frac{fctk,inf}{\gamma c} \tag{61}$$

Em que:

γc = coeficiente de ponderação da resistência do concreto (1,4).

Tabela 10 – Valor do coeficiente $\eta p2$

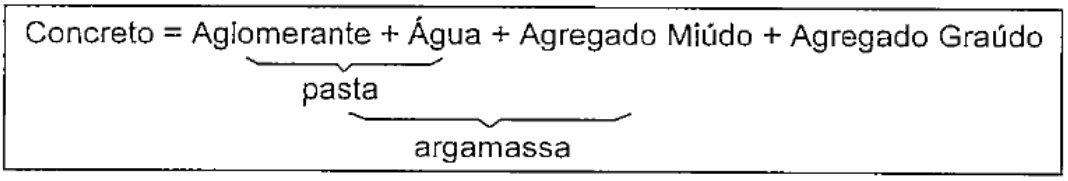
Aderência	η_{p2}
Boa aderência	1,0
Má aderência	0,7

Fonte: Elaborada pelo autor.

2.11 CONCRETO ARMADO

Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 19) apresentam a seguinte definição de concreto: “[...] um material composto de água, cimento e agregados [...]”, no interior do qual estão incorporados outros dois submateriais também bastante conhecidos na construção civil: a pasta, composta de cimento e água, e a argamassa, obtida via mistura da pasta com o agregado miúdo. No caso do concreto convencional, diz-se que o cimento é o aglomerante da mistura (Figura 16). Os autores citam, ainda, que, com a aplicação de armadura no concreto, tem-se o chamado concreto armado.

Figura 16 – Definição de concreto



Fonte: Clímaco (2008, p. 33).

Segundo Carvalho (2017), o concreto apresenta dois estados: o estado fresco e o estado endurecido. No estado fresco, destaca-se a consistência do material, a trabalhabilidade e a homogeneidade (mesmo que seja composto por mais de um material). Já no estado endurecido, conforme Clímaco (2008), ressaltam-se as seguintes propriedades: boa resistência aos esforços de compressão, baixa resistência aos esforços de tração e elevada durabilidade.

Cabe mencionar, além disso, que o fato de o concreto apresentar um comportamento desfavorável quanto à tração é o principal motivo da utilização de

barras de aço nas regiões onde esses esforços aparecem com maior intensidade, pois o aço empregado para concreto armado apresenta elevada resistência à tração (BRITO; MENDES, 2019).

2.12 CONCRETO PRÉ-FABRICADO

As estruturas pré-moldadas são todas aquelas cuja confecção é feita fora de seu local final de utilização. Pode-se classificá-las, ainda, como pré-moldadas de fábrica (pré-fabricadas) quando são moldadas dentro de fábricas e posteriormente transportadas até o local de montagem da estrutura de que farão parte (CHASTRE; LÚCIO, 2012). Nos elementos pré-fabricados, a aplicação da protensão resume-se à utilização de protensão com aderência inicial (pré-tensão) na confecção das peças em fábrica, em pistas de 80 m a 200 m, podendo haver aplicação de pós-tensão, quando necessário, no local de utilização (EL DEBS, 2017).

É de grande importância compreender que as peças pré-fabricadas em concreto passam por situações distintas daquelas moldadas já em sua posição final na estrutura, tais como desmoldagem, transporte e estocagem, montagem e, no caso da aplicação de protensão, descompressão. Em algumas dessas situações, é necessário que a peça tenha atingido certa resistência, geralmente com muita rapidez, o que torna indispensável a utilização de cimentos de alta resistência inicial (ARI) na mistura para o concreto (BOIÇA; SANTOS FILHO, 2005).

2.12.1 Desmoldagem

Conforme descrito na NBR 14931 (ABNT, 2004), nas estruturas de concreto armado, em geral, as fôrmas só podem ser removidas se atendidos certos requisitos, como:

a) suportar o peso próprio da estrutura;
b) considerar os carregamentos referentes ao tempo em que a fôrma ainda não foi removida;
c) suportar as sobrecargas oriundas do processo de execução, como trânsito de equipamentos e operários sobre a estrutura;
d) respeitar as condições de cura do concreto;

e) evitar deformações que superem os limites previstos para essa etapa.

Além desses requisitos, é importante ressaltar a necessidade, conforme prevê a NBR 14931 (ABNT, 2004), de que o concreto tenha resistência para suportar cargas na etapa de desforma. No caso de estruturas pré-fabricadas, um dos carregamentos impostos nessa etapa é o gerado pelo içamento das peças durante o processo.

2.12.2 Transporte e estocagem

Durante a etapa de transporte, é preciso tomar alguns cuidados quanto às barras aparentes da peça em questão, uma vez que elas podem atrapalhar o manuseio ou mesmo o carregamento no veículo que irá fazer o transporte do elemento (ACKER, 2002). Chastre e Lúcio (2012), por sua vez, chamam atenção aos limites de comprimento e peso dos caminhões disponíveis no mercado para fretarem as peças.

Tanto para a estocagem quanto para o transporte, as peças pré-fabricadas devem obedecer às diretrizes da NBR 9062 (ABNT, 2017) no que concerne às especificações de içamento das peças. Assim, seja para apoiar as peças sobre uma superfície qualquer ou para empilhá-las, é necessário utilizar apoios distribuídos de forma a não causar esforços não previstos para essa etapa sobre a estrutura, ou mesmo danificá-las. Por fim, para o transporte, além do já comentado sobre empilhamento, deve-se ancorar as peças para evitar seu tombamento quando sobrepostas.

2.12.3 Montagem

A montagem em canteiro de obras dos sistemas em concreto pré-fabricado deve seguir uma lógica já contemplada no projeto. Os passos para a montagem da estrutura preveem situações transitórias da estrutura, como içamento das peças, por exemplo (EL DEBS, 2017).

Quando as estruturas pré-fabricadas são montadas, é imprescindível que a execução seja rápida e da forma mais simples possível. É importante, ainda, que as peças tenham folgas previstas em projeto, bem como esperas para ligação entre outros elementos estruturais. Além disso, as peças devem estar devidamente

identificadas para que não sejam colocas na posição errada, prejudicando, assim, a estrutura como um todo (ACKER, 2002).

2.12.4 Descompressão dos cabos de protensão

A NBR 9062 (ABNT, 2017) estabelece que a descompressão em peças protendidas pré-moldadas quanto da aplicação de pré-tração somente pode ser realizada quando o concreto atingir resistência à compressão efetiva superior a 21 MPa.

2.13 CUSTOS

Quando se trata de custos dos insumos de um serviço, é necessário ter o conhecimento das bases de dados utilizadas para estipular esses valores. A Caixa Econômica Federal elaborou o Sistema Nacional de Pesquisa de Índices da Construção Civil (SINAPI), que tem por finalidade organizar as composições de custos para cada serviço ou insumo dentro da construção civil, de modo que sirva como referência para orçamentos (FREITAS, 2017).

3 METODOLOGIA

Neste capítulo, são apresentados os parâmetros e as considerações utilizadas na elaboração do estudo proposto por este trabalho, de modo a determinar a relação da taxa de armadura e a flecha, bem como fazer uma estimativa de custo das armaduras em vigas pré-fabricadas com a aplicação de armadura ativa e comparar a estruturas similares sem o emprego de armadura ativa. Todos os resultados de cálculos aqui expostos foram determinados por meio de uma planilha em Excel elaborada pelo autor deste trabalho.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS

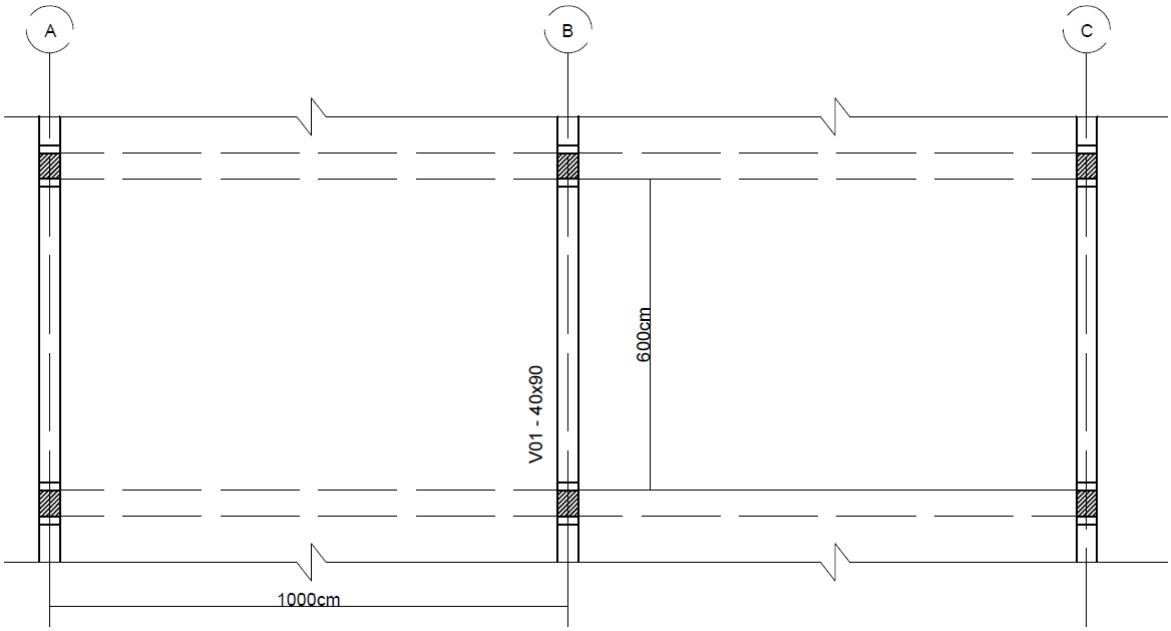
Para o estudo, foram avaliadas seis vigas pré-fabricadas com as seguintes características:

a) viga com um vão de 6 m com armadura ativa;
b) viga com um vão de 6 m sem armadura ativa;
c) viga com um vão de 9 m com armadura ativa;
d) viga com um vão de 9 m sem armadura ativa;
e) viga com um vão de 12 m com armadura ativa;
f) viga com um vão de 12 m sem armadura ativa.

Na consideração do modelo estrutural, foi definido que todas as vigas são simplesmente apoiadas em ambas as extremidades, com uma laje simplesmente apoiada descarregando os esforços nela solicitantes em toda a extensão do vão da viga. Além disso, adotou-se uma seção transversal retangular de 40 cm x 90 cm para todos os modelos analisados com um vão entre vigas de 10 m.

