

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Felipe Abiz Pereira

**CONCRETO PROTENDIDO: DIMENSIONAMENTO DE
LONGARINA DE UMA PONTE ISOSTÁTICA COM PÓS-
TRAÇÃO**

Porto Alegre

junho 2016

FELIPE ABIZ PEREIRA

**CONCRETO PROTENDIDO: DIMENSIONAMENTO DE
LONGARINA DE UMA PONTE ISOSTÁTICA COM PÓS-
TRAÇÃO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
junho 2016

FELIPE ABIZ PEREIRA

**CONCRETO PROTENDIDO: DIMENSIONAMENTO DE
LONGARINA DE UMA PONTE ISOSTÁTICA COM PÓS-
TRAÇÃO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da atividade de ensino Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2016

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela UFRGS
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela UFRGS

Prof. João Ricardo Masuero
Dr. pela UFRGS

Jorge Luis Palomino Tamayo
Dr. pela UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, João Carlos e Maria Lucia, que sempre me apoiaram e abriram mão de muitas coisas para que eu e meus irmãos seguíssemos nossos sonhos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Roberto Rios, orientador deste trabalho, pelo conhecimento que me foi passado, pela paciência nas orientações e especialmente por ter aceitado me orientar nesse assunto tão delicado e dominado por poucos que é concreto pretendido.

Agradeço aos Engenheiros Douglas Finger de Lemos e Paulo Sérgio Baumbach Lemos, que há alguns anos, ao contratarem um estagiário sem experiência e que não cumpria quase nenhum dos pré-requisitos para a vaga oferecida, despertaram um amor pelo ramo de estruturas na Engenharia Civil.

Agradeço a toda equipe da Finger & Sommer que tive o prazer de trabalhar junto, especialmente a Engenheira Helena Szortika Quadros, que me ajudou muito desde os tempos quando era estagiária, por todo o conhecimento passado e motivação ao longo desses anos de trabalho.

Agradeço aos meus pais, João Carlos Duarte Pereira e Maria Lucia Campos Abiz, por toda educação que me foi dada e por todas as portas que me foram abertas devido ao sacrifício de vocês. Só quem viveu de perto sabe por tudo o que passamos juntos para chegar onde chegamos.

Agradeço aos meus irmãos, Guilherme Abiz Pereira e Eduardo Abiz Pereira que são meus melhores amigos e que, por serem pessoas excelentes por natureza, sempre me inspiram a buscar o meu melhor. Agradeço ao meu irmão caçula Murilo Primaz Pereira, que após seu nascimento em abril de 2006, trouxe felicidade plena para minha vida.

Agradeço a minha namorada Fernanda Weschenfelder por todo amor, paciência e companheirismo que tem me dado nessa época tão complicada da minha vida.

E por último, mas não menos importante, agradeço a todos os meus amigos, especialmente aos MRM pela paciência nesse tempo que estive ausente devido à alta carga horária demandada pela Universidade e TCC, por estarem sempre presentes quando necessário e pelo incentivo de crescimento tanto pessoal quanto profissional que existe entre nós constantemente.

Os dois dias mais importantes da sua vida são: o dia em que você nasceu, e o dia em que você descobre o porquê.

Mark Twain

RESUMO

O presente trabalho trata sobre o dimensionamento das longarinas de uma ponte em nível com vão de 25 metros. A ponte estudada pertence à classe 45, possui a superestrutura em vigas com seção T isostáticas bi apoiadas com protensão parcial aderente em pós-tração. A largura do tabuleiro da ponte foi definida de forma a acomodar duas faixas de tráfego com 3,6 m cada uma, 2 acostamentos com 1,8 m além de guarda rodas com largura de 0,4 m. As disposições construtivas e carregamentos considerados no estudo foram determinados segundo indicações das normas NBR 7187:2003 e 7188:2013. Depois de adquiridas as solicitações do carregamento permanente e do carregamento móvel, foi feita a combinação de carregamentos segundo as disposições da NBR 8681:2003. O dimensionamento da longarina protendida e cálculo das perdas de protensão imediatas e progressivas seguiram as recomendações da NBR 6118:2014 e dos autores citados nas Referências Bibliográficas.

Palavras-chave: Ponte em concreto protendido. NBR 6118. Viga T.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - diagrama das etapas da pesquisa.....	16
Figura 2 - Tensão ao longo do cabo antes da ancoragem (1-4-2) e após a ancoragem (3-4-2)	21
Figura 3 - Partes constituintes de uma ponte	26
Figura 4 - Viga pré-moldada com mesas superiores largas	28
Figura 5 - Viga pré-moldada com mesas superiores estreitas.....	28
Figura 6 - Vigas pré-moldadas com conectores nas mesas para ligação com a laje do tabuleiro concretada <i>in situ</i> em toda sua extensão	29
Figura 7 - Disposição das cargas estáticas.....	32
Figura 8 - Seção transversal	38
Figura 9 – Carregamento na seção transversal	39
Figura 10 - Seção transversal da viga	40
Figura 11 - Análise carga móvel vigas externas	41
Figura 12 - Análise carga móvel vigas internas.....	42
Figura 13 - carregamento móvel longitudinal	43
Figura 14 – cabo fictício equivalente parabólico.....	52
Figura 15 - gráfico com as perdas de protensão por atrito e recuo da ancoragem	55
Figura 16 – “Figura A.3” - NBR 6118-2014	58
Figura 17 - "Figura A.2" da NBR 6118:2014.....	61
Figura 18 - Efeito da protensão/obtenção da neutralização	65
Figura 19 - Verificação ELU	66
Figura 20 - Nova seção transversal.....	68
Figura 21 – Perdas imediatas por atrito e recuo da ancoragem viga nova.....	69
Figura 22 - diminuição do esforço cortante gerada pelo cabo curvo de protensão	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Solicitações cargas permanentes	40
Tabela 2 - solicitações carregamento móvel.....	43
Tabela 3 - combinação de esforços.....	44
Tabela 4 - características geométricas da viga	48
Tabela 5 - cálculo do número de cordoalhas necessárias	51
Tabela 6 - cálculo do número de cabos necessários	51
Tabela 7 - cabo equivalente	53
Tabela 8 - resultados da perda por atrito	54
Tabela 9 - Ponto de equilíbrio	55
Tabela 10 - perdas por recuo da ancoragem	55
Tabela 11 - perda por encurtamento elástico do concreto	56
Tabela 12 - cálculo da espessura fictícia	57
Tabela 13 - cálculo para idade fictícia do concreto	57
Tabela 14 – “Tabela A1” NBR 6118-2014.....	58
Tabela 15 - cálculo da retração do concreto	59
Tabela 16 - cálculo do coeficiente de deformação rápida irreversível	60
Tabela 17 - cálculo do coeficiente de deformação lenta irreversível.....	61
Tabela 18 - cálculo para relaxação do aço.....	62
Tabela 19 - cálculo da perda progressiva de protensão	63
Tabela 20 - Esforços devidos a protensão	64
Tabela 21 - combinação de esforços viga nova	68
Tabela 22 - características geométricas da nova viga.....	68
Tabela 23 - posição da linha neutra e área de armadura passiva através do ELU	69
Tabela 24 - cabo equivalente viga nova	69
Tabela 25 – perda imediata por encurtamento elástico do concreto	70
Tabela 26 - retração do concreto viga nova.....	70
Tabela 27 - coeficiente de deformação rápida irreversível nova viga	70
Tabela 28 - coeficiente de deformação lenta irreversível nova viga.....	70
Tabela 29 - relaxação do aço nova viga	71
Tabela 30 - Resumo de esforços viga nova	71
Tabela 31 - perdas progressivas de protensão viga nova.....	71
Tabela 32 - cálculo da armadura transversal	74

LISTA DE SIGLAS

DECIV – Departamento de Engenharia Civil

EE – Escola de Engenharia

IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto

NBR – Norma Brasileira

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

$P_t(x)$ – força na armadura de protensão, no tempo t , na seção de abscissa x ;

$P_0(x)$ – força na armadura de protensão no tempo $t = 0$, na seção de abscissa x ;

P_i – força máxima aplicada à armadura pelo equipamento de tração;

$\Delta P_0(x)$ – perda imediata da protensão, medida a partir de P_i no tempo $t = 0$, na seção de abscissa x ;

$\Delta P_1(x)$ – perda de protensão na abscissa x , no tempo t , calculada após o tempo $t = 0$;

f_{ptk} – resistência característica de ruptura do aço de protensão (MPa);

f_{pyk} – valor característico da resistência convencional de escoamento do aço de protensão (MPa);

$\Delta\sigma_p$ – perda média de protensão devido ao encurtamento imediato do concreto (por cabo) (MPa);

σ_{cp} – tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à protensão instantânea de n cabos (MPa);

σ_{cg} – tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão (MPa);

α_p – relação entre E_p e E_{ci28} ;

$\sum\alpha$ – soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , expressa em radianos (rad);

μ – é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha (1/rad);

k – coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo (1/m);

E_p – módulo de elasticidade do aço de protensão;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – retração no instante t , descontada a retração no instante t_0 ;

$\sigma_{c,p0g}$ – tensões no concreto devidas à protensão e à cargas permanentes (MPa);

$\varphi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

σ_{p0} – tensões na armadura ativa devida a P_0 , positivas para tração (MPa);

$\chi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência do aço;

χ_p – coeficiente de fluência da armadura ativa;

χ_c – coeficiente de fluência do concreto;

η – coeficiente para o cálculo de aderência;

ρ_p – taxa geométrica da armadura de protensão;

$\Delta\sigma_c(t, t_0)$ – variação na tensão do concreto no instante t para cargas permanentes de protensão aplicadas em t_0 (MPa);

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$ – variação da tensão na armadura de protensão no instante t para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

$\psi(t, t_0)$ – intensidade de relaxação do aço de protensão no instante t para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ – perda de tensão por relaxação pura desde o instante inicial t_0 até o instante t ;

γ_g – coeficiente de majoração da carga permanente;

γ_p – coeficiente de majoração da carga móvel;

γ_d – coeficiente de minoração para solicitações;

f_{ck} – resistência característica a compressão do concreto (MPa);

f_{ckj} – resistência característica a compressão do concreto no dia j (MPa);

α_E – coeficiente que depende do agregado utilizado no concreto;

E_c – módulo de elasticidade tangente (MPa);

α_i – coeficiente que depende do f_{ck} utilizado;

E_{cs} – módulo de elasticidade secante (MPa);

f_{cd} – resistência a compressão de cálculo;

f_{ctm} – resistência característica à tração;

f_{ctmj} – resistência característica a tração no dia j ;

σ_{cc0} – tensão de compressão no concreto em $t=0$;

σ_{ct0} – tensão de tração no concreto em $t=0$;

$\sigma_{cc\infty}$ – tensão de compressão no concreto em $t=\infty$;

$\sigma_{ct\infty}$ – tensão de tração no concreto em $t=\infty$;

E_p – módulo de elasticidade do aço de protensão;

h_{fic} – espessura fictícia da peça;

μ_{ar} – perímetro em contato com o ar;

γ – parâmetro para cálculo da espessura fictícia;

U – umidade relativa do ar;

t – idade fictícia do concreto;

T – temperatura média na cura;

$\Delta t_{ef,i}$ – dias seguidos com a mesma temperatura e/ou idade de aplicação da protensão;

α – coeficiente para cálculo da idade fictícia do concreto que depende do tipo de cimento;

φ_a – coeficiente de deformação rápida irreversível;

φ_f – coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_d – coeficiente de deformação lenta reversível.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	14
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	14
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	14
2.2.1 <i>Objetivo principal</i>	14
2.2.2 <i>Objetivos secundários</i>	14
2.3 PRESSUPOSTO	14
2.4 DELIMITAÇÕES	15
2.5 LIMITAÇÕES	15
2.6 DELINEAMENTO	15
3 CONCRETO PROTENDIDO	17
3.1 FORÇAS DE PROTENSÃO	17
3.2 PERDAS DE PROTENSÃO.....	18
3.2.1 <i>Perdas imediatas</i>	18
3.2.1.1 Pré-tração	19
3.2.1.2 Pós-tração	19
3.2.1.2.1 Encurtamento imediato do concreto.....	19
3.2.1.2.2 Perdas por atrito	20
3.2.1.2.3 Perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem	20
3.2.2 <i>Perdas progressivas</i>	22
3.2.2.1 Processo simplificado.....	22
3.2.2.2 Processo aproximado.....	23
3.2.2.3 Relaxação do aço	24
4 PONTES	26
4.1 PARTES CONSTITUINTES	26
4.2 PONTES EM VIGA I OU T	27
4.3 CARREGAMENTOS	29
4.3.1 <i>Ações permanentes</i>	29
4.3.1.1 Peso próprio dos elementos estruturais	30
4.3.1.2 Pavimentação.....	30
4.3.1.3 Empuxo de terra	30
4.3.1.4 Empuxo d'água	31
4.3.2 <i>Ações variáveis</i>	31
4.3.2.1 Carga móvel	31
4.3.2.1.1 Coeficiente de impacto vertical	33
4.3.2.1.2 Coeficiente de número de faixas	33
4.3.2.1.3 Coeficiente de impacto adicional	34
4.3.2.2 Forças horizontais	34
4.3.2.2.1 Frenagem e aceleração.....	34
4.3.2.2.2 Força centrífuga.....	35
4.3.2.2.3 Impacto em barreiras	36
5 DIMENSIONAMENTO VIGA T PROTENDIDA	37
5.1 GEOMETRIA	37
5.2 CARGAS ATUANTES.....	38
5.2.1 <i>Cargas permanentes</i>	38
5.2.2 <i>Cálculo das cargas móveis</i>	41
5.2.3 <i>Combinação de cargas</i>	44
5.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	44
5.3.1 <i>Propriedades do concreto</i>	45
5.3.2 <i>Propriedades do aço</i>	47
5.4 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO DA VIGA	48

5.5 AÇÃO DA PROTENSÃO.....	49
5.5.1 Limites da forma de protensão.....	49
5.5.2 Determinação do número de cordoalhas e cabos	51
5.6 CÁLCULO DAS PERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO	52
5.6.1 Cálculo das perdas imediatas	53
5.6.2 Cálculo das perdas progressivas	56
5.6.2.1 Espessura fictícia	56
5.6.2.2 Idade fictícia do concreto.....	57
5.6.2.3 Retração do concreto.....	57
5.6.2.4 Fluência do concreto.....	59
5.6.2.4.1 coeficiente de deformação rápida irreversível	59
5.6.2.4.2 coeficiente de deformação lenta irreversível	60
5.6.2.4.3 coeficiente de deformação lenta reversível	61
5.6.2.5 Relaxação da armadura de protensão	62
5.7 RESUMO DOS ESFORÇOS DE PROTENSÃO	64
5.8 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	64
5.8.1 Pré-alongamento da armadura ativa.....	65
5.8.2 Dimensionamento armadura passiva através do ELU.....	66
5.8.3 Dimensionamento ao esforço cortante utilizando o ELU.....	72
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	75
REFERÊNCIAS	76

1 INTRODUÇÃO

O conceito de protensão em concreto não é recente dentro da Engenharia. Em 1928, Eugène Freyssinet, da França, começou a utilizar cabos de aço de alta resistência para protender, tornando-se assim o criador do concreto protendido moderno.

A utilização do concreto protendido no Brasil começou a se popularizar somente nos últimos anos. Algumas características que destacam essa solução de projeto é a rapidez na execução, possibilidade de vencer vãos maiores sem aumento da seção resistente e durabilidade elevada da estrutura devido a um melhor controle de fissuração do concreto. Em entrevista ao IBRACON, publicada na 78ª edição da revista Concreto & Construções, o engenheiro Evandro Porto Duarte, diretor da MAC Protensão e ex-Professor da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, disse: “[...] Falando da realidade do mercado hoje no Brasil no setor de projetos: devem ter aproximadamente dez mil calculistas de concreto armado; todos saem da faculdade sabendo calcular e projetar edifícios; desses, talvez uns 250 saibam calcular pontes e, talvez uns 200 saibam calcular concreto protendido [...]”.

