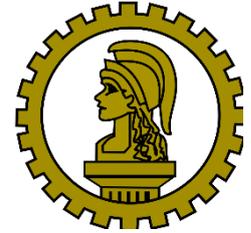




**ALFA - FACULDADE DE ALMENARA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**



**ERNESTO PINHEIRO HAAS
KLEVERSON THIAGO NOGUEIRA CAIRES
NEY MAX DAMASCENO COELHO**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS LONGARINAS PROTENDIDAS
PÓS-TRACIONADAS DE UMA PASSARELA PARA PEDESTRES**

**ALMENARA-MG
2019**

**ERNESTO PINHEIRO HAAS
KLEVERSON THIAGO NOGUEIRA CAIRES
NEY MAX DAMASCENO COELHO**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS LONGARINAS PROTENDIDAS
PÓS-TRACIONADAS DE UMA PASSARELA PARA PEDESTRES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da ALFA - Faculdade de Almenara, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Marfan Luz Dias
Engenheiro Civil – Especialista em Engenharia das Estruturas.

**ALMENARA-MG
2019**

RESUMO

Este trabalho diz respeito ao dimensionamento e detalhamento estrutural de uma viga protendida pós-tracionada para uma passarela de pedestres. O objetivo central foi apresentar o roteiro do dimensionamento e detalhamento de suas vigas, destacando a relevância acadêmica, de modo a sugerir o uso do concreto protendido. O referencial teórico explica a protensão e reúne informações de autores como Carvalho (2017) e Pfeil (1984) para o desenvolvimento dos cálculos respeitando as vigências da NBR 6118 (2014). Inicialmente, mostra as definições de protensão, sistemas, histórico, materiais e equipamentos. Em seguida, as descrições e equacionamento das perdas de protensão imediatas e progressivas. Sequentemente, o equacionamento da armadura longitudinal ativa, e por fim, descreve sobre as passarelas de pedestres. Nos resultados e discussão apresenta um projeto arquitetônico de uma passarela para pedestres, que serviu como base para o dimensionamento estrutural de suas vigas longarinas. Os cálculos iniciaram com as definições das seções das vigas, carregamentos, momento fletor e a tensão máxima admissível nos cabos. Definiu-se a área de aço ativa e posteriormente a passiva, sequentemente foi possível encontrar as perdas de protensão imediatas e progressivas. Por fim, foi calculado o alongamento dos cabos, armaduras de pele e foram feitos os detalhamentos das vigas. Conclui-se que o ganho contextual adquirido possibilitou grandes noções de cálculo e concepção de projetos de estruturas protendidas. Com o crescimento do uso do concreto protendido em obras de pequeno porte, observa-se uma possível viabilidade para a microrregião de Almenara-MG.

Palavras-chave: Concreto protendido pós-tracionado. Dimensionamento estrutural. Passarela para pedestres. Viga longarina.

ABSTRACT

The present work refers to the direction and structural details of a prestressed pulled beam for a walkway. The central objective was to present the script of sizing and detailing of the beams, highlighting the academic relevance, so as to suggest the use of prestressed concrete. The theoretical framework explains the prestressing and gathers information of the authors as Carvalho (2017) and Pfeil (1984) to the development of calculations respecting the terms of NBR 6118 (2014). Initially, it shows the definitions of prestressing, systems, history, materials and equipment. After that, the descriptions and equation of the losses of immediate and progressive prestressing. Sequentially, the equation of the active longitudinal reinforcement, and lastly, describes about the pedestrian walkways. In the results and discussion presents an architectural design of a pedestrian walkway, which served as the basis for the structural sizing of stringer beam. The calculations began in the definitions of the beam sections, lading, bending moment and the maximum allowable tension in the cables. The active and then the passive steel area was defined, sequentially it was possible to find how to decrease immediate and progressive protection. Ultimately, was calculated the elongation of the cables, skin reinforcement and the details of the beams. It is concluded that the acquired contextual gain enabled great notions of calculation and prestressed structures projects. With the growing use of prestressed concrete in small works, there is a possible viability for the Almenara-MG microregion.

Key-words: Post-tensile prestressed concrete. Structural sizing. Pedestrian walkway. Stringer beam.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Viga não armada (Concreto Simples).....	23
Figura 2 - Concreto Armado.....	24
Figura 3 - Concreto Protendido	24
Figura 4 - Ponte sobre o Rio Marne, Luzancy – França.....	25
Figura 5 - Ponte do Galeão, Rio de Janeiro - Brasil	26
Figura 6 - Gráfico com custos das diversas categorias do aço	27
Figura 7 - Custo da tensão desenvolvida pela armadura (N/cm ²)	27
Figura 8 - Esquema de produção de uma viga de concreto pré-tracionado.....	29
Figura 9 - Etapas de protensão de uma viga executada com concreto protendido com aderência posterior.....	30
Figura 10 - Nicho com mangueira adaptada no bloco para injeção da nata	31
Figura 11 - Nicho preenchido	32
Figura 12 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	33
Figura 13 - Diagrama tensão-deformação idealizado.....	34
Figura 14 - Cordoalhas em rolos e bobinas.	35
Figura 15 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas	37
Figura 16 - Bainhas metálicas de uma viga pós-tracionada	38
Figura 17 - Ancoragem ativa e ancoragem morta	38
Figura 18 - Ancoragem passiva com extremidade das cordoalhas em forma de laço.....	39
Figura 19 - Perspectiva da ancoragem passiva com extremidade das cordoalhas em forma de laço	39
Figura 20 - Equipamentos de uma ancoragem ativa.....	40
Figura 21 - Placa de aço com funil plástico.....	40
Figura 22 - Placa de aço com funil plástico instalado na viga	41
Figura 23 - Bloco circular para fixação de cordoalhas	41
Figura 24 - Cunha do tipo bipartida e cordoalha galvanizada.....	42
Figura 25 - Sistema de ancoragem ativa da Protende.....	42
Figura 26 - Macaco hidráulico.....	43
Figura 27 - Bomba de protensão com manômetro	43
Figura 28 - Bomba injetora de nata de cimento.....	44
Figura 29 - Misturador de nata de cimento.....	44

Figura 30 - Ações solicitantes (isostáticas) devido ao feito de protensão em uma seção S de uma viga protendida	45
Figura 31 - máximas tensões nos pontos mais afastados, com uma distância y.	47
Figura 32 - Classes de agressividade ambiental (CAA)	48
Figura 33 - Exigência de durabilidade relacionadas à fissuração e à protensão na armadura, em função das classes de agressividades ambiental	49
Figura 34 - Estado-limite de descompressão parcial.	50
Figura 35 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	51
Figura 36 - Concreto de envolvimento da armadura	52
Figura 37 - Combinações em serviço	53
Figura 38 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.....	54
Figura 39 - Combinações últimas.....	55
Figura 40 - Coeficientes para $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	56
Figura 41 - Atrito entre uma correia e um tambor.....	58
Figura 42 - Atrito entre armadura de protensão e bainha curva	59
Figura 43 - Tensão ao longo cabo antes da ancoragem (1 - 4 - 2) e após a ancoragem (3 - 4 - 2).....	60
Figura 44 - Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração	66
Figura 45 - Variação de $\beta_s(t)$	67
Figura 46 - Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento.	68
Figura 47 – Variação $\epsilon_{ccf}(t)$	69
Figura 48 - Variação $\beta_f(t)$	71
Figura 49 - valores de ψ_{1000} , em porcentagem.....	72
Figura 50 - Comportamento das tensões no concreto e as resultantes na da seção transversal deformada de uma viga de concreto protendido na flexão normal simples	74
Figura 51 - Diagramas de tensões no concreto no estado limite último.....	76
Figura 52 - Domínios de deformação no estado limite último em uma seção transversal a flexão simples.....	77
Figura 53 - Deformação da seção transversal após a atuação da protensão e peso próprio.	78
Figura 54 - Seção transversal nos estados limites de descompressão e limite	79
Figura 55 - Tensão no aço σ_{sd} (MPa) por deformação ϵ	80

Figura 56 - Viga de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada pelo momento de cálculo M_d (para concreto até C50)	81
Figura 57 - relação entre a posição da linha neutra e a altura útil.	84
Figura 58 - vista geral de uma passarela, mostrando os principais elementos estruturais.	87
Figura 59 - Duas extremidades de passarela no mesmo nível do caminhamento de pedestres.	88
Figura 60 - Apenas uma extremidade de passarela no mesmo nível do caminhamento de pedestres.	88
Figura 61 - Duas extremidades diferentes do nível de caminhamento de pedestres	89
Figura 62 - componentes de uma passarela de pedestre	89
Figura 63 - Localização fictícia da passarela (BR 367 KM-112).....	93
Figura 64 - Esboço da passarela, vista superior	93
Figura 65 - Esboço da passarela, vista da chegada do município de Jequitinhonha - MG.	94
Figura 66 - Esboço da passarela, vista da chegada do município de Jacinto - MG.....	94
Figura 67 - Seção da viga com b_w de 35 (dimensão em cm), sem o valor de h	96
Figura 68 - Limites para deslocamentos.....	97
Figura 69 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo	98
Figura 70 - seções das vigas longarinas definidas (dimensões em cm).....	100
Figura 71 - Seções transversais da estrutura em cm (sem as transversinas).....	101
Figura 72 - Dimensão longitudinal da viga longarina (tamanho real da viga, vão livre e vão útil ou teórico)	102
Figura 73 - Vista frontal e corte AA do guarda-corpo	102
Figura 74 - Dimensões das vigas longarinas considerando o vão útil.....	103
Figura 75 - Tabela das características das cordas de 7 fios	108
Figura 76 - Carregamentos na viga e D.M.F (em KN.m), auxiliado pelo software Ftool.....	109
Figura 77 - Seção no meio da viga (onde o momento fletor é máximo)	110
Figura 78 - Corte transversal no meio da viga com valores de d' e d	111
Figura 79 - Tensão no aço σ_{sd} (MPa) por deformação ϵ	112
Figura 80 - Tabela de correlação do número de cordoalha por cabo com as dimensões nominais dos mesmos, consumo de nata de injeção e diâmetro interno das bainhas.....	114
Figura 81 - Braço de alavanca (Z_s) da armadura passiva (distância entre o centroide a área tracionada até o centroide da área comprimida).....	115
Figura 82 - Braço de alavanca (Z) da armadura passiva e ativa (distância entre o centroide da área tracionada até o centroide da área comprimida)	116

Figura 83 - Traçado dos cabos de protensão seguindo o diagrama de momento fletor (dimensões em cm).....	119
Figura 84 - Detalhamento das ancoragens.....	119
Figura 85 - Viga longarina dividida em 5 pontos de seção (S_0, S_1, S_2, S_3, S_4), com distância entre elas e distância do eixo das cordoalhas até a linha neutra da viga na seção 2 (dimensões em cm).....	120
Figura 86 - Trecho 1, da seção S_0 a seção S_1 , com seu comprimento e as flechas dos cabos (dimensões em cm).....	121
Figura 87 - tabela de valores dos coeficientes de atrito (μ) entre a cordoalha e a bainha (valores médios).....	121
Figura 88 - Tabela de valores do desvio parasitário (β).....	122
Figura 89 - Trecho 2, da seção S_1 a seção S_2 , com seu comprimento e as flechas dos cabos (dimensões em cm).....	123
Figura 90 - Resumo das perdas de protensão por atrito nos trechos 1, 2, 3 e 4.	125
Figura 91 - Resumo das tensão nas seções 1, 2, 3 e 4, subtraídas as perdas imediata por atrito.....	125
Figura 92 - Ponto a 16 metros da ancoragem.	127
Figura 93 - Tensões na ancoragem e tensão há 16 metros da ancoragem.....	128
Figura 94 - Tabela da perda por acomodação das cunhas na ancoragem.....	128
Figura 95 - Gráfico de tensões baseado nas perdas por deformação do aço na acomodação da ancoragem e as distancias de alcance das mesmas.....	130
Figura 96 - Tensões nas seções, subtraídas as perdas de protensão por atrito e deformação devido ancoragem.....	131
Figura 97 - Tensões nas seções subtraídas as perdas iniciais (perda por atrito nas bainhas, acomodação da ancoragem e deformação no concreto).....	133
Figura 98 - Tabela de dados climatológicos para Almanara - MG.....	134
Figura 99 - Valores de β_s para $h_{fic} = 45$ cm e idade fictícia de $\beta_s(11666,67)$ e $\beta_s(35)$	135
Figura 100 - Variação $\beta_f(t)$ para $h_{fic} = 45$ cm, com idade fictícia de $\beta_f(11666,67)$ $\beta_f(35)$	138
Figura 101 - valores de ψ_{1000} em porcentagem.....	140
Figura 102 - Resumo das tensões efetivas nas seções (S_0, S_1, S_2, S_3 e S_4), depois de subtraídas todas as perdas (imediate e progressivas).....	142
Figura 103 - Valor do coeficiente de aderência η_1	144

Figura 104 - Dimensões dos itens da ancoragem ativa tipo MTC (usada nas vigas longarinas da passarela).	146
Figura 105 - Trecho 1, tensão na seção S0 e S1 após perdas imediatas.....	147
Figura 106 - Trecho 2, tensão na seção S1 e S2 após perdas imediatas.....	148
Figura 107 - Trecho 3, tensão na seção S2 e S3 após perdas imediatas.....	149
Figura 108 - Trecho 4, tensão na seção S2 e S3 após perdas imediatas.....	150
Figura 109 - Três metros de detalhamento das vigas longarinas protendidas, iniciado pela seção S0 (dimensões em cm).....	151
Figura 110 - Seis metros de detalhamento das vigas longarinas protendidas, iniciado pela seção S3 (dimensões em cm).....	152
Figura 111 - Detalhes das ancoragens ativas, e armadura de fretagem.	152
Figura 112 - Detalhe do corte transversal da seção S5.....	152
Figura 113 - Detalhe do corte transversal da seção S0.....	153

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Verificações para a determinação da quantidade da armadura longitudinal.....	73
Quadro 2 - Resumo das cargas (quadro detalhado no item 4.1.2.4).....	99
Quadro 3 - Carregamento permanente devido ao peso próprio de uma viga longarina	104
Quadro 4 - Carregamento da laje em uma viga longarina.....	104
Quadro 5 - Carregamento do revestimento em uma viga longarina.....	104
Quadro 6 - Carregamento do guarda corpo em uma viga longarina.	105
Quadro 7 - Sobre carga de pedestre em uma viga longarina.....	105
Quadro 8 - Cargas devido as ações permanentes e variáveis em uma viga longarina	106
Quadro 9 - Estimativa das perdas de protensão para cálculos iniciais (Pi é o esforço aplicado pelo macaco hidráulico).....	109
Quadro 10 - Armaduras longitudinais pré-dimensionadas das vigas longarinas.....	118
Quadro 11 - Consumo de nata para injeção (valores disponibilizados pelo fabricante)	153

LISTA DE ABREVIACÕES

CEB: Comitê Euro-Internacional do concreto
CA: concreto armado
CP: concreto protendido
MG: Minas Gerais
BA: Bahia
PE: Pernambuco
ELU: estado limite último
ELS: estado limite de serviço
ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR: Norma Brasileira
KN: Quilonewton
m: metro
cm: centímetro
mm: milímetro
L: fios trefilados de aço carbono lisos
E: fios trefilados de aço carbono trefilados
RN: relaxação normal
RB: relaxação baixa
p: página
CG: centro de gravidade
CAA: classe de agressividade ambiental
ELS-F: Estado-limite de formação de fissuras
ELS-W: Estado-limite de abertura das fissuras
ELS-D: Estado-limite de descompressão
ELS-DP: Estado-limite de descompressão parcial
ELS-CE: Estado limite de compressão excessiva
ELS-DEF: Estado limite de deformações excessivas
AF: alto forno;
ARI: alta resistência inicial
ARS: alta resistência a sulfatos
C: cimento portland
RS: moderada resistência a sulfatos

POZ: pozolânico

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ISF: Instrução de Serviço Ferroviário

MTC: ancoragem ativa utilizada para protensão aderente, em diversos elementos estruturais

h: altura da viga

d: altura útil da viga

D.M.F: diagrama de momento fletor

MPa: mega pascal

A: área

C: cabo

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c : área da seção transversal de concreto

A_{cri} : área crítica do concreto de envolvimento

$A_{s'}$: é a taxa de armadura comprimida

A_s : área de armadura passiva

A_p : área de armadura ativa

A_{pele} : armadura de pele

A_{barra} : área transversal da armadura

$A_{s,min}$: área mínima de armadura

F_{ck} : resistência característica à compressão do concreto

F_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto

f_c : resistência à compressão do concreto

f_{ptk} : tensão de ruptura do aço de protensão

f_{pyk} : de escoamento do aço de protensão

$f_{ct,f}$: resistência do concreto à tração na flexão

$f_{ct,inf}$: valor médio ou característico da resistência a tração do concreto

$f_{ct,m}$: resistência média do concreto à tração

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço

F_{q1k} : valor característico das ações variáveis principais diretas

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última

F_{gk} : representa as ações permanentes diretas

F_{ek} : representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{eqk} e variáveis como a temperatura F_{eqk}

F_{qk} : representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal

F_{sd} : representa as ações estabilizantes

F_{nd} : representa as ações não estabilizantes

f_c : função de crescimento da resistência do concreto com a idade

F_{tk} : resistência característica à tração do concreto

F_{rc} : força resultante da carga de compressão

F_p : força da carga concentrada de tração

F_p : força de protensão

F_{adm} : flecha admissível

F_{as} : força da amadura passiva

F_{ap} : força da amadura ativa

F_{yd} : resistência de cálculo ao escoamento para aço CA50

F_{yk} : resistência característica ao escoamento para aço CA50

F_{∞} : flecha no tempo infinito

F_{EI} : flecha máxima

E_p : módulo de elasticidade do aço de protensão

E_c : módulo de elasticidade do concreto

E_{si} : módulo de elasticidade do aço da barra considerada

E_{cs} : módulo de deformação secante do concreto

σ_c : tensão à compressão no concreto

ϵ_c : deformação específica do concreto

ϵ_{c2} : deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico

ϵ_{cu} : deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura

ϵ_c : deformações específica do concreto

ϵ_s : deformações específica do aço devido a flexão

ϵ_t : deformação total no aço

ϵ_p : deformações no aço devido ao ato de protensão

ϵ_7 : da deformação no aço devido a descompressão do concreto no nível do cg da armadura

$\epsilon_{cp,p+g1}$: deformação específica do concreto junto ao cg da armadura de protensão devido aos efeitos da protensão e peso próprio

σ : tensão

σ_s : tensão inicial

σ_i : tensões normais no concreto junto à borda inferior

σ_s : tensões normais no concreto junto à borda superior

σ_{si} : tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada

σ_{cg} : tensão no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão

σ_{pi} : tensão da armadura de protensão no instante de seu estiramento

σ_{pd} : tensão de cálculo da armadura ativa

$\sigma_{p\infty}$: tensão no tempo infinito

σ_{cb} : tensão média nos cabos de protensão

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

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

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

ΔP : perda de protensão junto à ancoragem

$\Delta\sigma_{p,total}$: perda média sofrida pelo cabo representante

$\Delta t_{ef,i}$: período em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente

$\Delta\sigma_{pr}(t_\infty, t_0)$: perda de tensão por relaxação pura (com comprimento constante)

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$: perda total progressiva

$\Delta\sigma_{pc}$: perda de protensão devido à fluência

$\Delta\sigma_{ps}$: perda de protensão devido à retração

$\Delta\sigma_{pr}$: perda de protensão devido à relaxação na armadura

ΔL_{cb} : alongamento teórico do cabo

ΔL_{real} : alongamento real do cabo

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

$\Delta\xi$: coeficiente função do tempo

$\Delta(dx)$: encurtamento do trecho do cabo

Δ_p : perda de força de protensão por unidade de comprimento em KN/cm (para os primeiros 16 metros)

M_p : momento fletor de protensão

M_d : momento fletor de cálculo

M_r : momento de fissuração do elemento estrutural (momento resistente da viga)

$M_{d,máx}$: momento fletor de cálculo máximo

M_{ras} : momento resistente da armadura passiva

M_{rap} : momento resistente da armadura ativa

M : soma dos momentos fletores

MI : momento fletor interno

M_u : momento fletor último

M_e : momento fletor externo com apenas com o peso próprio da viga

L : distancia

X_r : distância do ponto de equilíbrio das tensões

P_0 : força na seção da ancoragem

P_x : força a 16 metros da ancoragem

Δr : recuo devido a cravação das cunhas em cm

n : número de cabos

$\frac{x}{d}$: relatividade da profundidade da linha neutra

P : força de protensão

ε_c^* : encurtamento

b_w : largura da viga

a_E : parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade

e : excentricidade do cabo

V_p : força cortante

N_p : força normal de protensão

W_i : módulo de resistência da seção em relação à borda inferior

W_s : módulo de resistência da seção em relação à borda superior

y_i : distância do cg ao bordo inferior

y_s : distância do cg ao bordo superior

I : momento de inércia

ϕ : diâmetro da barra

\emptyset_i : diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada

ρ_{r1} : taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento

η_1 : coeficiente de conformação superficial η_1 da armadura passiva considerada

ψ_1 : fator de redução de combinação frequente para ELS

ψ_2 : fator de redução de combinação quase permanente para ELS

G_{sk} : valor característico da ação permanente estabilizante

R_d : esforço resistente considerado estabilizante, quando houver

G_{nk} : valor característico da ação permanente instabilizante

Q_{nk} : valor característico das ações variáveis instabilizantes

Q_{1k} : valor característico da ação variável instabilizante considerada principal

ψ_{0j} : ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido

Q_{jk} : ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido

$Q_{s,min}$: valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha

$P_t(x)$: 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

T1: força

T2: força

μ : coeficiente de atrito angular estático

α : é o ângulo em radianos

x : Abscissa do ponto onde se calcula DP, medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m)

μ : Coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha

β : coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo

k : constante que transforma o encurtamento em tensão

n : número de etapas de protensão, neste caso igual ao número de cabos

α_p : relação entre os módulos de elasticidade de armadura ativa e do concreto, na data do ato da protensão

ϵ_{1s} : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto

ϵ_{2s} : coeficiente dependente da espessura fictícia

h_{fic} : espessura fictícia

β_s : coeficiente relativo à retração

t : tempo final

t_0 : tempo inicial

U_{ar} : parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar

γ : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente $U\%$

T_i : temperatura média diária do ambiente ($^{\circ}C$)

φ_a : coeficiente de fluência rápida

φ_f : coeficiente de deformação lenta irreversível

φ_d : coeficiente de deformação lenta reversível

φ_{f00} : valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível

ϕ_{1c} : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente $U\%$ e da consistência do concreto

ϕ_{2c} : coeficiente dependente da espessura fictícia da peça

β_d : coeficiente relativo à deformação lenta reversível

Z : braço de alavanca

y : relação da altura linha neutra

$\psi (t_{\infty}, t_0)$: perda de tensão por relaxação

π : proporção numérica definida pela relação entre o perímetro de uma circunferência e seu diâmetro

tg: tangente

rd: radiano

w: abertura das fissuras

l_{cabo} : comprimento do cabo

k: coeficiente que representa o momento adimensional externo solicitante

K_c : coeficiente que representa o momento adimensional interno do concreto

h: altura da viga

L: comprimento do vão

W: carga na estrutura

Q: carga na estrutura

d: altura útil da viga

γ_p : coeficientes de segurança das ações

γ_g : coeficientes de segurança das ações

Z_s : braço de alavanca para armaduras passivas

Z_p : braço de alavanca para armaduras ativas

Σ : somatória

%: por cento

β : beta

°C: graus celsius

>: maior que

\geq : maior ou igual que

<: menor que

\leq : menor ou igual que

\pm : mais ou menos, aproximadamente

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
2 REFERENCIAL TEÓRICO	23
2.1 Concreto Pretendido	23
2.2 Evolução da protensão no Brasil e no mundo.....	24
2.3 Vantagens e desvantagens do concreto protendido.....	26
2.4 Sistemas de aplicação da protensão	29
<i>2.4.1 Protensão com aderência inicial.....</i>	<i>29</i>
<i>2.4.2 Protensão com aderência posterior (armadura de protensão pós-tracionada).....</i>	<i>29</i>
<i>2.4.3 Protensão sem aderência.....</i>	<i>32</i>
2.5 Materiais e sistemas para uso da pós-tração com aderência posterior	32
<i>2.5.1 Concreto para armadura ativa.....</i>	<i>33</i>
<i>2.5.2 Aços para armadura ativa</i>	<i>35</i>
<i>2.5.3 Bainhas para armadura ativa</i>	<i>37</i>
<i>2.5.4 Ancoragens</i>	<i>38</i>
<i>2.5.5 Nata de injeção</i>	<i>42</i>
<i>2.5.6 Macacos hidráulicos.....</i>	<i>43</i>
<i>2.5.7 Bomba de injeção.....</i>	<i>44</i>
2.6 Conceitos e tensões normais na seção transversal decorrentes da flexão.....	45
2.7 Verificações dos estados limites de serviços	48
<i>2.7.1 Níveis de protensão e limite para fissuração</i>	<i>48</i>
<i>2.7.2 Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras</i>	<i>51</i>
2.8 Combinações de ações	52
<i>2.8.1 Combinações de ações em serviço.....</i>	<i>53</i>
<i>2.8.2 Combinações últimas.....</i>	<i>54</i>
2.9 Força de protensão	56
2.10 Perdas de protensão	57
<i>2.10.1 Perdas Imediatas.....</i>	<i>58</i>
<i>2.10.1.1 Perda por atrito.....</i>	<i>58</i>
<i>2.10.1.2 Perda por acomodação da ancoragem</i>	<i>60</i>
<i>2.10.1.3 Perdas por encurtamento imediato do concreto</i>	<i>62</i>
<i>2.10.2 Perdas Progressivas.....</i>	<i>64</i>

2.10.2.1 Perda por retração do concreto no tempo infinito.....	64
2.10.2.2 Perda por fluência do concreto	68
2.10.2.3 Perda por relaxação da armadura.....	71
2.11 Dimensionamento das armaduras longitudinais de flexão no estado limite último	73
2.11.1 As principais fases até o colapso	74
2.11.2 Hipóteses básicas para o cálculo.....	75
2.11.3 Tensão na armadura de protensão	77
2.11.4 Equacionamento da armadura longitudinal em vigas sob flexão normal	80
2.11.5 Momento externo solicitante com uso da formula adimensional.....	82
2.11.6 Deformação de equilíbrio da seção para um domínio especificado	84
2.12 Passarelas para pedestres	86
2.12.1 Classificação de passarelas	87
2.12.2 Classificação dos elementos estruturais de pontes e passarelas sobrejacentes.....	87
2.12.3 Acesso da passarela	88
2.12.4 Componentes de uma passarela para pedestre	89
2.12.5 Proteção pedestre-usuário	90
3 METODOLOGIA.....	91
4 RESULTADOS E DISCURSSÃO.....	92
4.1 Projeto arquitetônico.....	92
4.2 Dimensionamento das vigas longarinas protendidas	94
4.2.1 Peculiaridades do dimensionamento	94
4.2.2 Pré-dimensionamento da seção das vigas longarinas.....	96
4.2.3 Gabarito das seções	100
4.2.3.1 Gabarito transversal	100
4.2.3.2 Gabarito longitudinal.....	101
4.2.3.3 Guarda-corpo	102
4.2.4 Ações e carregamentos nas vigas longarinas	103
4.2.4.1 Ações Permanentes.....	103
4.2.4.2 Ações variáveis.....	105
4.2.4.3 Resumo das ações e carregamentos nas vigas longarinas.....	106
4.2.5 Combinações de ações	106
4.2.5.1 Combinação última	106
4.2.6 Solicitações Características para dimensionamento	107

4.2.7 Pré-dimensionamento das armaduras ativas e passivas	107
4.2.8 Cálculo da armadura passiva longitudinal, considerando uma armadura ativa de 11,2 cm².	114
4.2.9 Escolha do traçado dos cabos de protensão	118
4.2.10 Cálculo das perdas de protensão.....	119
4.2.10.1 Perda por atrito.....	120
4.2.10.2 Perda de protensão por acomodação da ancoragem.....	125
4.2.10.3 Perda por encurtamento imediato do concreto.....	131
4.2.10.4 Perdas imediatas totais	132
4.2.10.5 Perda por retração no concreto no tempo infinito.....	133
4.2.10.6 Perda de protensão por fluência no concreto	136
4.2.10.7 Perda por relaxação na armadura no tempo infinito	139
4.2.10.8 Perdas progressivas totais.....	141
4.2.11 Tensão na armadura ativa, descontando todas as perdas de protensão.....	142
4.2.12 Verificação do estado limite de fissuração	143
4.2.13 Alongamento teórico dos cabos.....	146
4.2.14 Detalhamento das vigas longarinas	151
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	154
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	156

1 INTRODUÇÃO

No tocante à construção civil da atualidade, as técnicas de engenharia vêm sendo aprimoradas, o tamanho e a complexidade das estruturas aumentaram, exigindo assim peças mais esbeltas para vencer maiores vãos. Além de atender essas necessidades, engenheiros em busca da racionalização zelam pelo controle, agilidade, sustentabilidade, rapidez no processo produtivo e fator econômico de uma obra, aspectos que são contemplados com o uso do concreto protendido. Estes elementos possibilitaram um grande salto de qualidade nos canteiros de obras de forma satisfatória as necessidades de projeto e execução.

A protensão pode ser definida como artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento. Assim, devido à deficiência na resistência a tração do concreto, pensou-se em colocar as zonas tracionadas sob compressão inserindo armaduras protendidas, surgindo assim a protensão.

A utilização de armaduras protendidas em estruturas de concreto não é recente dentro da engenharia, no entanto, sua utilização vem crescendo somente nos últimos anos no Brasil. Esse fato pode ser comprovado através do grande número de obras civis realizadas, desde silos e tanques, passando por pontes e viadutos, até edifícios de todos os tipos (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

Neste trabalho, foi realizado um projeto arquitetônico de uma passarela para pedestres, que serviu como base para o cálculo das suas vigas longarinas protendidas pós-tracionadas e pré-moldadas no canteiro de obra. O projeto arquitetônico respeitou as legislações vigentes e medidas topográficas reais, retiradas em campo no município de Almenara-MG. Apresenta também o uso do concreto protendido, seus materiais, equipamentos, suas vantagens e desvantagens.

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 (DUARTE, 2015).

A motivação deste trabalho, se deu no instante do acompanhamento de uma obra de implantação de uma ponte na BR-367 sobre o rio Rubim do Sul, entre os municípios de Almenara-MG e Jacinto-MG, os autores se interessaram pelo método executivo das vigas em concreto protendido. Deste modo, buscou-se referências bibliográficas para maior conhecimento sobre o dimensionamento de estruturas protendidas e suas concepções dos projetos estruturais.

O objetivo principal deste trabalho é mostrar o método de cálculo de uma viga protendida pós-tracionada, mediante as suas grandes vantagens, destacando a relevância acadêmica, de modo a despertar o interesse pela discussão no seu âmbito, levando a futuros trabalhos e desdobramento do tema. Além disto, ao pensar em uma interação da instituição a quem é apresentado esse trabalho, com o seu compromisso do bem-estar social da comunidade local, ofertou-se o projeto arquitetônico da passarela para pedestres para uma futura implantação no município de Almenara-MG.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Concreto Protendido

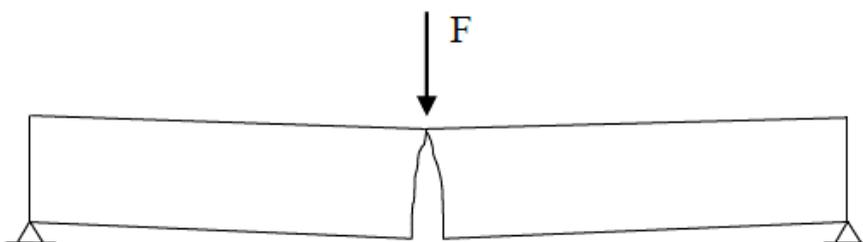
O concreto protendido é definido pelo alongamento das armaduras com equipamentos especiais de protensão, aproveitando assim maior resistência do aço no estado limite ultimo (ELU), que em condições de serviço impede ou limita as fissurações e os deslocamentos (NBR 6118, 2014).

Segundo Carvalho (2017), “o princípio do concreto protendido é primeiramente diminuir a fissuração do concreto, através da introdução de tensões normais de compressão em regiões onde, devido a outras ações, existem tensões de tração.”

A seguir mostra-se o comportamento de uma viga de concreto em três possibilidades segundo Bastos (2019).