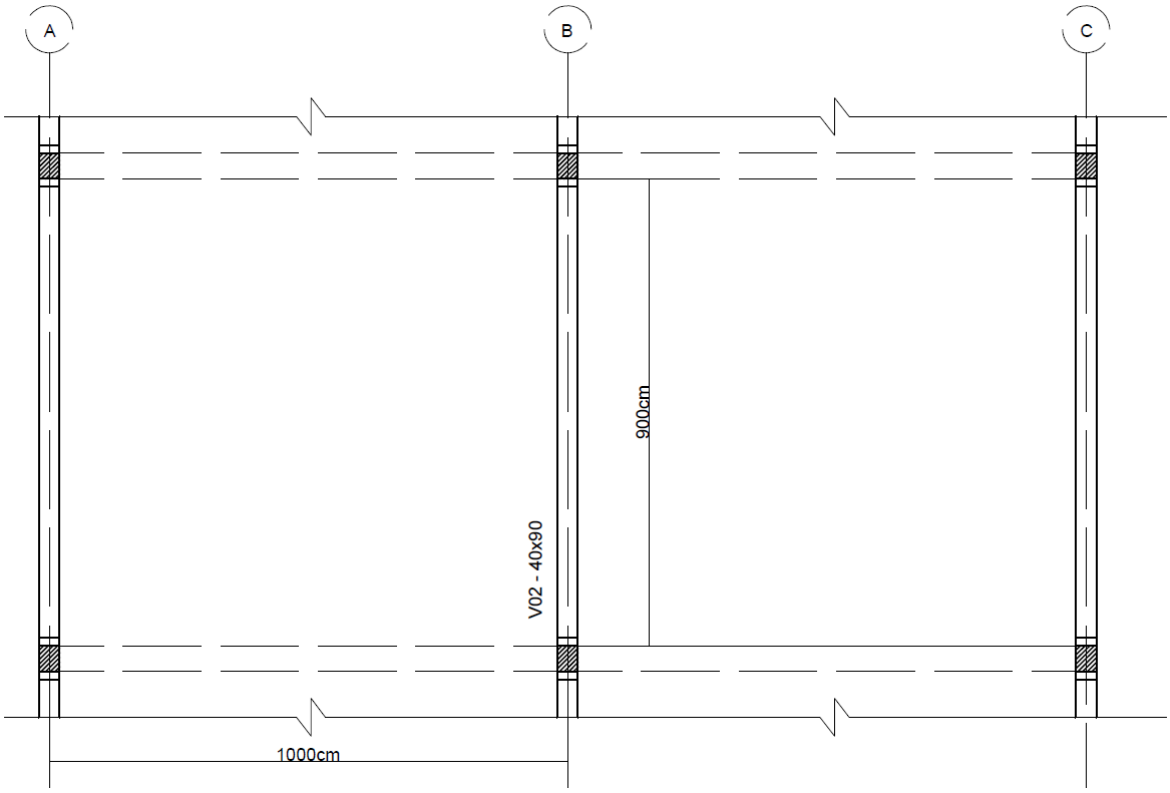
As vigas escolhidas como objeto de estudo são a V01 (Figura 17), a V02 (Figura 18) e a V03 (Figura 19). Cada uma foi verificada com e sem a aplicação de protensão, conforme estabelecido no início deste capítulo.

Figura 17 – Modelo estrutural para cálculo da viga V01 com 6 m de vão



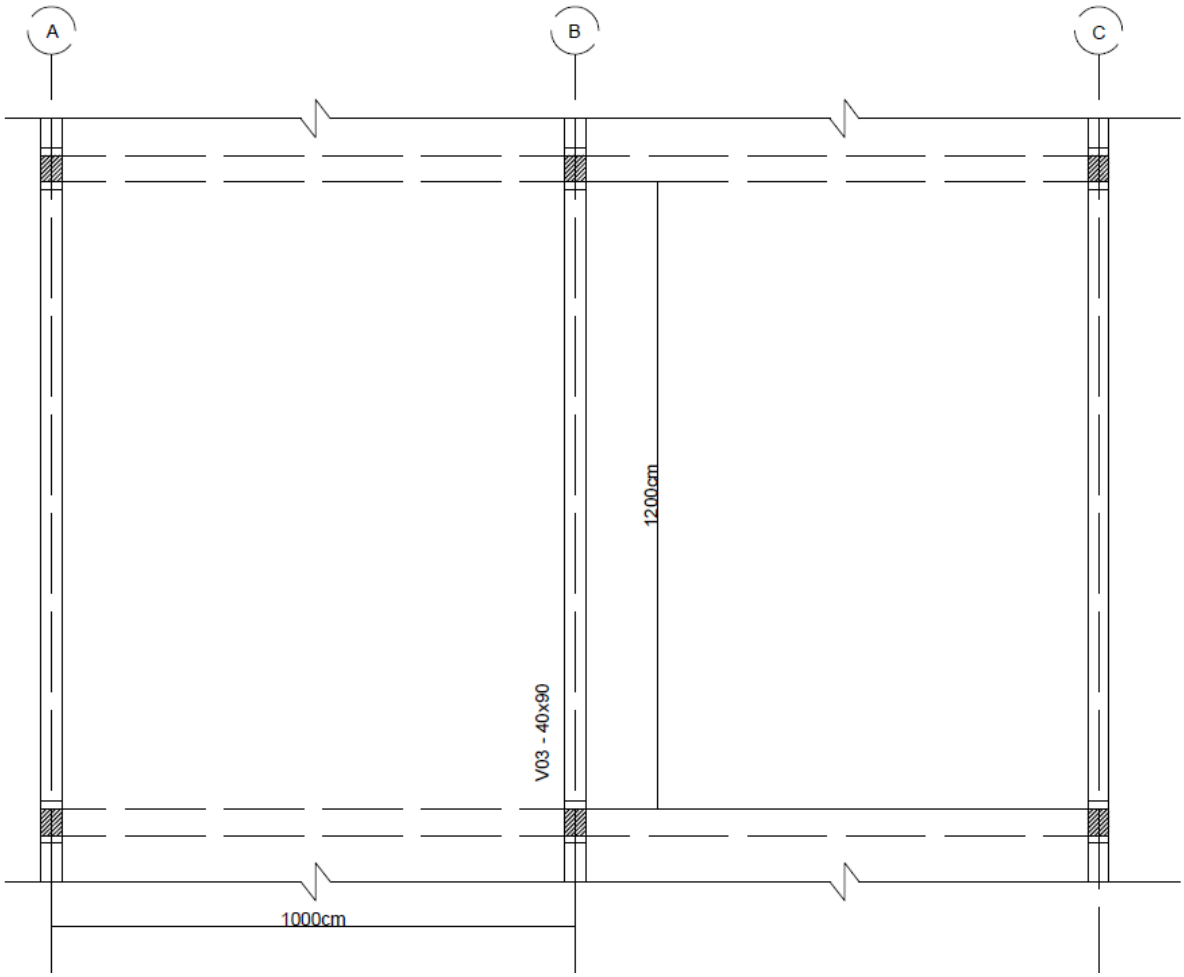
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 18 – Modelo estrutural para cálculo da viga V02 com 9 m de vão



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 19 – Modelo estrutural para cálculo da viga V03 com 12 m de vão



Fonte: Elaborada pelo autor.

3.2 MATERIAIS EMPREGADOS E CARACTERÍSTICAS DO AMBIENTE

Os materiais empregados para a análise das vigas foram os seguintes:

a) concreto com fck = 40MPa e $fcjk$ = 21MPa (resistência mínima para efetivação da protensão);
b) armadura ativa classe CP-190RB;
c) armadura passiva CA-50 e CA-60;
d) classe de agressividade do ambiente II – moderada;
e) protensão limitada;
f) dimensão máxima do agregado de 19 mm, granito;
g) cimento de CP-V ARI;
h) pré-tensão com aderência inicial.

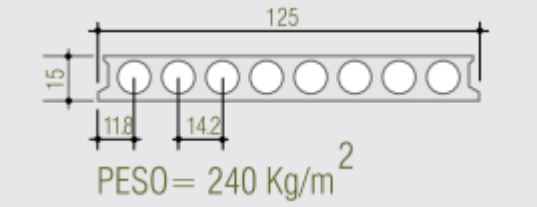
3.3 SOLICITAÇÕES E MODELOS DE CÁLCULO

Os parâmetros considerados para determinar as solicitações externas nas vigas propostas foram:

a) g1 = peso próprio da viga 25 kN/m³;
b) g2 = laje alveolar 2,4 kN/m² (15 cm);
c) g3 = carga de alvenaria 18 kN/m³ (altura = 2,60 m x largura = 0,15 cm);
d) q = carga acidental 3 kN/m².

Destaca-se, ainda, que não foi considerado o peso da capa de concreto sobre a laje na análise. A escolha da laje alveolar ocorreu por meio do catálogo de produtos pré-fabricados da Cassol, conforme Figura 20.

Figura 20 – Laje Alveolar LP15 - Cassol



Fonte: Cassol (c2020).

O Quadro 4, a seguir, apresenta o carregamento de cada caso e o carregamento total.

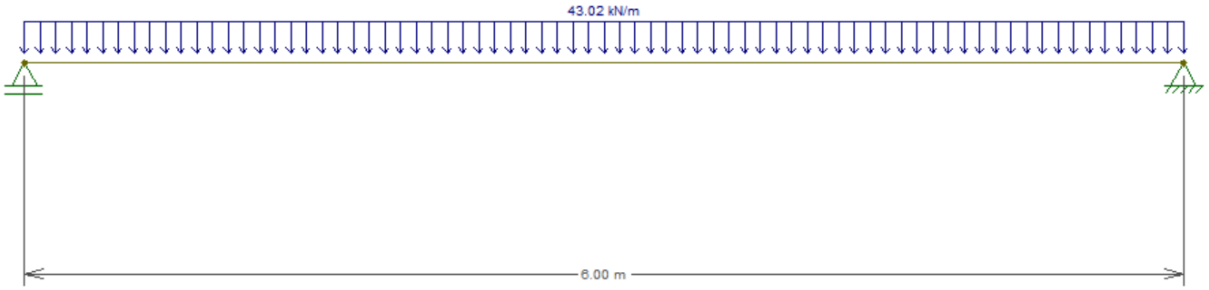
Quadro 4 – Carregamento nas vigas

Carreganto proveniente de:	**Carregamentos**	
2 x Lajes (5m de vão cada)	12,00	kN/m
Alvenaria sobre viga	7,02	kN/m
Carga acidental sobre laje	15,00	kN/m
Peso próprio da viga	9,00	kN/m
Carregamento total distribuído na viga	**43,02**	**kN/m**

Fonte: Elaborado pelo autor.