Os projetos arquitetônicos têm exigido estruturas cada vez mais esbeltas para vencer vãos relativamente grandes. Além disso, a agilidade de execução de uma obra é, diversas vezes, uma exigência imposta para contratação de um serviço. Nesse contexto, estruturas em concreto pré-fabricado é uma das opções que atende de forma satisfatória as necessidades de projeto e execução.

Neste trabalho será realizado um projeto de ponte, no qual as vigas serão executadas em concreto protendido. A motivação para execução desse projeto é, justamente, em adquirir maior conhecimento sobre a concepção de um projeto estrutural e, em especial, ao dimensionamento de estruturas protendidas.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual seria uma solução que satisfaça as condições de segurança das normas de projeto estrutural para uma ponte com viga I em concreto protendido com pós-tensão aderente para a situação estudada?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é escolher uma alternativa que satisfaça as condições de segurança das normas de projeto, levando em consideração a análise de todos os elementos do projeto, para uma ponte protendida em viga I.

2.2.2 Objetivos secundários

O objetivo secundário do trabalho é apresentar as diretrizes para o projeto de pontes em viga I protendidas, de forma abrangente e útil para ser utilizado no desenvolvimento de outros projetos.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que são verdadeiras e válidas as informações contidas nas seguintes normas para elaboração do trabalho:

- a) NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;
- b) NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimentos;
- c) NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a um projeto de uma ponte em viga I protendida adequada às condições de contorno específicas ao seu local de construção e da sua utilização em serviço.

2.5 LIMITAÇÕES

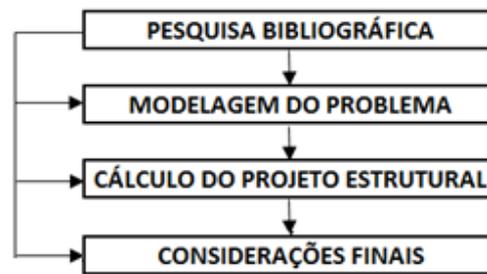
São limitações do trabalho:

- a) a pesquisa restringe-se ao projeto de uma ponte em viga I com pós-tensão aderente para o conjunto de vigas com cabo curvo para superestrutura de ponte;
- b) foi dimensionado a viga com pior carregamento e replicado para os demais casos, ou seja, as vigas externas são iguais as internas;
- c) não foram considerados efeitos de vento;
- d) não foram verificadas flechas da estrutura;
- e) não foram verificados os estados limites de serviços de formação e abertura de fissuras.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos:

Figura 1 - diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A etapa de **pesquisa bibliográfica** foi a etapa na qual foram reunidas as informações teóricas de valia para o entendimento, modelagem e definição da solução estrutural mais adequada para as condições de contorno do projeto. Essa etapa, além de dar início à pesquisa, coexistiu com as demais etapas, com a finalidade de auxiliar e aperfeiçoar o desenvolvimento das mesmas.

Em seguida, é feita a **modelagem do problema**, na qual foram definidos os modelos teóricos mais adequados para o dimensionamento da estrutura. Como se trata de um projeto completo, foi definido para cada conjunto estrutural (vigas, lajes, pilares e fundações) um modelo teórico mais adequado.

Com os modelos de cálculos definidos, pode-se passar para o **cálculo do projeto estrutural**. Nessa etapa são definidos os carregamentos na estrutura, os esforços ocasionados por esses carregamentos e o dimensionamento da estrutura para os Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço

Finalmente, para concluir a pesquisa foram estabelecidas as **considerações finais**.

3 CONCRETO PROTENDIDO

De acordo com Cholfe e Bonilla (2015, p.2) o concreto protendido propicia um maior aproveitamento estrutural, devido a elevada capacidade resistente, baixas deformações e melhorias na durabilidade e uso.

Carvalho (2012, p. 13) cita que o objetivo do concreto protendido é “[...] diminuir a fissuração do concreto através da introdução de tensões normais de compressão em regiões onde devido a outras ações existam tensões de tração.”.

Nos próximos itens será abordado como se determina a força de protensão imediatamente após o termino da operação de protensão. Entretanto, essa não é a força utilizada para fins de projeto. Necessita-se identificar as perdas de protensão e subtrai-las da força de protensão supracitada.

3.1 FORÇAS DE PROTENSÃO

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 47), a força média na protensão na abscissa x e no tempo t é dada por:

$$P_t(x) = P_o(x) - \Delta P_t(x) = P_i - \Delta P_o(x) - \Delta P_t(x) \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$P_t(x)$ = força na armadura de protensão, no tempo t , na seção de abscissa x ;

$P_o(x)$ = força na armadura de protensão no tempo $t = 0$, na seção de abscissa x ;

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

$\Delta P_o(x)$ = perda imediata da protensão, medida a partir de P_i no tempo $t = 0$, na seção de abscissa x ;

$\Delta P_t(x)$ = perda de protensão na abscissa x , no tempo t , calculada após o tempo $t = 0$.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 47) define alguns limites para P_i , dependendo do tipo de protensão utilizada (pré-tensão ou pós-tensão), os quais são:

a) armadura pré-tracionada,

- para aços de classe de relaxação normal: a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites $0,77f_{ptk}$ e $0,90f_{pyk}$;
- para aços de classe de relaxação baixa: a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites $0,77f_{ptk}$ e $0,85f_{pyk}$;

b) armadura pós-tracionada,

- para aços de classe de relaxação normal: a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites $0,74f_{ptk}$ e $0,87f_{pyk}$;
- para aços de classe de relaxação baixa: a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites $0,74f_{ptk}$ e $0,82f_{pyk}$;

3.2 PERDAS DE PROTENSÃO

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 49) diz que se deve “prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor, ocorrida antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).”.

3.2.1 Perdas imediatas

Cholfe e Bonilla (2015, p.134) definem as perdas imediatas de protensão como sendo aquelas em que acontecem durante a transferência da força de protensão para as seções do concreto no instante $t=0$.

Considera-se as perdas imediatas da força de protensão de forma distinta de acordo com o momento em que a aderência é dada entre a armadura ativa e o concreto. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 50) define de forma diferente para elementos pré-tracionados e pós- tracionados:

3.2.1.1 Pré-tração

Perda de protensão se dá em razão do encurtamento e deve ser calculada em regime elástico, considerando-se a deformação da seção homogeneizada. O módulo de elasticidade a considerar é o correspondente à data de protensão, corrigido, se houver cura térmica. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 50)

Como o presente trabalho trata de uma viga com pós-tração não entraremos em mais detalhes sobre o assunto. Para mais informações consultar Cholfe e Bonilha (2015, p. 134-135).

3.2.1.2 Pós-tração

As perdas imediatas na pós-tração são as devidas ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e acomodação na ancoragem. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 50)

3.2.1.2.1 Encurtamento imediato do concreto

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 50) cita que a protensão sucessiva de cada um dos n grupos de cabos protendidos simultaneamente provoca uma deformação imediata do concreto, assim, afrouxando os cabos anteriormente protendidos. A perda média de protensão, por cabo, é calculada através da expressão:

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

Onde:

$\Delta\sigma_p$ = perda média de protensão devido ao encurtamento imediato do concreto (por cabo);

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à protensão instantânea de n cabos;

σ_{cg} = tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

α_p = relação entre E_p e E_{ci28} ;

n = número de cabos protendidos.

3.2.1.2.2 Perdas por atrito

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 50-51) define para perda por atrito em elementos estruturais de pós-tração:

$$\Delta P (X) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

P_i = protensão inicial;

x = é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\sum \alpha$ = soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x, expressa em radianos (rad);

μ = é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

k = coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor de $0,01\mu$ (1/m).

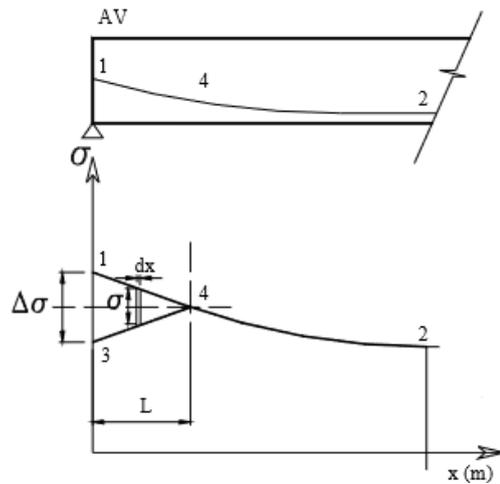
Na falta de dados experimentais, pode-se estimar o valor de μ com os valores a seguir (valores em 1/radianos):

- a) $\mu = 0,50$ entre cabo e concreto (sem bainha);
- b) $\mu = 0,30$ entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;
- c) $\mu = 0,20$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;
- d) $\mu = 0,10$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;
- e) $\mu = 0,05$ entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada.

3.2.1.2.3 Perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem

Carvalho (2012, p. 136) afirma que quando se aplica a ancoragem em um cabo há sempre um pequeno retrocesso no cabo que estava esticado, provocando uma queda de tensão no mesmo.

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



(fonte: CARVALHO, 2012, p. 136)

Na Figura 2 observa-se o desenvolvimento das tensões no cabo antes da ancoragem (trecho 1-2). Após a ancoragem o desenvolvimento da tensão fica sendo o trecho de 3-4-2, resultando então uma queda de tensão na região 1-4. A queda de tensão no início vale $\Delta\sigma$ e vai diminuindo até que no ponto 4 torna-se zero. Carvalho (2012, p. 137) explica que “a queda de tensão decresce porque o atrito cabo-bainha impede a livre movimentação do cabo para o ‘interior’ da estrutura. Os pontos entre 4 e 2 não se movimentam durante a operação de ancoragem e, portanto, neste trecho não se verifica queda de tensão.”.

Carvalho (2012, p. 137) analisa um trecho dx do cabo e, através de mecanismos aritméticos, chega na seguinte expressão:

$$\int_0^L \sigma * dx = \Delta l * E_p \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

$\int \sigma * dx$ = área do elemento 1-3-4 (Figura 2);

E_p = módulo de elasticidade do aço de protensão;

Δl = encurtamento total que o cabo sofre durante a ancoragem, fornecido pelo fabricante ou experimentalmente.

3.2.2 Perdas progressivas

São conhecidas como de perdas progressivas as perdas devidas à retração e fluência do concreto e, também, à relaxação do aço da armadura protendida. A interação desses fenômenos deve ser considerada para o cálculo dessas perdas, conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, pg. 51-54) segundo os seguintes processos:

- a) processo simplificado;
- b) processo aproximado;
- c) relaxação do aço.

3.2.2.1 Processo simplificado

Para utilizar esse método, é necessário verificar algumas condições quanto às características do elemento no qual será aplicada a protensão. Essas condições são (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 51)

- a) a concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;
- b) os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição de resultante dos esforços neles atuantes (cabo resultante).

Satisfazendo-se as duas condições supracitadas, as fórmulas 5 a 7 são relativas ao cálculo das perdas progressivas. As perdas progressivas no instante t para cargas permanentes de protensão aplicadas no instante t_0 são calculadas da seguinte forma:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0}g\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p} \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = retração no instante t , descontada a retração no instante t_0 ;

E_p = módulo de elasticidade do aço de protensão;

α_p = relação entre E_p e E_{ci28} ;

$\sigma_{c,p0g}$ = tensões no concreto devidas à protensão e à cargas permanentes, positiva para compressão;

$\varphi(t,t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

σ_{p0} = tensões na armadura ativa devida a P_0 , positivas para tração;

$\chi(t,t_0)$ = coeficiente de fluência do aço;

χ_p = coeficiente de fluência da armadura ativa;

χ_c = coeficiente de fluência do concreto;

η = coeficiente para o cálculo de aderência;

ρ_p = taxa geométrica da armadura de protensão.

A variação da deformação específica no concreto devido à tração:

$$\Delta\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{ci28}}\varphi(t, t_0) + \chi_c \frac{\Delta\sigma_c(t, t_0)}{E_{ci28}} + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

E_{ci28} = módulo de elasticidade do concreto com idade de 28 dias;

$\Delta\sigma_c(t,t_0)$ = variação na tensão do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas em t_0 .

A variação na deformação específica das barras protendidas devido à tração é:

$$\Delta\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p}\chi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma_p(t, t_0)}{E_p}\chi_p \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

$\Delta\sigma_p(t,t_0)$ = variação da tensão na armadura de protensão no instante t para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 .

3.2.2.2 Processo aproximado

Para a utilização do processo aproximado é necessário satisfazer as mesmas condições do método anterior, desde que a retração não difira em mais de 25% de $[-8 \cdot 10^{-5} \varphi(\infty, t_0)]$. As fórmulas diferem para cada tipo de relaxação do aço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA E NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 53)

Para relaxação normal (RN) deve ser usada a fórmula abaixo, onde o valor é em porcentagem (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA E NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 53):

$$\frac{\Delta\sigma_p(t, t_0)}{\sigma_{p0}} = 18,1 + \frac{\alpha_p}{47} * [\varphi(t, t_0)]^{1,57} (3 + \sigma_{c,p0g}) \quad (\text{fórmula 8})$$

Para relaxação baixa (RB) deve ser usada a fórmula abaixo, onde o valor é em porcentagem (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA E NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 53):

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 7,4 + \frac{\alpha_p}{18,7} * [\varphi(t_\infty, t_0)]^{1,07} (3 + \sigma_{c,p0g}) \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

$\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)$ = variação da tensão na armadura de protensão no instante t_∞ para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

$\varphi(t_\infty, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t_∞ para cargas permanentes e de protensão aplicadas em t_0 .

3.2.2.3 Relaxação do aço

A intensidade de relaxação do aço, que é necessária para o cálculo das perdas progressivas na armadura de protensão, é calculada através da fórmula 10 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 53):

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{p0}} \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

$\psi(t,t_0)$ = intensidade de relaxação do aço de protensão no instante t para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_{pr}(t,t_0)$ = perda de tensão por relaxação pura desde o instante inicial t_0 até o instante t considerado.

4 PONTES

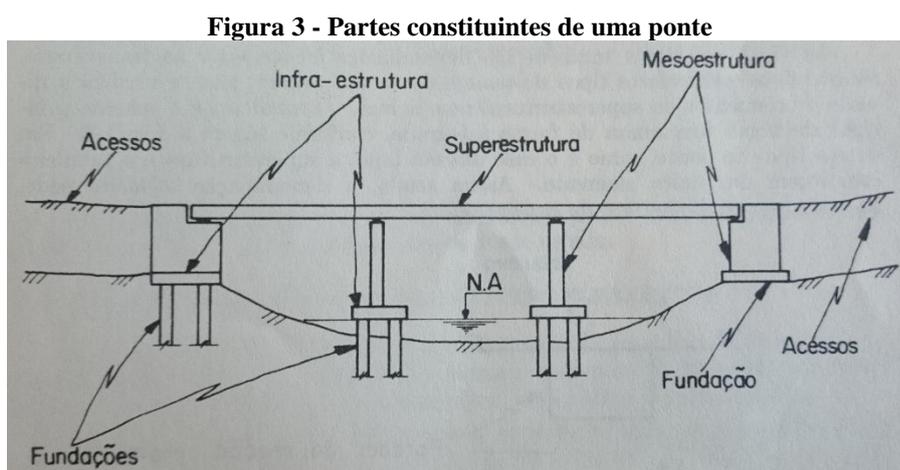
As primeiras pontes de concreto protendido surgiram aproximadamente a partir de 1938, porém teve um período de interrupção no seu desenvolvimento devido a Segunda Guerra Mundial. Logo após 1948, o concreto protendido conquistou a construção de pontes, possibilitando atingir vãos cada vez maiores. (LEONHARDT, 1979, pg. 10)

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 1) apresenta a seguinte classificação:

- a) ponte: estrutura sujeita a ação de carga em movimento, com posicionamento variável, [...], utilizada para transpor um obstáculo natural (rio, córrego, vale, etc.);
- b) viaduto: estrutura para transpor um obstáculo artificial (avenida, rodovia, etc.);
- c) passarela: estrutura longilínea, destinada a transpor obstáculos naturais e/ou artificiais exclusivamente para pedestres e/ou ciclistas.