A figura 1 mostra o comportamento de uma viga de Concreto Simples. Sem qualquer tipo de armadura, ao aplicar a força, ela se rompe facilmente devido à baixa resistência à tração do concreto.

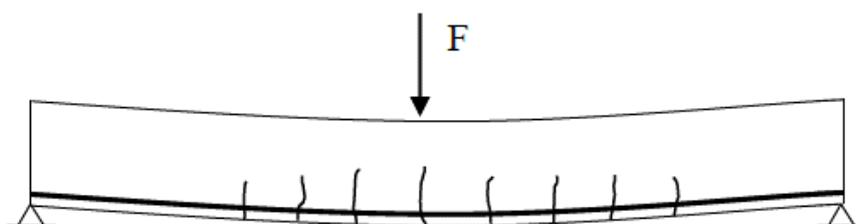
Figura 1 - Viga não armada (Concreto Simples)



Fonte: BASTOS, 2019

A figura 2 mostra o comportamento de uma viga de Concreto Armado. Com armadura longitudinal próximo às fibras mais tracionadas, ao aplicar a força, surgem as fissuras e assim a armadura começa a trabalhar de maneira mais efetiva, assumindo as tensões de tração. Ao obter as aberturas de fissuras consequentemente surgirá flecha na estrutura.

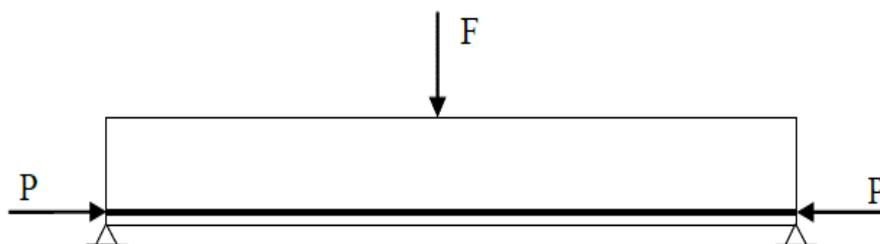
Figura 2 - Concreto Armado



Fonte: BASTOS, 2019.

A figura 3 mostra o comportamento de uma viga de Concreto Protendido. As armaduras previamente alongadas por equipamentos especiais de protensão, comprime a viga e equilibra as tensões de tração, em condições de serviço, impede ou limita a fissuração e os deslocamentos da estrutura.

Figura 3 - Concreto Protendido



Fonte: BASTOS, 2019.

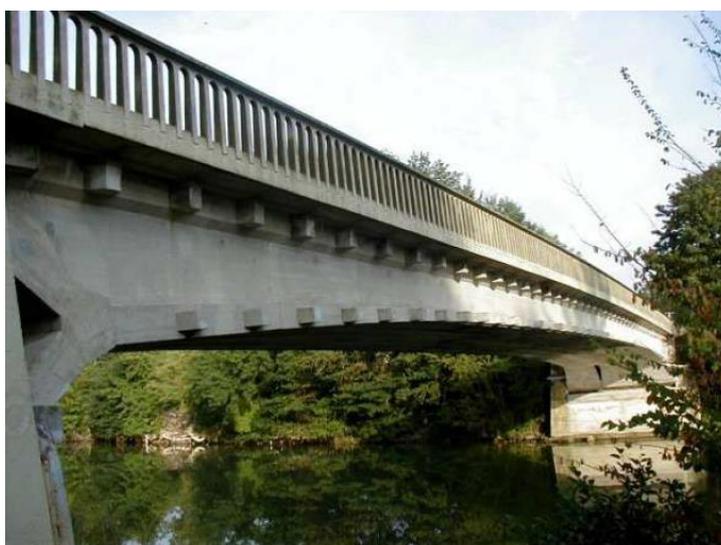
Segundo a NBR 6118 (2014), a armadura constituída por barras, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de força de protensão são chamadas de “armaduras ativas”, pois começa a trabalhar no ato da protensão, antes da retirada do escoramento. Já as armaduras usadas no concreto armado convencional são chamadas de “armaduras passivas”, pois a mesma só trabalha após a retirada do escoramento e a deformação do concreto.

2.2 Evolução da protensão no Brasil e no mundo

Apesar de ser considerado o Brasil o responsável pelo êxito do concreto protendido, o engenheiro francês Eugene Freyssinet não foi o primeiro a fazer estruturas utilizando esse artifício. O precursor do concreto protendido foi um engenheiro americano, P.A. Jackson, que em 1872, patenteou um sistema de passar hastes de laço

do ferro através dos blocos e de apertá-los com porcas. No século XX, mais precisamente em 1928, Eugene Freyssinet apresentou o primeiro trabalho consistente sobre concreto protendido, e usou a propriedade de protensão de maneira inovadora. Pesquisou as perdas de protensão produzidas pela retração e deformação lenta do concreto e então chegou às conclusões corretas aplicáveis ao concreto protendido. Com base em seus estudos criou e patentearam métodos construtivos, equipamentos, aços especiais, dentre outros. Contribuiu de forma expressiva para o desenvolvimento do concreto protendido. Logo após o final da Segunda Guerra Mundial, Eugene Freyssinet projetou uma ponte sobre o rio Marne, com um vão de 55 metros, ilustrada na figura 4. Neste projeto aplicou suas técnicas e construiu assim a primeira ponte de concreto protendido da história (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

Figura 4 - Ponte sobre o Rio Marne, Luzancy – França



Fonte: structurae.net (2019).

No Brasil, a Primeira obra em concreto protendido foi a Ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, que liga a Ilha do Governador à Ilha do Fundão. Construída em 1948 utilizando o sistema Freyssinet, com 380 metros de comprimento, foi considerada, na época, a mais extensa do mundo. Para execução dessa obra os materiais como aço, ancoragens e outros equipamentos foram importados da França, incluindo o projeto (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

Em 1952 a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira iniciou a fabricação do aço de protensão. A ponte que interliga as cidades de Juazeiro (BA) e Petrolina (PE) foi à segunda obra brasileira em concreto protendido, com uma extensão total de 801 metros

sobre o leito do Rio São Francisco, essa já feita com aço brasileiro (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

O engenheiro Roberto Rossi Zuccolo foi o introdutor do concreto protendido no Brasil. Em 1958, fundou a empresa Serviços de Engenharia de Protensão, que atuou na assistência técnica a obras de concreto protendido, representando a patente do francês Eugene Freyssinet (MENDES, *et al.*, 2015).

Figura 5 - Ponte do Galeão, Rio de Janeiro - Brasil

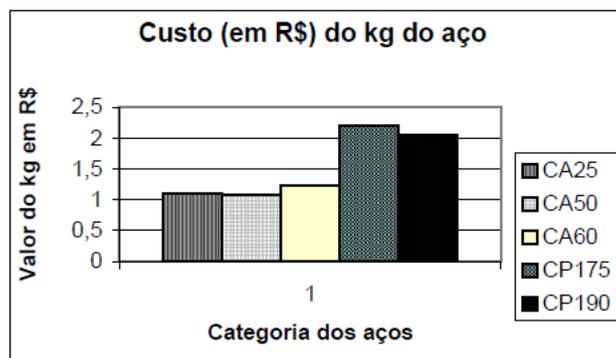


Fonte: VASCONCELOS, 1992.

2.3 Vantagens e desvantagens do concreto protendido

De acordo com Carvalho (2017), em diversas situações as estruturas de concreto protendido são mais econômicas que as executadas com outros materiais. Quando comparado ao concreto armado, possui características que podem ser determinantes numa análise de custo global, como fissuração impedida ou controlada na região tracionada dos trechos fletidos. Outra grande vantagem do concreto protendido é em relação ao aço estrutural. Ao se fazer uma comparação dos aços de concreto armado (CA25, CA50, CA60) com os de concreto protendido (CP175, CP190), imaginando apenas o custo do aço por quilo de matéria prima, chega-se ao gráfico da figura 6.

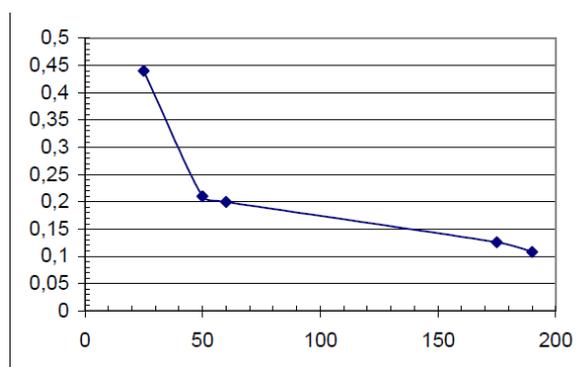
Figura 6 - Gráfico com custos das diversas categorias do aço



Fonte: CARVALHO, 2017, p. 27

Carvalho (2017), explica que ao analisar o gráfico da figura 6 há a possibilidade de uma conclusão enganosa, baseado em que o aço de menor preço por quilo é o mais barato. Apesar do valor elevado, o aço de protensão oferece resistência superior aos aços utilizados no concreto armado, tornando-o mais econômico.

Ao analisar o custo da força desenvolvida por cada um, 1 kg de CA25 será capaz de desenvolver uma força proporcional a sua tensão de escoamento ($1,25 \times 25 = 31,25$ kN). Ao dividir o custo do kg do aço pela tensão (proporcional à força) chega-se ao preço necessário para desenvolver a força em questão ou a tensão, que são proporcionais, conforme o gráfico da figura 7 (CARVALHO, 2017).

Figura 7 - Custo da tensão desenvolvida pela armadura (N/cm²)

Fonte: CARVALHO, 2017, p. 28

A protensão das armaduras em estruturas de concreto proporciona uma série de vantagens, principalmente em peças fletidas, a seguir mostra algumas delas segundo Carvalho (2017):

- a) Estrutura mais leve, em comparação às estruturas em concreto armado (devido ao controle da fissuração), com maior agilidade na execução e menos desperdício;

- b) Vida útil longa e com pequenos custos de manutenção, devido ao controle da fissuração do concreto que dificulta a entrada de agentes agressivos na estrutura;
- c) Resistência ao fogo;
- d) Facilita o uso de pré-moldagem, devidos ao peso menor;
- e) Menores deformações que as estruturas similares, fletidas, em concreto armado;
- f) A operação de protensão funciona como uma prova de carga, pois as tensões introduzidas nessa fase são muito maiores que as correspondentes à situação da peça em serviço. A estrutura é testada antes de entrar em operação, garantindo assim um controle da resistência dos materiais (aço e concreto);
- g) Em relação às estruturas de madeira e aço, exige uma manutenção mais simples;

Em consequência as vantagens citadas, o uso do concreto protendido comparado ao concreto armado consegue-se uma melhor flexibilidade no projeto arquitetônico. Porque pode-se diminuir as seções da estrutura ou vencer vãos maiores, que reduzirá a quantidade dos pilares.

As pontes com vigas retas de concreto armado, têm seu vão livre limitado a 30 m ou 40 m, enquanto as pontes com vigas de concreto protendido já atingiram vãos de 250 m (PFEIL, 1984).

É incontestável que o concreto protendido representa um avanço tecnológico na arte de construir em concreto. Entretanto, existem desvantagens ao construir com essa técnica. Carvalho (2017), afirma que as impraticabilidades do uso do concreto protendido são as mesmas que existem nas estruturas de concreto armado e relaciona algumas delas abaixo:

- a) Peso maior em relação às estruturas metálicas e de madeira;
- b) Uso de escoras até o ganho de resistência para peças moldadas no próprio local;
- c) Alta condutibilidade de calor e de som;

Além das desvantagens supracitadas a falta de mão de obra, materiais e conhecimento especializado, cria-se um obstáculo para o uso desse método construtivo na região do Vale do Jequitinhonha.

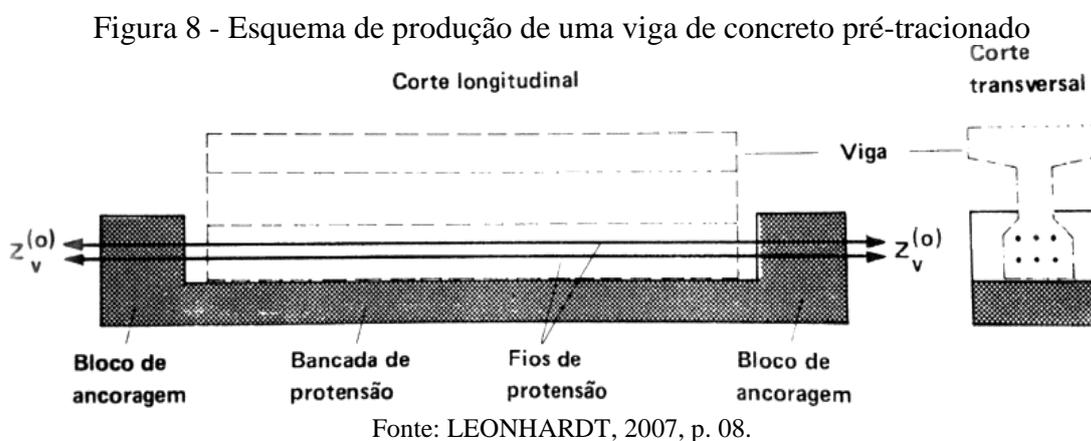
2.4 Sistemas de aplicação da protensão

De acordo com a NBR 6118 (2014), inicialmente o concreto protendido pode ser classificado em três diferentes tipos, conforme sua aderência entre a armadura de protensão e o concreto.

A seguir mostram-se os três tipos usuais de protensão.

2.4.1 Protensão com aderência inicial

Leonhardt (2017) destaca que a protensão com aderência inicial é o tensionamento das cordoalhas de protensão antes do endurecimento do concreto. Para execução da protensão com aderência inicial tensiona-se os fios de protensão entre blocos de ancoragem fixos, então são concretados e após o ganho de resistência do concreto, os fios são cortados dos blocos de ancoragem, de forma que a força de protensão seja transferida para o concreto por aderência ou por dispositivo de ancoragem, como ilustra a figura 8.



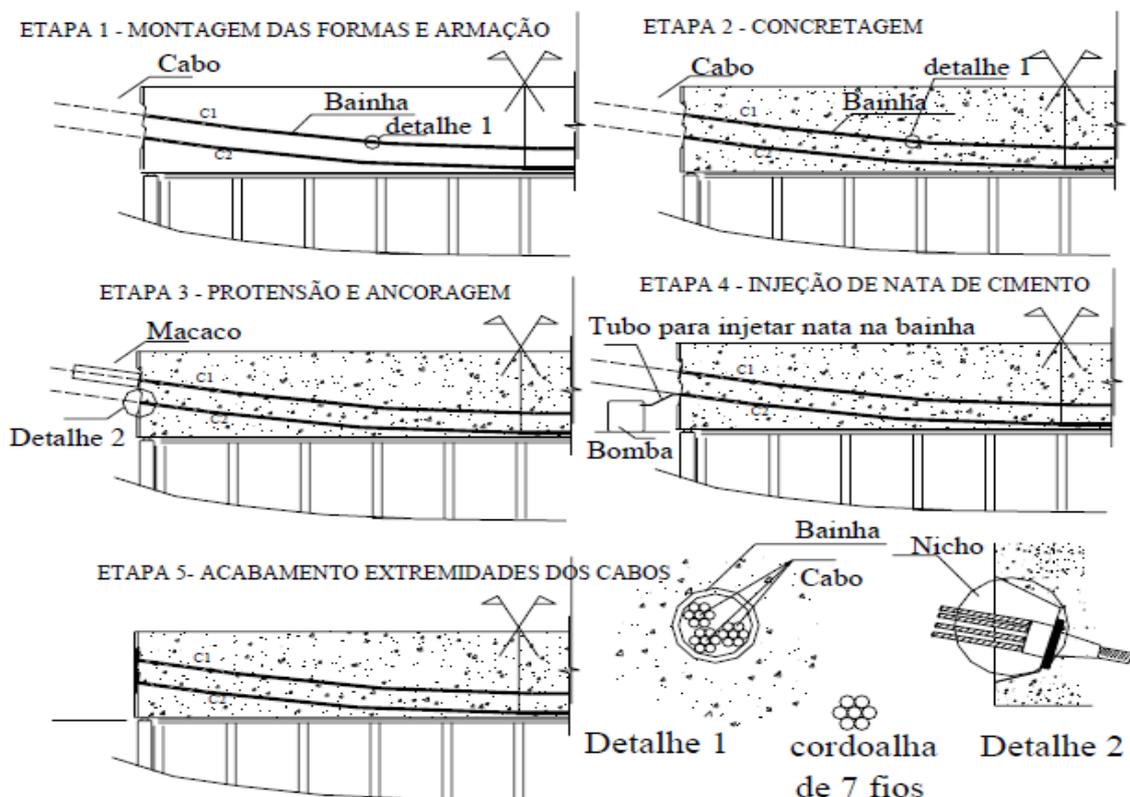
“Esse tipo de protensão é chamado de protensão com aderência direta e é obtido em pistas de protensão, na fabricação de peça pré-moldadas”. (BUCHAIM, 2008, p. 09).

2.4.2 Protensão com aderência posterior (armadura de protensão pós-tracionada)

Na pós-tração, que é a situação inversa à pré-tração, o tensionamento dos cabos se dá após endurecimento do concreto. Nas peças a serem concretadas, são dispostas

bainhas metálicas e corrugadas e no seu interior são inseridos os cabos de protensão (BUCHAIM, 2008, p. 11).

Figura 9 - Etapas de protensão de uma viga executada com concreto protendido com aderência posterior.



Fonte: CARVALHO, 2017, p. 22

Para melhor entendimento, a figura 9 e as etapas abaixo, mostram as ordens de execução de uma viga protendida pós-tracionada segundo Carvalho (2017):

Etapa 1 – montagem e armação das formas. São inseridas as armaduras passivas (aço comum) e bainhas que geralmente são de seções circulares e corrugadas com a função de prevenir o amassamento durante a execução e possibilitar melhor aderência. É comum colocar as bainhas já com as cordoalhas no seu interior ou podem ser inseridas posteriormente.

Etapa 2- é feito o lançamento do concreto. Não haverá aderência do concreto à armadura de protensão, pois não ocorrerá contato entre ambos (o lado externo da bainha impede esse contato). Posteriormente, essa aderência ocorrerá na introdução da nata de cimento na parte interna da bainha. Daí surge o nome, “protensão com aderência posterior”.

Etapa 3- após o concreto ter atingido a resistência adequada, é aplicado a força de protensão nos cabos. Para esse processo é usado um macaco hidráulico, que se apoia nas faces da viga para o tensionamento dos cabos. Em seguida é feito a ancoragem dos mesmos nas extremidades da viga. Desse modo, o concreto é comprimido e a viga não estará mais em contato com escoramento, pois a protensão cria um efeito de flexão com curvatura contrária (contra flecha).

Etapa 4- injeção da nata de cimento nas bainhas. Após o tensionamento dos cabos é necessário preencher os vazios da bainha (visto no detalhe 1). Então é injetado uma nata de cimento no tubo sob pressão por uma bomba injetora, para que seja devidamente preenchida. A função dessa nata é criar aderência com as cordoalhas de protensão e protegê-las de corrosão. Esse processo de aderência pode ser executado antes ou depois da etapa 5. Pois como é visto nas figuras 10 e 11, ao inserir uma mangueira extensora no conector do bloco, é possível injetar a nata mesmo depois do acabamento da viga.

Etapa 5- acabamento na viga. Cortam-se as sobras dos cabos na extremidade da viga e preenche os nichos (visto no detalhe 2) com argamassa de cimento, para proteger as extremidades da armadura contra corrosão. Para melhor exemplificação mostram-se as imagens seguir.

Figura 10 - Nicho com mangueira adaptada no bloco para injeção da nata



Fonte: Os autores (2019)

Figura 11 - Nicho preenchido



Fonte: Os autores (2019).

2.4.3 Protensão sem aderência

Buchaim (2008) destaca que esse tipo de protensão é idêntico ao citado anteriormente “protensão com aderência posterior”, porém a fase final de injeção de nata de cimento é eliminada. Não se cria aderência para que os cabos possam deslizar dentro da bainha quando submetido a ação dos carregamentos.

Na atualidade, o uso do concreto protendido pós-tracionado sem aderência é muito utilizado em estruturas menores como lajes, pisos de estacionamento e vigas pequenas. São dispostas de monocordoalhas engraxadas inseridas em bainhas plásticas, que obtém uma proteção maior contra corrosão e diminuição de atrito entre o cabo e a bainha (BUCHAIM, 2008).

2.5 Materiais e sistemas para uso da pós-tração com aderência posterior

Os principais materiais empregados em estruturas protendidas a serem considerados são os concretos e os aços de alta resistência. Além destes, dispositivos de ancoragens para armadura ativa, bainhas, nata de injeção e vários outros equipamentos são usados nos sistemas de protensão e nas operações de protensão para armadura pós-tracionadas (HANAI, 2005).

Lembrando que, caso seja de interesse do leitor é importante que analise o texto completo das NBRs e catálogos dos fabricantes, para obter dados sobre os materiais e

equipamentos, constituintes e suas propriedades, e não se limite ao resumo aqui exposto.

2.5.1 Concreto para armadura ativa

A resistência do concreto para obras de concreto protendido é definida de acordo com a sua característica especificada no projeto. Para concreto protendido, o código modelo CEB-78 (Comitê Euro-Internacional do concreto) recomenda uma Resistência Característica do Concreto à Compressão (f_{ck}) ≥ 25 MPa (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

A NBR 6118 (2014) descreve que, para definir a qualidade do concreto na estrutura protendida usa-se a figura 12, que relaciona a classe de agressividade ambiental, a relação água/cimento e a qualidade do concreto (resistência).

Figura 12 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

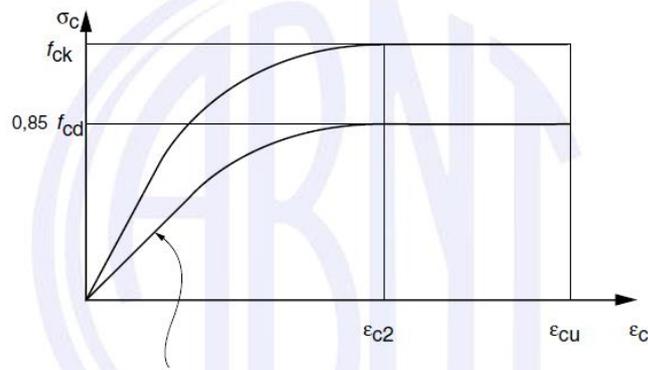
Fonte: Tabela 7.1 da NBR 6118, 2014, p. 18.

Hanai (2005) cita a seguir algumas razões que justifica o uso do concreto de alta resistência em peças protendidas:

- Contribui na redução das dimensões da seção da peça protendida, ou seja, menor peso próprio. Com isso, a execução de estruturas com grandes vãos se torna viável.
- A introdução de forças de protensão pode causar solicitações prévias elevadas nas peças de concreto.
- Por ter o módulo de deformação mais elevado, conseqüentemente, reduz as deformações imediatas, assim como as deformações que ocorrem ao longo do tempo provocadas pela fluência e retração do concreto, resultando em uma maior durabilidade.

Segundo a (NBR 6118, 2014, p.26) “para análises no estado-limite último (ELU), podem ser empregados o diagrama tensão-deformação idealizado” como mostra a figura 13 e equação 1.

Figura 13 - Diagrama tensão-deformação idealizado



Fonte: Figura 8.2 da NBR 6118, 2014, p. 26

$$\sigma_c = 0,85 \cdot F_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{Eq. 1})$$

Para $F_{yk} \leq 50$ MPa: $n = 2$;

σ_c : tensão à compressão no concreto;

ϵ_c : deformação específica do concreto;

F_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto.

Os valores a serem adotados para concretos de classes até C50:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰};$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

Cita-se a NBR 6118 (2014) que, para concreto de 20 MPa a 50 MPa o módulo de elasticidade quando não realizado ensaios, pode-se estimar pela expressão:

$$E_c = a_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{F_{ck}} \quad (\text{Eq. 2})$$

Em que:

a_E : 1,2 para basalto e diabásio;

a_E : 1,0 para granito e gnaisse;

a_E : 0,9 para calcário;

a_E : 0,7 para arenito;

F_{ck} : resistência característica a compressão do concreto (MPa).

2.5.2 Aços para armadura ativa

Os aços utilizados no concreto protendido caracterizam-se pela sua resistência elevada e ausência de patamar de escoamento. É mais econômico pelo fato de sua resistência ser aproximadamente três vezes maiores do que a do aço utilizado no concreto armado. Por serem fornecidos em rolos ou bobinas com grandes comprimentos, na forma de fios e cordoalhas, evita-se o problema de emendas, que costumam aparecer nas estruturas de concreto armado de grandes vãos (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

Figura 14 - Cordoalhas em rolos e bobinas.



Fonte: HANAI, 2005.

Assim como os aços de concreto armado (armadura passiva) são identificados pela sigla CA (concreto armado), os aços protendidos (armadura ativa) também tem sua nomenclatura, e pode ser identificado pela sigla CP (concreto protendido) seguida do valor, em kgf/mm², da resistência característica à ruptura por tração f_{ptk} (CARVALHO, 2017).

Segundo Pfeil (1984) os aços de protensão são divididos em três tipos:

- a) Fios trefilados de aço carbono, com diâmetro variando entre 3 mm e 8 mm, e podem ser fornecidos em rolos ou bobinas. São identificados pela sigla **L** ou **E**, indicando se o fio é liso ou entalhado.
- b) Cordoalhas, conjunto de fios treliçados enrolados em forma de hélice, como uma corda e podem possuir 2, 3 ou 7 fios. Assim como os fios, são fornecidos em rolos ou bobinas com grande comprimento;
- c) Barras de aço-liga de alta resistência, laminadas a quente. São fornecidos em peças retilíneas, de comprimento limitado.

De acordo com Hanai (2005) os aços para protensão também se diferenciam pela modalidade de tratamento, que engloba as seguintes classes:

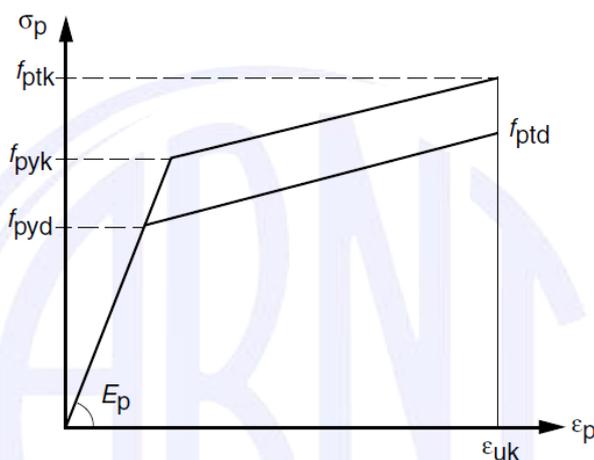
- a) relaxação normal (RN) – também chamados de aços aliviados, são aços retificados por meio de tratamento térmico que visa aliviar as tensões internas de trefilação;
- b) relaxação baixa (RB) – também chamados de aços estabilizados, são aços treliçados que recebem tratamento termomecânico, o qual melhora as características elásticas e reduz a perda por relaxação.

Os aços para protensão são especificados pelas seguintes normas técnicas:

- a) NBR 7482/08: Fios de aço para estruturas de Concreto Protendido - Especificação;
- b) NBR 7483/08: Cordoalhas de aço para estruturas de Concreto Protendido - Especificação;
- c) NBR 7484/09: Barras, cordoalhas e fios de aço destinados a armaduras de protensão - Método de ensaio de relaxação isotérmica;
- d) NBR 6349/08: Barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão - Ensaio de tração.

De acordo com a NBR 6118 (2014), para cálculo nos estados-limite de serviço e último, pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na figura 12.

Figura 15 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: Figura 8.5 da NBR 6118, 2014, p. 31.

Os valores característicos da armadura ativa normalmente são dados pelo fabricante. Cita-se Carvalho 2017 que, caso não tenha esses valores, para o módulo de elasticidade (E_p) pode-se considerar 210000 MPa para fios e barras e 200000 Mpa para cordoalhas.

2.5.3 Bainhas para armadura ativa

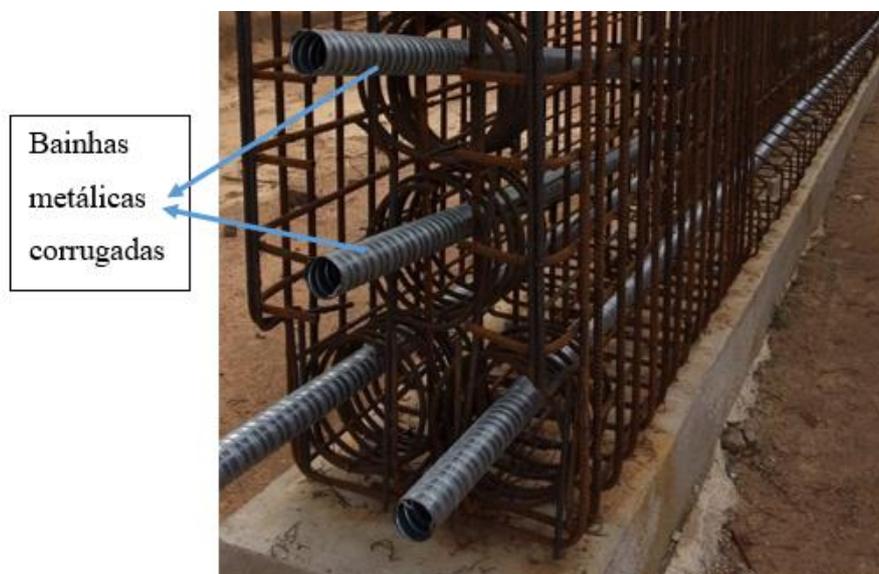
Segundo a NBR 6118 (2014), as bainhas são tubos flexíveis constituídos por chapas de aço laminadas a frio, projetadas com diâmetro adequado à livre movimentação dos cabos, isso antes da inserção da nata de cimento. A bainha é capaz de resistir, sem deformação apreciável, à pressão do concreto fresco e aos esforços de montagem.

De acordo com Veríssimo e César Jr (1998), o processo de fabricação das bainhas, além da costura da chapa, são produzidas ondulações transversais em hélice. Entre as vantagens apresentadas por essas ondulações estão:

- Facilitar a utilização de luvas rosqueadas nas emendas;
- Melhorar a aderência entre concreto e a nata de cimento devido às saliências e reentrâncias;
- Aumentar a rigidez da bainha sem reduzir a flexibilidade longitudinal, permitindo curvaturas com raios relativamente pequenos, assim, é possível enrolar cabos de grande comprimento os quais podem ser transportados na forma de rolo, facilitando o manuseio.

A NBR 14931 (2004) regulamenta as bainhas para armadura ativa.

Figura 16- Bainhas metálicas de uma viga pós-tracionada



Fonte: Os autores (2019)

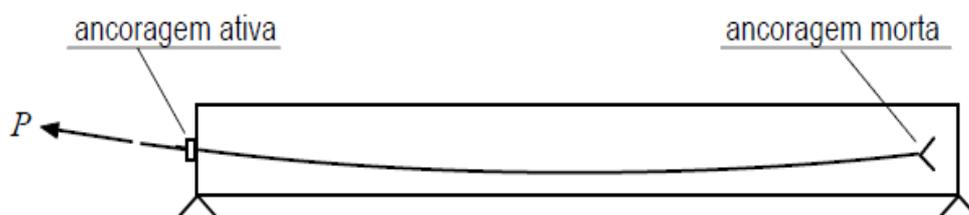
2.5.4 Ancoragens

São dispositivos e/ou artifícios capazes de manter os cabos de protensão tensionados, evitando que os cabos percam a carga aplicada pelo macaco hidráulico, e volte ao seu estado original (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

A norma regulamentadora de ancoragens para concreto protendido é a NBR 14931 (2004).

“Na extremidade em que se introduz a protensão, ou seja, onde o macaco aplica carga, denomina-se de ancoragem ativa ou viva e na extremidade que não se aplica esforço denomina-se de ancoragem passiva ou morta” (CARVALHO, 2017, p. 04).