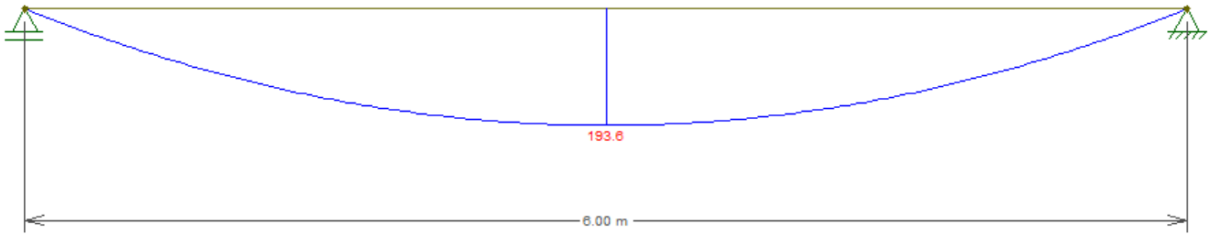
De posse dos carregamentos das vigas e com o auxílio do *software* Ftool, foram determinados os modelos de cálculo de cada viga e o momento fletor máximo no centro do vão utilizado para o estudo, conforme consta nas Figuras 21, 22, 23, 24, 25 e 26. Esses dados podem ser visualizados de forma resumida na Tabela 11.

Figura 21 – Modelo de cálculo da viga V01 com 6 m de vão



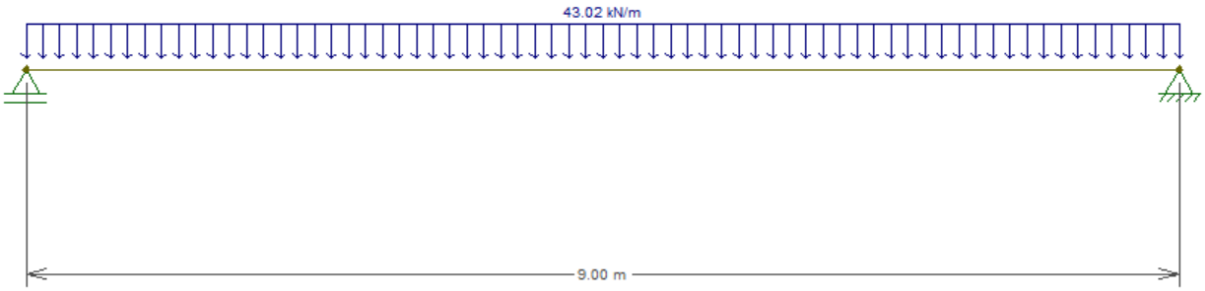
Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 22 – Momento fletor máximo em kN.m da V01 com 6 m de vão



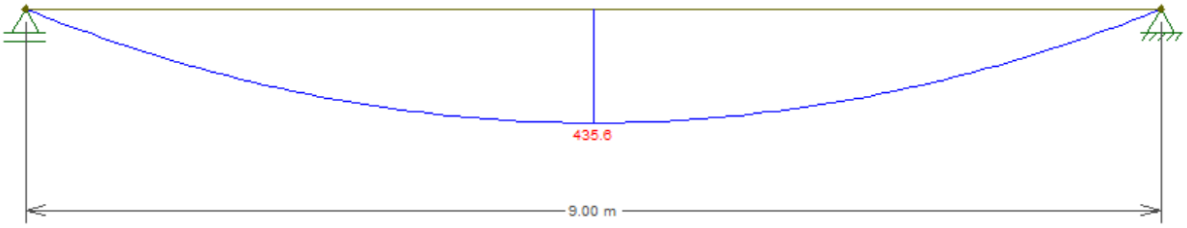
Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 23 – Modelo de cálculo da viga V02 com 9 m de vão



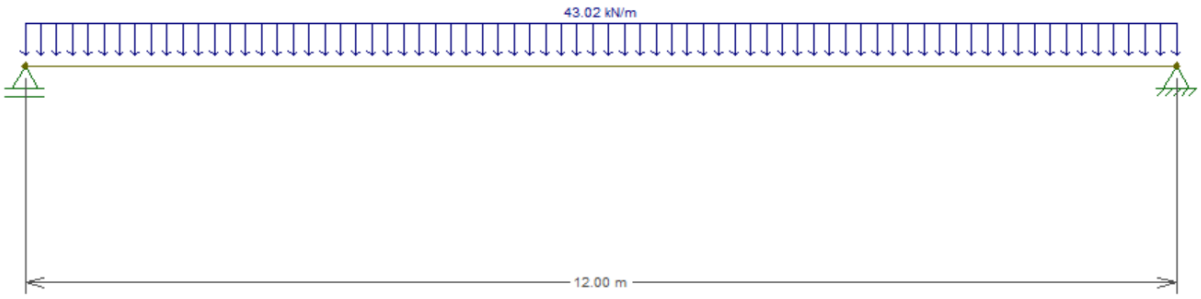
Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 24 – Momento fletor máximo em kN.m da V02 com 9 m de vão



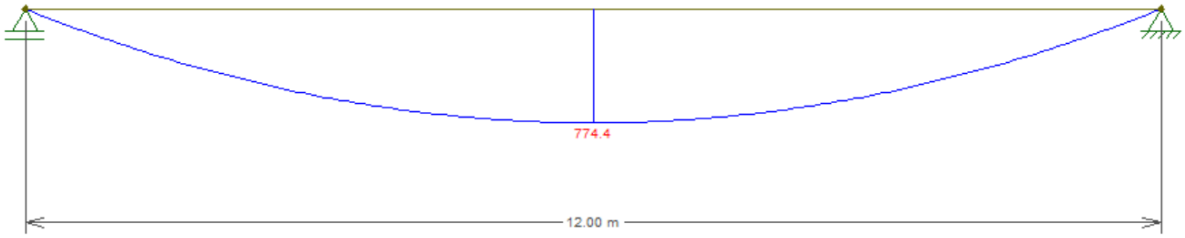
Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 25 – Modelo de cálculo da viga V03 com 12 m de vão



Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 26 – Momento fletor máximo em kN.m da V03 com 12 m de vão



Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

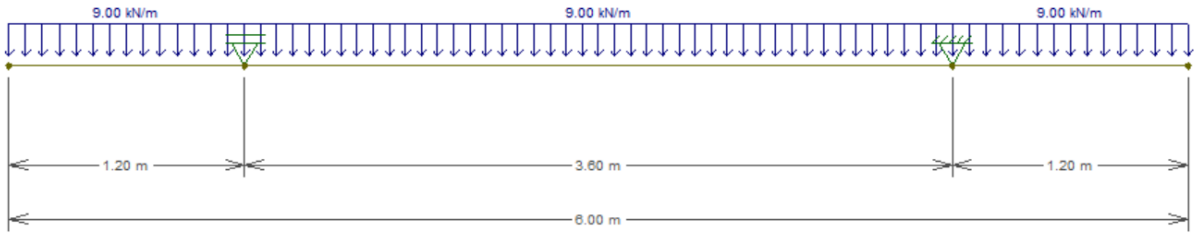
Tabela 11 – Resumo dos momentos fletores nas vigas

Viga	Vão (m)	Momento fletor máximo (kN.m)
V01	6	193,6
V02	9	435,6
V03	12	774,4

Fonte: Elaborada pelo autor.

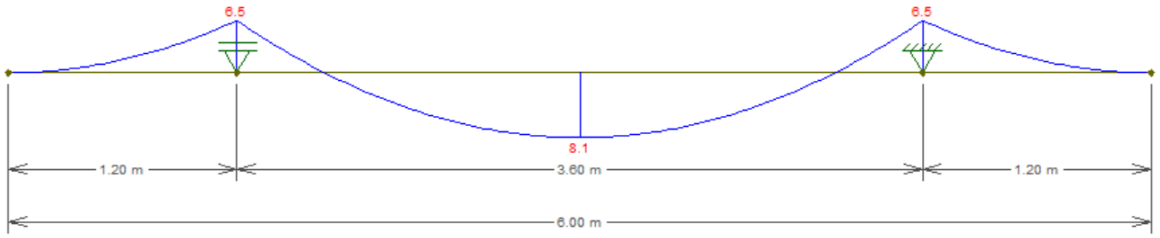
Também com o auxílio do Ftool foi gerado outro modelo de viga que prevê a situação de içamento das peças, momento em que somente o próprio peso atua sobre a viga (Figuras 27, 28, 29, 30, 31 e 32 e Tabela 12). Para esses modelos, foram consideradas alças a uma distância das bordas de L/5, sendo L o comprimento do vão total da viga.

Figura 27 – Modelo de cálculo da viga V01 com 6 m de vão durante içamento



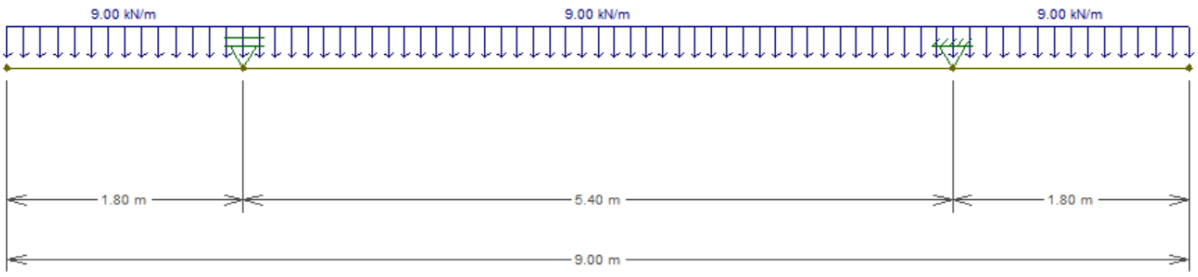
Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 28 – Diagrama de momento fletor em kN.m da V01 com 6 m de vão durante içamento



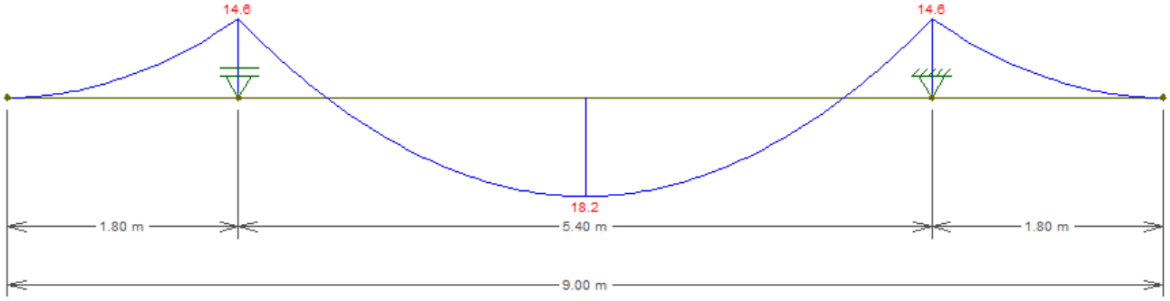
Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 29 – Modelo de cálculo da viga V02 com 9 m de vão durante içamento