4.1 PARTES CONSTITUINTES

Usualmente, divide-se as pontes em infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura. Estas três partes constituintes estão indicadas na figura 3.



(fonte: MASON, 1977, p. 1)

A superestrutura recebe diretamente as cargas da pista e as transmite à mesoestrutura. Na solução de superestrutura em grelha, há um sistema de vigas principais, orientadas no sentido longitudinal da ponte – conhecidas como longarinas – vencendo os vãos, e um sistema de vigas

secundárias – chamadas de transversinas – destinadas a regular a distribuição do carregamento nas vigas principais. O tabuleiro é constituído por uma laje solidária à grelha e serve de superfície de rolamento e transmite as cargas do tráfego aos elementos da grelha (Mason, p. 13).

De acordo com Mason (1977, p. 146) a mesoestrutura e a infraestrutura das pontes compreendem pilares, encontros, blocos de fundação, aparelhos de apoio e demais elementos destinados a transmitir as cargas às fundações.

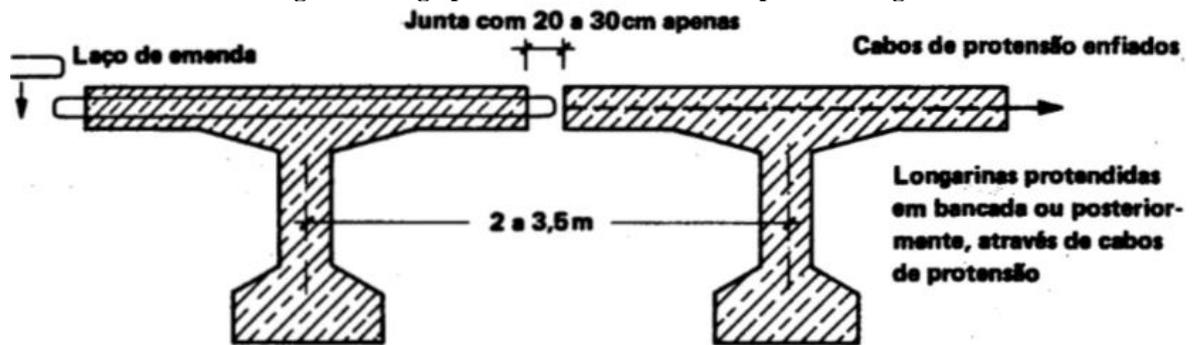
4.2 PONTES EM VIGA I OU T

As pontes em vigas podem ser classificadas de acordo com a sua seção, aberta ou celular. Pontes com seção aberta são conhecidas como vigas T ou I e são compostas por longarinas, transversinas e lajes, agindo em conjunto para formar uma grelha. A seção celular, também conhecida como seção caixão, é composta por uma única grande peça que possui uma distribuição uniforme de cargas por toda sua seção.

A viga T é uma forma de seção transversal muito apropriada para concreto armado e para protensão. A laje constitui o tabuleiro da ponte e o banzo comprimido da longarina; o banzo tracionado se concentra na parte inferior da alma. A espessura da alma se ajusta principalmente às necessidades de espaço exigidas para o banzo tracionado. (LEONHARDT, 1979, p. 57).

Leonhardt (1979, p. 61-62) cita que em geral, vigas T ou I pré-moldadas são protendidas para o vão inteiro e na direção transversal existe três possibilidades para a formação do tabuleiro. A primeira é a seção transversal com mesas superiores largas, juntas de concretagem estreitas, amadura transversal constituída apenas por laços para emenda, protensão transversal conforme com a figura 4.

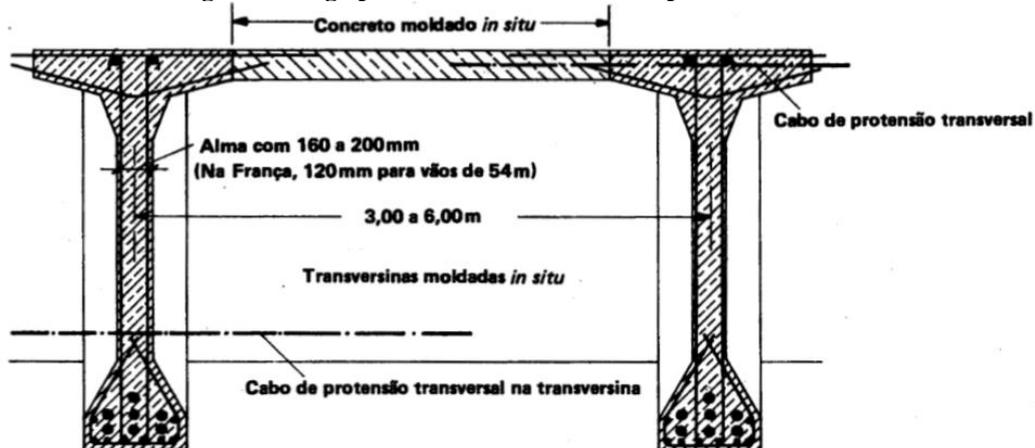
Figura 4 - Viga pré-moldada com mesas superiores largas



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 61)

O segundo caso é sobre seção transversal com mesas superiores estreitas, sendo o trecho entre as vigas executado com concreto moldado *in situ*, conforme a figura 5. O desenvolvimento da técnica possibilitou o afastamento entre as longarinas cada vez maiores. Para manter o baixo peso de montagem das vigas, seria preciso aumentar o trecho de concreto moldado *in situ*. O peso de montagem das vigas pode ir até 180 t e os vãos até cerca de 54,0 m.

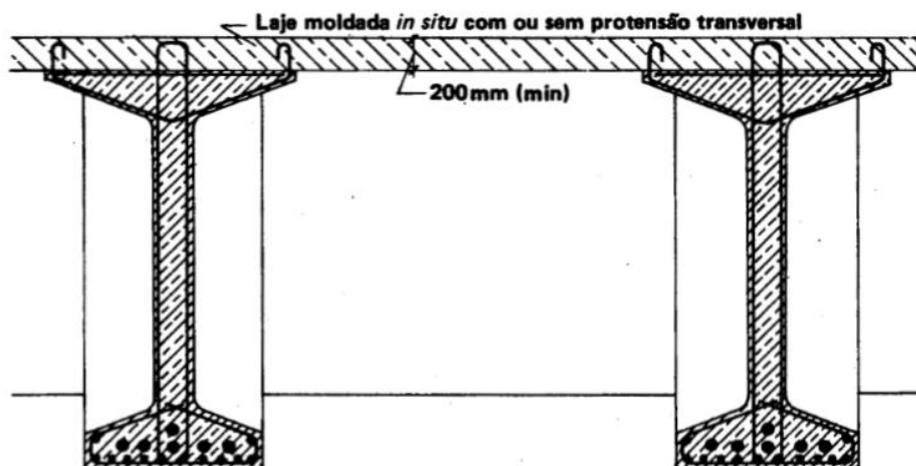
Figura 5 - Viga pré-moldada com mesas superiores estreitas



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 62)

O terceiro caso é a seção transversal com banzo superior estreito e laje de concreto moldado *in situ* em toda a extensão do tabuleiro, também conhecido como processo misto (figura 6). Os valores limites acima citados valem para esse caso também. O processo misto, com laje do tabuleiro e transversinas moldadas *in situ*, facilita a obtenção do efeito de continuidade em pontes de vários vãos (Leonhardt, 1979, p. 63).

Figura 6 - Vigas pré-moldadas com conectores nas mesas para ligação com a laje do tabuleiro concretada *in situ* em toda sua extensão



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 62)

Leonhardt (1979, pg. 62) chama atenção para o fato de que as tensões no banzo tracionado, previamente comprimido, não sejam demasiadamente elevadas para o caso do carregamento $g + p$ (peso próprio + protensão) afim de evitar que a viga se abaúle, curvando-se para cima por efeito de deformação lenta. No caso de pontes sobre vários vãos, isto provoca um “ondulado” no tabuleiro que na maioria dos casos deve ser corrigido. Por isso, recomenda-se usar uma protensão parcial.

4.3 CARREGAMENTOS

As ações podem ser classificadas em permanentes e variáveis.

4.3.1 Ações permanentes

A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 4) cita que ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção e as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante são consideradas ações permanentes. As ações permanentes compreendem, entre outras:

- a) as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;

- b) as cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) os empuxos de terra e de líquidos.
- d) as forças de protensão
- e) as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

4.3.1.1 Peso próprio dos elementos estruturais

Deve-se considerar 25 kN/m^3 para o concreto armado ou protendido (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 4).

4.3.1.2 Pavimentação

Deve-se adotar o valor mínimo de 24 kN/m^3 , prevendo-se uma carga adicional de 2 kN/m^2 para atender a um possível recapeamento. A consideração desta carga adicional pode ser dispensada, a critério do proprietário da obra, no caso de pontes de grandes vãos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 4).

Cargas ferroviárias não serão apresentadas no presente trabalho pois trata-se de um projeto de ponte rodoviária.

4.3.1.3 Empuxo de terra

Ainda segundo a NBR 7187, o empuxo de terra nas estruturas é determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, assim como das inclinações dos taludes e dos paramentos.

Geralmente é necessária sua determinação para o cálculo de elementos da infraestrutura, pilares de encontro e de cortinas; o cálculo é feito supondo-se o terreno sem coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança. O peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m^3 e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30° (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 4).

4.3.1.4 Empuxo d'água

Segundo a NBR 7187 “O empuxo d'água e a subpressão devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis para a verificação dos estados limites, sendo dada especial atenção ao estudo dos níveis máximo e mínimo dos cursos d'água e do lençol freático” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 5).

4.3.2 Ações variáveis

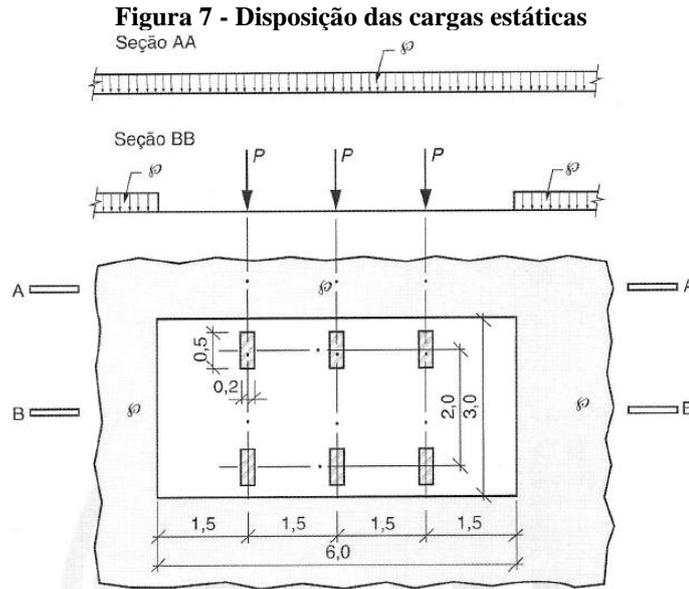
São classificadas na NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 5) como ações de caráter transitório que compreendem, entre outras:

- a) as cargas móveis;
- b) as cargas de construção;
- c) as cargas de vento;
- d) o empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) a pressão da água em movimento;
- f) o efeito dinâmico do movimento das águas;
- g) as variações de temperatura.

4.3.2.1 Carga móvel

Segundo Mason (1977, p. 177), a determinação dos efeitos mais desfavoráveis da carga móvel, nas diversas seções ao longo do eixo da ponte, é feita através do procedimento das linhas de influência para os momentos fletores, esforços cortantes ou qualquer outra solicitação de interesse. Com base nas linhas de influência, obtém-se as envoltórias para os esforços máximos na seção. A determinação dos máximos positivos e negativos dos diversos efeitos em cada seção é importante para a correta disposição das armaduras normais ou protendidas.

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 3-5) define que a carga móvel rodoviária padrão TB-450 é dado por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P = 75\text{kN}$, três eixos de cargas afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5\text{ kN/m}^2$, conforme a Figura 7.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 4)

A carga móvel assume a posição com as duas rodas na posição mais desfavorável na pista, inclusive acostamento e faixas de segurança. A carga distribuída é aplicada na posição mais desfavorável, independente das faixas rodoviárias. A distribuição espacial da carga concentrada é dada em um ângulo de 45° na superfície de contato com o elemento estrutural.

A carga móvel pode ser considerada no mínimo igual ao tipo TB-240, que é definido por um veículo tipo de 240 kN com seis rodas $P = 40$ kN afastadas entre si em 1,5 m em 3 eixos e área de ocupação de $18,0$ m² circundada por uma carga uniforme de $p = 4,0$ kN/m², em obras de estradas vicinais municipais de uma faixa e obras particulares.

A carga nos passeios para pedestres de pontes e viadutos é uniformemente distribuída no valor de 3 kN/m² na posição mais desfavorável concomitante com a carga móvel rodoviária. O elemento estrutural do passeio é dimensionado para carga distribuída de 5 kN/m².

As cargas Q e q são, respectivamente, P e p ponderadas através dos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e do impacto adicional (CIA), conforme as expressões a seguir:

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 11})$$

$$q = p * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 12})$$

Os valores de CIV, CNF e CIA serão explicados nos itens a seguir.

4.3.2.1.1 Coeficiente de impacto vertical

Simula o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 3).

O coeficiente de impacto vertical para estruturas com vão entre 10,0 m e 200,0 m é dado por:

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (\text{fórmula 13})$$

Onde:

CIV = coeficiente de impacto vertical;

Liv = é o vão em metros conforme o tipo de estrutura, sendo:

- a) usado para estruturas de vão isostáticos. Liv é a média aritmética dos vãos nos casos de mais de um vão;
- b) estruturas em balanço: é o comprimento do próprio balanço;
- c) L é o vão expresso em metros.

Para estruturas com vão menor que 10,0 m, CIV = 1,35.

Para estruturas com vãos superiores a 200,0 m, deve ser realizado estudo específico para a consideração da amplificação dinâmica e definição do coeficiente de impacto vertical.

4.3.2.1.2 Coeficiente de número de faixas

É a probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 3). Este coeficiente é dado por:

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9 \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

n = é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamento e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

Este coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas, etc.).

4.3.2.1.3 Coeficiente de impacto adicional

A A NBR 7188 diz que o coeficiente destinado à majoração devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 5).

Deve-se majorar na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional, definido por:

- a) CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas;
- b) CIA = 1,15 para obras em aço.

4.3.2.2 Forças horizontais

São divididas em frenagem e aceleração, centrífuga e impactos em barreiras.

4.3.2.2.1 Frenagem e aceleração

As cargas horizontais devido à frenagem e/ou aceleração, aplicados no nível do pavimento, são um percentual da carga vertical característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável e concomitante com a respectiva carga vertical.

$$Hf = 0,25 * B * L * CNF \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

B = é a largura efetiva [m] da carga distribuída de 5kN/m²;

L = comprimento concomitante, ou seja, que ocorre simultaneamente da carga distribuída [m];

Hf ≥ 135kN.