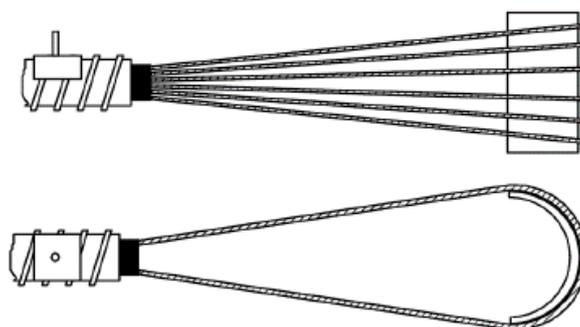
Figura 17 - Ancoragem ativa e ancoragem morta



Fonte: VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998

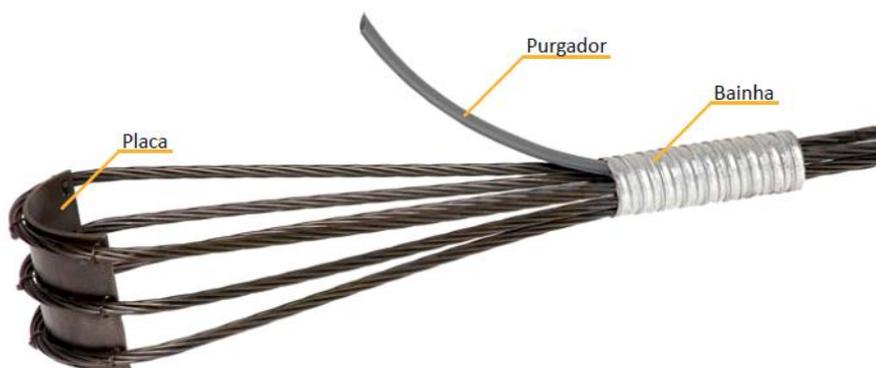
Ancoragem passiva (morta) – Segundo Veríssimo e César Jr, 1998, uma possibilidade conveniente, tecnicamente ou economicamente é protender o cabo em apenas uma extremidade da viga, colocando-se a outra com ancoragem passiva, na sua execução, basta inserir laços ou alças no interior da viga, que ao ser concretada, completará a ancoragem passiva.

Figura 18 - Ancoragem passiva com extremidade das cordoalhas em forma de laço.



Fonte: VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998

Figura 19 - Perspectiva da ancoragem passiva com extremidade das cordoalhas em forma de laço



Fonte: Catálogo Rudloff – Concreto Protendido.

Ancoragem ativa – De acordo com NBR 14931 (2004), é a ancoragem que através do equipamento de protensão, provoca um tensionamento nos cabos de protensão e diferente da ancoragem passiva, só é feita após ganho de resistência do concreto, formada por placa de aço, funil, bloco e cunha, como mostra a figura 20.

Figura 20 - Equipamentos de uma ancoragem ativa



Fonte: Catálogo Rudloff – Concreto Protendido.

Placa de aço e funil – A placa é responsável por passar a força de protensão para a viga. O funil é um material plástico responsável por guiar a bainha até a placa. A placa funil é o único componente da ancoragem que é posicionado na estrutura antes da concretagem (BASTOS, 2019).

Figura 21 - Placa de aço com funil plástico



Fonte: Os autores (2019)

Figura 22 - Placa de aço com funil plástico instalado na viga



Fonte: Os autores (2019)

Bloco de aço (circular) e cunha – O bloco é instalado no ato da protensão, apoiado na placa de aço. É necessário passar os cabos no interior dos seus orifícios, essa peça é responsável por segurar a armadura junto à cunha para que a armadura ao ser tensionada não volte ao seu estado natural (não perca tensão). A cunha, que pode ser bipartida ou tripartida, é inserida nos furos cônicos do bloco de aço circular, e é instalada no próprio cabo que ao tentar retornar ao estado natural faz a cravação do cabo no bloco, desse modo possibilita uma completa fixação da armadura (BASTOS, 2019).

Figura 23 - Bloco circular para fixação de cordoalhas



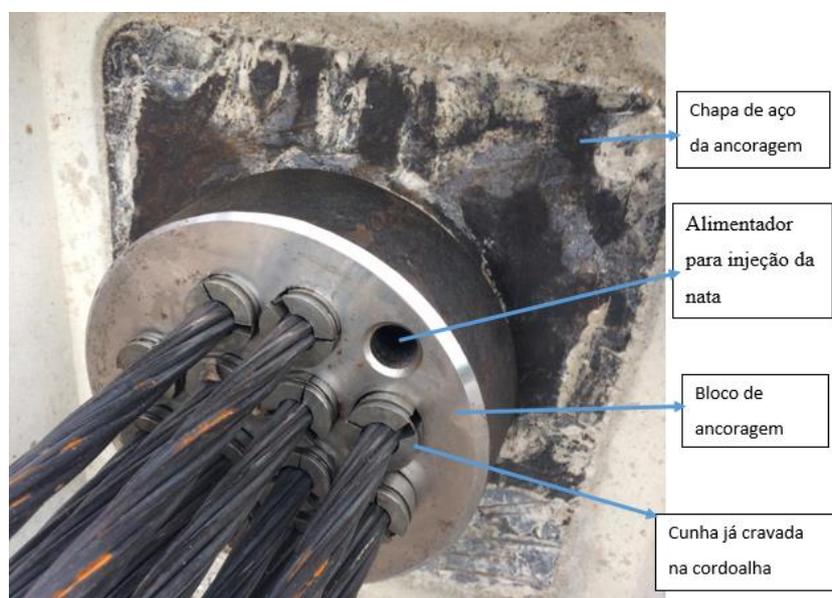
Fonte: Os autores (2019)

Figura 24 - Cunha do tipo bipartida e cordoalha galvanizada



Fonte: BASTOS, 2019

Figura 25 - Sistema de ancoragem ativa da Protende



Fonte: Os autores (2019)

2.5.5 Nata de injeção

A nata de injeção ou calda de cimento serve para a obtenção da aderência da armadura de protensão ao concreto, além de proteger a armadura ativa contra a corrosão. A injeção de calda de cimento deve ser feita de modo a preencher por completo os vazios da bainha (LEONHARDT, 2007).

Calda de injeção - “material obtido pela mistura conveniente de cimento, água e eventualmente, de aditivos e/ou adições minerais, destinado ao preenchimento de bainhas ou dutos de armaduras protensão” (NBR 7681-1, 2013, p. 01).

2.5.6 Macacos hidráulicos

Esses por sua vez, são responsáveis pela aplicação de uma força de protensão nos cabos, essa força é previamente calculada considerando as diversas perdas de protensão indicados no projeto estrutural. Durante a execução da protensão, o controle da força aplicada pelo macaco na armadura é através de um manômetro na bomba de protensão. Ao mesmo tempo o alongamento obtido no cabo é verificado em uma escala milimétrica fixado ao macaco hidráulico (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

Figura 26 - Macaco hidráulico



Fonte: Os autores (2019)

Figura 27 - Bomba de protensão com manômetro



Fonte: Os autores (2019)

2.5.7 Bomba de injeção

De acordo com a (NBR 14931, 2004, p. 38) bomba de injeção “Deve ser elétrica, do tipo pistão ou a parafuso, e não deve injetar ar na calda. O uso de ar comprimido não é permitido”.

Para que a operação de injeção de calda de cimento seja satisfatória é necessário seguir algumas condições (não tratadas aqui). A norma NBR 7681 (2013) “Calda de cimento para injeção”, fixa as condições exigidas para as caldas e materiais componentes, a serem empregados no preenchimento de bainhas e dutos de armaduras de protensão de peças de concreto protendido. A NBR 14931 (2004) em seu anexo B normatiza a execução da injeção de calda de cimento Portland em concreto protendido com aderência posterior. Obedecendo as normas técnicas sobre o assunto, recomenda-se que a operação de injeção seja realizada em no máximo quinze dias após a protensão.

As figuras abaixo mostram um dos equipamentos para o bombeamento da nata de cimento que é composto pela bomba injetora e o misturador.

Figura 28 - Bomba injetora de nata de cimento



Fonte: Os autores (2019)

Figura 29 - Misturador de nata de cimento



Fonte: Os autores (2019)

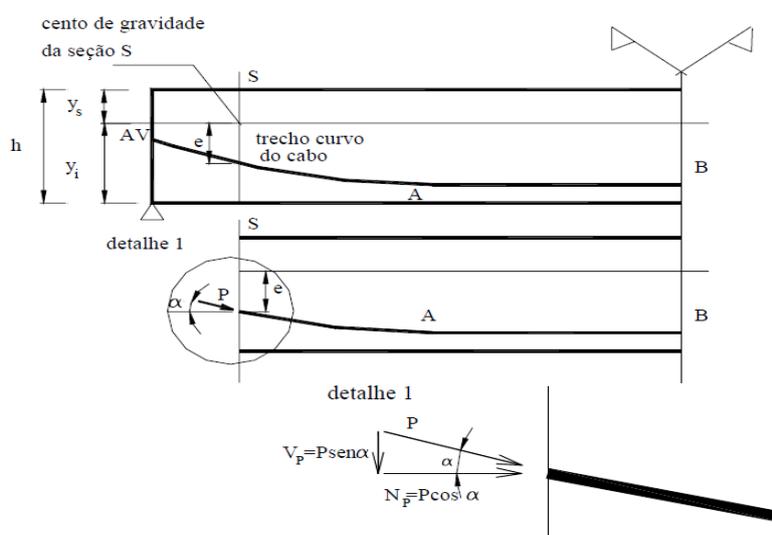
2.6 Conceitos e tensões normais na seção transversal decorrentes da flexão

Considerando uma viga bi apoiada, é feito a protensão visando eliminar ou reduzir as tensões de tração que possam ocorrer na estrutura. Então, é produzido um pré-alongamento nas cordoalhas de protensão, gerando um esforço de compressão normal na viga e esforços de flexão devido à excentricidade das cordoalhas. Esses esforços de flexão resultam em tensões de compressão na borda inferior e de tração na borda superior, isso quando os cabos de protensão passam abaixo do CG da viga. Considerando que a seção não estará fissurada, as tensões são determinadas conforme a teoria simples de viga (BASTOS, 2019).

Para verificar as tensões de peças em concreto protendido em serviço costuma-se calcular as tensões normais máximas em cada seção transversal. As hipóteses empregadas para tanto são (CARVALHO 2017):

- Considera-se uma relação linear entre a tensão e deformação. (lei de Hooke para os materiais aço e concreto);
- Vale a superposição de efeitos, já que os deslocamentos são pequenos e não interferem nos esforços internos;
- A seção plana da seção transversal permanece plana após a deformação;
- O material da seção transversal é homogêneo.

Figura 30 - Ações solicitantes (isostáticas) devido ao feito de protensão em uma seção S de uma viga protendida



Fonte: Carvalho 2017, p. 31.

Cita-se Carvalho (2017) que, analisando a seção **S**, o efeito da protensão de um cabo curvo, com uma força de protensão P , cuja inclinação da tangente na seção é dada por α , e uma excentricidade e , gera os esforços internos isostáticos de:

$$\text{Cortante } V_p = P \cdot \text{sen} \alpha \quad (\text{Eq. 3})$$

$$\text{Normal } N_p = P \cdot \text{cos} \alpha \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\text{Momento Fletor } M_p = N_p \cdot e \quad (\text{Eq. 5})$$

As máximas tensões normais ocorrem junto aos pontos mais afastados do centro de massa (cg) e, portanto, situados junto à borda inferior e superior dadas por:

$$\text{Borda Superior } \sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{N_p \cdot e}{W_s} \pm \frac{M}{W_s} \quad (\text{Eq. 6})$$

$$\text{Borda Inferior } \sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p \cdot e}{W_i} \mp \frac{M}{W_i} \quad (\text{Eq. 7})$$

Em que:

σ_i e σ_s : tensões normais no concreto junto à borda inferior e superior respectivamente

N_p : Esforço normal de protensão na seção dado por $P \cdot \text{cos} \alpha$.

e : Excentricidade do cabo na seção. Distância entre o centro de gravidade do cabo e o da seção transversal.

A : Área da seção transversal de concreto (Bruta em geral) que pode ser, de forma ordinária, considerada igual a área da seção geométrica.

W_i e W_s : módulo de resistência da seção em relação à borda inferior e superior da seção. Dado pela razão entre a inércia à flexão (relativa ao eixo central) e a distância do cg ao bordo inferior (y_i) e superior (y_s) como mostra a figura 31, assim:

$$W_i = \frac{I}{y_i} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$W_s = \frac{I}{y_s} \quad (\text{Eq. 9})$$

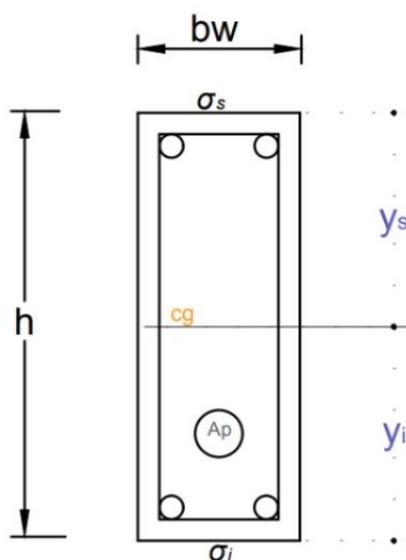
Momento de inércia de uma peça retangular:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (\text{Eq. 10})$$

M : soma dos momentos fletores na seção devido às ações atuantes (peso próprio, carga acidental, sobrecarga permanente) para a verificação requerida.

$N_p \cdot e$: Momento fletor isostático de protensão, refere-se ao efeito da força de protensão estar excêntrica em relação ao cg da peça e assim para reduzi-la (força de protensão) a este ponto (cg) é preciso considerar este momento.

Figura 31 - máximas tensões nos pontos mais afastados, com uma distância y .



Fonte: Os autores (2019)

A viga protendida da figura 31 é submetida à flexão normal composta. Apesar de ter uma força normal e dois momentos, os dois momentos ocorrem em torno do mesmo eixo principal.

Para as formulas supracitadas nesse tópico deste trabalho, adota-se o sinal por percepção mecânica das tensões, atribuindo o sinal positivo para tensões de compressão (bom para o concreto) e o sinal negativo para as tensões de tração (ruim para o concreto). Percepções usadas internacionalmente para elementos de concreto (PFEIL, 1984).

2.7 Verificações dos estados limites de serviços

Além de garantir a segurança no estado limite último devem ser verificados as condições em utilização. Essas verificações são as aberturas de fissuras e deformação excessiva. Este item é extrema importância em concreto protendido, pois define o nível de protensão na estrutura, a exigência relativa à fissuração e combinação a utilizar.

2.7.1 Níveis de protensão e limite para fissuração

De acordo com a NBR 6118 (2014) “como para as armaduras ativas existe a possibilidade de corrosão sob tensão, esses limites devem ser mais restritos e função direta da agressividade do ambiente, dada pela classe de agressividade ambiental”.

A figura abaixo classifica o nível de agressividade ambiental com risco de deterioração da estrutura.

Figura 32 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

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

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

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

Fonte: Tabela 6.1 da NBR 6118, 2014, p. 17

A discussão do controle da abertura máxima das fissuras em peças de concreto protendido é similar às de concreto armado. De acordo com a NBR6118 (2014) deve-se garantir, com razoável probabilidade, que as aberturas das fissuras fiquem dentro de

limites vistos na figura 33, que não comprometam as condições de serviço e a durabilidade da estrutura.

Figura 33 - Exigência de durabilidade relacionadas à fissuração e à protensão na armadura, em função das classes de agressividades ambiental

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

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

NOTAS

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

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

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

Fonte: Tabela 13.4 da NBR 6118, 2014, p. 80.

De acordo com a NBR 6118 (2014), as principais definições em estados limites de serviço a considerar no projeto de estruturas de concreto são:

- Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) – estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual $af_{ct,f}$ (resistência do concreto à tração na flexão). A NBR 6118 (2014), afirma que o valor de tração a se considerar na verificação ligado a fissuração é $of_{ct,inf}$, que é o valor médio ou característico dado pela equação:

$$\sigma = 0,7 \cdot \alpha \cdot f_{ct,m} \quad (\text{Eq. 11})$$

- Em que para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 F_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Eq. 12})$$

Sendo:

α : relação entre tensão de tração na flexão à tensão de tração direta, dada por:

α : 1,2 para seções T ou duplo T;

α : 1,3 para seções I ou T invertido;

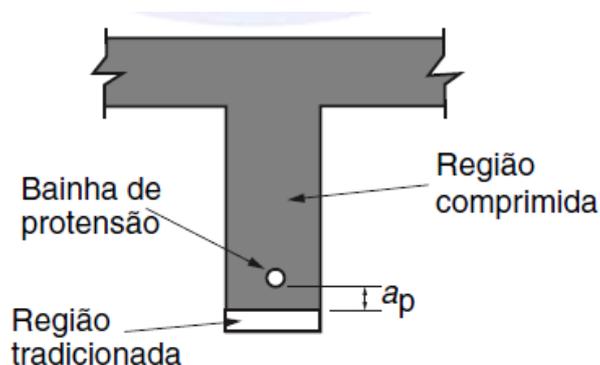
α : 1,5 para seções retangulares;

$f_{ct,m}$ e F_{ck} são expressos em MPa.

- Estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W) estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados nos próximos itens;
- Estado-limite de descompressão (ELS-D) – estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Verificação usual no caso do concreto protendido.

Estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP) – Estado no qual se garante a compressão na seção transversal. Esta região deve se estender a uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou bainha de protensão. No caso de protensão completa ou limitada. A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $A_p = 25$ mm.

Figura 34 - Estado-limite de descompressão parcial.



Fonte: Figura 3.1 da NBR 6118, 2014, p. 5.

- Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE) - Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão;
- Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF): Estado em que as deformações atingem os estabelecidos para a utilização normal fixados.

Além das verificações das situações de serviço, deve-se obedecer a NBR 6118 (2014), que define o uso do concreto com a resistência a compressão mínima (visto na figura 12 no item concreto) e ao cobrimento nominal mínimo na figura 35 abaixo.

Figura 35 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

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

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

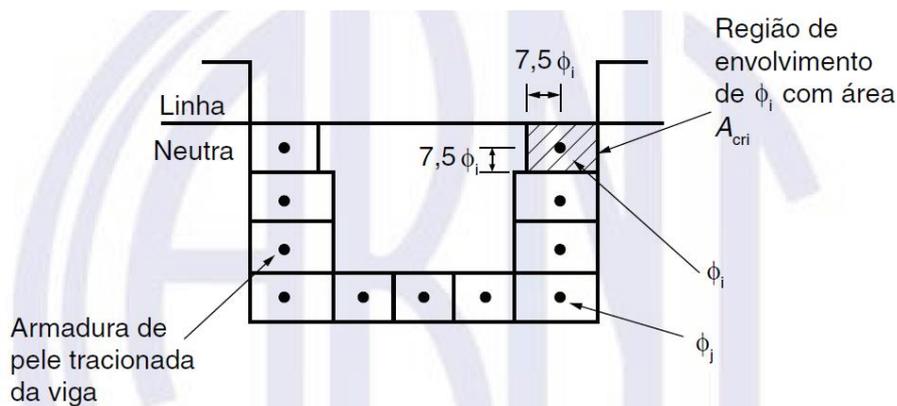
Fonte: Tabela 7.2 da NBR 6118, 2014, p. 20.

2.7.2 Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras

Segundo a NBR 6118 (2014), a avaliação dos valores de abertura de fissuras é feita para cada elemento das armaduras passiva e ativa aderente, que controlam a fissuração da peça, levando em consideração uma área crítica (A_{cri}) do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de $7,5 \phi$ do eixo da barra da armadura (figura 36).

“É conveniente que toda a armadura de pele da viga, na sua zona tracionada, limite a abertura de fissuras na região A_{cri} correspondente, e que seja mantido um espaçamento menor ou igual a $15 f'$ ” (NBR 6118, 2014, p. 128).

Figura 36 - Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: NBR 6118, 2014, p. 128

O limite de abertura de fissuras deve obedecer a uma das expressões que seguem:

$$W = \text{menor entre} \begin{cases} \frac{\phi}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{F_{ctm}} & \text{(Eq. 13)} \\ \frac{\phi}{(12,5\eta_1)} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) & \text{(Eq. 14)} \end{cases}$$

Em que:

A_{cri} : área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ ;

E_{si} : módulo de elasticidade do aço da barra ϕ considerada;

ϕ_i : diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} : taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

η_1 : coeficiente de conformação superficial η_1 da armadura passiva considerada;

F_{ctm} : resistência média do concreto à tração;

σ_{si} : tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

2.8 Combinações de ações

“Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante

um período preestabelecido” (NBR6118, 2014, p. 64). Essas combinações determinam os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

2.8.1 Combinações de ações em serviço

Segundo a NBR 6118 (2014), as combinações em serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e apresenta na figura 37 essas combinações.

Figura 37 - Combinações em serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$

Fonte: Tabela 11.4 da NBR 6118, 2014, p. 69

Em que:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} : valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 : fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 : fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Figura 38 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3), 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: Tabela 6 da NBR 8681, 2003, p. 11.

2.8.2 Combinações últimas

Conforme a NBR 6118 (2014), combinação última está relacionada ao colapso ou ruína da estrutura e que determina a paralização da estrutura. Pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional, como ilustra a figura 39.

Figura 39 - Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores P_{kmax} e P_{kmin} para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
Excepcionais ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	

Fonte: Tabela 11.3 da NBR 6118, 2014, p. 67

Onde:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} : representa as ações permanentes diretas;

F_{ek} : representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{eqk} e variáveis como a temperatura F_{eqk} ;

F_{qk} : representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$: ver figura 40;

ψ_{0j}, ψ_{0e} : ver figura 38;

F_{sd} : representa as ações estabilizantes;

F_{nd} : representa as ações não estabilizantes;

G_{sk} : valor característico da ação permanente estabilizante;

R_d : esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;

G_{nk} : valor característico da ação permanente instabilizante;

$$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} Q_{jk} \quad (\text{Eq. 15})$$

Q_{nk} : valor característico das ações variáveis instabilizantes;

Q_{1k} : valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;

ψ_{0j} e Q_{jk} : demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;

$Q_{s,min}$: valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha;

- No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) podem ser desprezadas.
- Quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{0j} pode ser substituído por ψ_{2j} . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

A figura 40, adaptada da NBR 6118 (2014), mostra os valores dos coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU).

Figura 40 - Coeficientes para $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

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

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Tabela 11.1 da NBR 6118, 2014, p. 65

2.9 Força de protensão

De acordo a NBR 6118 (2014), a força media atuante sobre a armadura na abscissa X para um determinado tempo t , é dada pela seguinte formula:

$$P_t(x) = P_o(x) - \Delta P_t(x) = P_i - \Delta P_o(x) - \Delta P_t(x) \quad (\text{Eq.16})$$

Onde:

$$P_o(x) = P_i - \Delta P_o(x) \quad (\text{Eq.17})$$

Em que:

$P_t(x)$: 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 ;

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

A intensidade da força de protensão (P_i) exercida pelo macaco hidráulico nas cordoalhas depende do tipo de protensão utilizada (pré-tensão ou pós-tensão). Com isso a NBR 6118 (2014) define alguns limites para a força de protensão máxima, os quais são:

a) Armadura pré-tracionada:

- Aços de classe de relaxação normal: a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites $0,77 f_{ptk}$ e $0,90 f_{ptyk}$;

- Aços de classe de relaxação baixa: a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites $0,77 f_{ptk}$ e $0,85 f_{ptyk}$;

b) Armadura pós-tracionada:

- Aços de classe de relaxação normal: a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites $0,74 f_{ptk}$ e $0,87 f_{ptyk}$;

- Aços de classe de relaxação baixa: a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites $0,74 f_{ptk}$ e $0,82 f_{ptyk}$;

- Nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites passam a ser $0,72 f_{ptk}$ e $0,88 f_{ptyk}$, respectivamente.

2.10 Perdas de protensão

O esforço aplicado pelo macaco hidráulico no ato da protensão não é o esforço efetivo que deve se considerar na respectiva estrutura. A tensão na armadura de protensão diminui continuamente com o tempo, rapidamente no início, e depois mais lentamente ao longo da vida útil da peça. A redução da tensão se deve à diminuição do alongamento devido às perdas de protensão que são divididas em dois grupos: as perdas imediatas e progressivas (CARVALHO, 2019).

2.10.1 Perdas Imediatas

Para os sistemas usuais de protensão, as perdas imediatas se dão no instante da realização da protensão na estrutura e ocorrem devido ao atrito da armadura com as bainhas e ou concreto, acomodação dos dispositivos de ancoragem e o encurtamento elástico do concreto (NBR 6118, 2014).

2.10.1.1 Perda por atrito

Nas peças pós-tensionadas com cabos curvos ocorrem perdas por atrito, por causa das elevadas pressões de contato que varia ao longo da trajetória do cabo. Quando os cabos são tensionados, cria-se um atrito (força contrária) entre o cabo e a bainha, de modo que o esforço aplicado na extremidade sofre uma redução em cada ponto de atrito (PFEIL, 1984).

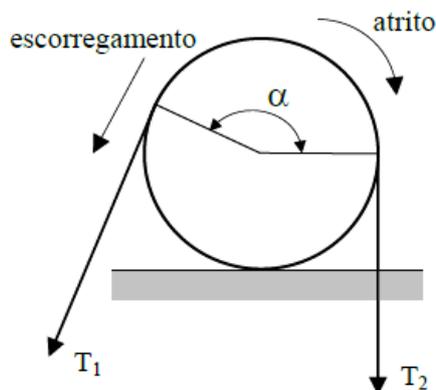
A figura 41 apresenta uma analogia utilizada para representar a perda por atrito que é ilustrado com uma correia ao redor de uma base circular. A perda por atrito ocorre devido à força longitudinal induzida no contato cabo-bainha.

Aplicando a força T_2 , a força T_1 na outra extremidade, necessária para iniciar o escorregamento do cinto, é:

$$T_1 = T_2 e^{\mu\alpha} \quad (\text{Eq. 18})$$

Onde μ é o coeficiente de atrito angular estático, e α é o ângulo entre T_1 e T_2 , em radianos.

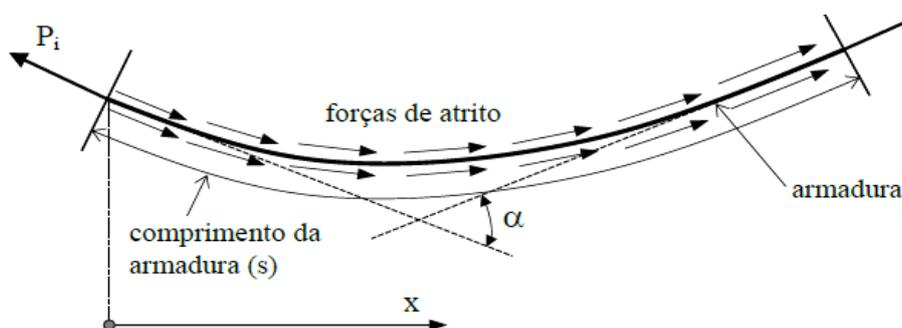
Figura 41 - Atrito entre uma correia e um tambor



Fonte: BASTOS, 2019

A figura 42 mostra as forças de atrito que surgem durante a movimentação das cordoalhas de um cabo de protensão no interior da bainha. O atrito diminui o alongamento da armadura, e conseqüentemente diminui a tensão aplicada, gerando a chamada perda por atrito.

Figura 42 - Atrito entre armadura de protensão e bainha curva



Fonte: BASTOS, 2019

A NBR 6118 (2014) determina as perdas de protensão por atrito em elementos estruturais pós-tracionados com a seguinte equação:

$$\Delta P (X) = \sigma_s [1 - e^{-(\mu\Delta\alpha+\beta x)}] \quad (\text{Eq. 19})$$

Onde:

σ_s : tensão inicial;

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

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

μ : Coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como a seguir (valores em 1/radianos);

μ : 0,50 entre cabo e concreto (sem bainha);

μ : 0,30 entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

μ : 0,20 entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;

μ : 0,10 entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

μ : 0,05 entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada;

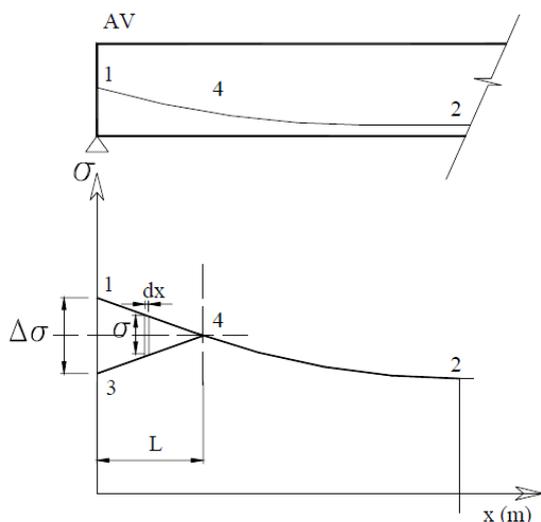
β : coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo.
Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor $0,01 \mu$ (1/m).

2.10.1.2 Perda por acomodação da ancoragem

A perda por deformação na ancoragem acontece pelo escorregamento do cabo de protensão na ancoragem. Quando o macaco hidráulico alcança a força de protensão o mesmo “solta” o cabo que se movimenta alguns milímetros em direção contrária ao alongamento aplicado, e nesse movimento arrasta a cunha (parte da ancoragem visto no item 2.5.4) para dentro do cone da ancoragem, cravando perfeitamente na ancoragem. Porém, com esse retrocesso do cabo há uma perda de tensão, perda por acomodação da ancoragem (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

“Perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem” (NBR 6118, 2014, p.51).

Figura 43 - Tensão ao longo cabo antes da ancoragem (1 - 4 - 2) e após a ancoragem (3 - 4 - 2).



Fonte: CARVALHO, 2017, p. 148

Analisando a figura 43, cita-se Carvalho (2017) que no trecho 1 - 2 tem-se o desenvolvimento das tensões em um cabo antes de ser ancorado. 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. No instante do retrocesso do cabo, o atrito tende a fazer com que ele não volte, com isso o cabo só volta até uma determinada distância (L). Portanto a perda de tensão provocada pela cravação das cunhas é só até parte do cabo. Os pontos entre 4 e 2 não se movimentam durante a operação de ancoragem e, portanto, neste trecho não se verifica queda de tensão.

Analisando um trecho dx do cabo tem-se:

$$\sigma = E_p \cdot \varepsilon \quad (\text{Eq. 20})$$

e

$$\varepsilon = \frac{\Delta(dx)}{dx} \quad (\text{Eq. 21})$$

Onde σ é a perda de tensão no cabo devido a acomodação da ancoragem e $\Delta(dx)$ é o encurtamento do trecho do cabo, devido a acomodação de ancoragem. Assim, tem-se:

$$\sigma = \frac{\Delta(dx) \cdot E_p}{dx} \quad (\text{Eq. 22})$$

Reagrupando:

$$\int_0^L \sigma \cdot dx = E_p \cdot \int_0^L \Delta(dx) \quad (\text{Eq. 23})$$

Integrando a expressão no trecho L:

$$\int_0^L \sigma \cdot dx = \Delta l \cdot E_p \quad (\text{Eq. 24})$$

Em que:

$\int \sigma \cdot dx$: área do elemento 1 - 3 - 4 (figura 43);

E_p : módulo de elasticidade do aço de protensão;

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

O manual da Rudloff (empresa de equipamentos de protensão) tem seu método de cálculo para encontrar essa perda por deformação devido à acomodação da ancoragem como mostra a seguir.

Segundo o método da Rudloff, ao analisar a figura 43 a distância L será no máximo 16 metros, e a perda é encontrada por:

$$\Delta P = 2\Delta p \cdot X_r \quad (\text{Eq. 25})$$

ΔP : perda de tensão junto à ancoragem (KN);

Δp : perda de força de protensão por unidade de comprimento em KN/cm (para os primeiros 16 metros);

X_r : distância do ponto de equilíbrio das tensões.

Em que:

$$\Delta p = \frac{P_0 - P_x}{X} \quad (\text{Eq. 26})$$

P_0 : força na seção da ancoragem;

P_x : força a 16 metros da ancoragem;

X : 16 metros.

$$X_r = \sqrt{\frac{\lambda_r \cdot A_p \cdot E_p}{\Delta p}} \quad (\text{Eq. 27})$$

A_p : área da seção transversal do cabo em cm² (soma dos cabos);

E_p : módulo de elasticidade do cabo em KN/cm²;

λ_r : recuo devido a cravação das cunhas em cm.

2.10.1.3 Perdas por encurtamento imediato do concreto

Ao executar uma estrutura protendida com aderência posterior com **n** cabos, é comum fazê-la por etapas em sequência de cabos. Então ao tensionar (protender) um cabo na estrutura em que outro cabo já foi previamente protendido, essa operação irá “afrouxar” o cabo anterior devido a deformação elástica no concreto (encurtamento). Esse efeito irá ocorrer até o penúltimo cabo, ao se tensionar o último (NBR 6118, 2014).