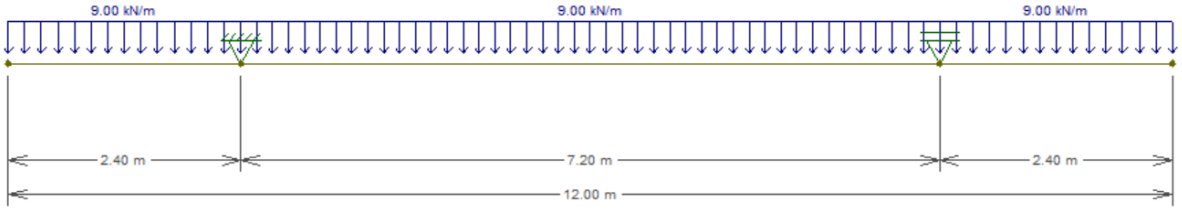
Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 30 – Diagrama de momento fletor em kN.m da V02 com 9 m de vão durante içamento



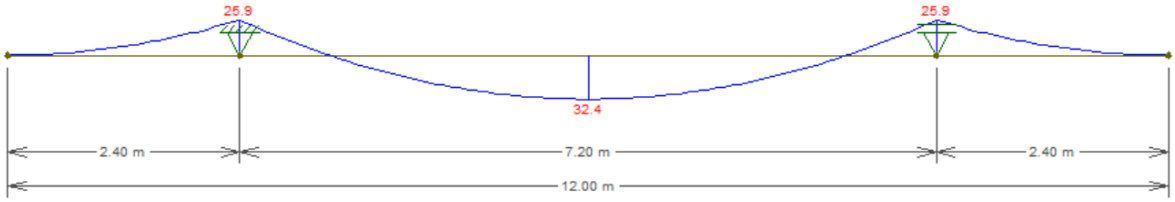
Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 31 – Modelo de cálculo da viga V03 com 12 m de vão durante içamento



Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Figura 32 – Diagrama de momento fletor em kN.m da V03 com 12 m de vão durante içamento



Fonte: Elaborada pelo autor com o auxílio do *software* Ftool.

Tabela 12 – Resumo dos momentos fletores máximos nas vigas durante o içamento

Viga	Vão (m)	Momento fletor máximo (kN.m)
V01	6	8,1
V02	9	18,2
V03	12	32,4

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.4 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Para determinar a armadura longitudinal de cada viga, foram respeitados os critérios descritos, a seguir, nos itens 3.4.1 para concreto protendido e 3.4.2 para concreto armado.

3.4.1 Concreto protendido

Inicialmente, para as vigas protendidas, foi estimada a quantidade de cabos mínima na borda inferior por meio dos aspectos referentes ao ELS-F e ao ELS-D, conforme, respectivamente, Equações 62 e 63, considerando a situação de carregamento no tempo infinito, ou seja, todas as cargas já atuantes sobre a estrutura.

Foi estimada uma perda de protensão total de 20%, conforme proposto por Inforsato, Carvalho e Araujo (2018).

$$\sigma i = \frac{Np}{Ac} + \frac{Mp}{Wi} - \frac{\sum M}{Wi} - \psi 1 \frac{Mq}{Wi} \geq -fctk,inf \quad (62)$$

$$\sigma i = \frac{Np}{Ac} + \frac{Mp}{Wi} - \frac{\sum M}{Wi} - \psi 2 \frac{Mq}{Wi} \geq 0 \quad (63)$$

Em que:

σi = tensão de protensão na borda inferior da seção transversal da viga;

Np = força normal de protensão;

Ac = área da seção transversal;

Mp = momento fletor de protensão;

Wi = módulo de resistência da borda inferior da seção;

Mq = momento fletor provocado pela carga acidental;

ΣM = somatório dos momentos provocados pelos demais carregamentos externos;

$\psi 1 \; e \; \psi 2$ = coeficientes redutores de ações (conforme visto no item 2.5);

$fctk,inf$ = valor da resistência característica à tração inferior (conforme visto no item 2.3.1).

Para os valores de Np e Mp, foi necessário determinar o valor da tensão inicial de protensão (σpi) considerando a tensão de escoamento ($fpyk$) igual a 0,9 $fptk$ (CARVALHO, 2017). Para isso, partiu-se das considerações referentes à operação da protensão descritas no item 2.7.1.1, sendo aplicada uma perda de protensão de 20% desse valor para obter uma estimativa de tensão no tempo infinito ($\sigma p\infty$). Assim, os valores de Np e Mp foram tomados, respectivamente, como $\sigma p\infty . Ap$ e $\sigma p\infty . Ap . ep$, sendo Ap a área mínima de armadura ativa e ep a excentricidade dessa armadura até a linha neutra da seção de concreto da viga.

Substituindo os valores de Np e Mp, considerando que σi é igual aos limites estabelecidos nas Equações 62 e 63 e, posteriormente, isolando o valor de Ap, foi determinada a área mínima de armadura ativa para cada viga analisada. Para todos os casos, foram utilizadas cordoalhas de sete fios CP-190RB 12,7 mm (Quadro 5),

com área mínima de 99 mm². Dessa maneira, pôde-se estimar o número de cordoalhas necessárias para atender à área mínima de armadura ativa.

Os valores de $\psi 1$ e $\psi 2$ foram considerados, respectivamente, como de 0,4 e 0,3. Como essa análise foi feita para o tempo infinito, considerou-se o valor de resistência característica do concreto (fck) de 40 MPa.

Quadro 5 - Cordoalhas de 7 fios CP 190RB ArcelorMittal

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área mínima (mm²)	Massa (kg/1.000m)
Cord. CP 190 RB 9,5	9,5	55	441
Cord. CP 190 RB 12,7	12,7	99	792
Cord. CP 190 RB 15,2	15,2	140	1.126
Cord. CP 190 RB 15,7	15,7	147	1.172
Cord. CP 190 RB 15,2 Entalhada	15,2	140	1.126
Cord. CP 190 RB 15,7 Entalhada	15,7	147	1.172

Fonte: Adaptado de AcelorMittal (2020).

Com o valor da armadura ativa longitudinal para cada caso, foram calculadas as perdas de protensão a partir das considerações efetuadas no capítulo 2.7 deste trabalho.

3.4.1.1 Perda por deformação da ancoragem

Na determinação da perda por deformação da ancoragem, foi considerada uma pista de protensão de 100 m de comprimento e uma acomodação da cunha de 6 mm, conforme indicado por Carvalho (2017). Já o módulo de elasticidade da armadura transversal baseou-se no valor indicado pela NBR 7483 (ABNT, 2020a), que é de 200 GPa ou 200.000 MPa.

3.4.1.2 Perda por relaxação da armadura no tempo zero

A perda por relaxação da armadura foi calculada em dois momentos distintos: no tempo zero, a fim de determinar a perda gerada pela relaxação imediata após a operação da protensão das cordoalhas; e no tempo infinito, para determinar o valor

final da relaxação da armadura. Para definir os valores de $\psi 1000$ e $\psi\,(t, t0)$ apresentados na Equação 43, foi necessário, antes, calcular o nível de tensão na cordoalha, oriundo da razão entre tensão inicial de protensão na cordoalha (σpi), desconsiderando-se a perda por deformação da ancoragem, com sua respectiva resistência à tração, que é de 1.900 MPa (CP-190).

3.4.1.3 Perda por deformação imediata do concreto

Para as vigas com armadura pré-tracionada, foi preciso determinar a tensão inicial no concreto devido à simultaneidade da protensão (σcp), a tensão devido aos carregamentos externos (σcg) (momentos ocasionados pela ação da protensão e pelo peso próprio da viga) e a relação entre os módulos de elasticidade dos materiais (αp) (armadura ativa e concreto). Para determinar a perda por deformação imediata do concreto, considerou-se a resistência característica do concreto no dia da efetivação da protensão ($fcjk$) de 21 Mpa, conforme Equações 64, 65 e 66.

$$\sigma cp = \frac{Np}{Ac} \tag{64}$$

$$\sigma cg = \left(\frac{Mp - Mg1}{Ic}\right).ep \tag{65}$$

$$\alpha p = \frac{Ep}{Eci} \tag{66}$$

Em que:

$Mg1$ = ação de momento fletor do peso próprio;

Ic = momento de inércia da seção bruta do concreto;

ep = excentricidade considerando o cabo representante;

Ep = módulo de elasticidade da armadura ativa;

Eci = módulo de elasticidade inicial do concreto, dado por $\alpha E.5.600\sqrt{fck}$.

Já para determinar o valor de Eci, utilizou-se $fck = fcjk$, empregando, conforme prevê a NBR 6118 (ABNT, 2014), 1,0 para o valor de αE (ABNT, 2014 p.

24), uma vez que o agregado escolhido foi o granito. Assim, com $Ep = 200.000$ MPa e $Eci = 25.662$ MPa, obteve-se o valor de $\alpha p = 7{,}79$.

3.4.1.4 Perda por fluência e retração do concreto

Para determinar a perda de protensão por fluência, foi necessário, assim como no item anterior, definir os valores de ep e αp, bem como determinar o valor do coeficiente de fluência ($\varphi(t, t0)$), conforme visto no item 2.7.2.2. A definição dos carregamentos sobre as vigas (σcgp) foi feita de acordo com a Equação 67, considerando o valor de fck de 40 MPa para o concreto por ser uma análise no tempo infinito. Obteve-se, assim, o valor de $Eci = 35.418$ e, portanto, $\alpha p = 5{,}65$. No cálculo da perda por retração, ainda foi necessário calcular o coeficiente de retração do concreto $\varepsilon(t, t0)$, conforme visto no item 2.7.2.1 deste trabalho.