4.3.2.2.2 Força centrífuga

As cargas horizontais provenientes da força centrífuga nas obras em curva horizontal, aplicadas no nível da pista de rolamento, são um percentual da carga vertical do veículo tipo aplicado sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável, concomitante com a respectiva carga vertical.

Para raios menores que 200 m, se tem que:

$$Hfc = 2,4 * P \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

Hfc = é força centrífuga, dada em kN.

Para raios maiores que 200 m e menores que 1500 m, se calcula através de:

$$Hfc = \frac{480}{R} * P \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

R = raio da curva horizontal no eixo da obra, em metros.

4.3.2.2.3 *Impacto em barreiras*

O elemento deve ser dimensionado para uma carga horizontal perpendicular à direção do tráfego de 100kN e carga vertical concomitante de 100kN.

A ação é aplicada em um comprimento de 50cm., no topo do elemento, admitindo-se distribuição espacial a 45°.

5 DIMENSIONAMENTO VIGA T PROTENDIDA

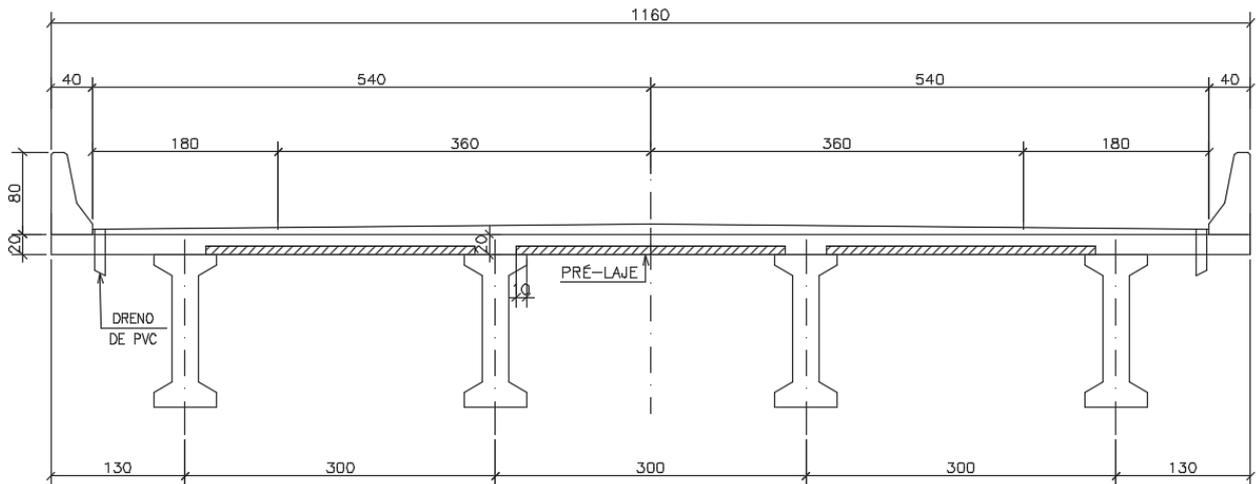
Em um projeto de ponte é necessário a análise de dados como a topografia do terreno e através deste, definir a geometria da obra. O gabarito da obra deve ser fornecido pelo contratante. Após a validação da geometria estudam-se as cargas atuantes na estrutura. A superestrutura foi dimensionada para ações permanentes e cargas móveis, conforme recomendação de norma. Para o dimensionamento, dividiu-se a ponte em dez seções de igual espaçamento ao longo do seu vão. O dimensionamento foi realizado de forma a corresponder, com uma armadura adequada, as solicitações em cada uma das seções em estudo.

5.1 GEOMETRIA

A estrutura proposta é uma ponte de concreto com longarinas protendidas com vão de 25 m. A protensão escolhida foi a pós-tração aderente. O traçado da ponte é em tangente e em nível. A ponte tem 11,6 m de largura, onde o tabuleiro comporta duas faixas de tráfego de 3,6 m com dois acostamentos de 1,8 m além de dois guarda-rodas com largura de 0,4 m. A laje possui a mesma largura de 11,6 m da ponte com espessura constante de 0,2 m, sendo constituída por 3 pré-lajes de 0,08 m. de espessura e 2,6m de comprimento, apoiadas nas vigas com 10cm de apoio em cada viga. As 4 longarinas são do tipo I pré-moldadas protendidas, onde os cabos têm a sua geometria em forma de parábola e foram protendidos com pós-tração aderente. Foi considerado um recobrimento asfáltico sobre o tabuleiro com espessura média de 0,08 m e inclinação de 2%.

Para os cálculos presentes nesse trabalho, foram desconsideradas as cargas das alas, transversinas de entrada e lajes de transição.

Figura 8 - Seção transversal



(fonte: elaborado pelo autor)

5.2 CARGAS ATUANTES

Em um projeto de obra de arte especial, deve-se calcular a estrutura de forma a suportar os carregamentos permanentes, como o peso das suas partes constituintes, a carga móvel, esforços devido ao vento e aos empuxos de água e terra. O peso próprio depende basicamente da geometria da obra. A carga móvel solicita a estrutura de forma vertical e de forma horizontal como forças geradas por frenagem e aceleração, por exemplo. Estruturas em contato com solo são solicitadas com empuxos de terra e estruturas em locais alagados por empuxo de água. Os esforços devido ao vento são desprezados no dimensionamento da superestrutura, sendo considerados apenas como forças nos aparelhos de apoio. Essa simplificação é possível devido à alta rigidez da superestrutura.

Como o presente trabalho analisa apenas a superestrutura, foram considerados apenas os esforços correspondentes ao peso próprio e a carga móvel.

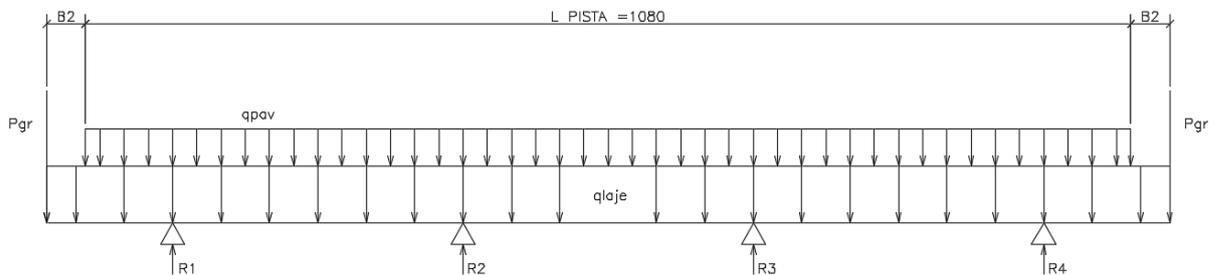
5.2.1 Cargas permanentes

Para a análise do carregamento permanente, considerou-se que cada viga recebe um percentual do carregamento total da superestrutura. Para determinar esse carregamento, foi utilizado o

software Ftool e simulado a estrutura como um elemento contínuo. A carga distribuída ao longo da viga foi determinada pela reação apresentada no modelo.

Analisou-se a seção transversal, onde foram aplicadas as cargas dos elementos que se distribuem ao longo da superestrutura. Considerou-se o carregamento formado pelo guarda-rodas (P_{gr}), da laje (q_{laje}) e do pavimento (q_{pav}). O peso específico para os elementos de concreto foi de 25 kN/m^3 e para o pavimento de 24 kN/m^3 . Os resultados apresentados nessa análise representam as cargas suportada por cada viga devido ao peso próprio dos elementos da superestrutura. Na figura 9, podemos ver a disposição dos carregamentos e apoios do modelo. A cota B2 representa a largura do guarda-rodas, que não recebe pavimentação.

Figura 9 – Carregamento na seção transversal



(fonte: elaborado pelo autor)

O cálculo das reações mostrou que o carregamento se distribuiu de forma diferente para os apoios. As vigas externas receberam 29,55% do valor enquanto as vigas internas receberam 20,45% das cargas aplicadas. Pode-se dizer que nessa configuração de geometria, as vigas externas suportam mais carregamento que as internas. Apesar da área de influência em R2 e R3 ser ligeiramente maior, existe uma carga concentrada dos guarda-rodas próximos a R1 e R4, o que faz essas reações serem maiores.

Para continuar o cálculo, aplicou-se a reação R1 como carga distribuída ao longo de todo o vão da viga, além da consideração do seu peso próprio. O vão da viga foi dividido em 10 seções equidistantes e o resultado foi obtido através das seguintes expressões para o cálculo de cortante e momento:

$$V(x) = 0,5 * q * (L - 2 * x) \quad (\text{fórmula 18})$$

e

$$M(x) = 0,5 * q * x * (L - x) \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

x = abcissa da seção a ser considerada em metros;

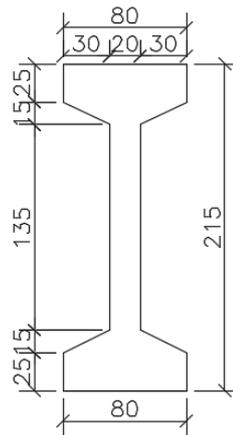
q = carregamento analisado em kN/m;

L = vão da longarina em metros.

Os resultados apresentados são referentes às vigas externas, adotando-se o mesmo resultado para as vigas internas, não sendo necessário repetir o processo de cálculo.

Para o cálculo do cortante e momento da viga é necessário escolher uma seção transversal da mesma. Foi escolhida a seção de acordo com a figura 10. Os resultados estão apresentados na tabela 1.

Figura 10 - Seção transversal da viga



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 1 - Solicitações cargas permanentes

Seção	0	1	2	3	4	5
V _g viga	256,25 kN	205,00 kN	153,75 kN	102,50 kN	51,25 kN	0,00 kN
V _g laje, guarda-rodas, pav	328,75 kN	263,00 kN	197,25 kN	131,50 kN	65,75 kN	0,00 kN
ΣV_g	585,00 kN	468,00 kN	351,00 kN	234,00 kN	117,00 kN	0,00 kN
M _g viga	0,00 kN.m	576,56 kN.m	1025,00 kN.m	1345,31 kN.m	1537,50 kN.m	1601,56 kN.m
M _g laje, guarda-rodas, pav	0,00 kN.m	739,69 kN.m	1315,00 kN.m	1725,94 kN.m	1972,50 kN.m	2054,69 kN.m
ΣM_g	0,00 kN.m	1316,25 kN.m	2340,00 kN.m	3071,25 kN.m	3510,00 kN.m	3656,25 kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

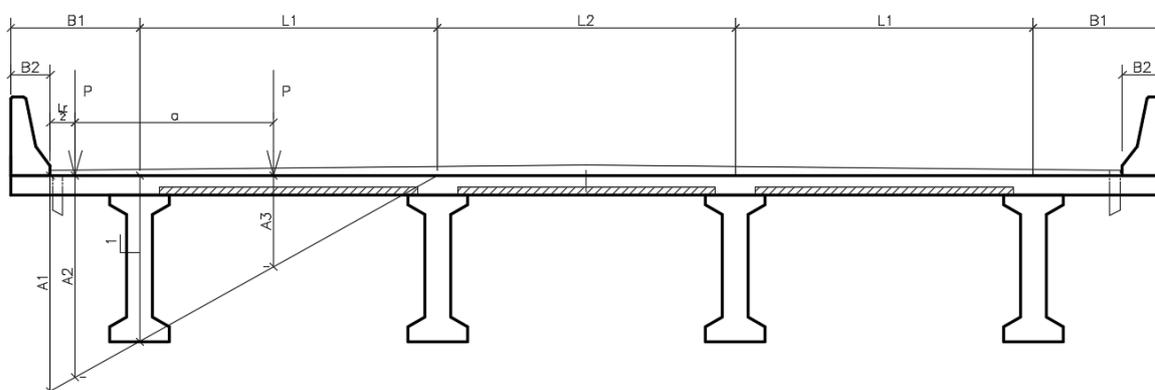
Os resultados obtidos foram coerentes para uma viga bi apoiada, onde o esforço cortante apresenta seu maior valor em módulo nas extremidades e zero no centro do vão. O momento fletor é zero nos apoios e apresenta o seu maior valor no meio do vão. Como é uma viga isostática, há uma simetria nos diagramas de esforço cortante e momentos.

5.2.2 Cálculo das cargas móveis

Para a consideração da carga móvel, considera-se a viga como sendo isostática. Nesse processo considera-se que a laje está simplesmente apoiada na viga. Diferentemente do carregamento permanente que considera a laje contínua, o carregamento móvel considera as lâjeas descontínuas apoiadas nas longarinas. Essa simplificação na consideração da ligação faz com que as taxas de aço sejam maiores que as realmente necessárias, mas gera uma redução na complexidade dos cálculos.

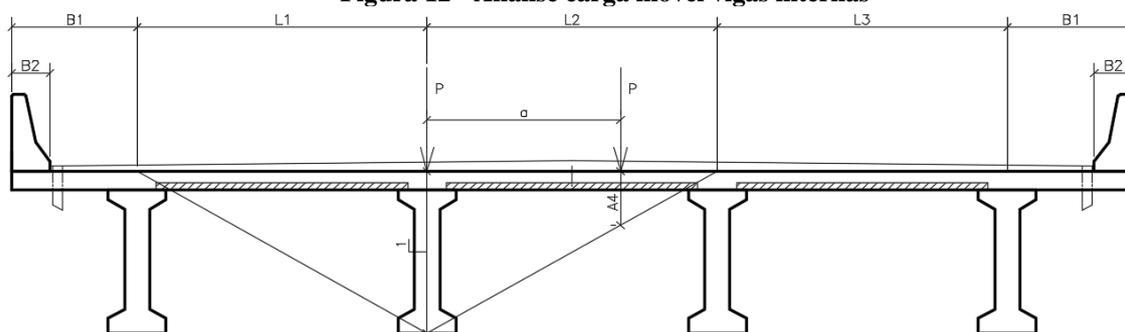
Conforme citado anteriormente, a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 3) define o veículo a ser utilizado como o TB-450. Primeiramente é necessário calcular os coeficientes de majoração de carregamento CIV (fórmula 13) e CNF (fórmula 14), já que o CIA depende do tipo de obra. A análise é feita primeiramente na seção transversal da obra, visando ver qual a viga mais solicitada e dimensionar as demais através desta, de forma análoga a desenvolvida no carregamento permanente, só que através de linhas de influência. Foi verificado primeiro as vigas externas e depois as vigas internas (figuras 11 e 12, respectivamente).

Figura 11 - Análise carga móvel vigas externas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 12 - Análise carga móvel vigas internas



(fonte: elaborado pelo autor)

Os valores de B1, B2, L1, L2, e L3 podem ser verificados na figura 8. Para ambas as análises, buscou-se posicionar o trem tipo na posição mais desfavorável, sendo o mais próximo do guarda-rodas para a viga das extremidades, afastado da metade da largura da roda ($Lr/2$) e sobre o eixo da viga central com a segunda roda em direção ao centro do vão para as vigas internas. Para essas disposições, pode-se determinar as ordenadas da linha de influência A1, A2 e A3 para as vigas externas e A4 para a viga interna através de semelhança de triângulos.

Conforme visto anteriormente, as cargas concentradas P e distribuídas que são majoradas pelos coeficientes CIV, CNF e CIA conforme apresentado nas fórmulas 11 e 12 respectivamente, formando as cargas concentradas Q e distribuída q.