Segundo Carvalho (2017, p. 159), “os cabos sofrem perdas de tensão diretamente e linearmente proporcional a $(n-1) \epsilon_c$ para o primeiro cabo e zero para o

último e os valores da perda formam uma progressão aritmética. Assim, somando as perdas dos n cabos e dividindo-se pelo número de cabos n chega-se a:”

$$\Delta\sigma_{p,total} = k \left(\frac{0+(n-1)\varepsilon_c}{2n} \right) n \quad (\text{Eq. 28})$$

Onde:

$\Delta\sigma_{p,total}$: é a perda média sofrida pelo cabo representante;

k : constante que transforma o encurtamento em tensão;

n : número de etapas de protensão, neste caso igual ao número de cabos.

Chamando agora ε_c^* como sendo o encurtamento provocado por todos os cabos tem-se:

$$\Delta\sigma_{p,total} = k \frac{N_p}{A} \quad (\text{Eq. 29})$$

$$\varepsilon_c^* = \left(\frac{1}{E_c} \right) x \left(\frac{N_p}{A} + \frac{N_p e}{I} e \right) \quad \text{Eq. 30}$$

N_p : força total de protensão (soma de todos os cabos);

A : Área da seção transversal analisada;

e : Excentricidade do cabo representante (distância ao cg da peça da força resultante de protensão);

I : Momento de inércia da seção considerada.

Ainda se quiser pode ser considerado o momento de peso próprio mobilizada M a expressão final fica considerando que a deformação específica do concreto é a mesma que a do aço e que $a_p = E_p / E_c$ poder ser:

$$\Delta\sigma_{p,m\u00e9dio} = a_p \left(\frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p e^2}{I} - \frac{M e}{I} \right) \frac{(n-1)}{2n} \quad (\text{Eq. 31})$$

Segundo a NBR 6118 (2014), pode-se utilizar uma perda de tensão média, devido à deformação imediata (encurtamento) do concreto, que é obtida pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n-1)}{2n} \quad (\text{Eq. 32})$$

Sendo:

σ_{cp} : tensão inicial no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea dos n cabos;

σ_{cg} : tensão no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente modificada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

α_p : relação entre os módulos de elasticidade de armadura ativa e do concreto, na data do ato da protensão.

2.10.2 Perdas Progressivas

As perdas progressivas ou diferidas são perdas de tensão que ocorrem ao longo do tempo (vida útil da estrutura) devido à retração, fluência do concreto e relaxação do aço da armadura protendida. A retração e a fluência estão relacionadas às deformações específicas do concreto ao longo da vida útil. Nas estruturas protendidas a retração provoca um afrouxamento (perda de força de protensão) da armadura. Enquanto a fluência ocorre nas peças submetidas a carregamentos de longa duração, causando deformação elástica e plástica à peça (CHOLFE e BONILHA, 2013).

2.10.2.1 Perda por retração do concreto no tempo infinito

Carvalho (2017, p. 172), ressalta que o “valor da retração do concreto depende da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça”.

A perda por retração acontece devido à redução de volume do concreto, isso se dá porque há uma expulsão natural da água no concreto (principalmente no período de cura). Carvalho (2017) cita que é possível encontrar essa perda de maneira mais detalhada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty}[\beta_s(t_\infty) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{Eq. 33})$$

Em que:

$$\varepsilon_{CS\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} = \text{valor final da retração} \quad (\text{Eq. 34})$$

ε_{1s} : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto (figura 44)

ε_{2s} : coeficiente dependente da espessura fictícia da peça:

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}} \quad (\text{Eq. 35})$$

Em que:

h_{fic} : espessura fictícia definida adiante e empregada nesta fórmula em centímetros;

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$: coeficiente relativo à retração, no instante t ou t_0 ;

t : idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias (a idade fictícia será definida também);

t_0 : idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, em dias;

A espessura fictícia do elemento dada pela seguinte expressão:

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad (\text{Eq. 36})$$

Onde:

Os valores $\beta_s(t)$, podem ser definidos pela figura 45.

h_{fic} é a espessura fictícia em metros; para valores h_{fic} fora do intervalo de 0,05 e 1,6 m, usam-se os valores extremos; t é o tempo em dias.

A_c : área da seção transversal da peça;

U_{ar} : parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar;

γ : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente $U\%$ (figura 44) sendo:

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U) \quad (\text{Eq. 37})$$

Figura 44 - Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração

Ambiente	Umidade U %	Fluência $\phi_{1c}^{a, c}$			Retração $10^4 \epsilon_{1s}^{b, c}$			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: Tabela A.1 da NBR 6118, 2014, p. 212

(1) $\phi_{1s} = 4,45 - 0,035U$ para abatimentos 5 - 9 e $U \leq 90$.

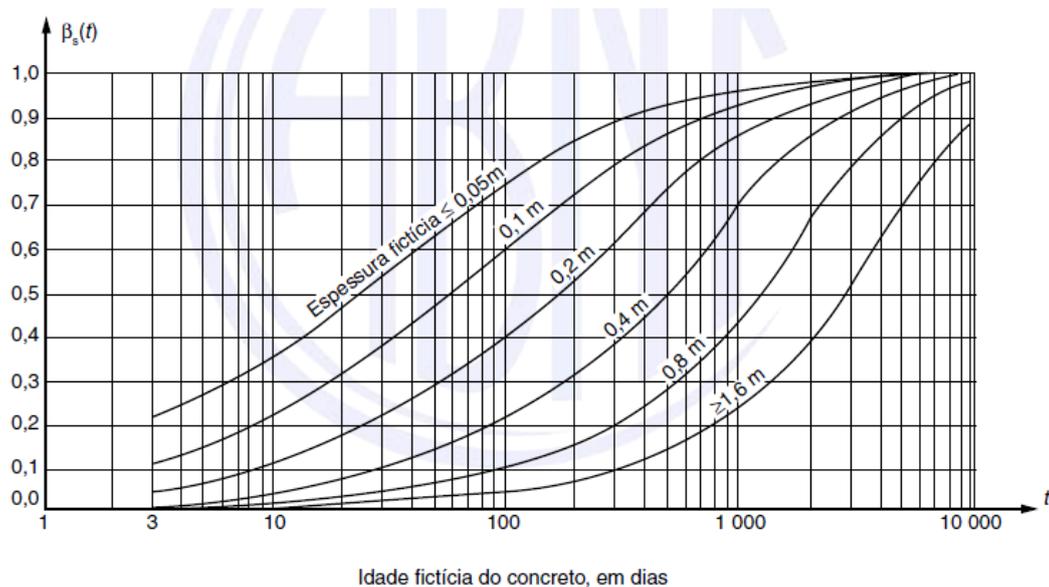
(2) $10^4 \cdot \epsilon_{1s} = - 8,09 - \frac{U}{15} + \frac{U^2}{2284} - \frac{U^3}{133765} + \frac{U^4}{7608150}$ para abatimentos de 5 - 9 e $U < 90$.

(3) Os valores de ϕ_{1s} e ϵ_{1s} para $U \leq 90$ e abatimentos 0 - 4 são 25% menores e para abatimento 10 - 15 são 25% maiores.

(4) $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$ para $U \leq 90$.

Nota 1: Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração.

Nota 2: Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com mesmo traço, sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes. Mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração.

Figura 45 - Variação de $\beta_s(t)$ 

Fonte: Figura A.3 da NBR 6118, 2014, p. 213.

Para cálculo dos diversos valores envolvidos é preciso considerar a idade fictícia α , t e f em dias, quando o endurecimento se faz à temperatura ambiente de 20 °C e, nos demais casos, quando não houver cura a vapor, a idade a considerar é a idade fictícia dada por:

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \quad (\text{Eq. 38})$$

Em que:

t : idade fictícia, em dias;

α : coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais permite-se o emprego dos valores constantes da figura 46;

T_i : temperatura média diária do ambiente (°C);

$\Delta t_{ef,i}$: período em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente T_i , pode ser admitida constante só para a fluência;

Figura 46 - Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento AF 250, AF 320, POZ 250, POZ 320, MRS, ARS	1	1
De endurecimento normal CP 250, CP 320, CP 400	2	
De endurecimento rápido ARI	3	

Fonte: CARVALHO, 2017, p. 174

AF - alto forno; ARI- alta resistência inicial; ARS- alta resistência a sulfatos; C – cimento portland; RS- moderada resistência a sulfatos; POZ- pozolânico.

2.10.2.2 Perda por fluência do concreto

Carvalho 2017 cita que, o coeficiente de fluência (ϵ_{cc}) é dado pela soma do coeficiente de deformação rápida irreversível (ϵ_{cca}), do coeficiente de deformação lenta irreversível (ϵ_{ccf}) e do coeficiente de deformação lenta reversível (ϵ_{ccd}).

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccf} + \epsilon_{ccd} \quad (\text{Eq.39})$$

$$\epsilon_{cc\text{total}} = \epsilon_c + \epsilon_{cc} = \epsilon_c (1 + \varphi) \quad (\text{Eq. 40})$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (\text{Eq. 41})$$

Onde:

φ_a = coeficiente de fluência rápida;

φ_f = coeficiente de deformação lenta irreversível;

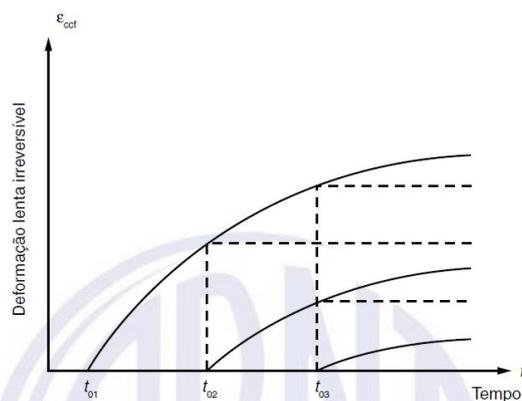
φ_d = coeficiente de deformação lenta reversível;

Para o cálculo dos efeitos da fluência, quando as tensões no concreto são as de serviço, admitem-se abaixo as hipóteses adaptadas de Carvalho (2017):

- A deformação por fluência ϵ_{cc} varia linearmente com a tensão aplicada;
- Para acréscimos de tensão aplicados em instantes distintos, os respectivos efeitos de fluência se superpõem;

- c) A fluência rápida produz deformações constantes ao longo do tempo; os valores do coeficiente φ_a são função da relação entre a resistência do concreto no momento da aplicação da carga e a sua resistência final;
- d) O coeficiente de deformação lenta reversível φ_d depende apenas da duração do carregamento; o seu valor final e o seu desenvolvimento ao longo do tempo são independentes da idade do concreto no momento da aplicação da carga;
- e) O coeficiente de deformação lenta irreversível φ_f depende de:
- Umidade relativa do ambiente (U);
 - Consistência do concreto no lançamento;
 - Espessura fictícia da peça h_{fic} ;
 - Idade fictícia do concreto no instante (t_o) da aplicação da carga;
 - Idade fictícia do concreto no instante considerado (t);
- f) Para o mesmo concreto, as curvas de deformação lenta irreversível em função do tempo, correspondentes a diferentes idades do concreto no momento do carregamento, são obtidas, umas em relação às outras, por deslocamento paralelo ao eixo das deformações conforme a figura 47.

Figura 47 – Variação ε_{ccf} (t)



Fonte: Figura A.1 da NBR 6118, 2014, p. 209

Assim valor da deformação específica do concreto total é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_o) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \cdot \varphi(t, t_o) \quad (\text{Eq. 42})$$

O coeficiente de fluência $\phi(t, t_o)$, válido também para a tração, é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f00} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d00} \beta_d \quad (\text{Eq. 43})$$

Onde:

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

t_0 = idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, em dias;

φ_a = coeficiente de fluência rápida, determinado pela expressão;

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_{\infty})} \right] \quad (\text{Eq. 44})$$

$\left[\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_{\infty})} \right]$ = função de crescimento da resistência do concreto com a idade;

$$f_c(t_0): \text{ pode ser dada pela expressão: } e^{\left\{ s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right\}} \quad (\text{Eq.45})$$

t : idade efetiva do concreto, em dias;

$f_c(t_{\infty})$: basta aplicar para $t = t_0$ e para $t = 10.00$ (considerado infinito) para obter-se

relação $\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_{\infty})}$ (tabela 1).

Tabela 1 – Valores de $\frac{f_c(t_{\infty})}{f_c(t_{28})}$ considerando $28/t_{\infty} = 0$

Para concreto de cimento	Valor de s	$\frac{f_c(t_{\infty})}{f_c(t_{28})}$
CPIII E IV;	0,38	1,419
CPI E II;	0,25	1,284
CPV-ARI;	0,20	1,221

Fonte: Adaptada de Carvalho 2017, p. 177.

φ_{f00} = valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classe C20 a C45;

φ_{1c} = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente $U\%$ e da consistência do concreto dado pela figura 44;

φ_{2c} = coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, dado por:

$$\phi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (\text{Eq. 46})$$

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_o)$ = coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto (Figura 48);

h_{fic} em centímetros;

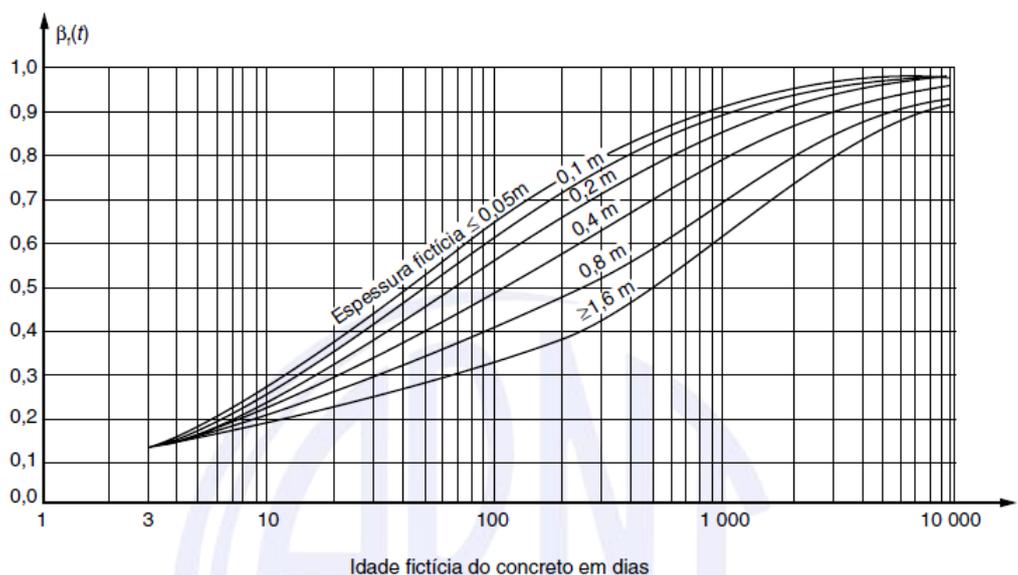
ϕ_{doo} = valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4;

β_d = coeficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo $(t - t_o)$ decorrido após o carregamento;

$$\beta_d = \frac{t - t_o + 20}{t - t_o + 70} \quad (\text{Eq. 47})$$

Para fins de simplificação de cálculo, o valor de β_d em um tempo $t_{\infty} = 10.000$ dias é 1.

Figura 48 - Variação $\beta_f(t)$



Fonte: Figura A.2 da NBR 6118, 2014, p. 211

2.10.2.3 Perda por relaxação da armadura

Como ressalta Pfeil (1984), os aços protendidos, quando ancorados com comprimento constante e sob tensão elevada, sofre perda de tensão, fenômeno

denominado de relaxação. Os fatores que mais influenciam na quantidade de relaxação são as características metalúrgicas do aço (composição química, tratamento térmico, etc.), a tensão sob a qual o aço é ancorado e a temperatura ambiente.

Segundo carvalho (2017, p. 184) “a intensidade da relaxação pura do aço (deformação constante) é determinada pelo coeficiente $\psi(t_\infty, t_0)$ definido por:”

$$\Delta\sigma_{pr}(t_\infty, t_0) = \psi(t_\infty, t_0) \cdot \sigma_{pi} \quad (\text{Eq. 48})$$

Onde:

$\Delta\sigma_{pr}(t_\infty, t_0)$ = perda de tensão por relaxação pura (com comprimento constante) desde o instante t_0 do estiramento da armadura até o instante t considerado;

σ_{pi} = tensão da armadura de protensão no instante de seu estiramento;

Cita-se Carvalho (2017), que os valores correspondentes a tempos diferentes de 1.000 horas, sempre a 20°C, podem ser determinados para o tempo infinito a seguinte expressão:

$$\psi(t_\infty, t_0) = 2,5 \cdot \psi_{1000} \quad (\text{Eq. 49})$$

ψ_{1000} : Figura 49.

Figura 49 - valores de ψ_{1000} , em porcentagem

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

Onde
RN é a relaxação normal;
RB é a relaxação baixa.

Fonte: Tabela 8.4 da NBR 6118, 2014, p. 32

2.11 Dimensionamento das armaduras longitudinais de flexão no estado limite último de colapso

Para o dimensionamento adaptou-se a metodologia descrita por Carvalho (2017), que mostra o equacionamento para dimensionar as armaduras longitudinais de protensão com aderência posterior. Referenciando as exigências da NBR 6118 (2014).

O dimensionamento da armadura longitudinal de flexão em concreto armado e protendido devem ser atendendo as condições dos estados limites últimos e de serviço. No concreto armado, de uma maneira geral, é usual dimensionar-se a armadura de flexão no estágio limite último de esgotamento da capacidade resistente da seção transversal chamada, daqui para frente, apenas de colapso na flexão e verificar as demais condições de serviço. No concreto protendido, além desta maneira, é também usual fazer-se o inverso: dimensionar a armadura para condições de serviço (estado limite de fissuração) e verificá-la na ruptura. Em relação a flexão e a sua correspondente deformação pode-se considerar que, para determinar a armadura longitudinal, as verificações contidas no quadro 1 devem ser atendidas (CARVALHO 2017, p. 199).

Quadro 1 - Verificações para a determinação da quantidade da armadura longitudinal

VERIFICAÇÕES QUE A QUANTIDADE DE ARMADURA LONGITUDINAL AFETA DIRETAMENTE	ELU (estado limite -ultimo) DE RUPTURA	TEMPO ZERO - VERIFICAÇÃO EM VAZIO TEMPO INFINITO
	ELS (estado limite de serviço)	FISSURAÇÃO DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

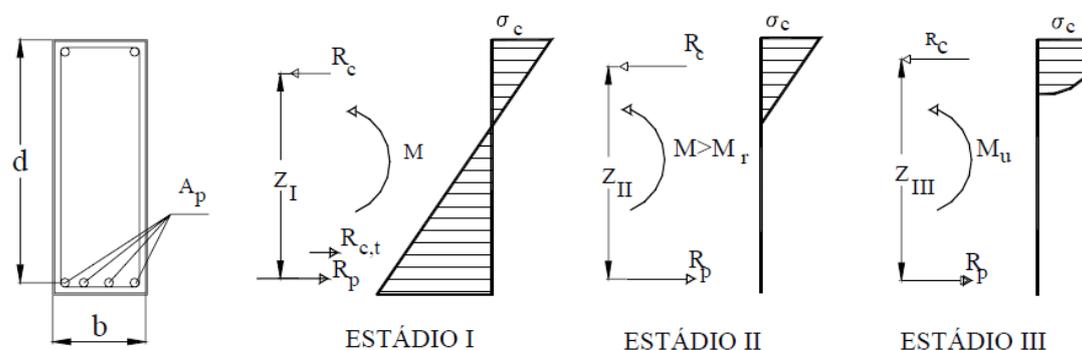
FONTE: Adaptada a Carvalho 2012, p. 199

Aqui será tratado o dimensionamento da armadura longitudinal no estado limite último de flexão. Segundo Carvalho (2017), o cálculo de uma estrutura de concreto protendido no estágio limite último é semelhante ao das peças em concreto armado. Para isso, é necessário obedecer às hipóteses para ambas que estão descritas na NBR 6118 (2014) no item 17.2. Os momentos isostáticos (produto da força de protensão pela excentricidade) não devem ser usados e para determinação da tensão na armadura é imprescindível que seja levado em conta os pré-alongamentos descontadas às perdas de protensão.

2.11.1 As principais fases até o colapso

Carvalho (2017), demonstra três estádios de deformação de uma seção transversal central da viga de concreto armado ou protendido, neste caso retangular. Ao submetida ao momento fletor M crescente a seção passa por três níveis de deformação, denominados ESTÁDIOS, que determinam o comportamento da peça até à sua ruína. Na figura 50 estão representadas as deformações, tensões no aço (apenas com aço de protensão A_p), no concreto e as resultantes dessas tensões.

Figura 50 - Comportamento das tensões no concreto e as resultantes na da seção transversal deformada de uma viga de concreto protendido na flexão normal simples



Fonte: Carvalho 2017 p. 201

ESTÁDIO I (estado elástico) – sob a ação de um momento fletor M_I de pequena intensidade, a tensão de tração no concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração (F_{tk}):

- O diagrama de tensão normal ao longo da seção é linear;
- As tensões nas fibras mais comprimidas são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama tensão-deformação do concreto;
- Não há fissuras visíveis.

ESTÁDIO II (estado de fissuração) – aumentando-se o valor do momento fletor para M_{II} . As tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra (LN) terão valores superiores ao da resistência característica do concreto à tração (F_{tk}):

- Considera-se que apenas o aço passa a resistir aos esforços de tração;
- Admite-se que a tensão de compressão no concreto continue linear;
- As fissuras de tração na flexão no concreto podem estar visíveis.

ESTÁDIO III – aumenta-se o momento fletor até a um valor próximo ao de ruína (M_u):

- A fibra mais comprimida do concreto começa a escoar, atingindo a deformação específica de 0,35% (3,5‰);
- O diagrama de tensões tende a ficar vertical (uniforme), com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima, ou seja, praticamente todas as fibras atingiram deformações superiores a 2‰.
- A peça está bastante fissurada, com as fissuras atingindo o início da zona comprimida;
- Supõe-se que a distribuição de tensões no concreto ocorra segundo um diagrama parábola-retângulo (figura 51).

Pode-se dizer simplificadaamente que:

Estádios I e II → correspondem às situações de serviço (quando atuam as ações reais);

Estádio III → corresponde ao estado limite último (ações majoradas, resistências minoradas), que só ocorreria em situações extremas.

2.11.2 Hipóteses básicas para o cálculo

Segundo a NBR 6118 (2014), a verificação da resistência para uma dada seção no estado limite última submetida a ações normais devem considerar algumas hipóteses básica para o cálculo. Segue abaixo as hipóteses adaptadas da NBR 6118 (2014) que foi conveniente neste trabalho:

- a) As seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) A deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a(o) mesma(o) do concreto em seu entorno;
- c) As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;
- d) A distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a $0,85F_{cd}$.

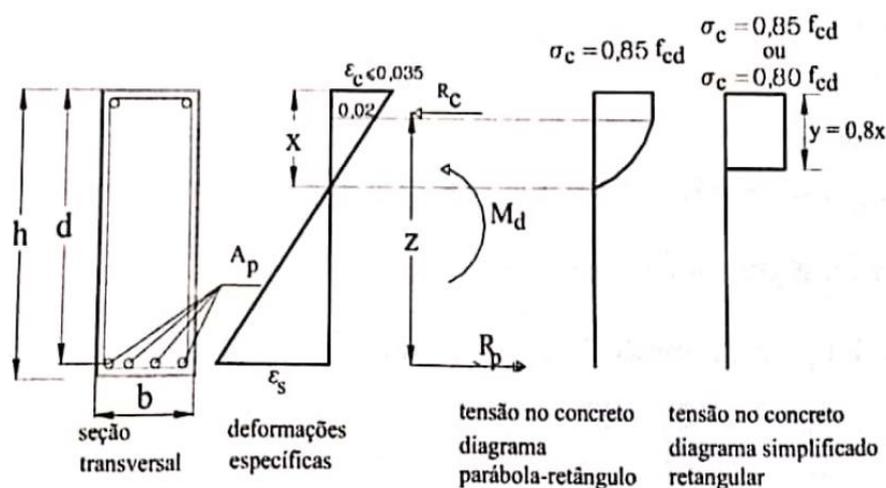
Carvalho (2017) exemplifica o diagrama simplificado retangular com a figura 51, que é inicialmente o diagrama parábola retangular curvo, composto por uma curva

de grau n , com vértice na fibra correspondente à deformação de compressão ϵ_{c2} e um trecho reto entre as deformações ϵ_{c2} e ϵ_{cu} . A NBR 6118 (2014) permite a substituição do diagrama curvo-retângulo por um retângulo de altura x , que é a profundidade da linha neutra com as tensões de:

- $0,85 \cdot F_{cd} = \frac{0,85 \cdot F_{ck}}{\gamma_c}$ zonas comprimidas de largura constante, ou crescente no sentido das fibras mais comprimidas, a partir da linha neutra;
- $0,80 \cdot F_{cd} = \frac{0,80 \cdot F_{ck}}{\gamma_c}$ zonas comprimidas de largura decrescente no sentido das fibras mais comprimidas, a partir da linha neutra.

Sabe-se que x é a altura da linha neutra. Com o diagrama simplificado retangular a tensão de compressão no concreto não será toda a altura da linha neutra (x) e sim $0,8x$, desprezando $0,2x$, como mostra a figura 51.

Figura 51 - Diagramas de tensões no concreto no estado limite último

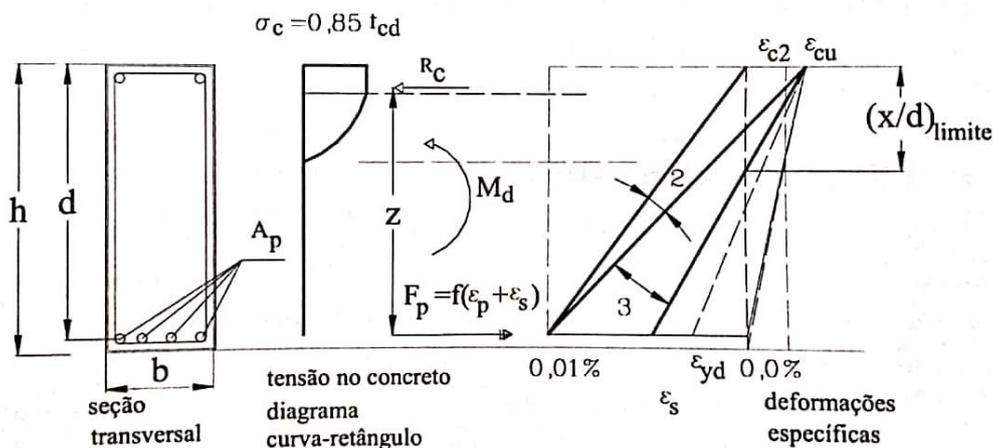


Fonte: Carvalho 2017, p. 204

A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, e também na figura 55 de VASCONCELOS 1980.

O estado-limite último é caracterizado quanto a distribuição das deformações das seções transversais do concreto (ϵ_c) e do aço (ϵ_s), como mostra a figura 52.

Figura 52 - Domínios de deformações no estado limite último em uma seção transversal à flexão simples



Os domínios retratam diversas possibilidades de ruína da seção. A NBR 6118 (2014) descreve que a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for $\frac{x}{d}$, maior será essa capacidade. O que proíbe uso de parte do domínio 3 e dos domínios 4 e 4ª devido as delimitações dos valores da altura relativa ($\frac{x}{d}$). Isso para que tenha um comportamento dúctil nas vigas. Portanto a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos limites:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45, \text{ para concretos com } F_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,35, \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} < F_{ck} \leq 90 \text{ MPa}.$$

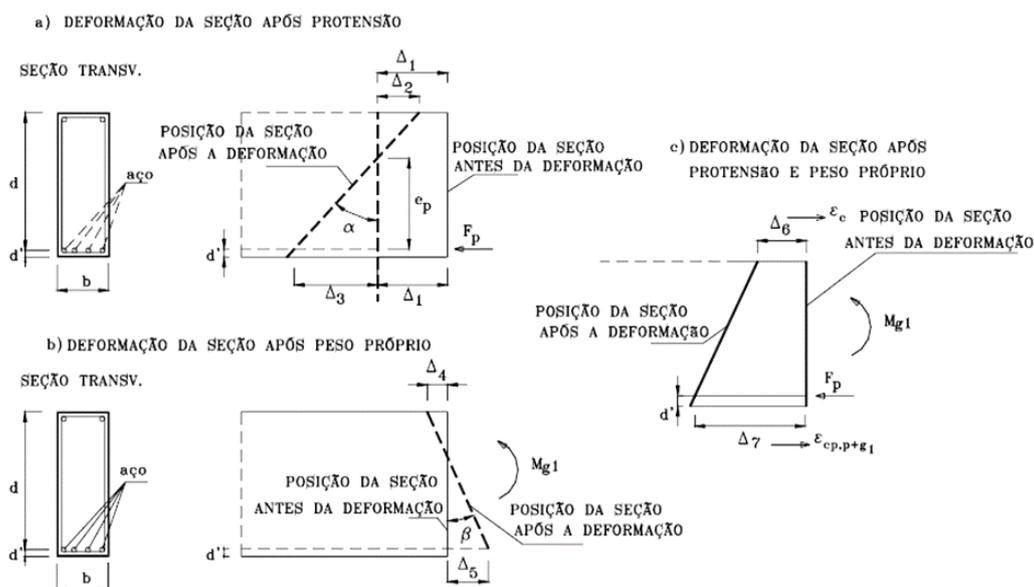
“Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como, por exemplo, os que produzem confinamento nessas regiões” (NBR 6118, 2014, p.91).

2.11.3 Tensão na armadura de protensão

Segundo Carvalho (2017), para descobrir uma seção de armadura longitudinal de protensão que satisfaça a ruptura, considerando o esforço de protensão com interno, pode ser tratada como de flexão simples e o efeito de protensão entra só no equilíbrio do momento fletor. Trata-se de um procedimento aproximado, porém, adotado largamente na prática.

De acordo com Carvalho (2017), para o uso desse procedimento, deve-se conhecer a tensão na armadura ativa (σ_p) na configuração do estado limite ultimo sendo necessário fazer uma análise cuidadosa, como é visto a seguir.

Figura 53 - Deformação da seção transversal após a atuação da protensão e peso próprio.



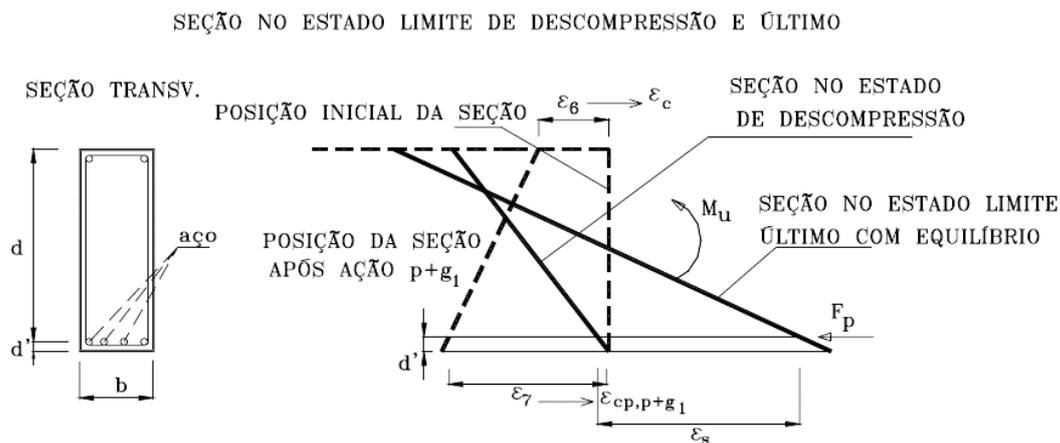
Fonte: Carvalho 2017, p. 207.

Imaginando uma seção transversal retangular como a apresentada na figura 53 e considerando inicialmente atuando na seção apenas o efeito da força de protensão F_p . Nesta situação, a seção transversal sofre dois efeitos: um encurtamento Δ_1 devido ao efeito do normal N_p e uma rotação α , devido ao fato que a força de protensão está atuando com uma excentricidade de e_p que causa os deslocamentos dos pontos extremos da seção de Δ_2 e Δ_3 (fibra superior e junto a armadura de protensão) (fig. 53.a). Devido a ação do peso próprio (fig. 53.b), haverá uma rotação β (contrária ao efeito da protensão) causando os deslocamentos Δ_4 e Δ_5 . Na figura 53.c, os dois efeitos são considerados resultando nos deslocamentos Δ_6 e Δ_7 que corresponderão as deformações específicas ϵ_c e $\epsilon_{cp,p+g1}$ (deformação específica do concreto junto ao cg da armadura de protensão devido aos efeitos da protensão e peso próprio). Na figura em questão, considerou-se que as deformações específicas são de encurtamento, mas poderiam, por exemplo na fibra superior ocorrer um pequeno alongamento sem que houvesse fissuras no concreto (CARVALHO 2017, p. 207).