A Tabela 15, a seguir, apresenta os dados utilizados para a determinação dos valores de $\varphi(t, t0)$, $\varepsilon(t, t0)$ e da espessura fictícia ($hfic$).

$$\sigma cgp = \frac{Np}{Ac} + \left(\frac{Mp - \Sigma M - \psi 2.Mq}{Ic}\right).ep \qquad (67)$$

3.4.1.5 Perda por relaxação da armadura no tempo infinito

Para definir a perda por relaxação da armadura no tempo infinito, foram descontadas todas as perdas de protensão da tensão inicial estimada para o cálculo e, então, repetidos os passos descritos no item 3.4.1.2. Com esses valores, foi calculado o coeficiente de fluência do aço $\chi(t, t0)$, que, multiplicado pelo novo valor de tensão, permitiu determinar a perda por relaxação da armadura no tempo infinito. Esses dados podem ser visualizados, a seguir, na Equação 68 e na Tabela 17 (capítulo 4).

$$\chi(t, t0) = -ln[1 - \psi(t, t0)] \qquad (68)$$

3.4.1.6 Simultaneidade das perdas deferidas

Após o cálculo das perdas de protensão deferidas no tempo de forma isolada, foram calculadas as perdas prevendo a interação entre elas, por meio da Equação 69, conforme sugere Carvalho (2017).

$$\Delta\sigma p(t,t0) = \frac{\varepsilon cs\,(t,t0).Ep + \sigma cgp\,.\varphi(t,t0)\,.\alpha p + \sigma p0\,.\chi\,(t,t0)}{\chi p + \chi c\,.\,\alpha p\,.\eta\,.\rho p} \qquad (69)$$

Em que:

$\chi p = 1 + \chi\,(t,t0)$

$\chi c = 1 + 0{,}5\ \varphi\,(t,t0)$

$\eta = 1 + ep^2\,.Ac/Ic$

$\rho p = Ap/Ac$

Os demais valores já são conhecidos, já que os valores do dividendo da Equação 69 equivalem às perdas diferidas que foram calculas anteriormente: perda por retração do concreto, perda por fluência e perda por relaxação da armadura no tempo infinito. Já o valor de αp foi o mesmo utilizado para a fluência, ou seja, $\alpha p = 5{,}65$.

3.4.2 Concreto armado

Para determinar a armadura longitudinal das peças em concreto armado, foram consideradas as características das vigas submetidas à flexão simples. Empregou-se o aço CA-50, com diâmetro de 12,5 mm e 20 mm, conforme catálogo da Gerdau (Quadro 6), levando em consideração o carregamento total das vigas, apresentado na Tabela 11.

Quadro 6 - Aço CA-50 da Gerdau

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área (cm²)	Massa (kg/m)
Barra de 6,3	6,3	0,31	0,245
Barra de 8,0	8,0	0,50	0,395
Barra de 10,0	10,0	0,80	0,617
Barra de 12,5	12,5	1,25	0,963
Barra de 16,0	16,0	2,00	1,578
Barra de 20,0	20,0	3,15	2,466
Barra de 25,0	25,0	2,00	3,853
Barra de 32,0	32,0	8,00	6,313
Barra de 40,0	40,0	12,55	9,865

Fonte: Adaptado de Gerdau (2020).

Inicialmente, foi determinado o valor de μ (momento solicitante reduzido), conforme a Equação 70, e então comparado com o valor de $\mu lim = 0{,}2952$ (momento solicitante limite) para concretos do grupo I ($\mathrm{fck} \leq 50$ MPa). Os valores de μ para cada viga são apresentados na Tabela 13.

$$\mu = \frac{Md}{b\,.\,d^2\,.\,\sigma cd} \tag{70}$$

Em que:

Md = momento de cálculo, dado por 1,4.Momento solicitante;

σcd = tensão de cálculo do concreto, dado por $0{,}85\,.\frac{fck}{1{,}4}$.

Tabela 13 - Valores de μ para cada viga

Valores de μ			
Vão da viga (cm)	600	900	1.200
μ	0,0374	0,0849	0,1563

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como para todas as vigas $\mu < \mu lim$, então em todos os casos foi calculada a seção com armadura (As) simples, conforme Equação 71.

$$As = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \,.\, b \,.\, d \,.\, \frac{\sigma cd}{fyd} \quad (71)$$

Em que:

fyd = resistência à tração de cálculo da armadura, dada por $\frac{fyk}{1,15}$.

3.5 VERIFICAÇÕES QUANTO AO ESTADO-LIMITES DE SERVIÇO

Conforme visto no Quadro 2, as estruturas de concreto protendido para classe de agressividade II e com protensão limitada devem ter seu o ELS-F e seu ELS-D verificados (como explicitado, respectivamente, nos itens 2.3.1 e 2.3.3 deste trabalho). As verificações necessárias estão descritas, a seguir, no item 3.5.1.

Além dessas verificações, foram calculadas as flechas (ELS-DEF, conforme item 2.3.6) para cada viga estuda, tanto de concreto protendido quanto de concreto armado, como pode ser visto no item 3.5.2 deste trabalho.

3.5.1 Concreto protendido

Com os valores das tensões finais nas cordoalhas foi possível verificar as vigas quanto aos seus ELS. Os itens 3.5.1.1 e 3.5.1.2, a seguir, apresentam as verificações feitas em relação à fissuração no tempo infinito, e o item 3.5.1.3 explicita a verificação referente à ruptura no tempo zero.

3.5.1.1 Verificação quanto ao estado-limite de formação de fissuras

De posse das tensões dos cabos, foi possível calcular a força de protensão total nas cordoalhas (Np) e o momento fletor gerado pela protensão (Mp), conforme Equações 72 e 73. Os valores da força de Np e Mp para cada situação são apresentados na Tabela 14.

$$Np = \sigma p \,.\, Ap \quad (72)$$

$$Mp = Np \,.\, ep \quad (73)$$

Tabela 14 – Solicitações devido à protensão

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Np (kN)	469	703	1.143
Mp (kN.m)	190	285	454

Fonte: Elaborada pelo autor.

Em seguida, foram estabelecidos os limites de tensão, que deveriam ficar entre os valores de $0{,}7 \,.\, \alpha \,.\, fct,m$ e $0{,}7 \,.\, fck$. Como a seção considerada é retangular, foram utilizados $\alpha = 1{,}5$, para $fck = 40$ MPa e $fct,m = 0{,}3 \,.\, fck^{2/3}$, resultando em valores-limite de tensão de $-3.684\ \mathrm{kN/cm^2} < \sigma < 28.000\ \mathrm{kN/cm^2}$.

Para determinar as tensões tanto na borda inferior quanto na borda superior, foram utilizadas as Equações 74 e 75.

$$\sigma i = \frac{Np}{Ac} + \frac{Mp}{Wi} - \frac{\sum M}{Wi} - \psi 1 \frac{Mq}{Wi} \tag{74}$$

$$\sigma s = \frac{Np}{Ac} - \frac{Mp}{Ws} + \frac{\sum M}{Ws} + \psi 1 \frac{Mq}{Ws} \tag{75}$$

Como a seção é retangular, o valor de Ws equivale ao de Wi.

3.5.1.2 Verificação quanto ao estado-limite de descompressão

Assim como na verificação do ELS-F, a tensão limite de compressão no ELS-D também é $0{,}7 \,.\, fck$. Porém, nesse caso, não se admite tração na seção, de modo que os limites verificados são: $0 < \sigma < 28.000\ kN/cm^2$.

Para essa verificação, também foram utilizadas as Equações 74 e 75, com a diferença de que se adotou, no lugar de $\psi 1$, $\psi 2$.

3.5.1.3 Verificação quanto à ruptura no tempo zero

Para verificar a ruptura no tempo zero, foi considerada uma perda de protensão inicial de 2,5%, verificando-se os limites de $1{,}2 . fct,m$ e $0{,}7 . fck$, sendo $fck = fcjk = 21$ MPa. Portanto, a tensão aplicada no tempo zero nas cordoalhas foi de 1.417,2 MPa, e os limites verificados foram de $-2.740\ kN/cm^2 < \sigma < 14.700\ kN/cm^2$.

As solicitações consideradas foram apenas referentes à protensão e ao peso próprio da estrutura, sendo verificadas conforme Equação 76 para borda inferior e Equação 77 para borda superior e resultantes nos valores dispostos na Tabela 15.

$$\sigma i = \frac{Np}{Ac} + \frac{Mp}{Wi} - \frac{Mg1}{Wi} \quad (76)$$

$$\sigma i = \frac{Np}{Ac} - \frac{Mp}{Wi} + \frac{Mg1}{Wi} \quad (77)$$

Tabela 15 – Solicitações nas vigas no tempo zero

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Np (kN)	561	842	1.403
Mp (kN.m)	227	341	557
Mg1 (kN/m)	40,50	91,13	162,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.5.1.4 Verificações em estado-limites de serviço

As vigas protendidas foram verificadas quanto ao ELS e assim foi dimensionada, também, a armadura passiva na borda superior das vigas a fim de combater as tensões de tração referente à ruptura no tempo zero, mesmo para os casos em que a viga não atingiu o limite (vigas de 6 m e 9 m). Para determinar a armadura de tração, a NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que seja feito um acréscimo de tensão, para barras nervuradas, de 250 MPa nessa armadura.

Primeiramente, verificou-se a posição da linha neutra com os valores das tensões apresentadas na Tabela 23 (capítulo 4), por meio da Equação 78. Em seguida, por meio da Equação 79, determinou-se a força de tração total nas barras, dividindo-se, por fim, essa força pela tensão máxima permitida em norma para, assim, determinar a área de aço com o intuito de combater os esforços de tração na borda superior da viga, como indicado na Equação 80 (CARVALHO, 2017).

$$x = \frac{\sigma s}{\sigma s + \sigma i} . h \quad (78)$$

Em que:

x = posição da linha neutra;

$\sigma s;\ \sigma i$ = tensões na borda superior e na borda inferior da viga;

h = altura da viga.

$$Ft\ =\ \sigma t\ .\ b\ .\frac{x}{2} \tag{79}$$

Em que:

Ft = força de tração;

σt = tensão de tração na viga;

b = base da viga.

$$A's\ =\ \frac{Ft}{\sigma máx} \tag{80}$$

$A's$ = área de aço na borda superior da viga

$\sigma máx$ = tensão máxima nas barras (250 MPa).

3.5.2 Cálculo da flecha

Para algumas verificações, foi necessário determinar o valor da rigidez equivalente ($(EL)eq,to$) descrito no item 2.3.6, Equação 7, porém com algumas particularidades, conforme indicam os itens 3.5.2.1 e 3.5.2.2.

3.5.2.1 Concreto protendido

Primeiramente, foi preciso determinar o valor do momento de fissuração (Mr) e o valor do momento máximo na seção crítica (Ma), que são apresentados na Tabela 27 (capítulo 4), e, quando necessário ($Mr\ <\ Ma$), calcular o momento de inércia da peça no estádio II (I_{II}). Além das considerações já feitas, para as vigas com armadura ativa, foi preciso determinar a taxa equivalente de ação da protensão (Up), que foi subtraída do carregamento externo da viga apresentado no Quadro 4 (CARVALHO, 2017). Tais cálculos se basearam nas Equações 81 e 82.

$$Mr = \frac{fctk,inf \,.Ic}{ycg} + Mp + \frac{Np\infty \,.Ic}{Ac\ x\ ycg} \quad (81)$$

Em que:

ycg = centro geométrico da seção transversal da viga, dado por $\frac{h}{2}$.

$$Up = \frac{8\,.Mp}{L^2} \quad (82)$$

Em que:

L = comprimento da viga.