Para calcular a carga do veículo (Q) e a carga uniformemente distribuída (q) foram utilizadas fórmulas diferentes para os dois tipos de vigas apresentados. Para as vigas externas foram utilizadas as fórmulas 20 e 21 e para as vigas centrais as fórmulas 22 e 23.

$$Q = P * (A2 + A3) * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

Q = carga a ser aplicada no cálculo (kN);

P = carga de uma roda do TB-450 (kN);

A2 e A3 = ordenadas da linha de influência abaixo do eixo da roda no vão (-).

$$q = p * [(B1 - B2) + L1] * \frac{A1}{2} * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

q = carga a ser aplicada no cálculo (kN/m);

p = carga móvel distribuída na pista (kN/m²);

A1 = ordenada da linha de influência abaixo do eixo da roda no vão (-);

B1 = distância da extremidade da ponte até o eixo da viga externa (m)

B2 = largura do guarda-roda (m)

L1 = distância entre eixos da viga externa e viga central (m).

$$Q = P * (1 + A4) * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

Q = carga a ser aplicada no cálculo (kN);

P = carga de uma roda do TB-450 (kN);

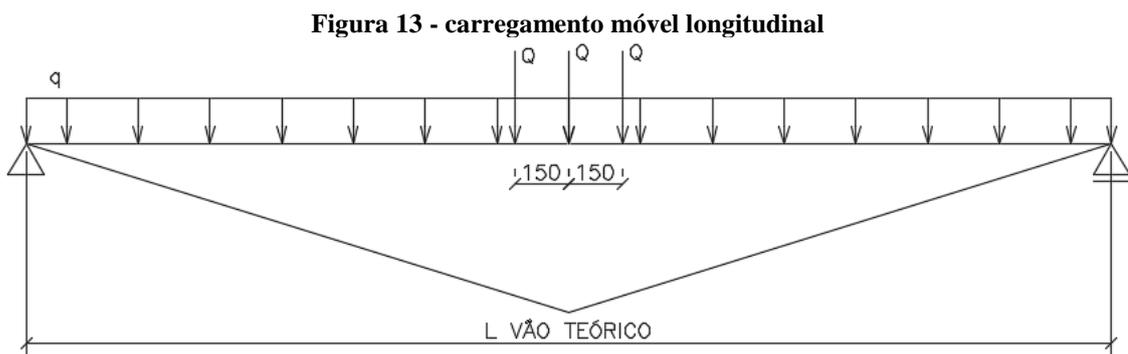
A4 = ordenada da linha de influência abaixo do eixo da roda no vão (-);

$$q = p * \left(\frac{L1 + L2}{2} \right) * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 23})$$

Onde:

L2 = distância entre eixos das vigas centrais (m).

Assim como no carregamento permanente, o resultado mostra que as vigas externas suportam mais carga. Após a obtenção dos valores de Q e q, utilizou-se o programa Ftool para a obtenção dos diagramas de esforço cortante e momento de flexão (tabela 2). Aplicou-se a carga Q em três posições distanciadas de 1,50 m e a q foi distribuída ao longo de toda a estrutura (figura13).



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 - solicitações carregamento móvel

Seção	0	1	2	3	4	5
V carga móvel	733,10 kN	633,90 kN	539,80 kN	450,70 kN	366,70 kN	287,80 kN
M carga móvel	0,00 kN.m	1641,90 kN.m	2902,00 kN.m	3780,20 kN.m	4327,50 kN.m	4518,40 kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

5.2.3 Combinação de cargas

Com o uso de coeficientes de majoração retirados da NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), podemos combinar as cargas permanentes e a carga móvel.

$$V = V_p * \gamma_g + V_m * \gamma_p \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

V = esforço cortante resultante (kN);

V_p = esforço cortante carga permanente (kN);

V_m = esforço cortante carga móvel (kN);

γ_g = coeficiente de majoração da carga permanente igual a 1,35 (-);

γ_p = coeficiente de majoração da carga móvel igual a 1,5 (-);

$$M = M_p * \gamma_g + M_m * \gamma_p \quad (\text{fórmula 25})$$

Onde:

M = momento fletor resultante (kN.m);

M_p = momento fletor carga permanente (kN.m);

M_m = momento fletor carga móvel (kN.m).

Tabela 3 - combinação de esforços

Seção	0	1	2	3	4	5
V combinado	1889,40 kN	1582,65 kN	1283,55 kN	991,95 kN	708,00 kN	431,70 kN
M combinado	0,00 kN.m	4239,79 kN.m	7512,00 kN.m	9816,49 kN.m	11229,75 kN.m	11713,54 kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Para o cálculo de concreto protendido necessitamos definir as características tanto do concreto quanto do aço a ser utilizado.

5.3.1 Propriedades do concreto

As propriedades do concreto são todas dependentes da sua resistência característica à compressão. Foi estipulado um concreto com $f_{ck} = 40$ MPa e a partir disto definido a resistência característica a compressão, módulo de elasticidade tangente e secante, resistência a compressão de cálculo, resistência característica à tração. Após isso, definiu-se os limites de tensão no concreto para o tempo $t=0$ e $t=\infty$, que depende do tipo de protensão a ser escolhida.

A resistência característica à compressão aos 21 dias é dada por:

$$f_{ckj} = 0,8 * f_{ck} \quad (\text{fórmula 26})$$

Onde:

f_{ck} = Resistência característica à compressão (MPa).

O módulo de elasticidade tangente é:

$$E_c = \alpha_E 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{fórmula 27})$$

Onde:

E_c = módulo de elasticidade tangente (MPa);

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio, $1,0$ para granito e gnaisse, $0,9$ para calcário e $0,7$ para arenito.

O módulo de elasticidade secante é:

$$E_{cs} = \alpha_i * E_c \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

E_{cs} = módulo de elasticidade secante (MPa);

$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * f_{ck}/80 \leq 1,0$.

A resistência à compressão de cálculo é dada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_d} \quad (\text{fórmula 29})$$

Onde:

γ_d = coeficiente de minoração igual a 1,4 para obras convencionais e 1,5 para pontes (-).

A resistência característica a tração é:

$$f_{ctm} = 0,3 * (f_{ck})^{2/3} \quad (\text{fórmula 30})$$

Onde:

f_{ctm} = resistência característica à tração (MPa).

A resistência característica a tração aos 21 dias é:

$$f_{ctmj} = 0,3 * (f_{ckj})^{2/3} \quad (\text{fórmula 31})$$

Onde:

f_{ctmj} = resistência característica à tração no dia j (MPa).

Os limites de tensão no concreto no $t = 0$ são:

$$\sigma_{cc0} = 0,7 * f_{ckj} \quad (\text{fórmula 32})$$

Onde:

σ_{cc0} = tensão de compressão no concreto em $t=0$ (MPa).

$$\sigma_{ct0} = 1,2 * f_{ctmj} \quad (\text{fórmula 33})$$

Onde:

σ_{ct0} = tensão de tração no concreto em $t=0$ (MPa).

Os limites de tensão no concreto no $t = \infty$ são:

$$\sigma_{cc\infty} = 0,5 * f_{ck} \quad (\text{fórmula 34})$$

Onde:

$\sigma_{cc\infty}$ = tensão de compressão no concreto em $t=\infty$ (MPa).

$$\sigma_{ct\infty} = 1,2 * f_{ctm} \quad (\text{fórmula 35})$$

Onde:

$\sigma_{ct\infty}$ = tensão de tração no concreto em $t=\infty$ (MPa).

A tensão de compressão no concreto em $t = \infty$ depende do tipo de protensão aplicada. Como foi visto anteriormente, para pontes, especialmente para pontes com mais de um vão, é recomendado protensão parcial para evitar abaulamento da pista. A fórmula 35 é para protensão parcial. Caso o projetista decida utilizar protensão completa o valor de $\sigma_{ct\infty} = 0$.

5.3.2 Propriedades do aço

As propriedades do aço dependem do tipo de aço escolhido. O mais utilizado é o de relaxação baixa. Foi escolhido o aço CP-190 RB, onde a resistência característica à tração é de $f_{ptk} = 1900$ MPa.

A resistência à ruptura é dada por:

$$f_{pyk} = 0,9 * f_{ptk} \quad (\text{fórmula 36})$$

Onde:

f_{pyk} = tensão de resistência a ruptura.

A resistência à tração de cálculo é:

$$f_{ptd} = 0,9 * \frac{f_{ptk}}{\gamma_d} \quad (\text{fórmula 37})$$

Onde:

γ_d = coeficiente de minoração igual a 1,15 (-).

O módulo de elasticidade depende do fabricante. Para este trabalho foi utilizado $E_p = 196000$ MPa. Esse dado foi retirado de um catálogo comercial.

Como a protensão é limitada, é necessária uma armadura passiva. O aço utilizado é o CA-50.

5.4 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO DA VIGA

As características geométricas para a seção transversal da viga apresentadas na figura 10 são apresentadas na tabela 4:

Tabela 4 - características geométricas da viga

e_i	107,50 cm
e_s	107,50 cm
e_p	97,50 cm
I_c	49212083,33 cm ⁴
W_i	457786,82 cm ³
W_s	457786,82 cm ³

(fonte: elaborado pelo autor)

Os valores e_i e e_s são a distância da borda inferior e superior, respectivamente, até o centro de gravidade da peça, I_c é o momento de inércia da peça e W_i e W_s são os módulos de flexão inferior e superior. A excentricidade de protensão e_p é o valor da e_i descontado de uma distância escolhida pelo projetista do fundo da viga. Foi escolhido uma distância de 10 cm para poder colocar uma armadura passiva sem ter maiores problemas no espaço.

5.5 AÇÃO DA PROTENSÃO

É definido os limites da força de protensão P_0 e através deles é definido o número de cordoalhas e cabos necessários.

5.5.1 Limites da forma de protensão

Os limites da força de protensão são baseados no método dos valores limites de tensões no concreto para $t = 0$ e $t = \infty$.

Para $t = 0$, existem somente carregamentos causados pelo peso próprio da viga e pela protensão, mesmo durante o transporte, já que considerou-se que ela estava sendo içada próximo aos apoios. Considerou-se também que ela não pode ser invertida ou deitada, ou seja, deve ser içada na posição original dela com a posição de içamento próximo aos apoios para evitar inversão de esforços.

Para o bordo superior da viga:

$$r_0 * P_0 \left(\frac{-1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) - \frac{M_g}{W_s} \leq \sigma_{cto} \quad (\text{fórmula 38})$$

Onde:

r_0 = rendimento da força de protensão em $t = 0$ (-).

M_g = máximo causado pelo peso próprio da viga.

Para o bordo inferior da viga:

$$r_o * P_o \left(\frac{-1}{A_c} - \frac{e_p}{W_i} \right) + \frac{M_g}{W_i} \geq -\sigma_{cc\infty} \quad (\text{fórmula 39})$$

Para $t = \infty$, todos os carregamentos, (carga permanente, carga móvel e pela protensão) atuam na viga.

Para o bordo superior da viga:

$$r_\infty * P_o \left(\frac{-1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) - \frac{M}{W_s} \geq -\sigma_{cc\infty} \quad (\text{fórmula 40})$$

Onde:

r_∞ = rendimento da força de protensão em $t = \infty$ (-).

M = momento máximo causado pelas cargas permanentes combinadas com a carga móvel

Para o bordo inferior da viga:

$$r_\infty * P_o \left(\frac{-1}{A_c} - \frac{e_p}{W_i} \right) + \frac{M}{W_i} \leq \sigma_{ct\infty} \quad (\text{fórmula 41})$$

O rendimento em $t = 0$ varia em torno de 0,92 a 0,98. Para fins de cálculo foi utilizado 0,95. Para $t = \infty$, o rendimento da força de protensão varia de 0,75 a 0,85. Foi utilizado o valor de 0,85.

Com as fórmulas 38, 39, 40 e 41 podemos estimar um intervalo de validade da força P_0 . O limite superior, ou seja, o valor máximo da força P_0 , é dado pelo menor valor encontrado entre fórmulas 38 e 39. O limite inferior, ou seja, o valor mínimo da força P_0 , é dado pelo maior valor entre as equações 40 e 41.

O intervalo encontrado para a força P_0 para a seção de concreto adotada e as características do concreto com $f_{ck} = 40$ MPa foi $8139,42 \text{ kN} \geq P_0 \geq 7508,71 \text{ kN}$. Com esses valores, foi possível determinar o número de cordoalhas necessárias para o dimensionamento da viga.

5.5.2 Determinação do número de cordoalhas e cabos

Primeiramente é necessário escolher o diâmetro da cordoalha a ser utilizada. Em catálogos de empresas que produzem cabos de protensão existem duas opções de diâmetro: 12,7 mm e 15,2 mm. Foi escolhido o valor de 12,7 mm. O número de cordoalhas é dado pela razão entre o limite inferior de protensão e a força aplicada na cordoalha necessária.

Os cabos de protensão podem ter diversas cordoalhas, analisando um catálogo de uma marca presente no mercado brasileiro, adotou-se um cabo com 10 cordoalhas.

Chegou-se à conclusão de que foram necessárias 49 cordoalhas dispostas em 5 cabos de 10 cordoalhas conforme os cálculos a seguir:

Tabela 5 - cálculo do número de cordoalhas necessárias

φ	CP 190 RB 12,7 mm
A cordoalha	1,014 cm ²
σ_{p0}	152 kN/cm ²
F_i	154,128 kN
n	49 cordoalhas

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 - cálculo do número de cabos necessários

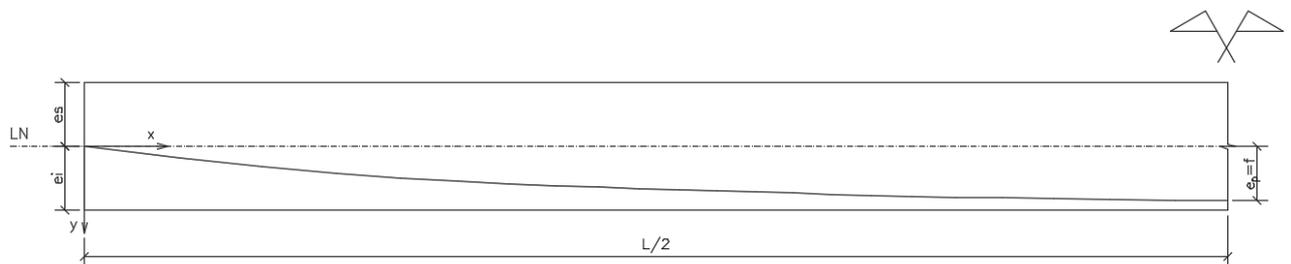
n° de cord/cabo	10
Área do cabo	9,87 cm ²
A_p	49,35 cm ²
adota-se 5 cabos	

(fonte: elaborado pelo autor)

5.6 CÁLCULO DAS PERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

Conforme visto em 3.2, a protensão tem perdas imediatas e de progressivas. Para fins de cálculo, é interessante simular um cabo fictício equivalente que passa pelo centro de gravidade de todos os cabos e possui a área de aço igual a soma da área de todos os cabos. Esse cabo tem uma curvatura parabólica e apresenta a seguinte característica:

Figura 14 – cabo fictício equivalente parabólico



(fonte: elaborado pelo autor)

Com essa disposição o cabo tem as seguintes condições de contorno:

$$\begin{aligned} x = 0; y = 0; \\ x = L/2; y = f; \\ x = L; y = 0. \end{aligned}$$

Aplicando essas condições na equação de segundo grau, chega-se a seguinte equação:

$$y(x) = \frac{4f}{L^2} * x * (L - x) \quad (\text{fórmula 42})$$

Onde:

f = flecha da cabo (m);

L = vão da viga (m);

y = ordenada do cabo na abscissa x (m).

Para o ângulo de curvatura do cabo, derivou-se a expressão acima e chegou-se na seguinte equação:

$$\alpha = \frac{4f}{L^2} (L - 2x) \quad (\text{fórmula 43})$$

Onde:

α = ângulo do cabo na abcissa x (radianos).