Depois de alguns dias da injeção da nata de cimento, promove-se a completa aderência dos materiais, permitindo a igualdade da deformação específica do concreto e da armadura. Então é considerando a atuação do momento último, em que a seção

passará pelo estado limite de descompressão para encontrar em equilíbrio, como mostra a figura 54. Sendo assim, em um ou mais pontos a tensão no concreto é nula e no restante da seção não haverá tensão de tração (CARVALHO, 2017).

Figura 54 - Seção transversal nos estados limites de descompressão e limite



Fonte: Carvalho 2017, p. 208

As resultantes da deformação até chegar no estado limite último, são (Carvalho 2017):

- Força de protensão provocado pelo macaco hidráulico, descontadas todas as perdas ou não (o que for mais desfavorável);
- Movimentação do concreto (armadura já aderente) até ser nula (ϵ_7) a tensão na fibra inferior;
- Deformação correspondente a ϵ_s necessária para haver equilíbrio.

O valor de ϵ_7 pode ser obtido pela expressão:

$$\epsilon_7 = \epsilon_{cp,p+g_1} = \left(\frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e_p^2}{I_c} - \frac{M_{g1} \cdot e_p}{I_c} \right) \cdot \frac{1}{E_c} \quad (\text{Eq. 50})$$

Onde:

N_p : esforço normal de protensão na seção;

M_{g1} : momento devido a ação do peso próprio na seção;

e_p : excentricidade da armadura ativa;

I_c , E_c : momentos de inércia da seção e módulo de elasticidade do concreto respectivamente.

“Esta parcela de deformação será diferente se a protensão não for suficiente para mobilizar todo o peso próprio da viga, mas sendo pequena costuma ser desprezada nos cálculos usuais” (CARVALHO 2017, p. 209).

A deformação específica total na armadura no ELU, é dada por:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_7 + \varepsilon_s \quad (\text{Eq. 51})$$

ε_p : deformações devido ao tracionamento da armadura de protensão (pré-alongamento);

ε_7 : da deformação devido à descompressão do concreto no nível do cg da armadura;

ε_s : deformação para o equilíbrio da seção (deformação de flexão).

“A segurança à ruína deve existir mesmo na consideração mais desfavorável e, portanto, é preciso analisar a seção sob a ação do maior dos esforços atuantes e com a menor força de protensão, ou seja, após todas as perdas” (Carvalho 2017, p. 209).

Para trabalhar com os aços de protensão, neste presente trabalho foram usados os resultados da publicação de VASCONCELOS (1980) dados na figura 55, que através das deformações têm-se as tensões no aço.

Figura 55 - Tensão no aço σ_{sd} (MPa) por deformação ε

ε (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

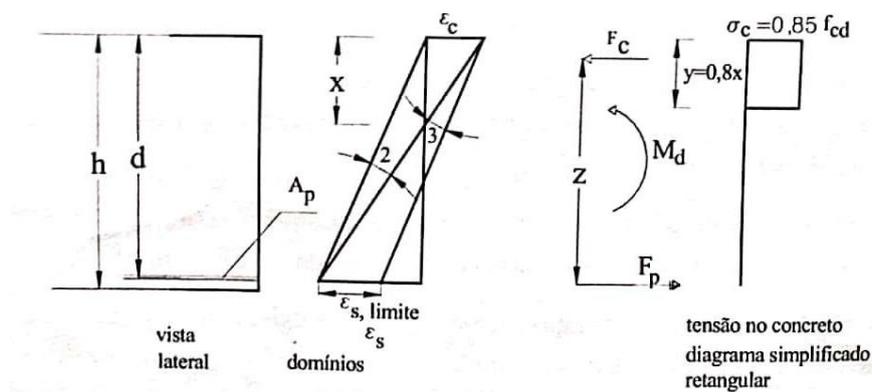
ε (‰)	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611

Fonte: Carvalho 2017, p. 210.

2.11.4 Equacionamento da armadura longitudinal em vigas sob flexão normal

Segundo Carvalho (2017), para equacionar uma estrutura no estado limite último em uma seção retangular, conhecendo a resistência do concreto (F_{ck}), largura da seção (b_w), altura útil (d) e tipo de aço (F_{yd} e ε_{yd}) é feito, de maneira simples, a partir do equilíbrio das forças atuantes na seção a flexão normal pura e simples, que é representada pelos domínios 2 e parte do domínio 3 como mostra a figura 56.

Figura 56 - Viga de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada pelo momento de cálculo M_d (para concreto até C50)



Fonte: Adaptado de Carvalho 2017, p. 210

A superposição de efeitos é permitida em função das pequenas deformações (visto no item 2.6).

Para simplificação, tem-se o dígrama de tensão de compressão no concreto retangular, com altura de 0.8 da linha neutra (x) e tensão máxima no concreto $F_c = 0,85 F_{cd}$ (visto no item 2.11.2).

Carvalho (2017), explica que, internamente tem-se uma carga concentrada de compressão (F_c), e de tração (F_p), obtêm-se também um braço de alavanca Z entre ambas. Com isso, existe um momento, e este é o momento interno resistente.

Equilíbrio dos momentos: o momento das forças internas em relação a qualquer ponto (no caso, em relação ao C.G. da armadura) deve ser igual ao momento externo de cálculo:

Momento resistente interno (M_r):

$$M_r = F_{rc} \cdot Z \quad (\text{Eq. 52})$$

Ou

$$M_r = F_p \cdot Z \quad (\text{Eq. 53})$$

Igualando as expressões dos momentos internos, temos:

$$F_{rc} \cdot Z = F_p \cdot Z \quad (\text{Eq. 54})$$

Onde:

F_{rc} : força resultante da carga de compressão;

F_p : força da carga concentrada de tração;

Z : braço de alavanca;

As incógnitas acima são dadas por:

$$F_{rc} = (b_w \cdot y) \cdot (F_c) \quad (\text{Eq. 55})$$

$$F_p = A_p \cdot \sigma_{pd} \quad (\text{Eq. 56})$$

Juntando as equações 54, 55 e 56, tem-se:

$$(b_w \cdot y \cdot f_c) \cdot Z = (A_p \cdot \sigma_{pd}) \cdot Z \quad (\text{Eq. 57})$$

Ou

$$A_p = \frac{b_w \cdot y \cdot f_c}{\sigma_{pd}} \quad (\text{Eq. 58})$$

Em que:

b_w : largura da base da viga;

y : $0,8 \cdot x$ (relação da altura linha neutra);

f_c : resistência a compressão de cálculo do concreto;

A_p : área de armadura protendida;

σ_{pd} : tensão de cálculo da armadura ativa (valor encontrado através dos valores de deformação do aço “ $\epsilon_t = \epsilon_p + \epsilon_s$ ” na figura 55 de VASCONCELOS).

2.11.5 Momento externo solicitante com uso da formula adimensional

Cita-se Carvalho (2017, p. 213), que “sempre que possível, é conveniente trabalhar com fórmulas adimensionais, pois isto facilita o emprego de diversos sistemas de unidades e permite a utilização de tabelas e gráficos de modo mais racional”.

A seguir mostra-se a dedução da formula adimensional dos momentos internos e externos segundo Carvalho (2017).

O momento interno resistente (M_r) deverá ser maior ou igual ao momento externo solicitante (M_d). Assim, ao igualar os momentos, temos:

$$M_r = M_d$$

Juntando as equações 52 e 55:

$$M_r = (b_w \cdot y \cdot f_c) \cdot Z$$

Ao substituir, tem-se:

$$(b_w \cdot y \cdot f_c) \cdot Z = M_d \quad (\text{Eq. 59})$$

O braço de alavanca (Z), é dado por:

$$Z = d - \frac{y}{2} \quad (\text{Eq. 60})$$

Então:

$$(b_w \cdot y \cdot f_c) \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) = M_d \quad (\text{Eq. 61})$$

Divide-se a equação 61 por um momento equivalente ($f_c \cdot b_w \cdot d^2$), na forma adimensional, resultando em:

$$\frac{M_d}{f_c \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{(b_w \cdot y \cdot f_c) \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right)}{f_c \cdot b_w \cdot d^2} \quad (\text{Eq. 62})$$

Ou ainda:

$$\frac{M_d}{f_c \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{y}{d} \left(1 - \frac{y}{2d}\right) \quad (\text{Eq. 62.1})$$

Separa-se os termos da equação, e tem-se os momentos adimensional interno e externo:

$$k = \frac{M_d}{f_c \cdot b_w \cdot d^2} \quad (\text{Eq. 63})$$

$$K_c = \frac{y}{d} \left(1 - \frac{y}{2d}\right) \quad (\text{Eq. 64})$$

k : coeficiente que representa o momento adimensional externo solicitante;

K_c : coeficiente que representa o momento adimensional interno do concreto.

Cita-se carvalho (2017), que k contém apenas termos adimensionais, e $\frac{x}{d}$ só pode variar de 0 a 0,45 (para concretos até C50).

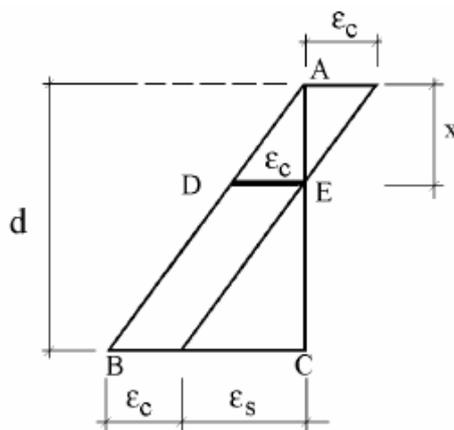
$$X=0 \text{ (início do domínio 2)} \rightarrow \frac{x}{d} = 0 \rightarrow k = 0$$

$$X=d \text{ (fim do domínio 3 permitido por norma)} \rightarrow \frac{x}{d} = 0,45 \rightarrow k = 0,259$$

2.11.6 Deformação de equilíbrio da seção para um domínio especificado

Segundo Carvalho (2017), com a deformação considerada linear até a ruptura, por semelhança dos triângulos ABC e ADE do diagrama de deformações (figura 57), é possível obter a relação entre a posição da linha neutra (x) e a altura útil (d), dispondo assim a equação 65.

Figura 57 - relação entre a posição da linha neutra e a altura útil.



Fonte: Carvalho 2017, p. 212.

$$\frac{X}{\epsilon_c} = \frac{d}{\epsilon_c + \epsilon_s} \cdot \frac{X}{d} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \quad (\text{Eq. 65})$$

Como visto, os valores máximos permitido por norma do momento adimensional externo ($k = 0,2509$) e a altura relativa da linha neutra ($\frac{x}{d} 0,45$) não devem ser ultrapassados. Assim, com base na equação 65, sabe-se que para a altura relativa ($\frac{x}{d}$), tem-se uma infinidade de valores, devido às possibilidades de domínios. Então, de acordo com Carvalho (2017), é possível construir uma tabela para ajudar no cálculo das armaduras longitudinais de protensão, sendo assim, a tabela 2 correlaciona a profundidade relativa ($\frac{x}{d}$), com a deformação do concreto (ϵ_s), deformação na armadura (ϵ_s) e o momento externo adimensional (k).

Tabela 2 – Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares.

Diagrama de tensão no concreto até C50

K	x/d	ε_c	ε_s
0,012	0,015	0,150	10,000
0,024	0,030	0,307	10,000
0,035	0,045	0,470	10,000
0,047	0,060	0,641	10,000
0,059	0,076	0,821	10,000
0,065	0,084	0,913	10,000
0,071	0,092	1,008	10,000
0,076	0,100	1,106	10,000
0,082	0,108	1,205	10,000
0,088	0,116	1,308	10,000
0,094	0,124	1,413	10,000
0,100	0,132	1,520	10,000
0,106	0,140	1,631	10,000
0,112	0,149	1,744	10,000
0,118	0,157	1,861	10,000
0,124	0,165	1,981	10,000
0,129	0,174	2,104	10,000
0,135	0,182	2,231	10,000
0,141	0,191	2,362	10,000
0,147	0,200	2,497	10,000
0,153	0,209	2,636	10,000
0,159	0,217	2,779	10,000
0,165	0,226	2,926	10,000
0,171	0,235	3,079	10,000
0,176	0,245	3,236	10,000
0,182	0,250	3,339	10,000
0,188	0,263	3,500	9,810
0,194	0,272	3,500	9,353
0,200	0,282	3,500	8,922
0,206	0,291	3,500	8,515
0,212	0,296	3,500	8,311
0,218	0,311	3,500	7,766
0,224	0,321	3,500	7,420
0,229	0,330	3,500	7,092
0,235	0,341	3,500	6,779
0,241	0,351	3,500	6,481
0,247	0,361	3,500	6,197
0,253	0,371	3,500	5,926
0,259	0,382	3,500	5,666

Fonte: Adaptada de Carvalho 2017, p. 214

Para o uso da tabela 2, com o momento externo adimensional (k), tem-se o valor de $\frac{x}{d}$, portanto:

$$\frac{x}{d} = \text{tabela} \quad (\text{Eq. 66})$$

ou

$$x = \text{tabela} \cdot d \quad (\text{Eq. 67})$$

Conforme a figura 56:

$$y = 0,8 \cdot x \quad (\text{Eq. 68})$$

Então:

$$y = 0,8 \cdot \text{tabela} \cdot d \quad (\text{Eq. 69})$$

Substituindo a equação 69 na 58, tem-se a área de aço protendida, dada por:

$$A_p = \frac{b_w \cdot 0,8 \cdot \left(\frac{x}{d}\right) \cdot d \cdot f_c}{\sigma_{pd}} \quad (\text{Eq. 70})$$

2.12 Passarelas para pedestres

Segundo o DNER (1996), as passarelas são obras de arte especiais destinadas, essencialmente, ao tráfego de pedestres e eventualmente, aos de ciclistas. Faz-se necessário a construção de uma passarela sempre que houver a importância de separar o tráfego de veículos do cruzamento de pedestres, aumentando a segurança dos pedestres e facilitando o fluxo.

Passarela “Estrutura longilínea, destinada a transpor obstáculos naturais e/ou artificiais exclusivamente para pedestres e /ou ciclistas” (NBR 7188, 2013, p. 1). As passarelas são consideradas de uso público e por isso devem ser bem apresentadas, duráveis e adequadas, garantindo aos pedestres conforto, segurança e facilidade de acesso.

De acordo com o DNIT (2012), as passarelas para pedestres constituem-se, essencialmente, em obras de arte especiais. Desta forma, na elaboração dos projetos de passarelas, devem ser observadas as linhas gerais da Instrução de Serviço: ISF 216: Projeto de Obras de Arte Especiais.

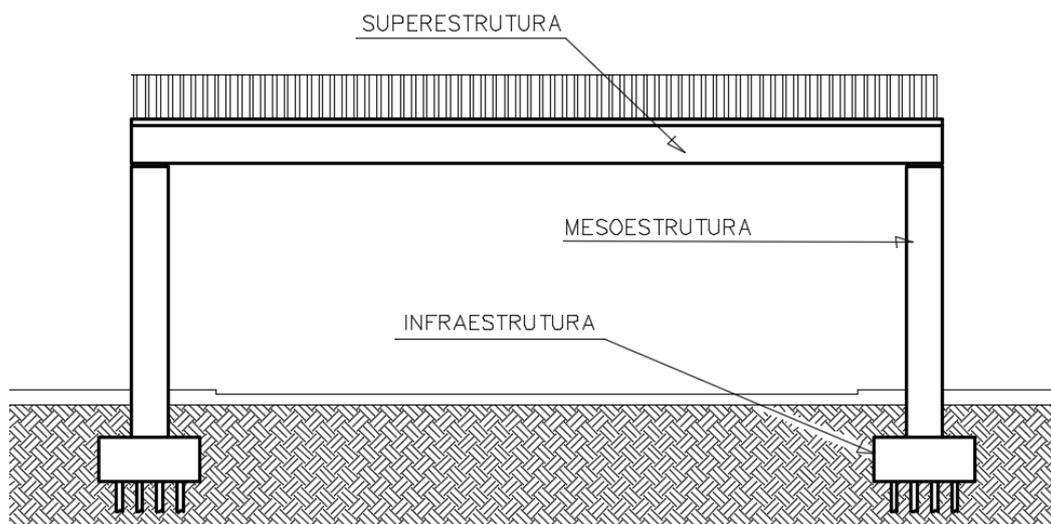
2.12.1 Classificação de passarelas

Segundo o manual do DNIT ISF – 219, as passarelas são classificadas em dois tipos diferentes, que são:

- Passarelas Sobrejacentes: dispostas acima das pistas de rolamento, podem ser cobertas ou a céu aberto.
- Passarelas Subjacentes: dispostas no nível inferior à superestrutura da via permanente.

2.12.2 Classificação dos elementos estruturais de pontes e passarelas sobrejacentes

Figura 58 - vista geral de uma passarela, mostrando os principais elementos estruturais.



Fonte: Os autores (2019)

Pfeil (1979) subdivide os elementos em três grupos distintos, superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, e os define da seguinte forma:

- a) Superestrutura: conjunto de elementos estruturais responsáveis pelo transporte horizontal das cargas. Sua transmissão à mesoestrutura, geralmente é composta por de lajes, vigas principais e secundárias. É o elemento de suporte imediato do estrado, que constitui a parte útil da obra, sob o ponto de vista de sua finalidade.
- b) Mesoestrutura: os elementos estruturais que consistem em essa parte da estrutura são os pilares, os quais são elementos de sustentação da superestrutura, e têm função de distribuir os esforços do tabuleiro para a infraestrutura.

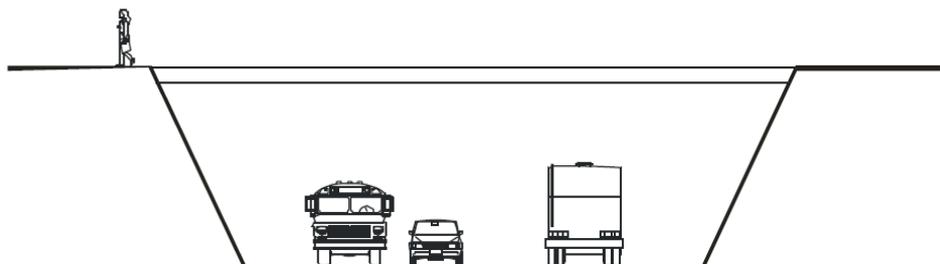
- c) Infraestrutura: são compostas pelos elementos de fundação (blocos, sapatas, estacas, tubulões, etc.) os quais tem a função de receber e transmitir esforços recebidos da mesoestrutura para o solo.

2.12.3 Acesso da passarela

Para pedestres, nos desvios de obstáculos, são dispostas as passarelas, e podem ser de três níveis de acesso:

- Podem ligar dois lugares do mesmo nível dos caminhamentos dos pedestres (figura 59).

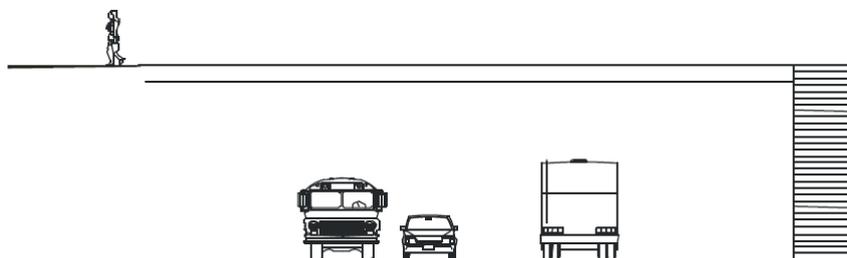
Figura 59 - Duas extremidades de passarela no mesmo nível do caminhamento de pedestres.



Fonte: FIALHO, 2004, p. 19.

- Podem ligar dois lugares, com uma das extremidades no mesmo nível dos caminhamentos dos pedestres (figura 60).

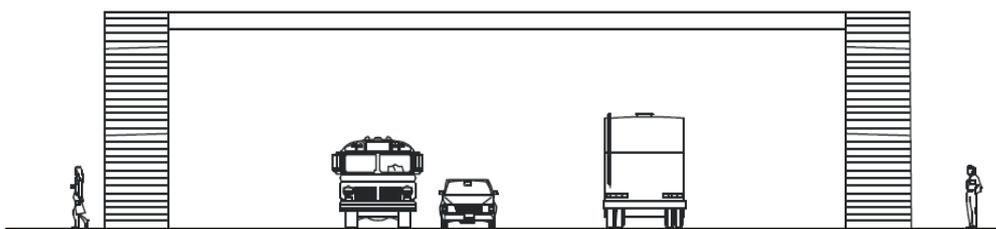
Figura 60 - Apenas uma extremidade de passarela no mesmo nível do caminhamento de pedestres.



Fonte: FIALHO, 2004, p. 20.

- Podem ligar dois lugares, porém nenhuma das extremidades no nível dos caminhamentos dos pedestres (figura 61).

Figura 61 - Duas extremidades diferentes do nível de caminhamento de pedestres



Fonte: FIALHO, 2004, p. 20.

2.12.4 Componentes de uma passarela para pedestre

Para exemplificação e melhor detalhamento dos elementos constituintes que compõe uma passarela de pedestre, observa-se a figura 62.

Figura 62 - componentes de uma passarela de pedestre



Fonte: Os autores (2019)

- a) Guarda-corpo – Elemento construtivo de proteção, com ou sem vidro. É responsável por manter a segurança dos pedestres evitando a queda dos mesmos, e deve obedecer a NBR 14718 (2001).
- b) Rampa de acesso de pedestres – É responsável pelo acesso dos pedestres à passarela, e deve obedecer NBR 9050 (2004).
- c) Tabuleiro – É a laje onde suporta as cargas de circulação e as transmite para as vigas longarinas.

- d) Pilar – É um elemento vertical da estrutura, responsável por receber todas as cargas atuantes e transmiti-las à fundação.
- e) Vigas longarinas – Também chamada de viga principal, é a viga em que repousa o tabuleiro. É responsável por receber as cargas atuantes na superestrutura e distribui-las nos pilares.
- f) Vigas Transversinas – Posicionada perpendicular às longarinas tem por principal objetivo reduzir a deformação na estrutura.

Os itens tabuleiro, pilar, vigas longarinas e transversinas devem obedecer a NBR 6118 (2014).

2.12.5 Proteção pedestre-usuário

Para proteção ao pedestre-usuário, o manual do DNIT ISF -219 recomenda nas passarelas sobrejacentes:

- Seção horizontal: Tabuleiro com largura mínima de 2 metros para permitir a passagem de pedestres, caminhando simultaneamente em sentidos contrários;

- Seção vertical – Guarda-corpo com altura mínima de 1 metro, construído em concreto armado ou aço, fixado ao vigamento principal do tabuleiro, de forma a assegurar resistência mínima ao impacto de 80 kgf contra o corrimão (parte superior do guarda-corpo) e cerca com tela de malha de 5 cm, fixada ao guarda-corpo, até altura de 2,0 metros acima do tabuleiro, na extensão do tabuleiro da passarela.

3 METODOLOGIA

O trabalho prático teve a definição do local fictício da passarela para pedestres através de visitas dos autores à BR 367 no município de Almenara-MG. Levou-se em consideração a logística local, acessibilidade, viabilidade, volume de tráfego, atendimento ao gabarito estabelecido para a via, de modo a garantir aos pedestres conforto, segurança e facilidade de acesso. Caso a passarela seja implantada, a determinação do local deverá ser verificada novamente através de estudos estáticos e passar por aprovação do DNIT.

O presente trabalho está fundamentado nas recomendações da NBR 6118 (2014), e outras NBRs vigentes, especificações técnicas, manuais técnicos de fabricantes de materiais e equipamentos, pesquisas bibliográficas e internet. Também foram pesquisadas e utilizadas as bibliografias dos autores Carvalho (2017), Leonhardt (2007), Pfeil (1984), Buchaim (2008), Cholfe e Bonilha (2013).

Aplicou-se o uso do software AutoCAD 2017 para criação do projeto em duas direções e SketchUp em três direções. Para os traçados dos cabos de protensão tomou-se como base o diagrama de momento fletor criado no software Ftool. Utilizou-se o software Excel como auxílio para confecção dos quadros e tabelas.

4 RESULTADOS E DISCURSSÃO

4.1 Projeto arquitetônico

O foco deste trabalho é familiarizar com cálculo de estrutura em concreto protendido. Sendo assim, foi definido uma estrutura para realizar o propósito deste trabalho e ao mesmo tempo beneficiar a sociedade, então, projetou-se uma passarela de pedestre para uma futura implantação no município de Almenara-MG. Esse projeto arquitetônico foi feito dentro das legislações vigentes e serviu como base para o cálculo das suas vigas longarinas.

Em reunião com os responsáveis do municio de Almenara-MG, foi ofertado o projeto arquitetônico. Caso seja necessário fazer alguma alteração futura, será feito voluntariamente de acordo com as disponibilidades dos autores.

A palavra “ponte” ou “passarela” eventualmente transmite o conceito de ligar um ponto a outro, ou uma determinada região a outra, facilitando o acesso e locomoção tanto para pedestres quanto para veículos.

Deste modo, consegue-se identificar de forma visível que essa ideia é uma das melhores já executadas pelo homem. Quando instaladas sobre movimentadas vias e rodovias, se torna uma excelência para a cidade, melhorando a paisagem urbana, acessibilidade, segurança e mobilidade, pois se integram de forma harmônica. Sendo assim, levamos em consideração a questão estrutural e funcional da passarela.

A passarela hipoteticamente projetada e estudada neste trabalho foi feita com base em medidas reais e será localizada na cidade de Almenara-MG, rodovia BR-367 na região do Vale do Jequitinhonha.

O local de implantação da passarela sobrejacente foi determinado pelos autores, através de estudos preliminares. Foi observado um grande fluxo de veículos que hoje dificulta a travessia dos pedestres e os expõem aos eminentes riscos de acidentes. Para implantação deste projeto, devem ser feitos estudos avançados como processos de análise estatística e que deve ser aprovado pelo DNIT.

Caso seja implantada, a passarela dará acesso seguro do bairro Cidade Nova ao Centro e aos demais bairros da cidade e beneficiará cerca de 6.000 (seis mil) moradores.

Por não ser o objetivo, o projeto arquitetônico da passarela não foi explorado neste trabalho, apenas os itens necessários para o cálculo. As figuras a seguirem

mostrarão a localização e o esboço do projeto arquitetônico e perspectivas em três dimensões.

Figura 63 - Localização fictícia da passarela (BR 367 KM-112).



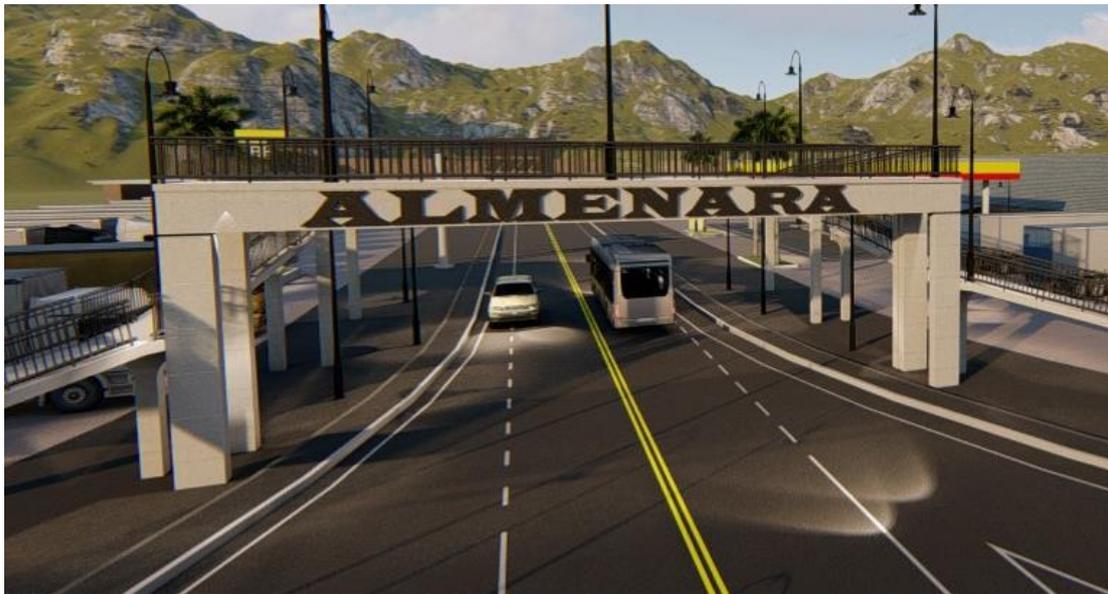
Fonte: Os autores (2019)

Figura 64 - Esboço da passarela, vista superior



Fonte: Os autores (2019)

Figura 65 - Esboço da passarela, vista da chegada do município de Jequitinhonha - MG.



Fonte: Os autores (2019)

Figura 66 - Esboço da passarela, vista da chegada do município de Jacinto - MG



Fonte: Os autores (2019)

4.2 Dimensionamento das vigas longarinas protendidas

4.2.1 Peculiaridades do dimensionamento

A proposta para este presente trabalho foi o cálculo de duas vigas longarinas protendidas de uma passarela para pedestre, com vão útil (teórico) de 1900 cm, sendo

uma ancoragem ativa e outra passiva. O processo construtivo das longarinas é considerado aqui como pré-moldagem, feito dentro do canteiro de obras. A concretagem das vigas e a protensão ocorrem antes desses elementos estruturais estarem em sua posição final de projeto. Esse processo construtivo é muito presente nas obras de passarelas e pontes rodoviárias, pois o grande comprimento das vigas inviabiliza o transporte de uma usina até a obra.

Apesar de não ser dimensionado, o tabuleiro e os pilares foram considerados com materiais de concreto armado.

O local de instalação da passarela é em um ambiente urbano com agressividade ambiental moderada. Então, como visto na figura 32, a classe de agressividade ambiental da estrutura é de nível II, com pequeno risco de deterioração.

Com referência na figura 12 definiu-se a qualidade do concreto com resistência de 35 MPa. O cobrimento das armaduras determinado foi de 3,5 cm, com base na figura 35.

Os materiais utilizados na protensão (bainhas, nata de injeção, ancoragem, cunha etc.) são disponibilizados pelo mesmo fornecedor dos cabos de protensão. Partindo disso, analisamos as empresas no mercado e escolhemos a empresa PROTENDE SISTEMAS E METODOS, com sede na Av. Dr. Gastão Vidigal, 1132 conjunto 703 A, Vila Leopoldina, São Paulo - SP. Isso se fez necessário porque para os cálculos das perdas de protensão precisa-se das características desses materiais, que, no caso da empresa escolhida são fornecidos através de catálogo técnico dispostos nas tabelas que serão vistos adiante.

Uma ótima forma de utilizar o concreto protendido é mesclar a armadura ativa com armadura passiva complementar (muito utilizado na prática). Sendo assim, foi determinada uma área de armadura ativa e complementada com a passiva de aço CA-50 (aço de concreto armado com resistência característica no escoamento de 500 MPa).

A pluralidade das equações e suas incógnitas usadas aqui, já estão bem explícitas como visto no referencial teórico deste trabalho.

O sistema estrutural definido para as vigas longarinas é o bi apoiada, sem balanços. Esse modelo é muito utilizado em projetos por ser relativamente simples, onde as vigas são isostáticas.

Ao analisar a estrutura da passarela, observam-se duas vigas longarinas simétricas com os mesmos carregamentos. Com isso, foi dimensionado apenas uma dessas vigas e os resultados encontrados no detalhamento serão os mesmos para ambas.

4.2.2 Pré-dimensionamento da seção das vigas longarinas

Para calcular as armaduras longitudinais da viga, é necessário conhecer as dimensões da seção da mesma. Então usa-se aqui o método da flecha máxima admissível para encontrar estas dimensões (método muito utilizado em concreto armado).

Respeitando aos espaçamentos para instalação das ancoragens ativas e uma melhor rigidez das vigas longarinas, fixou-se o valor da largura da viga (b_w) de 35 cm, com isso, através dos cálculos a seguir encontrou-se a altura da viga (h).

Figura 67 - Seção da viga com b_w de 35 (dimensão em cm), sem o valor de h



Fonte: Os autores (2019)

Para o cálculo foi fixado as seguintes premissas:

- A protensão irá aliviar todo o peso próprio da viga;
- O momento de fissuração será maior que o momento de serviço na viga (para calcular a flecha diferida no estádio 1).

Dados do projeto:

- CAA II – Protensão Parcial (definido na figura 33);
- F_{ck} 35 MPa;
- Aço CP 190 RB (critério dos autores);
- Ancoragem sistema MTC – (Ativa - Passiva).

O item 13.3 da NBR 6118 (2014) descreve sobre os deslocamentos em elementos estruturais, a figura 68 define os valores limites para estes deslocamentos.