Os valores da flecha inicial (f_{II}) foram determinados por meio da Equação 83, utilizando-se, conforme as considerações expostas no item 2.3.6, o valor de fluência para determinar a flecha total, como indica a Equação 84.

$$f_{II} = \frac{5\,.(Q-Up)\,.L^4}{384\,.E_{cs}\,.I_{EQ}} \quad (83)$$

$$f\infty = f_{II}\,.(1 + \varphi\,(t,t0)\,) \quad (84)$$

Em que:

Q = solicitações externas (Tabela 11);

$\varphi\,(t,t0)$ = coeficiente de fluência.

3.5.2.2 Concreto armado

Para as vigas sem armadura ativa, foi calculado o valor de Mr em duas situações: ELS-F, a fim de verificar a existência de fissuras; e ELS-DEF, a fim de determinar o valor da flecha. Na verificação do ELS-F, foi utilizada a Equação 81, desconsiderando as parcelas referentes à armadura ativa (Mp e Np), e na verificação do ELS-DEF, além de desconsiderar as ações da protensão, foi utilizado o valor de fct,m no lugar do $fctk,inf$.

Para determinar a flecha total, foi utilizado o valor de αf conforme visto na Equação 8.

A Equação 85 foi utilizada para determinar a contraflecha quando necessário

$$f^{-1} = f_{II} + (1 + \frac{\alpha f}{2}) \quad (85)$$

3.6 ARMADURA TRANSVERSAL

Para o dimensionamento da armadura transversal, foram considerados estribos verticais (90º), sendo utilizado o modelo de cálculo I apresentado no item 2.9 deste trabalho. O cortante de cálculo (V_{sd}) máximo na seção foi considerado o gerado pelo carregamento total apresentado no Quadro 4 (43,02kN/m), multiplicado pelo por 1,4. Os resultados obtidos podem ser visualizados na Tabela 29 (capítulo4).

3.7 ARMADURA DE PELE

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina, ainda, para vigas com altura maior que 60 cm, o emprego de armadura de pele no valor de 0,1% da seção transversal da viga. Para as vigas propostas neste estudo, o valor mínimo de armadura de pele é de 3,6 cm², motivo pelo qual foram adotadas seis barras de 10 mm, com área total de 4,8 cm², sendo três barras em cada face da viga.

3.8 VERIFICAÇÕES QUANTO AO IÇAMENTO

Foi verificada a situação das vigas quanto ao içamento, com os valores de momentos fletores apresentados na Tabela 12, e todas resultaram em armadura inferior ao valor mínimo exigido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), que é de 0,15% da seção transversal da viga para concretos com fck entre 20 e 30 MPa e de 0,179% para concretos com fck igual a 40 MPa.

Assim, compreende-se que os valores calculados nos itens anteriores também atendem às condições de içamento, tanto para a situação inicial, em que o concreto apresenta fcjk de 21 MPa, quanto para a situação em obra, em que o concreto apresenta fck de 40 MPa.

3.9 TAXA DE ARMADURA E CUSTO DA ARMADURA

Foram considerados para a determinação da taxa de armadura os seguintes aspectos: armadura longitudinal (tanto ativa quanto passiva), armadura transversal, armadura de pele e porta-estribos. Como base para determinar a massa de aço das vigas, foram utilizadas informações dos catálogos da ArcelorMittal (Quadro 5) e da Gerdau (Quadro 6).

Para os valores adotados na análise de custos da armadura passiva longitudinal e da armadura transversal, tomou-se como base a tabela de preços de insumos do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) do Rio Grande do Sul, de março de 2021, no que concerne aos códigos 00043058 (para estribos), 00000034 (vergalhões 10 mm), 00043055 (vergalhões 12,5 mm) e 00043056 (vergalhões 20 mm), cujos valores estão contemplados no Quadro 7. Para a armadura ativa, por falta de informações na base de dados, foram consultados profissionais que trabalham na área de estruturas protendidas, sendo encontrado, em maio de 2021, o valor de R$ 15,00/kg para cordoalhas de 7 fios CP-190RB 12,7.

Quadro 7 - Valores do aço CA-50 conforme SINAPI-RS para março de 2021

Código SINAPI	Descrição	Unidade	Preço (R$)
00043058	Aço CA-50, 10,0mm, ou 12,5mm, ou 16,0mm ou 20,0mm, dobrado e cortado	kg	10,27
00000034	Aço CA-50, 10,0mm, vergalhão	kg	10,32
00043055	Aço CA-50, 12,5mm ou 16,0mm, vergalhão	kg	8,94
00043056	Aço CA-50, 20,0mm ou 25,0mm, vergalhão	kg	10,31

Fonte: Adaptado do SINAPI-RS (2021).

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados dos dimensionamentos descritos capítulo anterior são apresentados nas tabelas que seguem.

A armadura ativa calculada para as vigas protendidas está exposta na Tabela 16, a seguir.

Tabela 16 – Área mínima de armadura ativa

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Ep (cm)		40	
Ap,mín (cm²)	2,29	5,15	9,16
N.º de cordoalhas	4	6	10
Ap adotado (cm²)	3,96	5,94	9,9

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os coeficientes de relaxação da armadura ativa, para determinar a perda de protensão por relaxação da armadura no tempo zero, resultaram nos valores apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Valores de $\psi(t, t0)$ e $\psi 1000$

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Relação tensão inicial	0,76.f_{ptk}	0,76.f_{ptk}	0,76.f_{ptk}
$\psi(t, t0)$	1,764%	1,764%	1,764%
$\psi 1000$	3,1%	3,1%	3,1%

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Tabela 18, a seguir, apresenta os dados utilizados para a determinação dos valores de coeficiente de fluência ($\varphi(t, t0)$), coeficiente de retração ($\varepsilon(t, t0)$) e da espessura fictícia ($hfic$).

Tabela 18 – Valor de cálculo para $\varphi(t,t0)$ e $\varepsilon(t,t0)$

Área concreto	3600 cm²
Perímetro	260 cm
Umidade	75%
Temperatura	20ºC
Slump	9 cm
Cimento	ARI
$t_0$fic	6 dias
t_∞fic	10.000 dias
h_{fic}	48,21 cm
$\varphi(t,t0)$	2,6762237
$\varepsilon(t,t0)$	3,785x10^{-4}

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Tabela 19 é apresentado o valor calculado do coeficiente de relaxação da armadura no tempo infinito ($\chi\ (t,t0)$).

Tabela 19 – Valores de $\psi(t,t0)$ e $\chi\ (t,t0)$

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Relação tensão inicial	0,73.f_{ptk}	0,72.f_{ptk}	0,70.f_{ptk}
$\psi(t,t0)$	6,90%	6,72%	6,32%
$\chi\ (t,t0)$	0,07154	0,06950	0,06530

Fonte: Elaborada pelo autor.

Após determinar as perdas de protensão e subtrair as perdas iniciais e as perdas simultaneamente deferidas da tensão inicial de protensão (σpi), conforme descrito no item 3.4.1, foi encontrada a tensão final nas cordoalhas (Tabela 20). Já as Tabelas 21 e 22 mostram os valores das tensões consideradas nos cálculos e as informações necessárias acerca da seção transversal das vigas.

Tabela 20 – Valores de perda de protensão

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Perdas de protensão (kN/cm²) – iniciais			
Deformação da ancoragem	1,20	1,20	1,20
Relaxação da armadura	2,54	2,54	2,54
Deformação do concreto	3,64	5,06	8,06
Perdas de protensão (kN/cm²) – deferidas			
Fluência	4,39	3,82	5,17
Retração do concreto	7,57	7,57	7,57
Relaxação da armadura	9,87	9,49	8,72
Simultaneidade das perdas	19,47	18,26	18,11
Tensões finais (kN/cm²)			
Perdas totais	26,85	27,06	29,91
Tensão final nas cordoalhas	118,50	118,29	115,44

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 21 – Tensões de cálculo

Tensões consideradas no cálculo (kN/cm²)	
Tensão do aço	190
Tensão inicial	145,35
Tensão no tempo infinito	116,23

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 22 – Dados da seção transversal

Dados da seção transversal	
Base (b) – m	0,40
Altura (h) – m	0,90
Altura útil (d) – m	0,85
Área (Ac) – m²	0,36
Módulo de resistência (Wi) – m³	0,054
Momento de inércia (Ic) – m^4	0,0243

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Tabela 23, a seguir, apresenta a verificação das vigas protendidas quanto aos ELS.

Tabela 23 – Valores encontrados para ELS

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
ELS-F (-3.684 kN/cm² < σ < 28.000 kN/cm²)			
Borda superior (kN/cm²)	619,12	3.060,82	6.112,43
Borda inferior (kN/cm²)	1.987,79	842,64	236,85
ELS-D (0 < σ < 28.000 kN/cm²)			
Borda superior (kN/cm²)	494,12	2.779,57	5.612,43
Borda inferior (kN/cm²)	2.112,79	1.123,87	736,85
Ruptura no tempo zero (-2.740 kN/cm² < σ < 14.700 kN/cm²)			
Borda superior (kN/cm²)	-1.900,09	-2.288,64	-3.417,38
Borda inferior (kN/cm²)	5.017,85	6.964,28	11.211,78

Fonte: Elaborada pelo autor.

A armadura passiva calculada e adotada para combater os esforços de tração apresentados na Tabela 23, são expostos na Tabela 24.

Tabela 24 – Armadura de tração

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
A's calculada (cm²)	3,76	4,07	5,75
Arranjo de barras	4 x 12,5	4 x 12,5	6 x 12,5
A's adotada (cm²)	5,00	5,00	7,50

Fonte: Elaborada pelo autor.

A área de armadura calculada para as vigas em concreto armado e a quantidade de barras adotadas, bem como os aspectos da seção transversal, levando em consideração as características geométricas devido ao arranjo das armaduras, estão apresentadas nas Tabelas 25 e 26, a seguir.

Tabela 25 – Dados da seção transversal

Dados da seção transversal			
Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Base (b) – m		0,40	
Altura (h) – m		0,90	
Altura útil (d) – m	0,86375	0,86	0,845
Área (Ac) – m²		0,36	
Momento de inércia (Ic) – m^4		0,0243	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 26 – Armadura de concreto armado

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Armadura calculada (cm²)	7,36	17,07	32,27
Quantidade de barras	6 x 12,5	6 x 20	12 x 20
Armadura considerada (cm²)	7,50	18,9	37,8

Fonte: Elaborada pelo autor.