Chegou-se a seguinte disposição:

Tabela 7 - cabo equivalente

Seção	x	y(x)	$\alpha(x)$	$\alpha(x)$
0	0,00 m	0,00 m	0,156 rad	8,94°
1	2,50 m	0,35 m	0,125 rad	7,15°
2	5,00 m	0,62 m	0,094 rad	5,36°
3	7,50 m	0,82 m	0,062 rad	3,58°
4	10,00 m	0,94 m	0,031 rad	1,79°
5	12,50 m	0,98 m	0,000 rad	0,00°
6	15,00 m	0,94 m	-0,031 rad	-1,79°
7	17,50 m	0,82 m	-0,062 rad	-3,58°
8	20,00 m	0,62 m	-0,094 rad	-5,36°
9	22,50 m	0,35 m	-0,125 rad	-7,15°
10	25,00 m	0,00 m	-0,156 rad	-8,94°

(fonte: elaborado pelo autor)

5.6.1 Cálculo das perdas imediatas

No item 3.2.1.2 e suas subdivisões, foram citadas as formas de cálculo para as perdas imediatas de protensão para a pós-tração.

A tensão inicial de protensão utilizada foi o menor valor entre as seguintes expressões:

$$\sigma_{p0} = 0,82f_{pyk} \quad (\text{f\u00f3rmula 44})$$

$$\sigma_{p0} = 0,74f_{ptk} \quad (\text{f\u00f3rmula 45})$$

O valor adotado foi $\sigma_{p0} = 1402$ MPa.

A primeira perda calculada foi a perda por atrito. Adotou-se fios lisos ou cordoalhas e bainha met\u00e1lica. Chegando aos seguintes resultados.

Tabela 8 - resultados da perda por atrito

SEC\u00c7\u00c3O	x	$\Delta\sigma(x)$ (Mpa)	$\sigma(x)$ (Mpa)
0	0 m	0,00 MPa	1402,00 MPa
1	2,5 m	15,76 MPa	1386,24 MPa
2	5 m	31,52 MPa	1370,48 MPa
3	7,5 m	47,28 MPa	1354,72 MPa
4	10 m	63,03 MPa	1338,97 MPa
5	12,5 m	78,79 MPa	1323,21 MPa
6	15 m	94,55 MPa	1307,45 MPa
7	17,5 m	110,31 MPa	1291,69 MPa
8	20 m	126,07 MPa	1275,93 MPa
9	22,5 m	141,83 MPa	1260,17 MPa
10	25 m	157,58 MPa	1244,42 MPa

(fonte: elaborado pelo autor)

Ap\u00f3s isso foi calculada a perda por acomoda\u00e7\u00e3o das ancoragens. Segundo Cholfe e Bonilha (2015, p.154) a acomoda\u00e7\u00e3o da ancoragem representa um afrouxamento da protens\u00e3o. Quando o cabo \u00e9 ancorado, a extremidade do cabo sofre um deslocamento, voltando para dentro da bainha. Essa movimentação gera for\u00e7as de atrito iguais as calculadas anteriormente, por\u00e9m com sentido oposto, em um certo trecho do cabo. Esse trecho \u00e9 chamado de ponto de equil\u00edbrio e nele deixa de existir a perda de protens\u00e3o por recuo da ancoragem. Para calcula-lo, considera-se uma condi\u00e7\u00e3o de compatibilidade geom\u00e9trica: o encurtamento do cabo (perda de alongamento) \u00e9 equivalente ao deslocamento (acomoda\u00e7\u00e3o) ocorrido.

Considerando-se o recuo da ancoragem como 5mm, calculou-se o ponto de equil\u00edbrio.

Tabela 9 - Ponto de equilíbrio

Δw	5mm
w	12,47 m

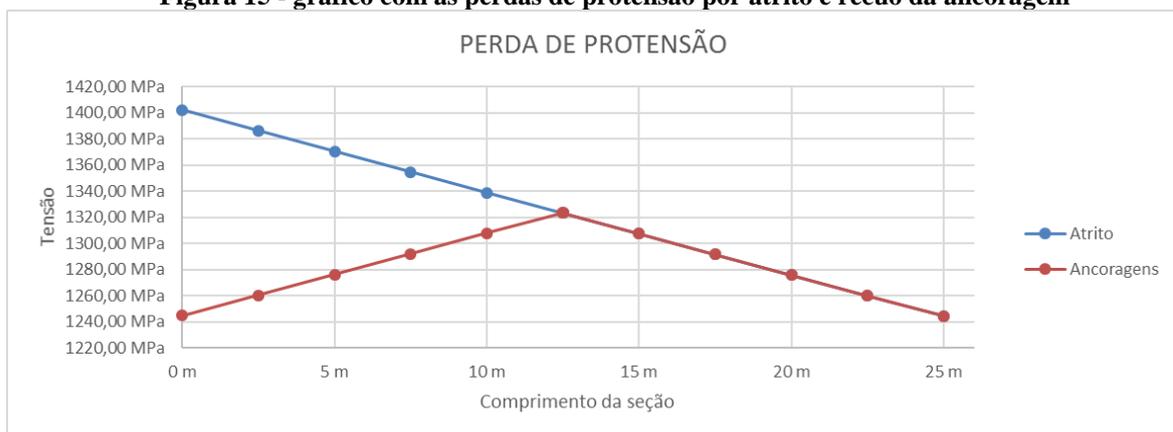
(fonte: elaborado pelo autor)

Após isso calculou-se a perda equivalente a ancoragem até o ponto de equilíbrio conforme a tabela 10.

Tabela 10 - perdas por recuo da ancoragem

SEÇÃO	x	$\Delta\sigma_w(x)$ (MPa)	σ_x (MPa)
0	0 m	157,19 MPa	1244,81 MPa
1	2,5 m	125,67 MPa	1260,57 MPa
2	5 m	94,16 MPa	1276,33 MPa
3	7,5 m	62,64 MPa	1292,08 MPa
4	10 m	31,12 MPa	1307,84 MPa
w	12,47 m	78,60 MPa	1323,40 MPa
5	12,5 m	-	1323,21 MPa
6	15 m	-	1307,45 MPa
7	17,5 m	-	1291,69 MPa
8	20 m	-	1275,93 MPa
9	22,5 m	-	1260,17 MPa
10	25 m	-	1244,42 MPa

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 15 - gráfico com as perdas de protensão por atrito e recuo da ancoragem

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados são coerentes, pois a perda por atrito tem um comportamento linear para cabos curvos com uma parábola apenas e a perda por recuo da ancoragem é uma reta com mesma inclinação em sentido contrário.

Para as perdas por encurtamento elástico do concreto para protensão de 5 cabos temos:

Tabela 11 - perda por encurtamento elástico do concreto

n	5 cabos
α_p	5,53
N_{poi}	6531,97 kN
σ_{cp}	-0,206 MPa
σ_{cg}	0,032 MPa
$\Delta\sigma_p$	-0,385 MPa/cabo

(fonte: elaborado pelo autor)

5.6.2 Cálculo das perdas progressivas

Para o cálculo das perdas progressivas é necessário definir dois parâmetros auxiliares de cálculo. Segundo Cholfé e Bonilha (2015, pg. 168), esses parâmetros foram criados devido ao grande número de variáveis de controle do concreto e são necessários para poder aplicar os resultados experimentais (fórmulas empíricas, ábacos e tabelas) em peças com quaisquer tipos de concreto e seções transversais. Esses parâmetros não tem significado físico.

5.6.2.1 Espessura fictícia

$$h_{fic} = \gamma * \frac{(2 * A_C)}{\mu_{ar}} \quad (\text{fórmula 46})$$

Onde:

μ_{ar} = perímetro da viga em contato com o ar

γ é calculado através da seguinte fórmula:

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,10*U)}, U \leq 90\% \quad (\text{fórmula 47})$$

Onde:

U = umidade relativa do ar.

5.6.2.2 Idade fictícia do concreto

$$t = \alpha \sum_i \frac{(T_i + 10)}{30} * \Delta t_{ef,i} \quad (\text{fórmula 48})$$

Onde:

T = temperatura média na cura;

$\Delta t_{ef,i}$ = dias seguidos com a mesma temperatura e/ou idade de aplicação da protensão;

α = depende do tipo de concreto utilizado e varia para o cálculo de fluência e retração.

Utilizando um cimento de pega lenta (CPI ou CP II) e considerando que a protensão foi executada aos 21 dias, temos os seguintes resultados:

Tabela 12 - cálculo da espessura fictícia

U	60%
γ	1,165
μ_{ar}	584,16 cm
h_{fic}	32,71 cm

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 - cálculo para idade fictícia do concreto

Tipo de cimento	α (Fluência)	α (Retração)
Pega lenta CP I e II	2	1
T	28°C	
$\Delta t_{ef,i}$	21 dias	
t	53 dias	27 dias

(fonte: elaborado pelo autor)

5.6.2.3 Retração do concreto

A retração do concreto é dada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} * [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{fórmula 49})$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} * \varepsilon_{2s} \quad (\text{fórmula 50})$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{(33 + 2 * h_{fic})}{(20,8 + 3 * h_{fic})} \quad (\text{fórmula 51})$$

Onde:

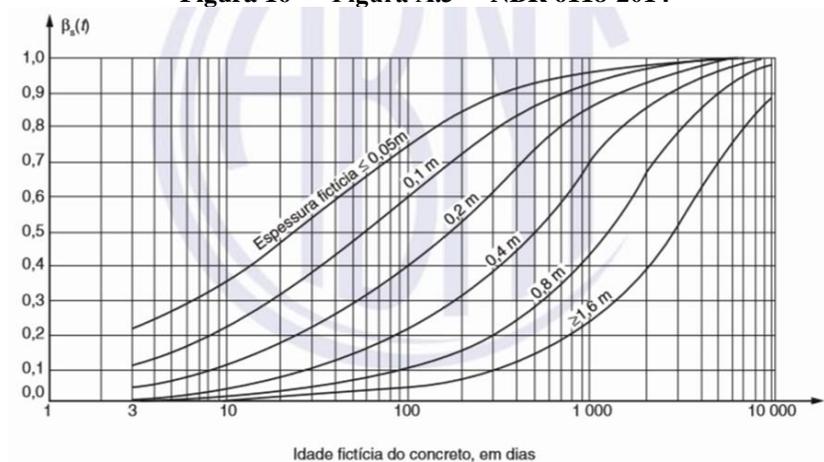
ε_{1s} = valor retirado na “Tabela A1” da NBR 6118:2014 (Tabela 14 do presente trabalho);
 $\beta_s(t)$ e β_∞ = valores retirados da “Figura A.3” da NBR 6118:2014 (Figura 16 do presente trabalho).

Tabela 14 – “Tabela A1” NBR 6118-2014

Ambiente	Umidade U %	Fluência $\varphi_{tc}^{a,c}$			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}^{b,c}$			γ^d
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 cm						
		0 – 4	5 – 9	10 – 15	0 – 4	5 – 9	10 – 15	
Na água	–	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	– 1,9	– 2,5	– 3,1	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	– 3,8	– 5,0	– 6,2	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	– 4,7	– 6,3	– 7,9	1,0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, P. 212)

Figura 16 – “Figura A.3” - NBR 6118-2014



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, P. 213)

Tabela 15 - cálculo da retração do concreto

ϵ_{1s}	-0,0005
ϵ_{2s}	0,828
$\epsilon_{cs\infty}$	-0,000414
$\beta_s(t)$	0,05
$\beta_s(\infty)$	1
$\epsilon_{cs}(\infty, t_0)$	-0,000393075

(fonte: elaborado pelo autor)

5.6.2.4 Fluência do concreto

O coeficiente de fluência é dado pela soma do coeficiente de deformação rápida irreversível, do coeficiente de deformação lenta irreversível e do coeficiente de deformação lenta reversível.

5.6.2.4.1 coeficiente de deformação rápida irreversível

$$\varphi_a = 0,8 * \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (\text{fórmula 52})$$

$$f_c(t) = \beta_1 * f_{ck} \quad (\text{fórmula 53})$$

$$\beta_1 = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]} \quad (\text{fórmula 54})$$

Onde:

t_0 = idade real do concreto quando aplicada a protensão;

t_∞ = 10.000 dias;

s = parâmetro que depende do tipo de cimento utilizado;

Tabela 16 - cálculo do coeficiente de deformação rápida irreversível

t₀	21 dias
t_∞	10000 dias
s	0,25
β_{1(t=0)}	0,96
β_{1(t=∞)}	1,27
f_{c(t0)}	38,48MPa
f_{c(t∞)}	50,69MPa
φ_a	0,193

(fonte: elaborado pelo autor)

5.6.2.4.2 coeficiente de deformação lenta irreversível

$$\varphi_f = \varphi_{f\infty} * [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad (\text{fórmula 55})$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} * \varphi_{2c} \quad (\text{fórmula 56})$$

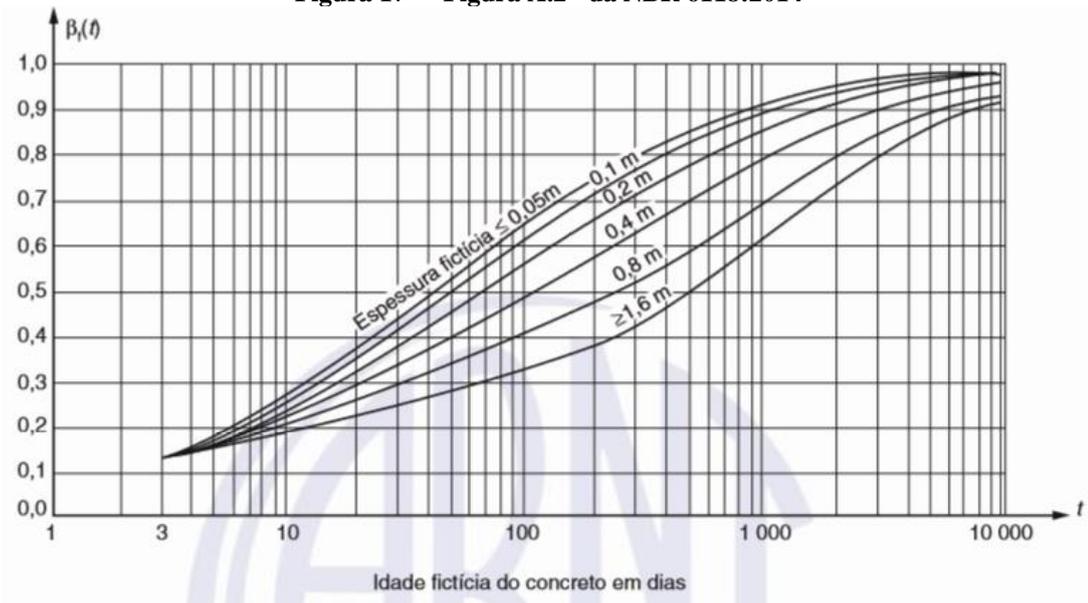
$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (\text{fórmula 57})$$

Onde:

φ_{1c} = valor retirado na “Tabela A1” da NBR 6118:2014 (Tabela 14 do presente trabalho);

β_f(t) = valor obtido na figura A.2 da NBR 6118-2014 (Figura 17 do presente trabalho).

Figura 17 - "Figura A.2" da NBR 6118:2014



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, P. 211)

Tabela 17 - cálculo do coeficiente de deformação lenta irreversível

φ_{1c}	2
φ_{2c}	1,42
$\varphi_{f\infty}$	2,835
$\beta_f(\infty)$	1
$\beta_f(t_0)$	0,5
φ_f	1,417

(fonte: elaborado pelo autor)

5.6.2.4.3 coeficiente de deformação lenta reversível

$$\varphi_d = 0,4 * \beta_d(t) \quad (\text{fórmula 58})$$

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (\text{fórmula 59})$$

Para fins de simplificação de cálculo, o valor de β_d em um tempo $t_{\infty} = 10.000$ dias é aproximadamente 1. Logo, φ_d utilizado é igual a 0,4.