Figura 68 - Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	

Fonte: Adaptada da tabela 13.3 da NBR 6118, 2014, p. 77

Como visto na tabela acima a flecha máxima admissível em elementos estruturais é dada por:

$$F_{adm} = \frac{L}{250} \quad (\text{Eq. 71})$$

Onde:

F_{adm} : flecha admissível;

L : 1900 cm (comprimento do vão útil – figura 72);

Então, substitui-se o valor de L :

$$F_{adm} (F_{\infty}) = \frac{1900}{250} = 7,6 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 71.1})$$

- Flecha diferida no tempo

Conforme a NBR 6118 (2014), o valor total da flecha no tempo, é dado pela seguinte expressão:

$$F_{\infty} = (1 + \alpha f) \cdot F_{EI} \cdot F_{EI} = \frac{F_{\infty}}{(1 + \alpha f)} \quad (\text{Eq. 72})$$

Sendo:

$$\alpha f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \rho'} \quad (\text{Eq. 73})$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd} \quad (\text{Eq. 74})$$

As' : é a taxa de armadura comprimida (como ainda não se sabe a área de armadura da viga, foi considerado igual a zero). Se a taxa de armadura comprimida é igual a zero, então ρ' também será igual a zero.

$\Delta \xi$: é encontrado através da equação 75, em que $\xi(t_0)$ no tempo inicial e $\xi(t)$ no tempo final podem ser obtidos diretamente na figura 69.

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (\text{Eq. 75})$$

Figura 69 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo

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

Fonte: Tabela 17.1 da NBR 6118, 2014, p. 127

$\xi(t) = 2$ (valor do tempo infinito maior que 70 meses, obtidos na figura 69);

$\xi(t_0) = 0,68$ (valor do tempo inicial que a estrutura vai começar a trabalhar, 1 mês, obtido na figura 69);

Substituindo os valores nas equações 75 e 73, tem-se:

$$\Delta \xi = 2 - 0,68 = 1,32$$

$$\alpha f = \frac{1,32}{1 + 50 \cdot 0} = 1,32$$

Sabe-se que, $F_\infty = 7,6$ (equação 71.1), então:

$$F_{EI} = \frac{7,6}{(1 + 1,32)} \cong 3,28 \text{ cm}$$

Conforme resistência dos materiais, a flecha máxima (F_{EI}) também pode ser dada por:

$$F_{EI} = \frac{5 \cdot w \cdot l^4}{384 \cdot E_i \cdot I} \cdot I = \frac{5 \cdot w \cdot l^4}{384 \cdot E_i \cdot F_{EI}} \quad (\text{Eq. 76})$$

E_c : é o módulo de elasticidade do concreto (visto na equação 2), dado por:

$$E_c = a_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{F_{ck}}$$

a_E : 1 (considerado agregado graúdo como granito);

F_{ck} : 35 MPa;

$$E_c = 1 \cdot 5600 \cdot \sqrt{35} = 33130 \text{ Mpa ou } 3313 \text{ KN/cm}^2 \quad (\text{Eq. 2.1})$$

W: é a carga total na viga (como ainda não tem as dimensões da viga, não considera o peso próprio). A carga W é dada pelo quadro 2.

Quadro 2 - Resumo das cargas (quadro detalhado no item 4.2.4)

AÇÕES PERMANENTES (g)		
Peso Laje	Peso Laje	5,2 KN/m
Sobre Carga	Peso revestimento	1,57 KN/m
	Peso do Guarda corpo	0,39 KN/m
Total Permanente (g)		0,0716 KN/cm
AÇÕES VARIÁVEIS (q)		
Carga móvel	Carga de Pedestres	6,50 KN/m
Total Variáveis (q)		0,0650

Fonte: Os autores (2019)

Com todos os valores, tem-se o momento de inércia:

$$I = \frac{5 \cdot (0,0716 + 0,0650) \cdot 1900^4}{384 \cdot 3313 \cdot 3,28} = 2133087,17 \text{ cm}^4$$

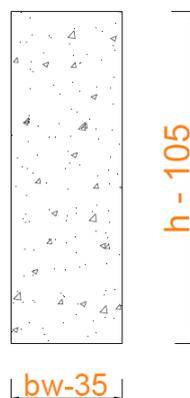
Substituindo b_w (35 cm) e o momento de inércia na equação 10, encontra-se o valor de h (altura da viga):

$$I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} \therefore h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b_w}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 2133087,17}{35}} \cong 91 \text{ cm}$$

A favor da segurança foi adotada a altura da viga (h) de 105 cm como mostra a figura 70.

Figura 70 - seções das vigas longarinas definidas (dimensões em cm)



Fonte: Os autores (2019)

4.2.3 Gabarito das seções

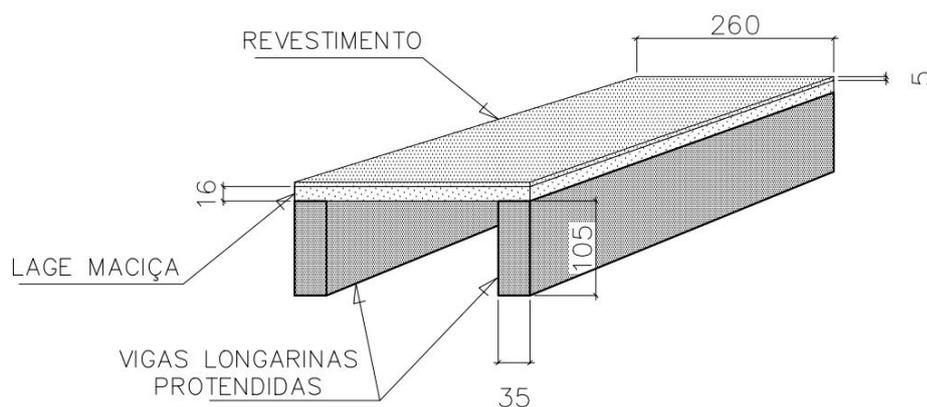
4.2.3.1 Gabarito transversal

A instalação de uma passarela de pedestre objetiva-se o desvio de pessoas sob obstáculos e deve respeitar as normas para dimensões mínimas de tabuleiro. Aqui foi

definido um valor que além de atender a norma, proporciona um conforto aos pedestres. Assume-se largura total da passarela com 260 cm, como mostra a figura 71.

Sem calcular a laje, por não ser o objetivo deste trabalho, adotou-se a espessura de 16 cm, com critérios a partir de experiências adquiridas pelos autores em trabalhos anteriores. Pelo mesmo motivo, assumiu-se o revestimento com 5 cm de espessura, a fim de garantir o abaulamento de 2% para escoamento das águas.

Figura 71 - Seções transversais da estrutura em cm (sem as transversinas)

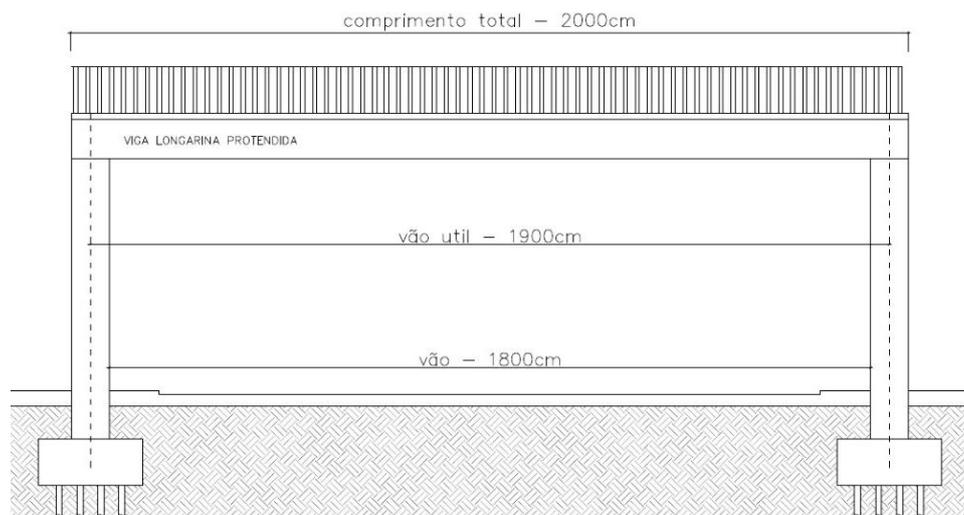


Fonte: Os autores (2019)

4.2.3.2 Gabarito longitudinal

O gabarito longitudinal foi atribuído conforme as necessidades do projeto arquitetônico. Definiram-se duas vigas longarinas protendidas simétricas, em que cada uma delas assume metade da carga total. A figura 72 mostra as dimensões longitudinais da viga longarina.

Figura 72 - Dimensão longitudinal da viga longarina (tamanho real da viga, vão livre e vão útil ou teórico)

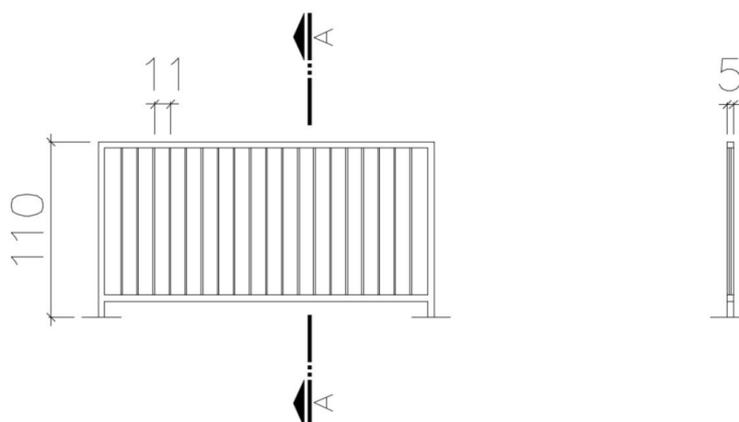


Fonte: Os autores (2019)

4.2.3.3 Guarda-corpo

Para o guarda-corpo foi definido o gradil de perfis metálicos soldados. Segundo Aranha (2017), o espaçamento horizontal mínimo de 11 centímetros e altura de 1,10 metros, atende-se às exigências da norma de guarda-corpos para edificações, NBR 14718 (2001), e resistência mínima ao impacto de 80 kgf contra o corrimão como recomenda o manual do DNIT ISF -219. Com isso, têm-se as dimensões do guarda-corpo na figura 73.

Figura 73 - Vista frontal e corte AA do guarda-corpo



Fonte: Os autores (2019)

4.2.4 Ações e carregamentos nas vigas longarinas

Como visto, a superestrutura é a parte superior da passarela, que receberá diretamente os carregamentos provenientes das pessoas. O viga principal da superestrutura é composto por longarinas e transversinas.

As vigas transversinas são dispostas nas extremidades da passarela e suas cargas são descarregadas diretamente nos pilares, não somando cargas nas vigas longarinas.

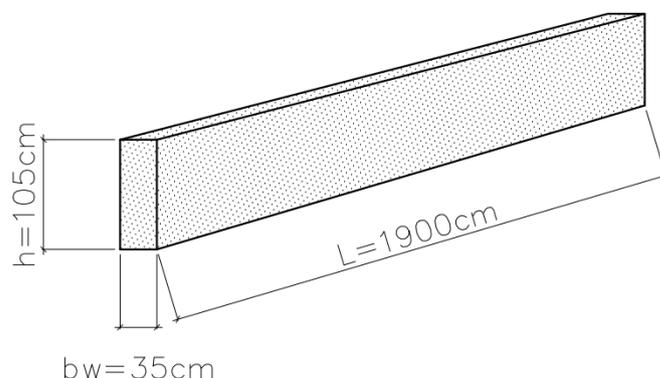
4.2.4.1 Ações Permanentes

Ações permanentes conforme a NBR 6120 (2019), são “ações que atuam com valores praticamente constantes, ou com pequena variação em torno de sua média, durante a vida da edificação ou que aumentam com o tempo, tendendo a um valor-limite”.

- Carga do peso próprio das vigas longarinas

Para o peso próprio da viga, foi considerado o peso uniformemente distribuído. Conforme a NBR 6118 (2014), se a massa específica real não for conhecida, para efeito de cálculo, pode-se adotar o peso específico igual a 24 kN/m^3 para o concreto simples e 25 kN/m^3 para o concreto armado ou protendido.

Figura 74 - Dimensões das vigas longarinas considerando o vão útil.



Fonte: Os autores (2019)

Quadro 3 - Carregamento permanente devido ao peso próprio de uma viga longarina

bw (m)	h (m)	Massa específica concreto armado/ protendido (KN/m³)	Q Total
0,35	1,05	25,00	9,19 KN/m

Fonte: Os autores (2019)

- Carga da Laje

A figura 71 mostra as dimensões da laje. Sabe-se que a carga da laje é distribuída nas duas vigas, partindo disso, foi dividida a largura do tabuleiro (b_w tabuleiro) por dois. Assim, o quadro abaixo mostra o carregamento do peso da laje em apenas uma viga longarina.

Quadro 4 - Carregamento da laje em uma viga longarina

Bw/2 - Tabuleiro (m)	h (m)	Massa específica concreto armado/ (KN/m³)	Q Total
1,30	0,16	25,00	5,2 KN/m

Fonte: Os autores (2019)

- Carga revestimento

Orienta o manual do DNIT ISF 219, que os pisos das passarelas sejam projetados obrigatoriamente em material antiderrapante. Então foi definido um piso de concreto simples polido, com espessura de 5 cm cuja sua massa específica conforme a NBR 6118 (2014) é de 24 KN/m³. Pelo mesmo motivo da carga da laje, o revestimento também é distribuído nas duas vigas longarinas.

Quadro 5 - Carregamento do revestimento em uma viga longarina

Bw/2 - Tabuleiro (m)	h (m)	Massa específica concreto armado/ (KN/m³)	Q Total
1,30	0,05	24,00	1,57 KN/m

Fonte: Os autores (2019)

- *Carga do Guarda corpo*

Para a execução do gradil com as dimensões dispostas na figura 73, Aranha (2017), afirma que em um metro de guarda corpo usa-se um volume de 0,00498 m³ de aço, no qual a massa específica considerada é de 7,86 KN/m³ que deve ser multiplicado pela gravidade (9,81m/s²). Com base nisto tem-se o peso do guarda corpo por metro.

Quadro 6 - Carregamento do guarda corpo em uma viga longarina

Volgradil (m³/m)	g (m/s²)	Massa específica aproximada do aço <i>μ</i>aço (KN/m³)	Q Total
0,00498	9,81	7,86	0,39 KN/m

Fonte: Os autores (2019)

4.2.4.2 *Ações variáveis*

Ações variáveis são carregamentos que ocorrem com variações significativas durante a vida da estrutura.

- *Carga móvel*

A NBR 7188 (2003), diz que carga móvel é um “sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço”.

Segundo a NBR 7188 (2003), deve-se adotar como carga móvel em passarelas para pedestre uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m² sobre o pavimento, sem a consideração de coeficiente de impacto. Assim foi encontrado o valor da carga móvel da passarela.

Quadro 7 - Sobre carga de pedestre em uma viga longarina

Bw / 2 – Tabuleiro (m)	Sobre carga indicada pela norma (KN/m²)	Q Total
1,30	5,00	6,500 KN/m

Fonte: Os autores (2019)

4.2.4.3 Resumo das ações e carregamentos nas vigas longarinas

Quadro 8 - Cargas devido as ações permanentes e variáveis em uma viga longarina

AÇÕES PERMANENTES		
Peso Próprio	Peso das vigas longarinas	9,19 KN/m
	Peso Laje	5,2 KN/m
Sobre Carga	Peso revestimento	1,57 KN/m
	Peso do Guarda corpo	0,39 KN/m
Fgk - Total Permanente		16,35 KN/m
AÇÕES VARIÁVEIS		
Carga móvel	Carga de Pedestres	6,50 KN/m
Fqk - Total Variáveis		6,50 KN/m

Fonte: Os autores (2019)

4.2.5 Combinações de ações

4.2.5.1 Combinação última

Para dimensionamento da armadura longitudinal usa-se aqui as combinações últimas normais. Como visto na figura 39, as solicitações permanentes e móveis no estado de esgotamento resistente é dada por:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) \gamma_{eq} \psi_{0\varepsilon} F_{eqk} \quad (\text{Eq. 77})$$

Neste trabalho para a combinação normal última não foi levado em consideração a retração, vento, e outra ação variável, assim é possível simplificar a equação 77 para:

$$F_d = F_{gk} \cdot \gamma_g + F_{qk} \cdot \gamma_p \quad (\text{Eq. 78})$$

Onde:

F_{gk} : carga permanente (definido no quadro 8);

F_{qk} : carga acidental (definido no quadro 8);

γ_g, γ_p : coeficientes de segurança das ações (definidos na figura 40);

Substituindo os valores, tem-se:

$$F_d = 16,35 \cdot 1,4 + 6,5 \cdot 1,4 = 31,99 \text{ KN/m}$$

4.2.6 Solicitações Características para dimensionamento

Para encontrar a solicitação máxima de momento de cálculo ($Md_{m\acute{a}x}$) nas vigas da passarela, aplica-se a equação 79.

$$Md_{m\acute{a}x} = \frac{Q \cdot L^2}{8} \quad (\text{Eq. 79})$$

Onde:

$Q = F_d$: 31,99 KN/m (equação 78);

L : 19 m (vão útil) ;

$$Md_{m\acute{a}x} = \frac{(31,99) \cdot 19^2}{8} \cong 1443,6 \text{ KN.m}$$

Para uma viga simplesmente apoiada, sem balanços, os esforços cortantes máximos ocorrem nos apoios, enquanto o momento fletor máximo ocorre no meio do vão.

4.2.7 Pré-dimensionamento das armaduras ativas e passivas

Para dimensionar as armaduras de flexão das vigas no estado limite último de esgotamento é feito um pré-dimensionamento, isto porque não se sabe o valor da tensão no aço devido as perdas de protensão.

Definido o tipo de cordoalhas das vigas longarinas (CP 190, com 7 fios e relaxação baixa), através do catalogo do fabricante encontra-se suas características.

Figura 75 - Características das cordas de 7 fios

Designação ABNT NBR-7483	Diâmetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 h a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70%	80%
						da Carga de Ruptura	
CORDOALHAS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP 175 RB CP 190 RB	12,7	94,2 98,7	744 775	165,7 187,3	149,1 168,6	2,5	3,5
CP 210 RB	12,7	101,4	792	207,2	186,5	2,5	3,5
CP 190 RB	15,2	140,0	1.102	265,8	239,2	2,5	3,5
CORDOALHAS ENGRAXADAS E PLASTIFICADAS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP 190 RB	12,7 15,2	98,7 140,0	880 1.240	187,3 265,8	168,6 239,2	2,5	3,5
CORDOALHAS P/ ESTAIS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP 177 RB	15,7	150	1,27	260,5	229,2	2,5	3,5

Módulo de elasticidade - 195 ± 10 kN/mm²
Carga mínima a 1% de alongamento, é considerada equivalente a carga de 0,2% da deformação permanente e corresponde a 90% da carga de ruptura mínima especificada.

Fonte: Adaptada ao catálogo da Protende

Conforme a figura 75, as características da cordoalha CP 190 RB, 7 fios, são:

- $E_p = 19500$ MPa (modo de elasticidade);
- $f_{ptk} = 1873$ MPa (tensão de ruptura);
- $f_{pyk} = 1686$ MPa (tensão de escoamento).

Como citado no item 2.9 deste trabalho, na pós tração, para cordoalhas de relaxação baixa, a tensão máxima (σ_{pi}) que pode ser aplicada é dada por:

$$\sigma_{pi} = \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} & \text{(Eq. 80)} \\ 0,82 \cdot f_{pyk} & \text{(Eq. 81)} \end{cases}$$

$$0,74 f_{ptk} \therefore 0,74 \cdot 1873 = 1386 \text{ MPa};$$

$$0,82 f_{pyk} \therefore 0,82 \cdot 1686 = 1382 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{pi} = 1382 \text{ MPa}$$

(σ_{pi} : tensão que será aplicada pelo macaco hidráulico)

Para encontrar as áreas das armaduras, devem-se estimar os valores das perdas imediatas e progressivas de protensão.

Depois do traçado das armaduras definido, são calculadas as reais perdas de protensão. Essas perdas devem ser comparadas com as estimadas, caso não sejam semelhantes ou iguais, é necessário realizar novamente o cálculo das áreas de armaduras com o uso das reais perdas.

Então, os valores estimados foram baseados em experiência adquirida em atividades anteriores e estão dispostos no quadro 9.

Quadro 9 - Estimativa das perdas de protensão para cálculos iniciais (Pi é o esforço aplicado pelo macaco hidráulico)

Perdas imediatas	10% Pi
Perdas progressivas	15% Pi
Perdas totais	25% Pi

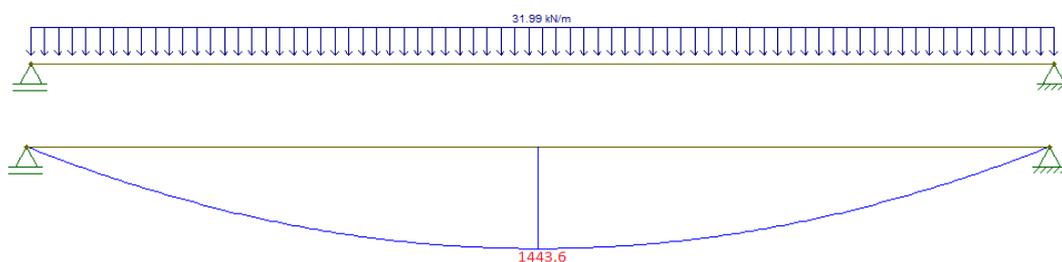
Fonte: Os autores (2019)

Ao descontar as perdas estimadas, temos a tensão no tempo infinito:

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi} - \sigma_{perdas_totais} \quad (\text{Eq. 82})$$

$$\sigma_{p\infty} = 1382 - 25\% = 1036,5 \text{ MPa}$$

Figura 76 - Carregamentos na viga e D.M.F (em KN.m), auxiliado pelo software Ftool.

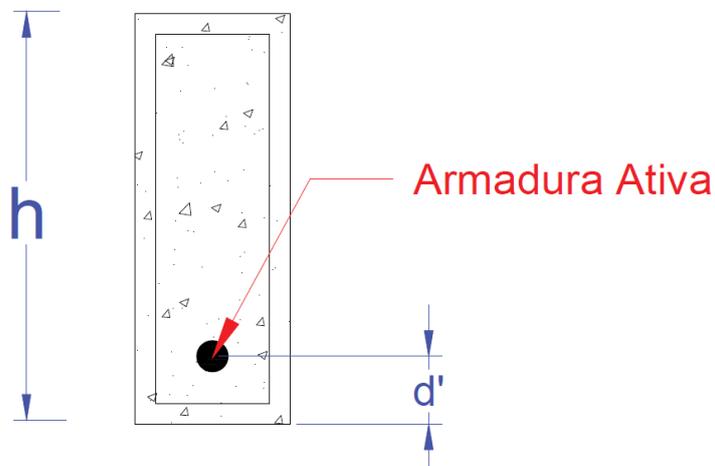


Fonte: Os autores (2019)

Em uma viga bi apoiada protendida pós-tracionada, é importante colocar as armaduras com base no diagrama de momento fletor. Então, tomando como base a figura 76, foram definidos os traçados dos cabos de protensão nas vigas longarinas

como parabólicos, em que no meio do vão esteja mais baixo possível (devido ao máximo momento fletor).

Figura 77 - Seção no meio da viga (onde o momento fletor é máximo)



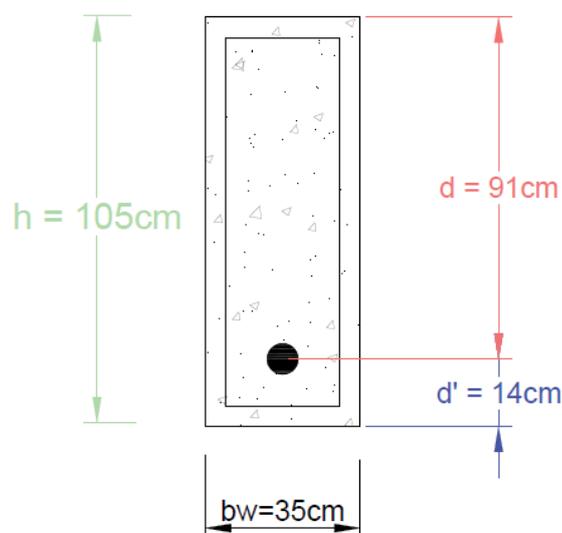
Fonte: Os autores (2019)

Ao analisar a figura 77, tem-se uma seção no meio do vão de uma das vigas longarinas da passarela. A armadura ativa está a uma distância da extremidade inferior da viga (distância chamada de d'). Sabe-se que esta distância (d') deve ser a menor possível, pois será melhor para a estrutura das vigas, então foi considerado o valor de $d' = 14$ cm (valor definido respeitando o raio da bainha, cobrimento e armaduras passivas).

Com d' definido, encontramos o valor da altura útil (d), dado por:

$$d = h \text{ (altura da viga)} - d' \quad \therefore \quad d = 105 - 14 \cong 91 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 83})$$

Figura 78 - Corte transversal no meio da viga com valores de d' e d



Fonte: Os autores (2019)

Momento externo adimensional (k). Como visto, para encontra-lo, aplica-se a equação:

$$k = \frac{M_d}{F_c \cdot b_w \cdot d^2}$$

$M_d = 1443,6 \text{ KN.m}$ ou 144360 KN.cm (visto na equação 79)

Conforme o item 2.11.2 deste trabalho, a substituição do diagrama curvo retângulo por um retângulo de altura x , pode ser dado por:

$$f_c = \frac{0,85 \cdot F_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Eq. 84})$$

$$f_c = \left(\frac{0,85 \cdot 3,5}{1,4} \right) = 2,12 \text{ KN/cm}^2$$

Substituindo, temos:

$$k = \frac{144360}{2,12 \cdot 35 \cdot 91^2} \cong 0,235$$

$$0,235 < 0,25, \text{ atende ao valor } \frac{x}{d} < 0,45$$

O valor de $k = 0,235$ está no domínio permitido por norma. Então ao consultar a tabela 3, encontra-se o valor da deformação do aço na flexão ($\epsilon_s = 6,779$), deformação no concreto ($\epsilon_c = 3,500$) e a altura relativa da linha neutra ($\frac{x}{d} = 0,341$).

Tabela 3 – Resumo da tabela 2, com os valores para o momento adimensional (k).

k	$\frac{x}{d}$	ϵ_c	ϵ_s
0,229	0,330	3,500	7,092
0,235	0,341	3,500	6,779
0,241	0,351	3,500	6,481
0,247	0,361	3,500	6,197

Fonte: Os autores (2019)

Depois da deformação no aço ocorrida pela flexão, encontrou-se a deformação devido a protensão pela figura 79 da tabela de VASCONCELOS (1980).

Figura 79 - Tensão no aço σ_{sd} (MPa) por deformação ϵ .

$\epsilon(\text{‰})$	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

$\epsilon(\text{‰})$	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611

Fonte: Carvalho 2017, p. 210.

Conforme equação 82 a tensão no aço no tempo infinito é, $\sigma_{p\infty} = 1036,5$ MPa.

Como a figura 79 da tabela de VASCONCELOS (1980) não tem a deformação devido a protensão (ϵ_p) para a tensão ($\sigma_{p\infty}$) de 1036,5 MPa, foi necessário fazer uma interpolação para encontrá-la:

$$\frac{6,794-5,25}{1314-1025} = \frac{\epsilon_p-5,25}{1036,5-1025} \therefore \epsilon_p = 5,311\%$$

Com as deformações devido a protensão (ε_p) e a flexão (ε_s , visto na tabela 3), tem-se a deformação total (ε_t).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_t = 5,311 + 6,779 = 12,09\%$$

Novamente com o uso da figura 13 de VASCONCELOS (1980), com a deformação total $\varepsilon_t = 12,09\%$ e outra interpolação, encontrou-se a tensão no aço.

$$\frac{12,50 - 10,00}{1496 - 1486} = \frac{12,09 - 10,00}{\sigma - 1486} \therefore \sigma = 1494,36 \text{ MPa ou } 149,436 \text{ KN/cm}^2$$

Enfim, a área de armadura protendida (A_p) foi encontrada pela equação 70, como mostra abaixo:

$$A_p = \frac{b_w \cdot 0,8 \cdot \left(\frac{x}{d}\right) \cdot d \cdot f_c}{\sigma_{pd}}$$

$f_c = 2,12 \text{ KN/cm}^2$ (visto na equação 84);

$\frac{x}{d} = 0,341$ (tabela 3);

$b_w = 35 \text{ cm}$;

$d = 91 \text{ cm}$ (visto na equação 83);

$$A_p = \frac{35 \cdot 0,8 \cdot 0,341 \cdot 91 \cdot 2,12}{149,436} \cong 12,4 \text{ cm}^2$$

A área de armadura ativa encontrada foi de $12,4 \text{ cm}^2$, entretanto optou-se por usar apenas $11,2 \text{ cm}^2$ de armadura ativa, e os $1,2 \text{ cm}^2$ faltantes foram convertidos para o uso de armadura passiva complementar.

Figura 80 - Correlação do número de cordoalha por cabo com as dimensões nominais dos mesmos, consumo de nata de injeção e diâmetro interno das bainhas.

Número de Cordoalha do Cabo	Diâmetro Interno Bainha		Consumo de Nata para Injeção				Seção Nominal de Aço do Cabo		Massa Nominal do Cabo	
			Volume l / m		Peso kg / m		mm ²		kg	
Un.	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm
2	30	35	0,5	0,7	1,0	1,3	197,4	280,0	1.570	2.204
3	35	40	0,7	0,9	1,3	1,6	296,1	420,0	2.355	3.306
4	40	45	0,9	1,1	1,7	2,0	394,8	560,0	3.140	4.408
5	45	50	1,1	1,3	2,1	2,4	493,5	700,0	3.925	5.510
6	50	60	1,5	2,1	2,6	3,8	592,2	840,0	4.710	6.612
7	55	65	1,8	2,5	3,2	4,5	690,9	980,0	5.495	7.714

Fonte: Adaptada ao Catálogo da Protende

Através do catálogo do fabricante (figura 80) foi definido dois cabos de 15,2 mm, com 4 cordoalhas em cada cabo e seções nominais de:

- Cabo 1 → 4 cordoalhas com diâmetro de 15,2 mm, seção nominal de 560,0 mm²;
- Cabo 2 → 4 cordoalhas com diâmetro de 15,2 mm, seção nominal de 560,0 mm².

Área nominal total de armadura ativa é igual a 1120 mm² ou 11,2 cm².

4.2.8 Cálculo da armadura passiva longitudinal, considerando uma armadura ativa de 11,2 cm².

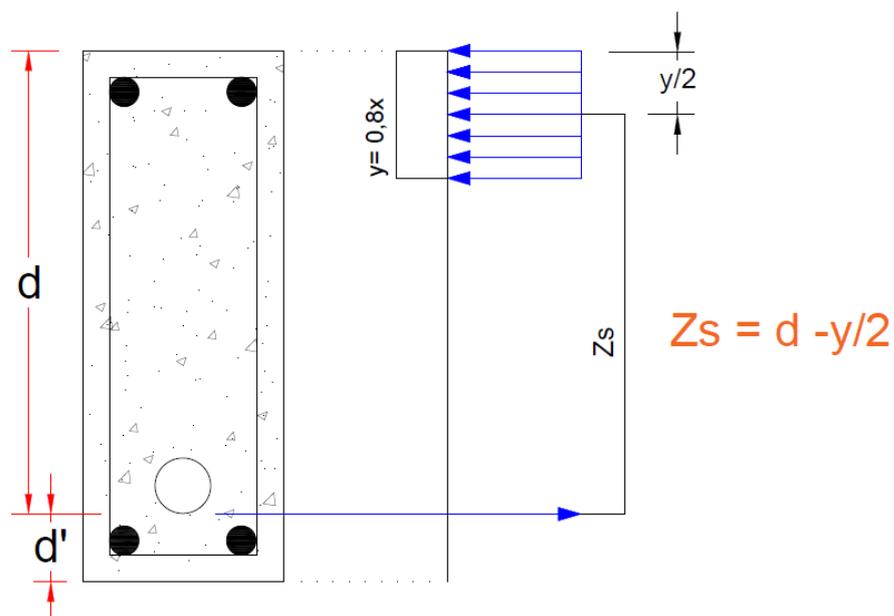
Na definição da armadura passiva complementar longitudinal da viga foi considerado o método de Carvalho (2017), o mesmo afirma que da mesma forma do equacionamento de armaduras ativas, nas passivas, tem-se um braço de alavanca entre o centroide da área tracionada até o centroide da área comprimida e pode ser considerado o mesmo valor para ambos (a favor da segurança). Então o valor de d' foi o mesmo considerado anteriormente, d' = 14 cm.