Para as flechas das vigas protendidas, chegou-se aos valores da Tabela 27. Como em todos os casos o valor de Mr foi superior ao de Ma, não foi necessário determinar o valor de I_{EQ}.

Já para as vigas em concreto armado os valores estão expostos na Tabela 28.

Tabela 27 – Valores de flecha nas vigas protendidas

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Mr (kN/m)	544,7	674,2	909,4
Ma (kN/m)	193,6	435,6	774,4
f_{II} (cm)	0,002	0,16	0,62
f_{∞} (cm)	0,006	0,605	2,283
f_{limite} (cm)	2,40	3,60	4,80

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 28 – Valores de flechas nas vigas de concreto armado

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Mr (kN / m) – ELS-F	199,0	199,0	199,0
Ma (kN / m)	193,6	435,6	774,4
Mr (kN / m) – ELS-DEF	284,2	284,2	284,2
I_{II} (cm^4)	-	680.435,3	1.133.975,3
I_{EQ} (cm^4)	2.430.000,0*	1.166.475,9	1.198.055,4
f_{II} (cm)	0,072	0,795	2,464
f_{∞} (cm)	0,225	2,386	7,391
f_{limite} (cm)	2,40	3,60	4,80

Fonte: Elaborada pelo autor.

Legenda: *Viga não fissurada $I_{EQ} = Ic$

A viga com vão de 12 m apresentou um valor de flecha maior do que o limite. Diante disso, foi determinada qual a contraflecha necessária que resultou no valor de 4,93 cm.

Para a armadura transversal, tanto nas vigas protendidas quanto nas vigas sem protensão, chegou-se aos valores da Tabela 29, a seguir.

Tabela 29 – Valores da armadura transversal

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
V_{Rd2} (kN)	2.239	2.229	2.190
V_{sd} (kN)	181	271	361
V_c (kN)	364	362	356
Armadura adotada	Ø10 c/ 20 cm	Ø10 c/ 20 cm	Ø10 c/ 20 cm

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com os valores apresentados nas Tabelas anteriores e no Quadro 7, foi então possível elaborar a Tabela 30, que apresenta tanto a quantidade de armadura nas vigas quanto a taxa de aço e o valor final do preço de todo o aço das estruturas.

Destaca-se, ainda, que não foram comparados os valores referentes ao volume de concreto, pois as vigas possuem seção transversal e vãos iguais para ambos os casos em análise, com e sem protensão, ou seja, apresentam valor constante para cada situação.

Tabela 30 – Quantitativo de armadura, taxa de armadura e custo das armaduras

Vão da viga (cm)	600	900	1.200
Quantidade de armadura (kg)			
Com protensão	118,38	191,83	316,90
Sem protensão	110,93	247,56	507,63
Taxa de armadura (kg/m³)			
Com protensão	54,81	59,21	73,36
Sem protensão	51,36	76,41	117,51
Custo da armadura total			
Com protensão	R$ 1.276,42	R$ 2.128,48	R$ 3.614,83
Sem protensão	R$ 1.094,62	R$ 2.549,95	R$ 5.230,49

Fonte: Elaborada pelo autor.

O presente trabalho propôs comparar vigas pré-fabricadas de concreto armado, de igual seção transversal e carregamento, com e sem o emprego de armadura,

quanto a três aspectos: taxa de armadura, valor final da flecha e custo total da armadura empregada para a fabricação de vigas em três faixas de vãos (6 m, 9 m e 12 m). Os valores obtidos são apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 – Resultados

Vão (cm)	Concreto protendido			Concreto armado		
	Flecha (cm)	Taxa de aço (kg/m³)	Custo do aço	Flecha (cm)	Taxa de aço (kg/m³)	Custo do aço
600	0,006	54,81	R$ 1.276,42	0,225	51,36	R$ 1.094,62
900	0,605	59,21	R$ 2.128,48	2,386	76,41	R$ 2,549,95
1.200	2,283	73,36	R$ 3.614,83	7,391	117,51	R$ 5.230,49

Fonte: Elaborada pelo autor.

Conforme consta na Tabela 31, a flecha para todas as vigas com armadura ativa apresentou valores inferiores aos da flecha para vigas com armadura passiva. Além disso, em uma das vigas de concreto armado, verificou-se a necessidade de contraflecha, pois não atendia ao limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Essa diferença ocorreu devido ao fato de a armadura ativa gerar solicitações favoráveis à viga e, assim, exercer um carregamento de baixo para cima, compensando parte dos carregamentos solicitantes ocasionados pelas outras cargas externas. Como consequência, há um alívio no momento fletor final da viga, propiciado pelo momento contrário a ele na estrutura. Essa comparação pode ser observada principalmente na viga de 6 m, de modo que, mesmo que o momento solicitante (Ma) não tenha atingido o limite do momento de fissuração (Mr), em ambas as situações, a viga com armadura ativa apresentou uma flecha inferior à da estrutura armada apenas com armadura passiva.

Outro fator relevante a ser observado é o valor da rigidez, principalmente nas vigas de vão de 9 m e 12 m. Como as vigas de concreto protendido não apresentaram fissuras, não houve a necessidade de corrigir o valor de momento de inércia devido à variação dimensional que isso gera na seção transversal. Dessa forma, as vigas com armadura ativa apresentaram valores maiores de rigidez do que as armadas apenas com armadura passiva, que precisaram de uma correção em seus valores devido à aparição de fissuras.

No Gráfico 1, é possível visualizar o comportamento da flecha em cada caso.

Gráfico 1 – Flecha x vão

Fonte: Elaborado pelo autor.

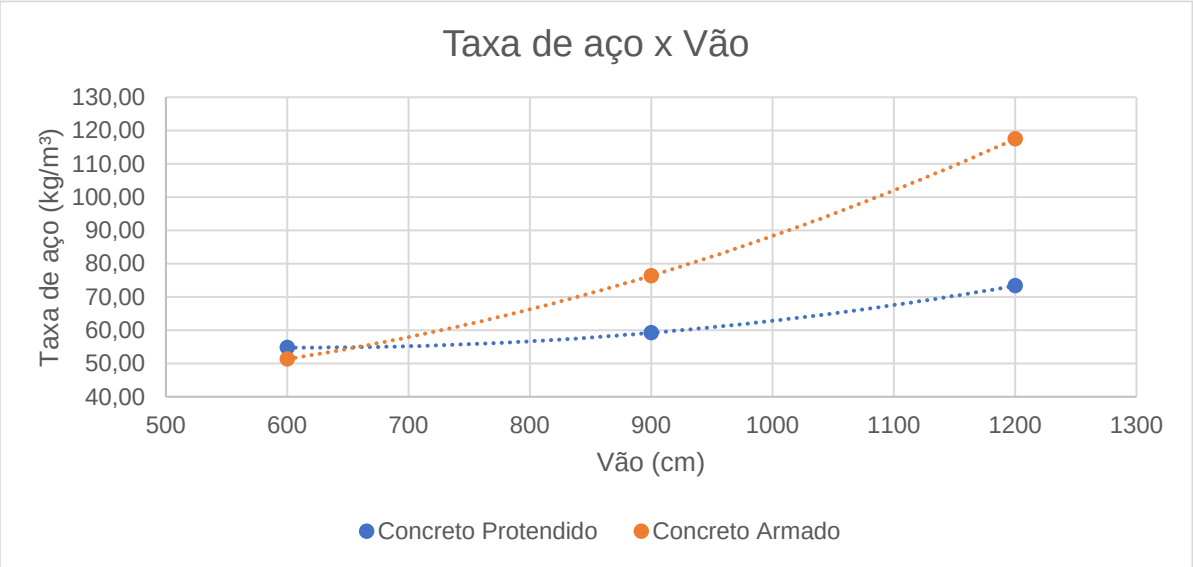
Referente aos valores de taxa de aço, a viga com vão de 6 m apresentou uma taxa menor na estrutura sem protensão. Entretanto, a taxa aumentou à medida que o vão aumentou, apresentado valores maiores nas vigas de 9 m e 12 m sem armadura ativa do que nas vigas protendidas.

Na análise em questão, o item que mais se destacou como relevante para explicar a diferença apresentada a seguir, no Gráfico 2, foi a massa das barras de aço e das cordoalhas empregada na armadura longitudinal das vigas. Enquanto as cordoalhas utilizadas apresentam uma massa de 0,792 kg/m, as barras de aço CA-50 de 12,5 mm têm massa de 0,963 kg/m, e as de 20 mm, de 2,466 kg/m.

Ressalta-se, ainda, que a viga de 6 m apresentou quantidade de barras ativas semelhante em ambas as análises e que, na viga protendida, foram empregadas cordoalhas, o que acabou gerando um consumo um pouco maior de barras nessas vigas. Nas vigas de 9 m e 12 m, o consumo de armadura na viga de concreto armado superou o da viga protendida, mesmo com o emprego das cordoalhas, devido ao fato de a massa da armadura ativa ser menor.

Além disso, a redução das tensões de tração na borda inferior das vigas devido ao regime de compressão exercido pelas cordoalhas é um aliado para a redução do consumo de armadura nessas estruturas, em virtude do bom comportamento do concreto quanto às tensões de compressão. Por fim, conforme os valores evidenciados na Tabela 30, nota-se que as estruturas de concreto protendido têm uma tendência de serem mais leves do que as de concreto armado para vãos maiores.

Gráfico 2 – Taxa de aço x vão



Fonte: Elaborado pelo autor.