O coeficiente de fluência do concreto é igual a $\phi(t,t_0)=2,010$.

5.6.2.5 Relaxação da armadura de protensão

Para o cálculo da relaxação do aço, foi feita a razão R entre tensão no aço após as perdas iniciais e o f_{ptk} . Pegando esse valor para cada seção, interpolou-se linearmente na tabela 8.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) o valor de ψ_{1000} .

$$\psi(\infty, t_0) = 2,5 * \psi_{1000} \quad (\text{fórmula 60})$$

Com o resultado dessa equação aplicada na fórmula 10, temos os seguintes resultados para relaxação do aço:

Tabela 18 - cálculo para relaxação do aço

SEÇÃO	R	ψ_{1000}	$\psi(\infty, t_0)$	$\Delta\sigma_{pr}$ (MPa)
0	0,655	1,964	4,910	61,14 MPa
1	0,664	2,064	5,159	65,05 MPa
2	0,672	2,163	5,408	69,04 MPa
3	0,680	2,263	5,657	73,11 MPa
4	0,689	2,362	5,906	77,26 MPa
5	0,697	2,462	6,154	81,48 MPa
6	0,688	2,360	5,899	77,15 MPa
7	0,680	2,260	5,651	73,01 MPa
8	0,672	2,161	5,402	68,94 MPa
9	0,663	2,061	5,153	64,95 MPa
10	0,655	1,962	4,904	61,04 MPa

(fonte: elaborado pelo autor)

Com esses resultados, aplicou-se o método simplificado apresentado na fórmula 5, onde obteve-se:

Tabela 19 - cálculo da perda progressiva de protensão

SEÇÃO	$\chi(t,t_0)$	χ_p	χ_c	η	ρ_p	σ_{p0}	$\sigma_{c,p0g}$	$\Delta\sigma_p(t,t_0)$
0	-0,05036	0,94964	2,005	1	0,006	-123,01 kN/cm ²	0,74 kN/cm ²	-95,87 MPa
1	-0,05298	0,94702		1,000006711		-124,82 kN/cm ²	0,86 kN/cm ²	-104,82 MPa
2	-0,05560	0,94440		1,000021211		-126,17 kN/cm ²	1,10 kN/cm ²	-127,47 MPa
3	-0,05824	0,94176		1,000036539		-127,38 kN/cm ²	1,35 kN/cm ²	-151,97 MPa
4	-0,06088	0,93912		1,000047724		-128,65 kN/cm ²	1,54 kN/cm ²	-169,49 MPa
5	-0,06353	0,93647		1,000051784		-130,11 kN/cm ²	1,62 kN/cm ²	-174,42 MPa
6	-0,06349	0,93651		1,000047724		-128,61 kN/cm ²	1,54 kN/cm ²	-166,56 MPa
7	-0,06081	0,93919		1,000036539		-127,34 kN/cm ²	1,35 kN/cm ²	-149,09 MPa
8	-0,05817	0,94183		1,000021211		-126,13 kN/cm ²	1,10 kN/cm ²	-124,57 MPa
9	-0,05554	0,94446		1,000006711		-124,78 kN/cm ²	0,86 kN/cm ²	-101,92 MPa
10	-0,05291	0,94709	1	-122,97 kN/cm ²	0,74 kN/cm ²	-93,01 MPa		

(fonte: elaborado pelo autor)

Onde os valores χ_p , χ_c , η e ρ_p são calculados da seguinte forma:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \psi(t, t_0)] \quad (\text{fórmula 61})$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 * \varphi(t, t_0) \quad (\text{fórmula 62})$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (\text{fórmula 63})$$

$$\eta = 1 + e_p^2 * \frac{A_c}{I_c} \quad (\text{fórmula 64})$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (\text{fórmula 65})$$

5.7 RESUMO DOS ESFORÇOS DE PROTENSÃO

Com o cálculo das perdas imediatas e progressivas, calculou-se os esforços de protensão após as perdas imediatas e após as perdas progressivas. Esses esforços são a decomposição da força P em cada seção estudada de acordo com o ângulo de curvatura do cabo. Com esses valores, serão calculadas as tensões normais de borda do concreto, que serão usadas para a verificação do ELU e ELS.

Tabela 20 - Esforços devidos a protensão

SEÇÃO	N_p	ΔN_p	V_p	ΔV_p	M_p	ΔM_p
0	-6070,41 kN	-467,37 kN	-954,74 kN	-73,51 kN	0,00 kN.m	0,00 kN.m
1	-6174,40 kN	-513,25 kN	-774,59 kN	-64,39 kN	-1239,15 kN.m	-103,01 kN.m
2	-6272,99 kN	-626,32 kN	-588,87 kN	-58,80 kN	-2238,11 kN.m	-223,46 kN.m
3	-6365,92 kN	-748,53 kN	-397,75 kN	-46,77 kN	-2981,03 kN.m	-350,52 kN.m
4	-6452,96 kN	-836,02 kN	-201,40 kN	-26,09 kN	-3453,48 kN.m	-447,42 kN.m
5	-6533,87 kN	-860,76 kN	0,00 kN	0,00 kN	-3642,48 kN.m	-479,85 kN.m
6	-6451,02 kN	-821,59 kN	201,34 kN	25,64 kN	-3452,44 kN.m	-439,70 kN.m
7	-6363,99 kN	-734,33 kN	397,63 kN	45,88 kN	-2980,13 kN.m	-343,87 kN.m
8	-6271,06 kN	-612,08 kN	588,69 kN	57,46 kN	-2237,42 kN.m	-218,38 kN.m
9	-6172,48 kN	-499,04 kN	774,35 kN	62,61 kN	-1238,76 kN.m	-100,15 kN.m
10	-6068,49 kN	-453,41 kN	954,44 kN	71,31 kN	0,00 kN.m	0,00 kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

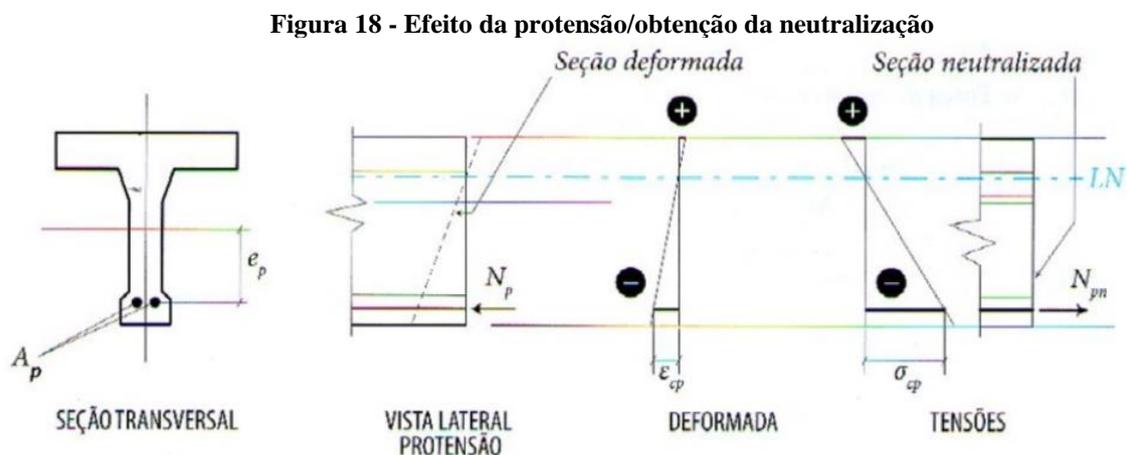
5.8 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para determinação da armadura passiva, utilizou-se o método do Estado Limite Último, onde verifica-se a peça no Estádio III. Segundo Carvalho (2012, p. 189-190), o Estádio III é situação onde a peça de concreto é solicitada com um momento fletor alto, próximo ao de ruína (M_u). Nessa situação a fibra mais comprimida do concreto começa a escoar, atingindo o valor de 3,5‰ de deformação específica. O diagrama de tensões trabalha de forma uniforme, ou seja, quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima de 2‰. Nessa condição a peça encontra-se bastante fissurada, com fissuras atingindo o início da zona comprimida. Supõe-se que a distribuição de tensões no concreto ocorra segundo um diagrama parábola-retângulo. As ações são majoradas e as resistências minoradas, situação que só ocorreria em situações extremas.

5.8.1 Pré-alongamento da armadura ativa

De acordo com Cholfe e Bonilha (2015, p.84), o pré-alongamento da armadura ativa está diretamente relacionada ao valor da força de protensão, que por sua vez, sofre o efeito das perdas imediatas (no instante da protensão) e das perdas progressivas (que acontecem ao longo da vida útil da peça protendida). Para verificações no ELU, deverão ser descontadas os valores das perdas, tanto imediatas quanto progressivas, na força de protensão.

No cálculo, deve ser utilizada a hipótese do estado de neutralização da seção protendida, ou seja, a tensão normal nula na seção de concreto na posição correspondente ao centro de gravidade da armadura ativa, conforme a figura 18.



(fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 84)

O cálculo do pré-alongamento é dado por:

$$\Delta\epsilon_{pi} = \frac{N_{pnd}}{E_p * A_p} \quad (\text{fórmula 66})$$

N_{pnd} é a força externa que anula a tensão no centro de gravidade de A_p , calculada por:

$$N_{pnd} = \gamma_p * N_p + [\alpha_p A_p |\sigma_{cp}|] * \gamma_p \quad (\text{fórmula 67})$$

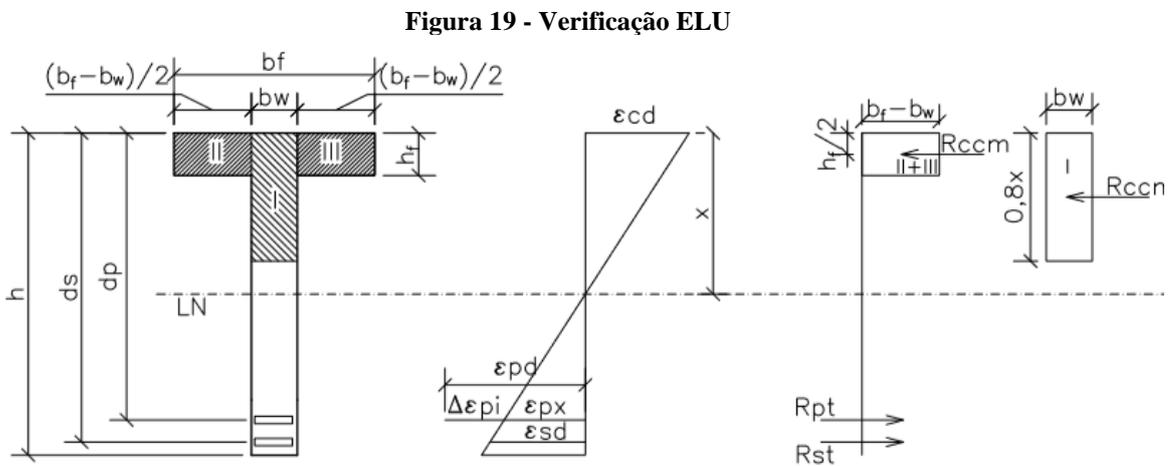
Onde:

σ_{cp} = Tensão no concreto produzida pela protensão, na posição do CG de A_p .

A deformação de pré-alongamento é um número que varia entre 5 e 7%, conforme as perdas de protensão da estrutura em análise e é utilizado na verificação do domínio onde a peça atua.

5.8.2 Dimensionamento armadura passiva através do ELU

Para o dimensionamento da armadura passiva



(fonte: elaborado pelo autor)

Através dos diagramas de tensões e de formações da figura 19, aplica-se duas equações de equilíbrio:

- a) $\sum F_H = 0$;
- b) $\sum M_A = 0$.

Através da primeira expressão conclui-se que:

$$R_{ccm} + R_{ccn} = R_{pt} + R_{st} \quad (\text{fórmula 68})$$

Onde:

R_{ccm} = reação de compressão do concreto na mesa;

R_{ccn} = reação de compressão do concreto na alma;

R_{pt} = reação de tração da armadura ativa;

R_{st} = reação de tração da armadura passiva.

As reações apresentadas na fórmula 68 são calculadas através de:

$$R_{ccm} = 0,85f_{cd}(b_f - b_w)h_f \quad (\text{fórmula 69})$$

$$R_{ccn} = 0,85f_{cd}0,8xb_w \quad (\text{fórmula 70})$$

$$R_{pt} = A_p f_{pyd} \quad (\text{fórmula 71})$$

$$R_{st} = A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 72})$$

O equilíbrio de momentos da segunda equação é feito no ponto onde fica a resultante R_{ccn} :

$$R_{ccm}(0,4x - 0,5h_f) + R_{st}(d_s - 0,4x) + R_{pt}(d_p - 0,4x) - M_d = 0 \quad (\text{fórmula 73})$$

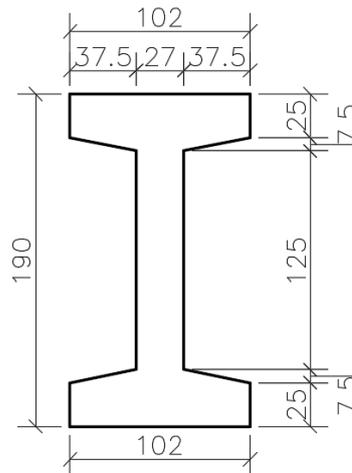
Através da fórmula 73, achou-se o valor de x , que indica onde fica a linha neutra (LN) e com esse valor, calculou-se o valor da área de armadura passiva através da fórmula 68.

Como resultado encontrou-se uma área de aço A_s negativa no valor de $-57,20 \text{ cm}^2$. Além disso a peça encontrava-se no domínio 2. Isso significava que, além de estar super armada na armadura de protensão, ela não se encontrava com um dimensionamento adequado. Estruturas que se encontram no domínio 2 possuem o estado limite último caracterizado pelo escoamento do aço sem a ruptura à compressão do concreto.

Buscou-se uma peça com melhor aproveitamento dos materiais, isto é, uma peça no domínio 3. Peças no domínio 3 possuem o estado limite último caracterizado pela ruptura por compressão do concreto juntamente com o escoamento do aço, isso significa um melhor aproveitamento da resistência dos materiais e, conseqüentemente, estruturas mais econômicas.

Adotou-se uma nova seção conforme a figura 20, tentando diminuir a altura da peça e manter a área próxima da área anterior:

Figura 20 - Nova seção transversal



(fonte: elaborado pelo autor)

O valor da carga móvel e das cargas permanentes causadas pela laje, pavimento e guarda-rodas independem da seção da viga, devido a isso apenas a combinação de esforços muda.

Tabela 21 - combinação de esforços viga nova

Seção	0	1	2	3	4	5
V combinado	1941,82 kN	1624,58 kN	1315,00 kN	1012,92 kN	718,48 kN	431,70 kN
M combinado	0,00 kN.m	4357,73 kN.m	7721,67 kN.m	10091,68 kN.m	11544,26 kN.m	12041,15 kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22 - características geométricas da nova viga

e_i	95,00 cm
e_s	95,00 cm
e_p	85,00 cm
I_c	43716148,44 cm ⁴
W_i	460169,98 cm ³
W_s	460169,98 cm ³

(fonte: elaborado pelo autor)

Para evitar o mesmo problema com o domínio, verificou-se antes das perdas o ELU. Para essa verificação, adotou-se 4 cabos de 12,7 mm com 12 cordoalhas cada. Foi verificado para a seção 5, onde o momento fletor é máximo. Os valores encontrados para área de aço da armadura passiva e para a posição da linha neutra são os apresentados na tabela 23:

Tabela 23 - posição da linha neutra e área de armadura passiva através do ELU

As	6,93 cm²
x	50,21 cm

(fonte: elaborado pelo autor)

Essa viga encontra-se no domínio 3, ou seja, há uma otimização no uso dos materiais.