Se d' é o mesmo da armadura ativa, d também será igual (visto na equação 83).

O braço de alavanca da armadura passiva (Z_s) é dado por:

$$Z_s = d - \frac{y}{2} \quad (\text{visto na figura 66 e equação 60})$$

Figura 81 - Braço de alavanca (Z_s) da armadura passiva (distância entre o centroide a área tracionada até o centroide da área comprimida)



Fonte: Os autores (2019)

Sabe-se que:

$$\frac{x}{d} = 0,341 \text{ (visto na tabela 3)}$$

Então:

$$x = 0,341 \cdot d \quad \therefore x = 0,341 \cdot 91 = 31,031 \text{ cm}$$

$$y = 0,8 \cdot x \quad \therefore y = 0,8 \cdot 31,031 = 24,823 \text{ cm}$$

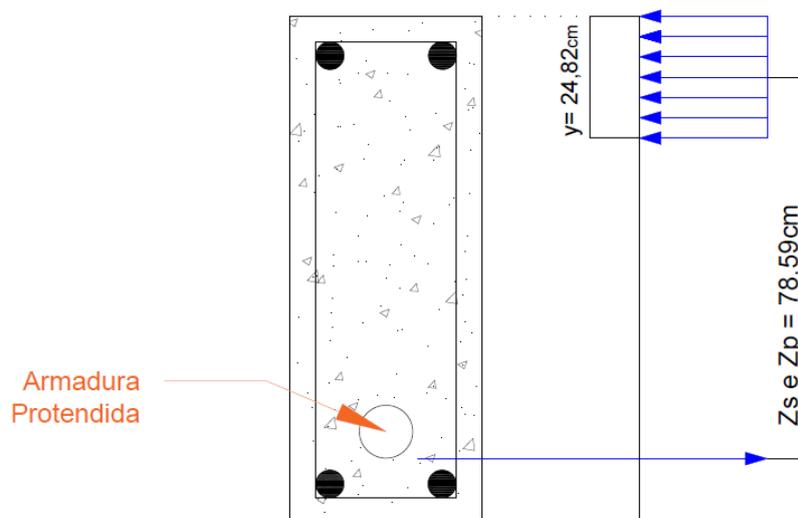
$$Z_s = d - \frac{y}{2} \quad \therefore Z_s = 91 - \frac{24,823}{2} \cong 78,59 \text{ cm}$$

Como o braço de alavanca da armadura ativa (Z_p) é considerado o mesmo para a armadura passiva (Z_s), então:

$$Z_s \cong 78,59 \text{ cm}$$

$$Z_p \cong 78,59 \text{ cm}$$

Figura 82 - Braço de alavanca (Z) da armadura passiva e ativa (distância entre o centroide da área tracionada até o centroide da área comprimida)



Fonte: Os autores (2019)

O momento resistente da viga (M_r) é a soma dos momentos da armadura ativa e passiva, dado por:

$$M_r = M_{ras} + M_{rap} \quad (\text{Eq. 85})$$

M_{ras} : é o momento resistente da armadura passiva ($F_{as} \cdot Z_s$);

M_{rap} : é o momento resistente da armadura ativa ($F_{ap} \cdot Z_p$);

Então, a equação 85 ficou representada da seguinte maneira:

$$M_r = F_{as} \cdot Z_s + F_{ap} \cdot Z_p \quad (\text{Eq. 86})$$

Onde:

F_{as} : é a força da armadura passiva:

$$F_{as} = F_{yd} \cdot A_s \quad (\text{Eq. 87})$$

F_{ap} : é a força da armadura ativa:

$$F_{ap} = \sigma_p \cdot A_p \quad (\text{Eq. 88})$$

Sabe-se que o momento resistente de cálculo, deve ser maior ou igual o momento solitante de cálculo:

$$M_r \geq M_d$$

Assim, juntando as equações anteriores, chegamos à equação que representa a área de aço passiva complementar:

$$M_d = \sigma_p \cdot A_p \cdot Z_p + F_{yd} \cdot A_s \cdot Z_s \quad (\text{Eq. 89})$$

$$A_s = \frac{M_d - (\sigma_p \cdot A_p \cdot Z_p)}{F_{yd} \cdot Z_s} \quad (\text{Eq. 89.1})$$

Onde:

$M_d, M_r = 144360 \text{ KN.cm}$ (momento solitante de cálculo);

$\sigma_p = 149,436 \text{ KN/cm}^2$ (tensão na armadura ativa);

$A_p = 11,2 \text{ cm}^2$ (área de aço ativa efetiva);

$Z_p = Z_s = 78,59 \text{ cm}$ (braço de alavanca);

F_{yd} = para o aço CA 50 é dado por:

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{1,15} \quad (\text{Eq. 90})$$

$F_{yk} : 500 \text{ MPa}$ (resistência característica ao escoamento para aço CA50)

$$F_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{144360 - (149,436 \cdot 11,2 \cdot 78,59)}{43,48 \cdot 78,59} \cong 3,8 \text{ cm}^2$$

Percebe-se que 1,2 cm² faltantes de armaduras ativas, convertido em armaduras passivas, foram equivalentes a 3,8 cm², sendo mais de 30% de aumento da área de aço. Então, como apresentado no item 2.3, essa é mais uma das grandes vantagens do uso do concreto protendido.

Conforme a tabela 17.3 da NBR 6118 (2014), a taxa mínima de armadura de flexão para concreto de 35 MPa deve ser 1,64% A_c :

$$A_{s,min} = 0,164\% A_c$$

$$A_{s,min} = 0,164\% \cdot 3675 \cong 6,1 \text{ cm}^2$$

Quantidade de barras de 12.5 mm:

- π : adotado 3,14;
- d: 1,25 cm (diâmetro da barra);

$$\text{Área da barra CA50 de 12.5 mm} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \therefore A = \frac{3,14 \cdot 1,25^2}{4} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 12.5 \text{ mm} = \frac{A_s}{A_{barra}} \therefore \frac{6,1}{1,23} \cong 5 \emptyset 12.5 \text{ mm}$$

Portanto, para armadura passiva complementar foi adotado 5 \emptyset 12.5 mm sendo o valor de área de aço mínimo, considerando apenas para armadura passiva (a favor da segurança).

Quadro 10 - Armaduras longitudinais pré-dimensionadas das vigas longarinas

ARMADURAS LONGITUDINAIS PRÉ-DIMENSIONADAS PARA AS VIGAS LONGARINAS		
	ATIVA	PASSIVA
VIGA longarina 1	2C - 4 x 15,2mm (Protende)	5 \emptyset 12.5 mm
VIGA longarina 2	2C - 4 x 15,2mm (Protende)	5 \emptyset 12.5 mm

Fonte: Os autores (2019)

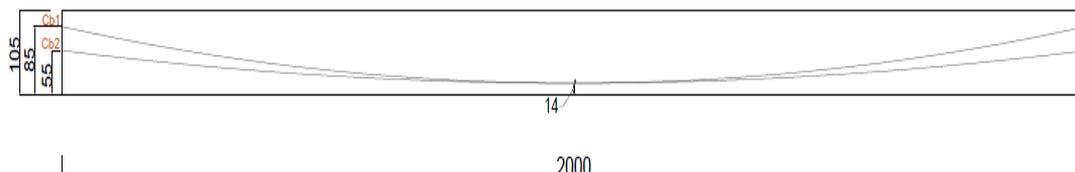
4.2.9 Escolha do traçado dos cabos de protensão

Apesar de ter feito apenas um pré-dimensionamento das armaduras, foi definido o traçado, pois é necessário para o cálculo das perdas de protensão como será visto adiante.

Tomando como base o diagrama de momento fletor (figura 76), foi traçado os dois cabos de protensão, com suas respectivas dimensões.

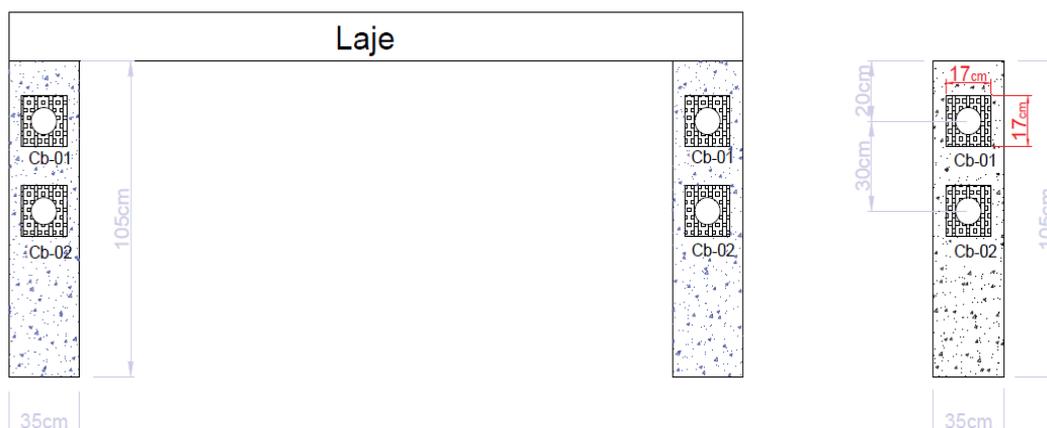
Devem ser respeitadas as dimensões mínimas entre ancoragens. Com base nisto, auxiliado pelo catálogo do fabricante foi definido as alturas dos cabos nas extremidades da viga e com o valor de d' (14 cm) na seção central da viga, foi possível traçar os cabos parabólicos como mostra a figura 83.

Figura 83 - Traçado dos cabos de protensão seguindo o diagrama de momento fletor (dimensões em cm).



Fonte: Os autores (2019)

Figura 84 - Detalhamento das ancoragens



Fonte: Os autores (2019)

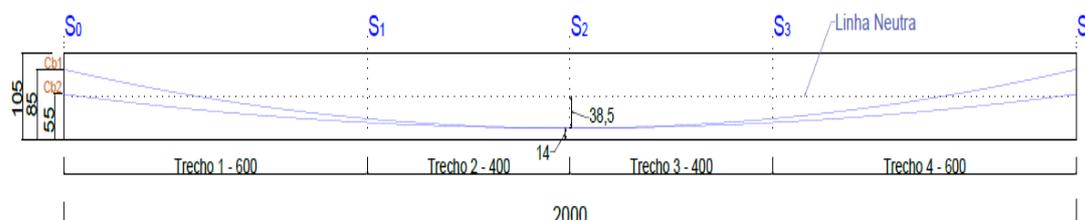
4.2.10 Cálculo das perdas de protensão

Sabe-se que na viga protendida há perdas de tensão no cabo, então foi necessário fazer o cálculo dessas perdas para que a estrutura não afrouxe (devido à perda de tensão), pois isso poderia levar a estrutura ao colapso.

A viga foi dividida em 5 pontos, cada um caracteriza uma seção S, isso foi necessário porque nesses pontos foram encontradas as tensões subtraídas a suas perdas. A critério dos autores, para este presente trabalho as distâncias destas seções ficam indicadas na figura 85.

Lembrando que, para encontrar as perdas de protensão, usa-se o tamanho real da viga (20 m), pois ela perde tensão em toda sua extensão.

Figura 85 - Viga longarina dividida em 5 pontos de seção (S_0, S_1, S_2, S_3, S_4), com distância entre elas e distância do eixo das cordoalhas até a linha neutra da viga na seção 2 (dimensões em cm)



Fonte: Os autores (2019)

Ao analisar a figura 85, percebe-se que entre cada seção, existe 1 trecho, esses trechos servem como base de análise para o cálculo das perdas de protensão.

As perdas de protensão são divididas em imediatas e progressivas. As imediatas acontecem devido ao atrito entre a cordoalha e a bainha, deformação da cordoalha devido a ancoragem e deformação no concreto no instante da protensão. Assim como as perdas imediatas, as progressivas foram calculadas isoladamente e são as perdas por retração do concreto no tempo infinito, fluência no concreto e relaxação na armadura no tempo infinito.

4.2.10.1 Perda por atrito

No item 2.10.1.1, tem-se a definição da perda por atrito, onde também estão detalhadas as incógnitas da equação 19, que representa o valor dessa perda, e é dada por:

$$\sigma_i = \sigma_s \cdot [1 - e^{-(\mu\Delta\alpha + \beta x)}]$$

Como visto na figura 85, a viga foi dividida em 4 trechos. Assim, foi analisada e encontrada a perda de tensão em cada um deles, e a tensão efetiva em cada seção.

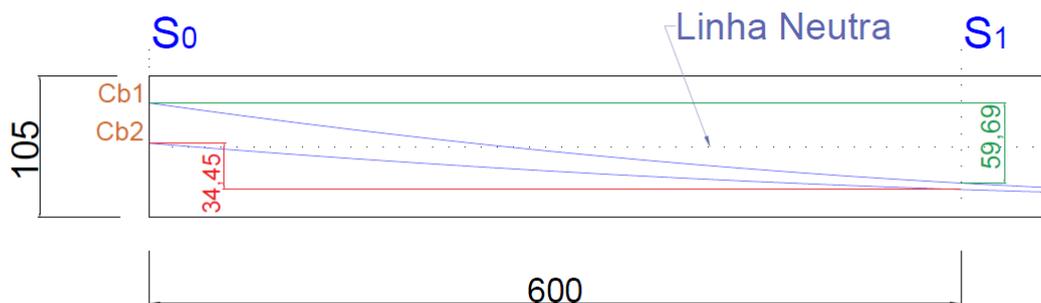
Trecho 1 (S_0 a S_1)

Definição de α - Ao analisar a figura 86, percebe-se que a distância do trecho é de 600 cm, e flechas (altura do cabo na seção S_0 menos altura do cabo na seção S_1) de:

Flecha do Cabo 1 = 59,69 cm

Flecha do Cabo 2 = 34,45 cm

Figura 86 - Trecho 1, da seção S_0 a seção S_1 , com seu comprimento e as flechas dos cabos (dimensões em cm)



Fonte: Os autores (2019)

Para encontrar a tangente do ângulo da flecha, tem-se:

$$tg\alpha = \frac{2 \text{ Flecha}}{a} \quad (\text{Eq. 90})$$

Onde:

a = distância do primeiro trecho, seção S_0 a seção S_1 .

$$\text{CABO 1} \rightarrow tg\alpha = \frac{2 \cdot 59,69}{600} = 0,1989 \quad \rightarrow \alpha = 11,25^\circ \rightarrow \alpha = 0,1963 \text{ rd}$$

$$\text{CABO 2} \rightarrow tg\alpha = \frac{2 \cdot 34,45}{600} = 0,1148 \quad \rightarrow \alpha = 6,55^\circ \rightarrow \alpha = 0,1143 \text{ rd}$$

Definição de μ e β - A bainha escolhida foi a circular metálica comum, com isso, no manual do fabricante encontrou-se o coeficiente de atrito (μ) e o desvio parasitário (β), conforme as tabelas a seguir.

Figura 87 - Valores dos coeficientes de atrito (μ) entre a cordoalha e a bainha (valores médios)

	Coeficiente de atrito (μ)
Bainha metálica comum	0,24
Bainha metálica galvanizada	0,20
Bainha de polietileno (PEAD)	0,12 a 0,15
Cordoalhas engraxadas e encapadas individualmente em PEAD	0,06 a 0,08

Fonte: Adaptado do Catalogo da Protende

Figura 88 - Valores do desvio parasitário (β)

Tipo de Estrutura	Execução Esmerada		Execução Normal	
	2 cord.	4 cord.	2 cord.	4 cord.
Laje (bainha chata)	2×10^{-3}	$1,5 \times 10^{-3}$	3×10^{-3}	$2,5 \times 10^{-3}$
Viga (bainha circular)	$1,5 \times 10^{-3}$		$1,5 \times 10^{-3}$	

Fonte: Adaptado do Catalogo da Protende

Tabela 4 – Resumo dos valores encontrado

RESUMO DOS VALORES ENCONTRADO		
σ_s	Tensão no início do trecho. Para esse primeiro trecho, será a tensão aplicada pelo macaco hidráulico	1382 MPa
$\Delta\alpha$	Variação angular do cabo 1	0,1963 rd
$\Delta\alpha$	Variação angular do cabo 2	0,1143 rd
β	Desvio parasitário (figura 88) Esse valor é o mesmo para todos os trechos	0,0015
μ	Coefficiente de atrito (figura 87) Esse valor é o mesmo para todos os trechos	0,24
x	Comprimento do trecho (metros)	6 m
e	Número de Euler Esse valor é o mesmo para todos os trechos	2,718

Fonte: Os autores (2019)

Com os valores definidos, substituídos na equação 18, tem a perda de tensão por atrito no primeiro trecho:

Tensão de perda por atrito no cabo 1 (trecho 1):

$$\sigma_i = 1382 \cdot \left[1 - 2,718^{-(0,24 \cdot 0,1963 + 0,0015 \cdot 6)} \right] = 75,41 \text{ MPa}$$

Tensão de perda por atrito no cabo 2 (trecho 1):

$$\sigma_i = 1382 \cdot \left[1 - 2,718^{-(0,24 \cdot 0,1143 + 0,0015 \cdot 6)} \right] = 49,44 \text{ MPa}$$

Ao subtrair as perdas do trecho 1, pela tensão no início do trecho (S_0), encontra-se a tensão na seção 1:

$$\text{Cabo 1} = \text{tensão inicial} - \text{perda por atrito} \therefore 1382 - 75,41 = 1306,59 \text{ MPa}$$

Cabo 2 = tensão inicial – perda por atrito $\therefore 1382 - 49,44 = 1332,56$ MPa

Observa-se que a perda no cabo dois é menor. Isso acontece devido ao cabo ter uma menor flecha (menor ângulo α).

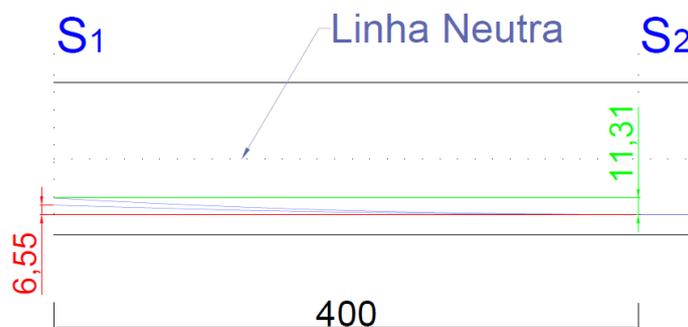
Trecho 2 (S_1 a S_2)

Definição de α – Ao analisar a figura 89, tem-se a distância do trecho de 400 cm, e flechas (altura do cabo na seção S_1 menos altura do cabo na seção S_2) de:

Flecha do Cabo 1 = 11,31 cm

Flecha do Cabo 2 = 6,55 cm

Figura 89 - Trecho 2, da seção S_1 a seção S_2 , com seu comprimento e as flechas dos cabos (dimensões em cm).



Fonte: Os autores (2019)

Tangentes dos ângulos das flechas:

$$\text{CABO 1} \rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \cdot 11,31}{400} = 0,05655 \rightarrow \alpha = 3,237^\circ \rightarrow \alpha = 0,05649 \text{ rd}$$

$$\text{CABO 2} \rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \cdot 6,55}{400} = 0,03275 \rightarrow \alpha = 1,876^\circ \rightarrow \alpha = 0,03274 \text{ rd}$$

Conforme a tabela 4, os valores de β , μ e e são os mesmos do primeiro trecho. O comprimento do trecho (x) é de 4 metros. A tensão inicial (σ_s) é a tensão na seção S_1 , calculada anteriormente, com 1306,59 MPa para o cabo 1 e 1332,56 MPa para o cabo 2. Ao substituir esses valores na equação 19, encontrou-se a perda no trecho 2.

Tensão de perda por atrito no cabo 1 (trecho 2):

$$\sigma_i = 1306,59 \cdot \left[1 - 2,718^{-(0,24 \cdot 0,05649 + 0,0015 \cdot 4)} \right] = 25,30 \text{ MPa}$$

Tensão de perda por atrito no cabo 2 (trecho 2):

$$\sigma_i = 1332,56 \cdot \left[1 - 2,718^{-(0,24 \cdot 0,03274 + 0,0015 \cdot 4)} \right] = 18,34 \text{ MPa}$$

Ao subtrair as perdas do trecho 2, pela tensão no início do trecho (S_1), encontra-se a tensão na seção 2:

$$\text{Cabo 1} = \text{tensão na seção 1} - \text{perda por atrito} \therefore 1306,59 - 25,30 = 1281,29 \text{ MPa}$$

$$\text{Cabo 2} = \text{tensão na seção 1} - \text{perda por atrito} \therefore 1332,56 - 18,34 = 1314,22 \text{ MPa}$$

Trecho 3 (S_2 a S_3)

Sabe-se que, os trechos e inclinação de uma metade da viga é igual a outra, então, por simetria a flecha e as tangentes dos ângulos do trecho 2 são as mesmas e do trecho 3. Portanto, para encontrarmos as perdas neste trecho, usa-se os mesmos valores do trecho 2 na equação 19, mudando apenas a tensão no início do trecho (σ_s), que é a tensão na seção 2.

Tensão de perda por atrito no cabo 1 (trecho 3):

$$\sigma_i = 1281,29 \cdot \left[1 - 2,718^{-(0,24 \cdot 0,05649 + 0,0015 \cdot 4)} \right] = 24,81 \text{ MPa}$$

Tensão de perda por atrito no cabo 2 (trecho 3):

$$\sigma_i = 1314,22 \cdot \left[1 - 2,718^{-(0,24 \cdot 0,03274 + 0,0015 \cdot 4)} \right] = 18,08 \text{ MPa}$$

Ao subtrair as perdas do trecho 3, pela tensão no início do trecho (S_2), encontra-se a tensão na seção 3:

$$\text{Cabo 1} = \text{tensão na seção 2} - \text{perda por atrito} \therefore 1281,29 - 24,81 = 1256,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Cabo 2} = \text{tensão na seção 2} - \text{perda por atrito} \therefore 1314,22 - 18,08 = 1296,14 \text{ MPa}$$

Trecho 4 (S_3 a S_4)

Também por simetria, as flechas e as tangentes dos ângulos do trecho 1 são as mesmas do trecho 4. Sendo assim, para encontrar a perda no trecho 4, usa-se os mesmos valores do trecho 1 na equação 19, mudando apenas a tensão no início do trecho (σ_s), que é a tensão na seção 3.

Tensão de perda por atrito no cabo 1 (trecho 4):

$$\sigma_i = 1256,48 \cdot [1 - 2,718^{-(0,24 \cdot 0,1963 + 0,0015 \cdot 6)}] = 68,56 \text{ MPa}$$

Tensão de perda por atrito no cabo 2 (trecho 4):

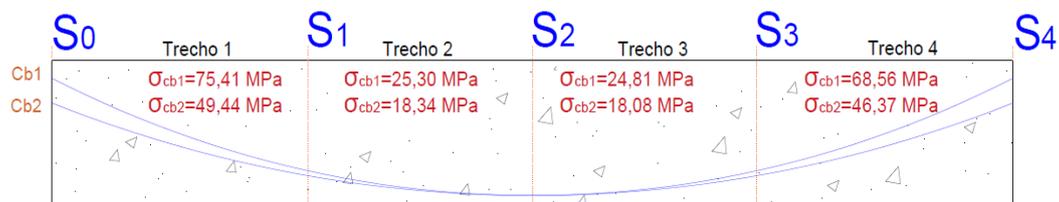
$$\sigma_i = 1296,14 \cdot [1 - 2,718^{-(0,24 \cdot 0,1143 + 0,0015 \cdot 6)}] = 46,37 \text{ MPa}$$

Ao subtrair as perdas do trecho 4, pela tensão no início do trecho (S_3), encontra-se a tensão na última seção (S_4):

Cabo 1 = tensão na seção 3 – perda por atrito $\therefore 1256,48 - 68,56 = 1187,92 \text{ MPa}$

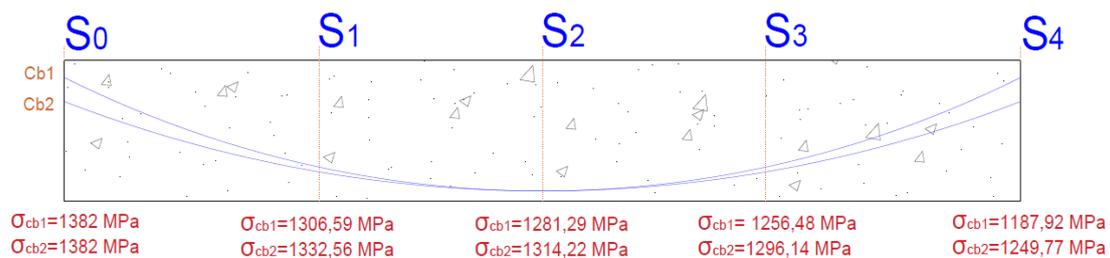
Cabo 2 = tensão na seção 3 – perda por atrito $\therefore 1296,14 - 46,37 = 1249,77 \text{ MPa}$

Figura 90 - Resumo das perdas de protensão por atrito nos trechos 1, 2, 3 e 4.



Fonte: Os autores (2019)

Figura 91 - Resumo das tensões nas seções 1, 2, 3 e 4, subtraídas as perdas imediatas por atrito



Fonte: Os autores (2019)

4.2.10.2 Perda de protensão por acomodação da ancoragem

Perda que acontece no cravamento da cunha na placa de ancoragem, esse cravamento é responsável por assegurar e manter os cabos tensionados. Depois deste, que é retirado o macaco hidráulico.

Para as vigas longarinas da passarela só acontecerá esta perda no lado da ancoragem ativa, pois na ancoragem passiva não tem cunha e é ancorada no próprio concreto (visto no item 2.5.4).

Sabe-se que, essa perda de tensão só ocorre até uma distância da ancoragem (X_r), para descobrir essa distância e em sequência a perda, foi feito conforme o método do manual da Rudloff.

Sabe-se que a perda de tensão junto a ancoragem é definida pela equação abaixo:

$$\Delta P = 2\Delta p \cdot X_r \quad (\text{Eq. 25})$$

ΔP : perda de tensão junto a ancoragem (KN);

Δp : perda de força de protensão por unidade de comprimento em KN/cm (para os primeiros 16 metros), dada pela equação:

$$\Delta p = \frac{P_0 - P_x}{X} \quad (\text{Eq. 26})$$

P_0 : força na seção da ancoragem;

P_x : força a 16 metros da ancoragem;

X : 16 metros;

X_r : distância do ponto de equilíbrio das tensões:

$$X_r = \sqrt{\frac{\lambda_r A_p \cdot E_p}{\Delta p}} \quad (\text{Eq. 27})$$

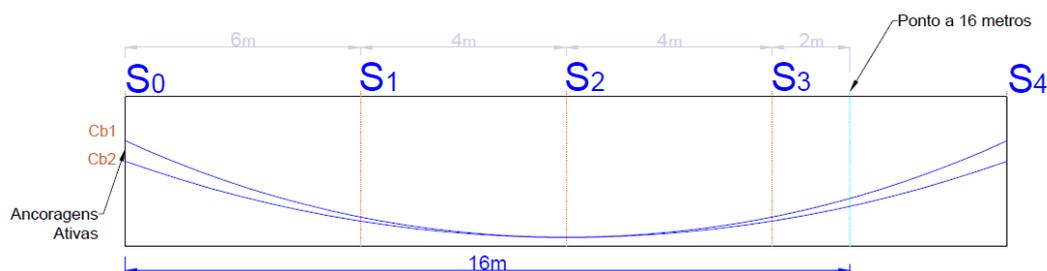
A_p : área da seção transversal do cabo em cm^2 (soma dos cabos);

E_p : módulo de elasticidade do cabo em KN/cm^2 ;

λ_r : recuo devido a cravação das cunhas em cm;

Para o uso do método da Rudloff, é necessário conhecer quais são as tensões nos cabos a 16 metros de distância das ancoragens ativas. Então, ao analisar a figura 92, sabe-se que esse ponto está situado dois metros depois da seção S_3 , no trecho 4.

Figura 92 - Ponto a 16 metros da ancoragem.



Fonte: Os autores (2019)

Como visto na figura 90, as perdas de tensões devido ao atrito no trecho 4, são:

$$\text{Cabo 1} = 68,56 \text{ MPa}$$

$$\text{Cabo 2} = 46,37 \text{ MPa}$$

Se o ponto a 16 metros da ancoragem ativa acaba 2 metros depois da seção S₃, então, a perda de protensão neste ponto foi encontrada por:

$$\text{Cabo 1} = \frac{\text{perda de tensão por atrito}}{\text{comprimento total do trecho 4}} \cdot 2 \text{ metros} \therefore \text{Cabo 1} = \frac{68,56}{6} \cdot 2 = 22,85 \text{ MPa}$$

$$\text{Cabo 2} = \frac{\text{perda de tensão por atrito}}{\text{comprimento total do trecho 4}} \cdot 2 \text{ metros} \therefore \text{Cabo 2} = \frac{46,37}{6} \cdot 2 = 15,46 \text{ MPa}$$

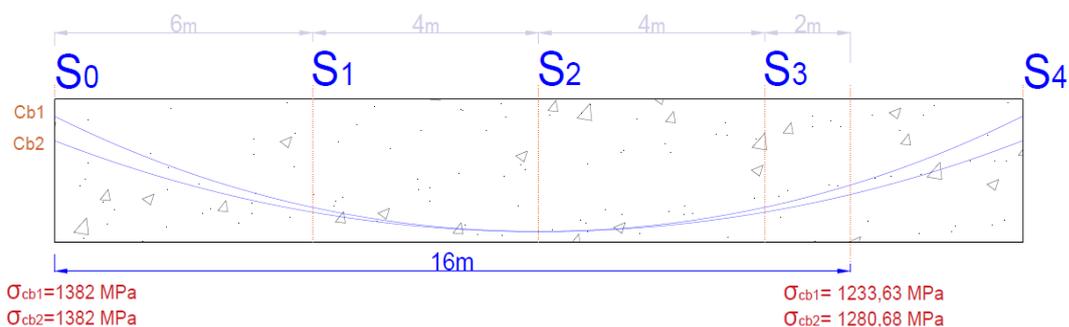
Ao encontrar a perda de protensão no ponto, subtraiu-se a mesma pela tensão da seção 3, resultando na tensão efetiva no ponto (ilustrado na figura 93).

$$\text{Tensão} = \text{tensão na seção 3} - \text{perda de protensão no ponto a 16 m}$$

$$\text{Cabo 1} = 1256,48 \text{ MPa (tensão na seção 3)} - 22,85 \text{ MPa} = 1233,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Cabo 2} = 1296,14 \text{ MPa (tensão na seção 3)} - 15,46 \text{ MPa} = 1280,68 \text{ MPa}$$

Figura 93 - Tensões na ancoragem e tensão há 16 metros da ancoragem



Fonte: Os autores (2019)

Consultou-se o catálogo do fabricante, dispondo dos seguintes dados:
 λr : 6 mm (valor de recuo da cordoalha na cravação da cunha, visto na figura 94)

Figura 94 - Perda por acomodação das cunhas na ancoragem

PTC: 2 a 4,5 mm (Ancoragem Mono)	MT e MTAI: 6mm
----------------------------------	----------------

Fonte: Catálogo da Protende

E_p : 19500 KN/cm² (modo de elasticidade do aço);

x : 16 metros (explicado anteriormente);

Área do cabo de protensão = 5,6 cm²;

P : força de protensão, dada por:

$$P = \sigma \cdot A \quad (\text{Eq. 91})$$

Força no início do trecho (seção da ancoragem, S_0):

$$P_0: 138,2 \text{ KN/cm}^2 \cdot 5,6 \text{ cm}^2 = 774 \text{ KN}$$

Força o ponto a 16 metros da ancoragem:

$$P_{x,cb1}: 123,363 \text{ KN/cm}^2 \cdot 5,6 \text{ cm}^2 = 690,83 \text{ KN}$$

$$P_{x,cb2}: 128,068 \text{ KN/cm}^2 \cdot 5,6 \text{ cm}^2 = 717,18 \text{ KN}$$

Substituindo os valores nas equações 26 e 27, temos:

$$\Delta p_{cb1} = \frac{774 - 690,83}{1600} = 0,052$$

$$\Delta p_{cb2} = \frac{774 - 717,18}{1600} = 0,036$$

$$\text{Cabo 1} \rightarrow X_{r_{cb1}} = \sqrt{\frac{0,6 \cdot 5,6 \cdot 19500}{0,052}} = 1122,5 \text{ cm}$$

$$\text{Cabo 2} \rightarrow X_{r_{cb2}} = \sqrt{\frac{0,6 \cdot 5,6 \cdot 19500}{0,036}} = 1349,07 \text{ cm}$$

Os valores de X_r encontrados representam as distâncias que atingirá essa perda protensão, sendo:

Cabo 1 \rightarrow 11,225 metros

Cabo 2 \rightarrow 13,49 metros

Com os valores de alcance da perda encontrado, substituindo-os na equação 25 temos as perdas por acomodação da ancoragem na seção (S_0).