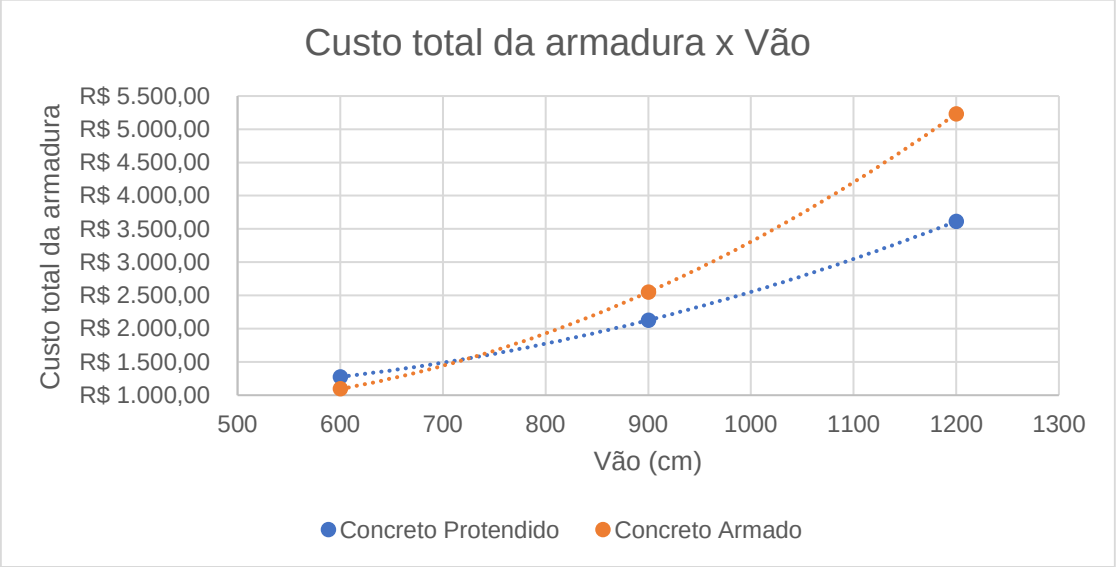
O custo do aço em cada viga seguiu a mesma lógica que a da taxa de aço. Na viga de 6 m, mesmo não havendo uma diferença tão significativa no consumo de aço em comparação com os outros modelos, a viga de concreto armado apresentou um custo em armadura de quase R$ 200,00 a menos. Já as vigas de 9 m protendidas apresentaram uma economia de, aproximadamente, R$ 400,00, e as vigas de 12 m, de pouco mais de R$ 1.600,00.

Como as barras de armadura passiva apresentam massas maiores do que as cordoalhas, observou-se que a utilização de armadura ativa em vigas com vãos maiores apresenta custo menor que uma mesma viga sem protensão, pois o consumo de aço necessário para atender às especificações normativas de segurança é menor. Dessa forma, a relação dos custos também foi impactada pelo consumo de aço total nas vigas, mesmo as cordoalhas apresentando valores de mercado mais elevados se comparados com os da armadura passiva (Gráfico 3). Paralelamente a isso, sabe-se que as vigas com armadura ativa também são mais leves.

Em um estudo de caso comparativo entre concreto armado e concreto protendido de uma longarina de 19 m de uma ponte sobre o Ribeirão Brejo Comprido, em Palmas, no Tocantins, realizado por Martins, Castro e Carvalho (2020), evidenciou que os custos do aço na longarina de concreto armado foram de 80% do total dos custos da estrutura, enquanto para o concreto protendido esse valor foi de 62%, sendo 12% das cordoalhas e 50% da armadura passiva, reforçando com o resultado

apresentado neste trabalho, onde as vigas protendidas de maior vão obtiveram melhor custo quanto ao consumo de aço.

Gráfico 3 – Custo da armadura x vão



Fonte: Elaborado pelo autor.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como conclusão para a pesquisa apresentada, é possível afirmar que as vigas protendidas pré-fabricadas têm um melhor comportamento quanto ao desenvolvimento de flechas se comparadas às vigas armadas apenas com armadura passiva, chegando a uma relação de quase 75% menor em uma das vigas analisadas e podem, em certas situações, dispensar a necessidade da consideração de contraflecha.

Quanto à taxa de aço, as vigas de concreto protendido mostraram-se mais atrativas para vãos maiores, chegando a apresentar uma taxa de aço de, aproximadamente, 40% menor que a empregada em uma viga semelhante sem protensão. Já para as vigas de vão menor, mais corriqueira em obras de pequeno porte, não se justificou a utilização de protensão na pré-fabricação dessas estruturas, pois o consumo de armadura, mesmo que próximo, foi superior no caso da aplicação de armadura ativa.

Assim como o consumo de armadura, o custo do aço para a fabricação da viga também apresentou valores menores nas estruturas em comparação às estruturas sem protensão, de modo que, quanto maior o vão, menor o custo. Esse custo, na viga de 12 m de vão, foi de quase 30% menor nas vigas protendidas e, na viga de 6 m, de 15% menor nas vigas sem protensão.

Portanto, conclui-se que a utilização de protensão em vigas pré-fabricadas proporciona grandes vantagens quando se faz necessário atingir grandes vãos, pois acaba por mitigar o desenvolvimento da flecha, apresenta redução significativa na taxa de armadura total das vigas, resultando em estruturas mais leves que as de concreto armado pré-fabricadas sem protensão e com custo de armadura menor. Já em vigas pré-fabricadas com vãos pequenos, o uso de concreto armado sem armadura ativa é mais atrativo quanto ao custo de armadura e a taxa de aço, visto que também atende as prescrições normativas de deslocamento vertical.

Para futuros trabalhos sugere-se avaliar e comparar outros tipos de estruturas protendidas e concreto armado, como lajes pré-fabricas. Também pode-se aplicar o estudo à vigas com vãos ainda maiores do que os apresentados ou então com outros usos além de residencial.

REFERÊNCIAS

ACKER, A. Van. **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto**. [*S.l.*]: Federação Internacional de Protensão, 2002. Disponível em: http://apoiodidatico.iau.usp.br/projeto3/2013/manual_prefabricados.pdf. Acesso em: 26 nov. 2020.

ARCELORMITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**. [*S.l.*]: ArcelorMittal, 2015. Disponível em: https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/fios-e-cordoalhas?asCatalogo=pdf. Acessado em: 23 set. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14931**: execução de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: projeto de estrutura de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7483**: cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - especificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2020a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7482**: fios de aço para estruturas de concreto protendido - especificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2020b.

BASSO, F. **Estudo de pontes com vigas I segmentadas pré-fabricadas de concreto protendido, utilizando o sistema de pré-tração e pós-tração**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

BASTOS, P. S. **Fundamentos do concreto protendido**. [*S.l.: s.n.*], 2019. (Notas de aula - Universidade Federal Paulista, Bauru).

BOIÇA, S. M. R.; SANTOS FILHO, M. L. S. Análise da performance de elementos pré- fabricados de concreto. *In:* ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005, São Carlos. **Anais eletrônicos** [...]. São Paulo: Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, 2005. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/index.html. Acesso em: 26 nov. 2020.

BRITO, L. K.; MENDES, L. F. **Concreto armado**: comparativo de componentes estruturais de uma edificação unifamiliar. Minas Gerais: FEPESMIG, 2019. Disponível em: http://repositorio.unis.edu.br/handle/prefix/1262. Acesso: 28 nov. 2020.

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

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

CASSOL. **Catálogo de produtos pré-fabricados**. [*S.l.*]: Cassol, c2020. Disponível em: https://www.aecweb.com.br/Confirmacao-download.aspx?idFornecedor=410&idProduto=32783&tipo=D. Acesso em: 2 dez. 2020.

CAUDURO, E. L. **Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas**. [*S.l.: s.n.*], 2000. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/protendido/arquivos/manual_para_a_boa_execucao_de_estruturas_protendidas.pdf. Acesso em: 31 nov. 2020.

CHASTRE, C.; LÚCIO, V. **Estruturas pré-moldadas no mundo**: aplicações e comportamento estrutural. Guarulhos: Parma, 2012.

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

CLÍMACO, J. C. T. de S. **Estruturas de concreto armado**. 2. ed. Brasília: UnB, 2008.

COUTO FILHO, J.; BELLA, J. C. Della. Estudo da transferência da força de protensão para o concreto em peças pré-tracionadas. *In:* ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005, São Carlos. **Anais eletrônicos** [...]. São Paulo: Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, 2005. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/index.html. Acesso em: 01 dez. 2020.

DUARTE, E. Projeto e cálculo de uma viga isostática de concreto protendido. **Revista Concreto & Construções**, São Paulo, n. 78, p. 92-101, 2015.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado**: fundamentos e aplicações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

FALEIROS JUNIOR, J. H. **Procedimentos de cálculo, verificação e detalhamento de armaduras longitudinais na seção transversal em elementos protendidos**. 2010. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.

FRANCO, M. I. E. de. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto com protensão aderente e não aderente pelo método dos elementos finitos**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

FREITAS, P. L. B. **Análise comparativa entre orçamentos elaborados com composições de preço unitário de dois bancos de dados - SINAPI e TCPO: estudo de caso no distrito federal**. 2017. Trabalho de conclusão de curso

(Engenharia Civil) – Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2017.

GERDAU. **Construção civil**. [*S.l.*]: Gerdau, 2020. Disponível em: https://www2.gerdau.com.br/catalogos-e-manuais. Acesso em: 10 maio 2021.

GILBERT, R. I.; MICKLEBOROUGH, N. C.; RANZI, G. **Design of prestressed concrete to eurocode 2**. 2. ed. London: Unwin Hyman, 2017.

HANAI, J. B. de. **Fundamentos do concreto protendido**. São Paulo: USP, 2005. *E-book*. Disponível em: http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf. Acesso em: 28 nov. 2020.

INFORSATO, T. B.; CARVALHO, R. C.; ARAUJO, M. de. Cálculo e verificação da armadura longitudinal de vigas pré- tracionadas com seção composta e considerando as perdas progressivas de protensão. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTOS E ESTRUTURAS, 10., 2018, Rio de Janeiro. **Anais eletrônicos** [...]. Rio de Janeiro: ABPE, 2018. Disponível em: http://www.abpe.org.br/trabalhos2018/090.pdf. Acesso em: 28 nov. 2020.

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

MARTINS, D. A. S. **Confiabilidade de vigas pré-tracionadas de concreto protendido**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MARTINS, G. A.; CASTRO, B. C.; CARVALHO, D. E. de. Comparativo entre concreto protendido e convencional: estudo de caso. **Revista Concreto & Construções**, São Paulo, n. 98, p. 27-34, 2020.

MENEGATTI, M. **A protensão como um conjunto de cargas concetradas equivalentes**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

ORTEGA, C. G. **Automatização da definição da protensão usando diagramas de Magnel**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

RESENDE, D. **Projeto e cálculo de vigas em concreto protendido**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Estruturas de Concreto Armado e Aço) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

SANTOS, J. S. dos. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios**. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

SILVA, G. M. E. **Análise comparativa de perda de protensão em viga pré-moldada de ponte para vãos e relaxação do aço**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2013.

SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL DO RIO GRANDE DO SUL (SINAPI-RS). **Preços de insumos**. [*S.l.*]: SINAPI-

RS, 2021. Disponível em: https://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx. Acesso em: 6 maio 2021.

SOUZA JUNIOR, O. de A. **Influência da protensão na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2014.

TREVIZOLI, G. da M. **Programa livre para análise da armadura longitudinal e da transversal de vigas pré-tracionadas para diferentes seções**. 2015. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.