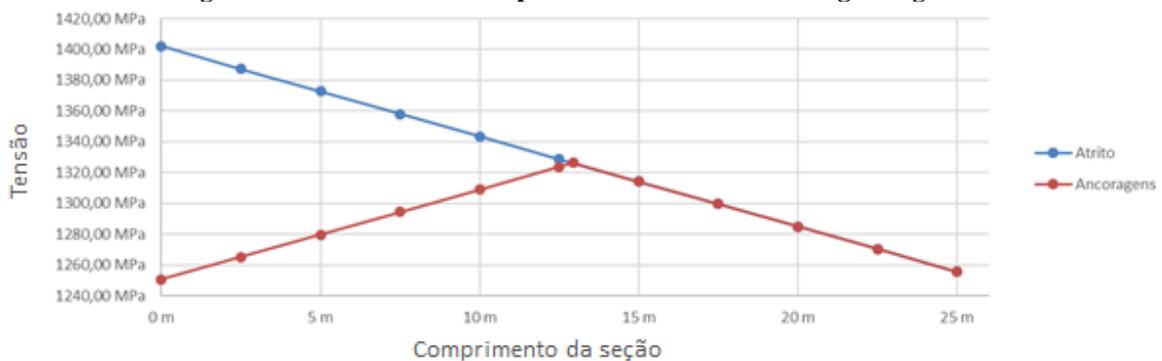
Após isso, verificou-se novamente as perdas imediatas e as progressivas da mesma maneira que foi verificado anteriormente.

Tabela 24 - cabo equivalente viga nova

Seção	x	y(x)	$\alpha(x)$	$\alpha(x)$
0	0,00 m	0,00 m	0,136 rad	7,79°
1	2,50 m	0,31 m	0,109 rad	6,23°
2	5,00 m	0,54 m	0,082 rad	4,68°
3	7,50 m	0,71 m	0,054 rad	3,12°
4	10,00 m	0,82 m	0,027 rad	1,56°
5	12,50 m	0,85 m	0,000 rad	0,00°
6	15,00 m	0,82 m	-0,027 rad	-1,56°
7	17,50 m	0,71 m	-0,054 rad	-3,12°
8	20,00 m	0,54 m	-0,082 rad	-4,68°
9	22,50 m	0,31 m	-0,109 rad	-6,23°
10	25,00 m	0,00 m	-0,136 rad	-7,79°

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 – Perdas imediatas por atrito e recuo da ancoragem viga nova



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 25 – perda imediata por encurtamento elástico do concreto

n	4 cabos
α_p	5,53
N_{poi}	6271,11 kN
σ_{cp}	-0,170 MPa
σ_{cg}	0,036 MPa
$\Delta\sigma_p$	-0,278 MPa/cabo

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 26 - retração do concreto viga nova

ϵ_{1s}	-0,0005
ϵ_{2s}	0,814
$\epsilon_{cs\infty}$	-0,000407
$\beta_s(t_0)$	0,05
$\beta_s(\infty)$	1
$\epsilon_{cs}(\infty, t_0)$	-0,000386615

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 27 - coeficiente de deformação rápida irreversível nova viga

t_0	21 dias
t_∞	10000 dias
s	0,25
$\beta_{1(t=0)}$	0,96
$\beta_{1(t=\infty)}$	1,27
$f_c(t_0)$	38,48MPa
$f_c(t_\infty)$	50,69MPa
φ_a	0,193

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 28 - coeficiente de deformação lenta irreversível nova viga

φ_{1c}	2
φ_{2c}	1,39
$\varphi_{f\infty}$	2,780
$\beta_{f(\infty)}$	1
$\beta_{f(t_0)}$	0,45
φ_f	1,529

(fonte: elaborado pelo autor)

Chegando ao resultado do coeficiente de fluência no valor de **$\varphi(t, t_0) = 2,122$** .

Tabela 29 - relaxação do aço nova viga

SEÇÃO	R	ψ_{1000}	ψ_{∞}	$\Delta\sigma_{pr}$ (MPa)
0	0,658	2,000	4,999	62,53 MPa
1	0,666	2,092	5,230	66,19 MPa
2	0,674	2,185	5,461	69,91 MPa
3	0,681	2,277	5,693	73,70 MPa
4	0,689	2,369	5,924	77,56 MPa
5	0,697	2,462	6,155	81,49 MPa
w	0,698	2,478	6,195	82,18 MPa
6	0,692	2,402	6,005	78,93 MPa
7	0,684	2,309	5,773	75,04 MPa
8	0,676	2,217	5,542	71,23 MPa
9	0,669	2,125	5,311	67,48 MPa
10	0,661	2,032	5,080	63,80 MPa

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 30 - Resumo de esforços viga nova

SEÇÃO	Np	ΔN_p	Vp	ΔV_p	Mp	ΔM_p
0	-5871,00 kN	397,71 kN	-803,42 kN	54,42 kN	0,00 kN.m	0,00 kN.m
1	-5959,61 kN	512,16 kN	-650,98 kN	55,94 kN	-1823,64 kN.m	156,72 kN.m
2	-6044,22 kN	777,15 kN	-494,31 kN	63,56 kN	-3288,06 kN.m	422,77 kN.m
3	-6124,67 kN	1063,89 kN	-333,51 kN	57,93 kN	-4373,01 kN.m	759,62 kN.m
4	-6200,79 kN	1275,36 kN	-168,70 kN	34,70 kN	-5059,85 kN.m	1040,70 kN.m
5	-6272,43 kN	1349,64 kN	0,00 kN	0,00 kN	-5331,57 kN.m	1147,20 kN.m
6	-6225,07 kN	1263,51 kN	169,36 kN	-34,38 kN	-5079,66 kN.m	1031,03 kN.m
7	-6148,92 kN	1049,04 kN	334,83 kN	-57,12 kN	-4390,33 kN.m	749,01 kN.m
8	-6068,43 kN	760,93 kN	496,29 kN	-62,23 kN	-3301,22 kN.m	413,94 kN.m
9	-5983,75 kN	494,73 kN	653,61 kN	-54,04 kN	-1831,03 kN.m	151,39 kN.m
10	-5895,06 kN	380,03 kN	806,71 kN	-52,00 kN	0,00 kN.m	0,00 kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 31 - perdas progressivas de protensão viga nova

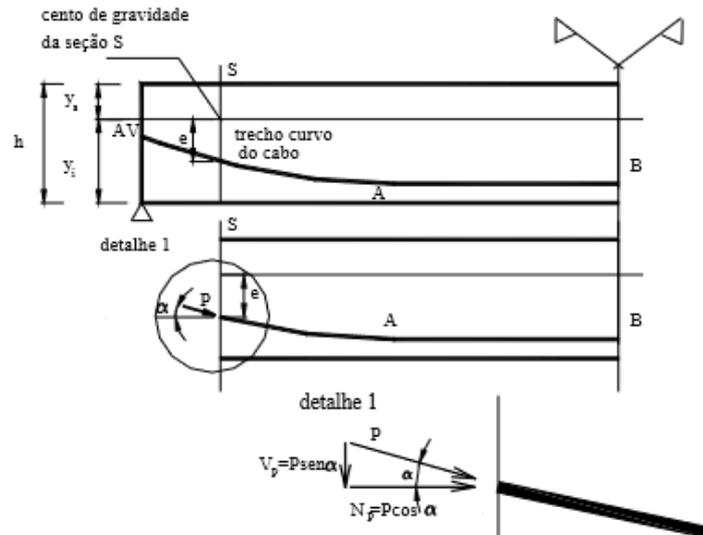
SEÇÃO	$\chi(t,t_0)$	χ_p	χ_c	η	ρ_p	σ_{p0}	$\sigma_{c,p0g}$	$\Delta\sigma_p(t,t_0)$
0	-0,05129	0,94871	2,061	1	0,005	-123,92 kN/cm ²	0,62 kN/cm ²	-84,73 MPa
1	-0,05372	0,94628		1,000020225		-125,25 kN/cm ²	0,86 kN/cm ²	-108,75 MPa
2	-0,05616	0,94384		1,000063921		-125,86 kN/cm ²	1,36 kN/cm ²	-164,59 MPa
3	-0,05861	0,94139		1,000110114		-126,32 kN/cm ²	1,90 kN/cm ²	-224,90 MPa
4	-0,06106	0,93894		1,000143822		-127,02 kN/cm ²	2,30 kN/cm ²	-269,30 MPa
5	-0,06352	0,93648		1,000156057		-128,20 kN/cm ²	2,46 kN/cm ²	-284,88 MPa
6	-0,06395	0,93605		1,000143822		-127,53 kN/cm ²	2,31 kN/cm ²	-266,80 MPa
7	-0,06192	0,93808		1,000110114		-126,83 kN/cm ²	1,90 kN/cm ²	-221,76 MPa
8	-0,05947	0,94053		1,000063921		-126,37 kN/cm ²	1,36 kN/cm ²	-161,15 MPa
9	-0,05702	0,94298		1,000020225		-125,76 kN/cm ²	0,86 kN/cm ²	-105,05 MPa
10	-0,05458	0,94542	1	-124,43 kN/cm ²	0,62 kN/cm ²	-80,96 MPa		

(fonte: elaborado pelo autor)

5.8.3 Dimensionamento ao esforço cortante utilizando o ELU

De acordo com Carvalho (2012, p. 395-396) utilização de cabos de protensão curvos gera uma ação vertical de sentido contrário ao cortante gerado pelos carregamentos permanentes e acidentais. Essa força fica de fácil visualização na figura 22:

Figura 22 - diminuição do esforço cortante gerada pelo cabo curvo de protensão



(fonte: CARVALHO, 2012, p. 396)

O modelo de cálculo utilizado é o Modelo I da treliça generalizada de Morsch. Segundo Carvalho (2012, p. 416), esse modelo admite que as diagonais de compressão são inclinadas em um ângulo de 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, e admite ainda que a parcela complementar V_c tem valor constante, independente de V_{sd} . Nesse modelo, a resistência da peça é calculada por:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2,1} = 0,27 * \alpha_{V2} * f_{cd} * b_w * d \quad (\text{fórmula 74})$$

Onde:

$\alpha_{V2} = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em MPa;

$V_{Rd2,1}$ = força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas;

d = altura útil da seção igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

b_w = é a menor largura da seção compreendida ao longo da altura útil da peça ou, em casos onde o diâmetro da bainha $\phi > b_w/8$, a largura considerada é $b_w - 1/2 \sum \phi$.

Para o cálculo da armadura transversal, define-se a parcela da força cortante a ser absorvida pela armadura como:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (\text{fórmula 75})$$

Onde V_c se calcula através de:

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2V_{c0} \quad (\text{fórmula 76})$$

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d \quad (\text{fórmula 77})$$

Onde:

M_0 = momento de descompressão que anula a tensão normal de compressão na borda da seção;

$M_{sd,máx}$ = valor do momento fletor de cálculo máximo, no trecho em análise;

f_{ctd} = valor de cálculo da resistência a tração do concreto.

No caso de estribos verticais, calcula-se através da fórmula 78:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 * d * f_{ywd}} \quad (\text{fórmula 78})$$

Onde:

A_{sw} = armadura transversal (cm²);

S = espaçamento entre A_{sw} (m);

f_{ywd} = tensão na armadura transversal passiva, limitada por f_{yd} .

Os resultados obtidos foram:

Tabela 32 - cálculo da armadura transversal

SEÇÃO	α_v2	Vrd2	Vc0	Msd, máx	Mo	Vc	Vsd	Vsw	Asw/s	Status
0	0,84	3020,98 kN	525,80 kN	0,00 kN.m	0,01 kN.m	1051,59 kN	1192,83 kN	141,23 kN	1,95 cm ² /m	Asw/s
1				4357,73 kN.m	1666,93 kN.m	726,93 kN	1029,55 kN	302,63 kN	4,18 cm ² /m	Asw/s
2				7721,67 kN.m	2865,29 kN.m	720,91 kN	884,25 kN	163,35 kN	2,26 cm ² /m	Asw/s
3				10091,68 kN.m	3613,40 kN.m	714,06 kN	737,34 kN	23,28 kN	0,32 cm ² /m	Asw/s
4				11544,26 kN.m	4019,16 kN.m	708,85 kN	584,48 kN	-124,38 kN	-1,72 cm ² /m	Asw/s mín
5				12041,15 kN.m	4184,38 kN.m	708,51 kN	431,70 kN	-276,81 kN	-3,82 cm ² /m	Asw/s mín
6				11544,26 kN.m	4048,63 kN.m	710,20 kN	-583,50 kN	-126,70 kN	-1,75 cm ² /m	Asw/s mín
7				10091,68 kN.m	3641,32 kN.m	715,52 kN	-735,21 kN	19,69 kN	0,27 cm ² /m	Asw/s
8				7721,67 kN.m	2887,28 kN.m	722,40 kN	-880,95 kN	158,54 kN	2,19 cm ² /m	Asw/s
9				4357,73 kN.m	1679,65 kN.m	728,46 kN	-1025,01 kN	296,55 kN	4,10 cm ² /m	Asw/s
10				0,00 kN.m	0,01 kN.m	1051,59 kN	-1187,12 kN	135,52 kN	1,87 cm ² /m	Asw/s

(fonte: elaborado pelo autor)

A armadura mínima foi calculada através de:

$$\frac{A_{sw\min}}{s} = 0,06 \frac{f_{ck}^{2/3}}{f_{ywd}} * b * 100 \quad (\text{fórmula 79})$$

Chegando-se ao valor de 1,40 cm²/m.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O processo de dimensionamento de uma viga em concreto protendido deve ser iterativo. É necessário definir uma geometria e escolher uma abordagem de dimensionamento. A abordagem escolhida foi o método das tensões admissíveis. Em uma primeira tentativa a viga encontrava-se no domínio 2, que apesar de apresentar uma ruptura dúctil, o que é desejável por motivos de segurança, não é uma situação ideal já que o aço escoava antes do concreto plastificar na região comprimida. Isso significa que não há um bom aproveitamento dos materiais, sendo necessário escolher uma nova dimensão para a peça. Além disso, na verificação do ELU, foi possível ver que o número de cabos de protensão escolhido através do método das tensões admissíveis era elevado.

Na nova seção adotada, diminuiu-se a altura da peça buscando assim trabalhar no domínio 3, porém foi necessário aumentar a alma e as mesas superior e inferior para ter uma área de concreto próxima à anterior. Tal medida foi tomada para que a seção atendesse o método das tensões admissíveis.

A viga apresenta perdas imediatas na ordem de 10% da tensão inicial aplicada e perdas progressivas de aproximadamente 20%. Esses resultados são satisfatórios para o problema apresentado. Além disso, a viga funciona no domínio 3, na qual é atingido o ELU por esmagamento do concreto, ocorrendo simultaneamente com o escoamento do aço. Isso significa uma economia da peça de concreto.

A solução de viga protendida é adequada para o vão apresentado. Fazendo uma análise rápida no ELU com a mesma seção e zerando a força de protensão, conclui-se que é necessária uma área de armadura passiva na ordem de 167 cm^2 o que seria o equivalente a $35 \Phi 25 \text{ mm}$, praticamente inviabilizando a solução em concreto armado.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 7187**: projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.

MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido**: princípios do projeto e cálculo. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: princípios básicos da construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 6.

CARVALHO, R. **Estruturas em Concreto Protendido**: pré-tração – pós-tração – cálculo e detalhamento. São Paulo: Pini, 2012.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido**: Teoria e prática. São Paulo: Pini, 2015.