Cabo 1 -

$$\Delta P_{cb1} = 2\Delta p_{cb1} \cdot X_{r_{cb1}}$$

$$\Delta P_{cb1} = 2 \cdot 0,052 \cdot 1122,5 = 116,74 \text{ KN} \rightarrow \frac{116,74}{5,6} \cong 20,85 \text{ KN/cm}^2 \therefore 208,5 \text{ MPa}$$

Cabo 2 -

$$\Delta P_{cb2} = 2\Delta p_{cb2} \cdot X_{r_{cb2}}$$

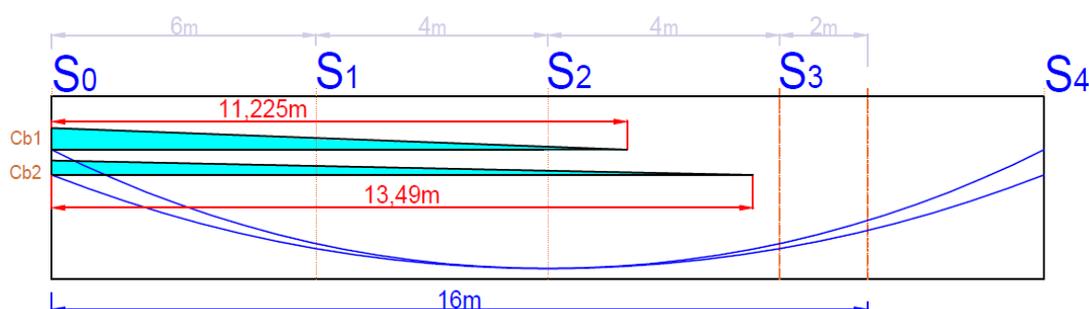
$$\Delta P_{cb2} = 2 \cdot 0,036 \cdot 1349,07 = 97,13 \text{ KN} \rightarrow \frac{97,13}{5,6} \cong 17,34 \text{ KN/cm}^2 \therefore 173,4 \text{ MPa}$$

As perdas encontradas anteriormente são as máximas para os dois cabos, pois foram calculadas na seção que ocorrerá o cravamento das cunhas (S_0). Porém, sabe-se

que essa perda por acomodação da ancoragem atingirá 11,225 metros no cabo 1 e 13,49 metros no cabo 2.

Com os valores máximos dessa perda, e suas distancias de alcance, foi possível traçar um gráfico linear (a favor da segurança), servindo como base para encontrar as perdas nas outras seções.

Figura 95 - Gráfico de tensões baseado nas perdas por deformação do aço na acomodação da ancoragem e as distancias de alcance das mesmas



Fonte: Os autores (2019)

Ao analisar o gráfico acima, percebe-se que as perdas no cabo 1 e no cabo 2 além da seção S_0 , atingem as seções S_1 e S_2 . Então foi necessário encontrar as perdas nessas seções.

Com as perdas máximas na seção S_0 e seu fim nas distancias ilustrada na figura 95. Com uma regra de três, encontrou-se as perdas nas seções S_1 e S_2 .

- Perda na seção 1

$$\text{Cabo 1} - \frac{208,5}{x} = \frac{11,225}{11,225-6} \rightarrow X (\text{perda no cabo 1}) = 97,05 \text{ MPa}$$

$$\text{Cabo 2} - \frac{173,4}{x} = \frac{13,4907}{13,4907-6} \rightarrow X (\text{perda no cabo 2}) = 96,28 \text{ MPa}$$

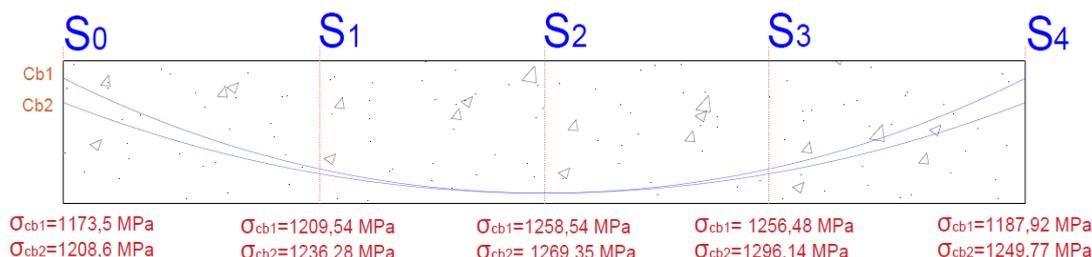
- Perda na seção 2

$$\text{Cabo 1} - \frac{208,5}{x} = \frac{11,225}{11,225-10} \rightarrow X (\text{perda no cabo 1}) = 22,75 \text{ MPa}$$

$$\text{Cabo 2} - \frac{173,4}{x} = \frac{13,4907}{13,4907-10} \rightarrow X (\text{perda no cabo 2}) = 44,87 \text{ MPa}$$

A figura 96 mostra as tensões nas seções subtraídas às perdas por atrito e deformação devido ancoragem. Lembrando que a perda por deformação devido ao cravamento da ancoragem, só foi subtraída as tensões nas seções S_0 , S_1 e S_2 .

Figura 96 - Tensões nas seções, subtraídas as perdas de protensão por atrito e deformação devido ancoragem



Fonte: Os autores (2019)

4.2.10.3 Perda por encurtamento imediato do concreto

Quando as vigas longarinas da passarela forem executadas, ao tencionar o segundo cabo, haverá um afrouxamento no primeiro devido a deformação no concreto, isso resultará em uma perda de tensão em ambos os cabos. Para calcular essa perda, tem-se a equação 31 a seguir:

$$\Delta\sigma_{p,m\u00e9dio} = a_p \left(\frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p e^2}{I} - \frac{M_e}{I} \right) \frac{(n-1)}{2n} \quad (\text{Eq. 31})$$

A_c = \u00e1rea de concreto na se\u00e7\u00e3o da viga:

$$A_c = h \cdot bw \quad \therefore \quad 105 \cdot 35 = 3675 \text{ cm}^2 \quad (\text{Eq. 92})$$

I = momento de in\u00e9rcia bruto da viga (equa\u00e7\u00e3o 10):

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \therefore \quad I = \frac{35 \cdot 105^3}{12} = 3376406,25 \text{ cm}^4$$

n = quantidade de cabos protendido na viga ($n=2$);

a_p = rela\u00e7\u00e3o do m\u00f3dulo de elasticidade do a\u00e7o e do concreto e dado por:

$$a_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (\text{Eq. 92})$$

E_c : 33130 MPa (equação 2.1);

E_p : 195000 MPa (módulo de elasticidade do aço);

$$a_p = \frac{195000}{33130} = 5,886$$

A força de protensão é dada por:

$$N_p = \sigma_i \cdot A_p \quad (\text{Eq. 93})$$

$\sigma_i = 149,436 \text{ KN/cm}^2$ (tensão inicial de protensão);

$A_p = 11,2 \text{ cm}^2$ (área de armadura protendida);

$$N_p \text{ (força)} = 138,2 \text{ KN/cm}^2 \cdot 11,2 \text{ cm}^2 = 1547,84 \text{ KN} \quad (\text{Eq. 93.1})$$

$e = 38,5 \text{ cm}$ (excentricidade do cabo representante, visto na figura 85);

M_e = momento externo com apenas com o peso próprio da viga. Encontrado pela equação 79 em que, Q é encontrado no quadro 3.

$$M_e = \frac{Q \cdot l^2}{8} \therefore \frac{9,19 \cdot 19^2 \cdot 100}{8} = 41469,87 \text{ KN.cm}$$

$$\Delta\sigma_{p,médio} = 5,886 \cdot \left(\frac{1547,84}{3675} + \frac{1547,84 \cdot 38,5^2}{3376406,25} - \frac{41469,87}{3376406,25} \right) \frac{(2-1)}{2 \cdot 2} \cong 1,61 \text{ KN/cm}^2$$

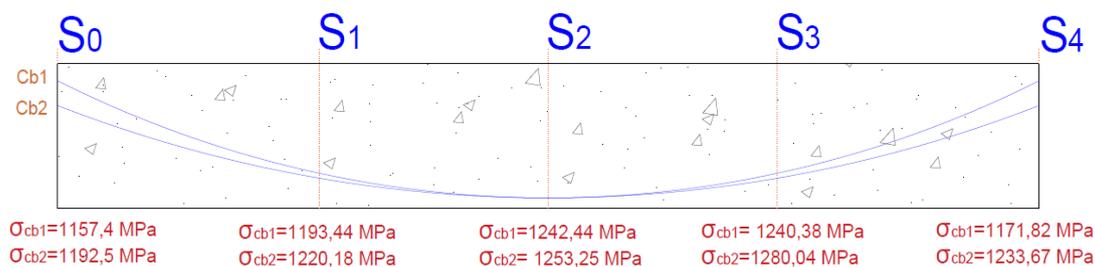
$$\Delta\sigma_{p,médio} \cong 16,1 \text{ MPa}$$

Essa perda deve ser subtraída em todas as seções da viga.

4.2.10.4 Perdas imediatas totais

Ao somar todas as perdas imediatas têm-se na figura 97 as tensões resultantes em cada seção.

Figura 97 - Tensões nas seções subtraídas as perdas iniciais (perda por atrito nas bainhas, acomodação da ancoragem e deformação no concreto)



Fonte: Os autores (2019)

4.2.10.5 Perda por retração no concreto no tempo infinito

Uma peça de concreto no período de cura e com passar do tempo perde uma quantia de água, com isso a tendência é diminuir seu volume, consequentemente perderá tensão nos cabos. Assim como nas outras perdas, é necessário conhecer esse valor de perda de tensão.

Abaixo são apresentados os dados da estrutura que foi necessário para o cálculo dessa perda por retração:

- Tempo infinito (∞) acima de 10000 dias;
- Cimento Portland CPIV;
- Estrutura exposta ao ar livre;
- Slump teste 11 cm;
- Protensão realizada após 30 dias;

A retração do concreto é dada por:

$$\epsilon_{CS}(t, t_0) = \epsilon_{CS\infty} [\beta_s(t_\infty) - \beta_s(t_0)]$$

Em que:

$$\epsilon_{CS\infty} = \epsilon_{1s} \cdot \epsilon_{2s}$$

$\epsilon_{1s} = 6,2 \cdot 10^{-4}$ (retirado da figura 44, com base no ambiente da estrutura e Slump Teste)

$$\epsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}}$$

$$h_{fic} = y \frac{2A_c}{u_{ar}}$$

$y = 1,5$ (retirado da figura 44);

$A_c = 3675 \text{ cm}^2$ (equação 92);

u_{ar} = perímetro da viga em contato com o ar (a parte da laje não está em contato com o ar), então:

$$2 \cdot h + b \therefore 2 \cdot 105 + 35 = 245 \text{ cm}$$

$$h_{fic} = 1,5 \frac{2 \cdot 3675}{245} = 45 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot 45}{20,8 + 3 \cdot 45} = 0,789$$

$$\epsilon_{cs\infty} = 6,2 \cdot 10^{-4} \cdot 0,789 = 4,89 \cdot 10^{-4}$$

Para encontrar os valores de β_s no tempo inicial e no tempo infinito basta consultar a figura 100, porém, antes disto é necessário encontrar a idade fictícia (t). Então foi usada a equação 38 e encontrado a idade fictícia como mostra abaixo:

$$t = \alpha \sum_i \left(\frac{T_i + 10}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \right) \quad (\text{Eq. 38})$$

$\alpha = 1$ (retirado na figura 46);

T_i = temperatura média diária do ambiente ($^{\circ}\text{C}$);

Figura 98 - Dados climatológicos para Almanara - MG

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Temperatura média ($^{\circ}\text{C}$)	27.1	27.2	26.7	25.6	23.7	22.4	21.8	22.9	24.8	26.3	25.9	26.5
Temperatura mínima ($^{\circ}\text{C}$)	21.7	21.6	21.4	20.5	18.1	16.3	15.7	16.8	18.8	20.8	20.9	21.5
Temperatura máxima ($^{\circ}\text{C}$)	32.5	32.8	32	30.7	29.3	28.6	27.9	29	30.8	31.9	31	31.5
Chuva (mm)	106	63	99	69	33	25	24	17	22	67	159	163

Fonte: climate-data.org (2019)

A figura 98 mostra a temperatura média mensal de Almenara-MG, com isso encontramos a temperatura média anual.

$$T_i \cong 25^\circ\text{C}$$

$\Delta t_{ef,i} = 360$ dias (período em dias da temperatura média T_i);

Assim, temos a idade fictícia:

$$t_0 = 30 \text{ dias};$$

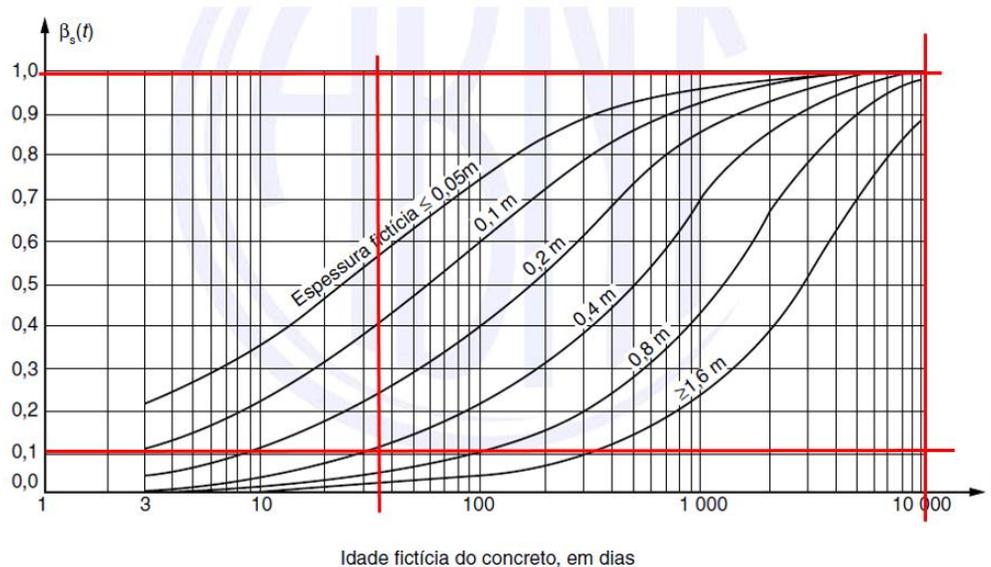
$$t = 1 \left(\frac{25^0 + 10}{30} \cdot 30 \right) = 35 \text{ dias}$$

$$t_\infty = 10000 \text{ dias};$$

$$t = 1 \left(\frac{25^0 + 10}{30} \cdot 10000 \right) = 11666,67 \text{ dias}$$

Depois da idade fictícia, tem-se os valores de $\beta_s(11666,67)$ e $\beta_s(35)$ no ábaco da figura 99.

Figura 99 - Valores de β_s para $h_{fic} = 45$ cm e idade fictícia de $\beta_s(11666,67)$ e $\beta_s(35)$.



Fonte: Adaptada da NBR 6118, 2014, p. 213.

Então:

$$\beta_s(11666,67) = 0,99 \text{ e } \beta_s(35) = 0,11;$$

Substituindo os valores, tem-se:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 4,89 \cdot 10^{-4} \cdot [0,99 - 0,11] = 4,30 \cdot 10^{-4}$$

A perda de tensão por retração foi encontrada de acordo com a teoria da elasticidade, como mostra a formula abaixo:

$$\Delta\sigma_{ps} = E_p \cdot \epsilon_{cs}$$

$\Delta\sigma_{ps}$: tensão (é a perda por retração);

E_p : 195000 MPa (módulo de elasticidade, foi considerado que a deformação do concreto é mesma do aço).

$$\Delta\sigma_{ps} = 195000 \cdot 4,30 \cdot 10^{-4} = 83,85 \text{ MPa}$$

Assim, a perda por retração no concreto no tempo infinito foi de 83,85 MPa.

4.2.10.6 Perda de protensão por fluência no concreto

A passarela está submetida a carregamentos e esforços constante. Com isso as deformações da estrutura aumentam com passar do tempo devido ao fenômeno de fluência. Com isso, causará uma perda de tensão e assim como na perda por retração é dada por:

$$\Delta\sigma_{pc} = E_p \cdot \epsilon_{cc}$$

E_p : 195000 MPa;

ϵ_{cc} : deformação devido a fluência no concreto:

$$\epsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cgp}}{E_i} \varphi(t, t_0)$$

Onde:

E_i : 33130 MPa (equação 2.1);

σ_{cgp} : tensão produzida pela protensão e carga de serviço da viga, dada por:

$$\sigma_{cgp} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e^2 - M_k \cdot e}{I}$$

A favor da segurança, pode ser desconsiderado o momento de serviço e momento isostático, assim, considerando apenas a força normal do cabo de protensão, a tensão é dada por:

$$\sigma_{cgp} = \frac{N_p}{A_c}$$

N_p : 1547,84 KN (equação 93.1);

A_c : 3675 cm² (equação 92);

$$\sigma_{cgp} = \frac{1547,84}{3675} = 0,43 \text{ KN/cm}^2 \therefore 4,3 \text{ MPa}$$

$\varphi(t, t_0)$: coeficiente de fluência é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - [\beta_f(t_0)]] + 0,4\beta_d$$

Onde:

$\beta_d = 1$ (para verificação de fluência no tempo infinito);

φ_a : coeficiente de deformação rápida, é dado por:

$$0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_{30})}{f_c(t_{\infty})} \right]$$

$f_c(t_{\infty})$: para cimento CPIII = 1,419 (valor encontrado na tabela 1).

$f_c(t_{30})$: pode ser dada pela expressão: $e^{\left\{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right\}}$;

$s = 0,38$ para cimento CPIII (valor da tabela 1, que depende da velocidade de endurecimento do concreto);

t : tempo em dias.

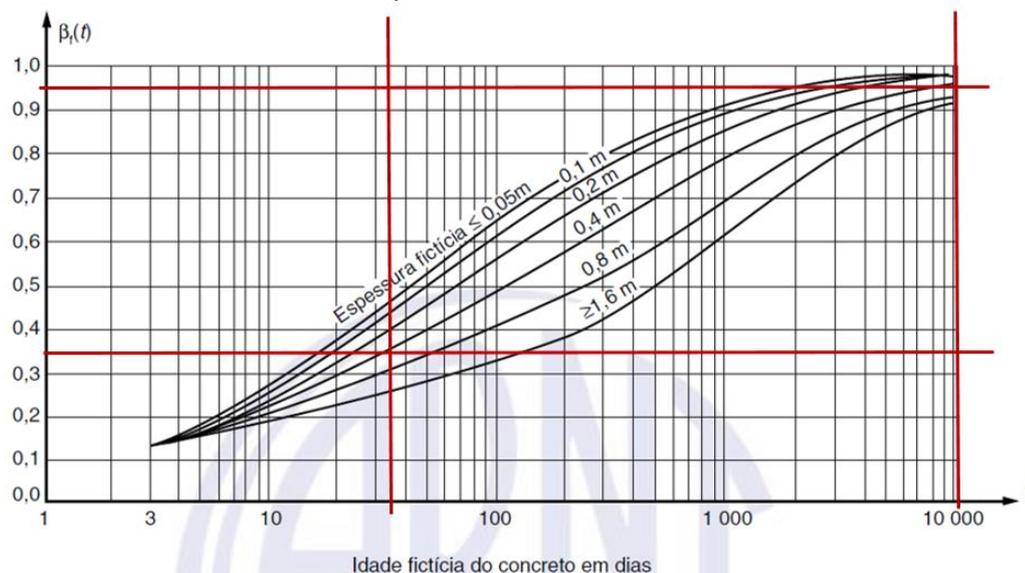
Substituindo os valores, tem-se:

$$e^{\left\{0,38 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{30}}\right)\right\}} = 1,01$$

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{1,01}{1,419} \right] = 0,230$$

Como h_{fic} já foi encontrado na retração, então para $h_{fic} = 45$ cm, no ábaco de fluência da figura 100, encontrou-se os valores de $\beta_f(t_{30})$ e $\beta_f(t_{\infty})$.

Figura 100 - Variação $\beta_f(t)$ para $h_{fic} = 45$ cm, com idade fictícia de $\beta_t(11666,67)$ e $\beta_t(35)$



Fonte: Adaptada da NBR 6118, 2014, p. 211.

Conforme figura 100, $\beta_f(11666,67) = 0,95$ e $\beta_f(35) = 0,35$.

$\varphi_{f\infty}$: coeficiente de fluência no tempo infinito para concreto de 35 MPa é dado por:

$$\varphi_{f\infty} = \phi_{1c} \cdot \phi_{2c}$$

Onde:

$\phi_{1c} = 2,5$ (figura 44, coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente $U\%$ e da consistência do concreto);

ϕ_{2c} : coeficiente dependente da espessura fictícia da peça (h_{fic});

$h_{fic} = 45$ cm (mesmo valor usado na perda por retração no concreto no tempo infinito):

$$\phi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}}$$

$$\phi_{2c} = \frac{42 + 45}{20 + 45} = 1,34$$

$$\varphi_{f\infty} = 2,5 \cdot 1,34 = 3,35$$

$$\varphi(t, t_0) = 0,230 + 3,35 [0,95 - 0,35] + 0,4 \cdot 1 = 2,64$$

Finalmente, temos a deformação devido a fluência no concreto (ε_{cc}):

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cgp}}{E_i} \varphi(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cc} = \frac{4,3}{33130} \cdot 2,64 = 3,43 \cdot 10^{-4}$$

Então, a perda de tensão devido a fluência, foi de:

$$\Delta\sigma_{pc} = E_p \cdot \varepsilon_{cc}$$

$$\Delta\sigma_{pc} = 195000 \cdot 3,43 \cdot 10^{-4} = 66,88 \text{ MPa}$$

4.2.10.7 Perda por relaxação na armadura no tempo infinito

Sabe-se que o alongamento da armadura é constante, então o aço tende a sofrer relaxação. Esta depende fundamentalmente da tensão da armadura e do seu tipo, RB ou RN. Sendo assim, para as cordoalhas das vigas longarinas (CP 190 RB), encontramos a perda de tensão devido a relaxação na armadura pela expressão:

$$\Delta\sigma_{pr}(t_\infty, t_0) = \psi(t_\infty, t_0) \cdot \sigma_{pi}$$

Onde:

$\Delta\sigma_{pi_cb1}$: 1242,44 MPa (tensão máxima descontando as perdas imediatas no cabo 1);

$\Delta\sigma_{pi_cb2}$: 1280,04 MPa (tensão máxima descontando as perdas imediatas no cabo 2);

$\psi(t_\infty, t_0)$: perda de tensão por relaxação, valor encontrado na figura 101, que depende do percentual da tensão resistente do cabo, dado por:

$$\text{Percentual da tensão} = \frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}}$$

$f_{ptk} = 1873$ MPa (tensão de ruptura do aço);

Para o cabo 1:

$$\text{Percentual da tensão} = \frac{\sigma_{pi_cb1}}{f_{ptk}} \therefore \frac{1242,44}{1873} = 0,663 f_{ptk}$$

Para o cabo 2:

$$\text{Percentual da tensão} = \frac{\sigma_{pi_cb2}}{f_{ptk}} \therefore \frac{1280,04}{1873} = 0,684 f_{ptk}$$

Figura 101 - valores de ψ_{1000} em porcentagem

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

Onde
RN é a relaxação normal;
RB é a relaxação baixa.

Fonte: Tabela 8.4 da NBR 6118, 2014, p. 32

Não tendo os valores exatos na figura 101 dos percentuais de f_{ptk} calculado anteriormente, foi necessário fazer uma interpolação, encontrando assim o valor de ψ_{1000} para cada cabo.

$$\text{Cabo 1} \rightarrow \frac{0,7-0,6}{2,5-1,3} = \frac{0,663-0,6}{\psi-1,3} \therefore \psi_{1000} = 2,056\%$$

$$\text{Cabo 2} \rightarrow \frac{0,7-0,6}{2,5-1,3} = \frac{0,684-0,6}{\psi-1,3} \therefore \psi_{1000} = 2,308\%$$

Conforme a NBR 6118 (2014), para o tempo infinito, a intensidade da relaxação do aço é dada por:

$$\psi(t_{\infty}, t_0) = 2,5 \cdot \psi_{1000}$$

$$\text{Cabo 1} \rightarrow \psi(t_{\infty}, t_0) = 2,5 \cdot 2,056 = 5,14\%$$

$$\text{Cabo 2} \rightarrow \psi(t_{\infty}, t_0) = 2,5 \cdot 2,308 = 5,77\%$$

Substituindo os valores, encontraram-se abaixo as perdas por relaxação na armadura de protensão:

$$\Delta\sigma_{pr}(t_{\infty}, t_0) = \psi(t_{\infty}, t_0) \cdot \sigma_{pi}$$

$$\text{Cabo 1} \rightarrow \sigma_{(cb1)} = 5,14\% \cdot 1242,44 \cong 63,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Cabo 2} \rightarrow \sigma_{(cb2)} = 5,77\% \cdot 1280,04 \cong 73,86 \text{ MPa}$$

4.2.10.8 Perdas progressivas totais

Conforme a simplificação de Carvalho 2017, as perdas progressivas foram calculadas de forma isolada e depois somadas, resultando na perda progressiva total, dada pela expressão:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t, t_0) = \Delta\sigma_{pc}(t, t_0) + \Delta\sigma_{ps}(t, t_0) + \Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$$

Em que:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t, t_0)$: perda total progressiva;

$\Delta\sigma_{pc}(t, t_0)$: 66,88 (perda de protensão devido à fluência);

$\Delta\sigma_{ps}(t, t_0)$: 83,85 (perda de protensão devido à retração);

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$: 63,86 para o cabo 1 e 73,86 para o cabo 2 (perda de protensão devido à relaxação).

Substituindo os valores, encontraram-se as perdas progressivas totais nos dois cabos:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p,c+s+r}(\text{Cabo 1}, t, t_0) \rightarrow & 83,85[\Delta\sigma_{ps}(t, t_0)] + 66,88[\Delta\sigma_{pc}(t, t_0)] + 63,86 \\ & [\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)] = 214,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(\text{Cabo 2}, t, t_0) \rightarrow 83,85[\Delta\sigma_{ps}(t, t_0)] + 66,88[\Delta\sigma_{pc}(t, t_0)] + 73,86[\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)] = 224,6 \text{ Mpa}$$

4.2.11 Tensão na armadura ativa, descontando todas as perdas de protensão

Finalmente foi encontrada a força de protensão efetiva, que é dada conforme NBR 6118 (2014) pela expressão:

$$P_t(x) = \sigma_i - \Delta\sigma_0(x) - \Delta\sigma_t(x)$$

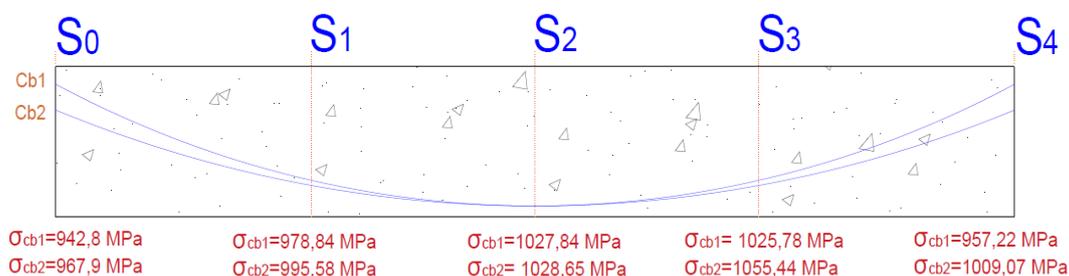
σ_i : 1382 MPa (Tensão máxima, aplicada pelo equipamento de protensão);

$\Delta\sigma_0(x)$: perda imediata de protensão (essa perda é diferente em cada seção e trecho);

$\Delta\sigma_t(x)$: cabo 1 = 214,6 MPa, cabo 2 = 224,6 MPa (perda de protensão progressiva na abscissa x).

Como as perdas nas seções são diferentes, foi necessário calcular separadamente as tensões efetivas em cada seção. A figura 102 mostra as resultantes desse cálculo.

Figura 102 - Resumo das tensões efetivas nas seções (S_0, S_1, S_2, S_3 e S_4), depois de subtraídas todas as perdas (imediatas e progressivas)



Fonte: Os autores (2019)

Sabe-se que no pré-dimensionamento das armaduras, considerou-se uma perda de protensão total de 25% (quadro 9), depois de calculada as perdas, ao analisar a seção S_2 , encontramos as seguintes porcentagens:

Porcentagem de perda total de protensão no cabo 1 = $1 - \frac{1027,84}{1382} \cong 25,6\%$

Porcentagem de perda total de protensão no cabo 2 = $1 - \frac{1028,7}{1382} \cong 25,6\%$

Como as perdas estimadas no pré-dimensionamento foram de 25% e as calculadas foram aproximadamente 25,6%, entende-se que a armadura calculada no pré-dimensionamento atende as necessidades da estrutura, uma vez que esta pequena diferença na perda não tem relevância na área de aço (evidenciando que a área de aço passiva já está majorada).

Vale ressaltar que os valores das perdas progressivas (retração, fluência e relaxação) podem ser considerados levando em conta a relação entre eles, reduzindo um pouco este valor.

Pode ocorrer também, perdas causadas pelo aparelho de protensão, isso não foi levado em consideração neste trabalho, pois não se sabe qual o aparelho será usado para tal atividade.

4.2.12 Verificação do estado limite de fissuração

As vigas da passarela devem ter um limite de abertura de fissuras para que não aconteça a entrada de agentes externos que possa provocar sua degradação. Para estas vigas pós-tracionadas, concretadas em ambiente de classe ambiental II no E.L.S com base na figura 33, usaremos o concreto protendido nível 1 (protensão parcial) e para abertura das fissuras (w) deve atender a:

$$\text{ELS} - w \leq 0,2 \text{ mm}$$

Como visto no item 2.7.2 e na tabela 3, w deve ser menor que 0,2 mm em uma das equações a baixo:

$$w = \text{menor entre} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\emptyset}{12,5_{n1}} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{F_{ctm}} \\ \frac{\emptyset}{(12,5_{n1})} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{array} \right.$$

Em que:

\emptyset : 12.5 mm (diâmetro da armadura passiva);

η_1 : barra de auto aderência 2,25 conforme figura 103 (para CA50);

Figura 103 - Valor do coeficiente de aderência η_1

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: tabela 8.3 da NBR 6118, 2014, p. 29

E_{si} : módulo de elasticidade do aço CA50 (210000 MPa);

F_{ctm} : (visto no item 2.7.1), dado por:

$$f_{ct,m} = 0,3 F_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$F_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot 35^{\frac{2}{3}} = 3,2 \text{ MPa}$$

σ_s : tensão da armadura, dada por:

$$\sigma_s = \frac{F_{yd}}{1,4} \cdot \frac{A_{s\text{ calculado}}}{A_{s\text{ efetivo}}}$$

Os valores das incógnitas da equação abaixo foram retirados do item 4.2.8, “Área de aço passiva”.

$$\sigma_s = \frac{434,8}{1,4} \cdot \frac{3,8}{5 \cdot 1,13} = 208,88 \text{ MPa}$$

$$w_{k(1)} = \frac{12}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{208,88}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 208,88}{3,2} = 0,0831 \leq 0,2 \text{ mm}$$

Já na primeira equação, o valor $w_{k(1)}$ é menor que 0,2 mm, então as vigas longarinas atenderam ao limite de abertura de fissuras.

A NBR 6118 (2014) também recomenda armaduras de pele nas vigas, que não pode ser menor que 0,10% por face, então:

$$A_{pele} = 0,10\% A_c$$

A_c : 3675 cm² (equação 92)

$$A_c = \frac{0,10}{100} \cdot 3675 = 3,675 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

$$\text{Área da barra de 8 mm} = \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} = 0,51$$

$$A_{pele} = \frac{3,675}{\text{area da barra de 8 mm}} \cdot \frac{3,675}{0,51} = 7,2$$

Então, para armadura de pele, definiu-se 8 barras de 8mm em cada lado da viga.

Para melhor rigidez das vigas, optou-se por colocar 4 barras de 12.5 mm na parte superior da mesma.

Segundo o item 17.3.5.2.4 da NBR 6118 (2014), a soma das armaduras não pode ser maior que 4% A_c , então:

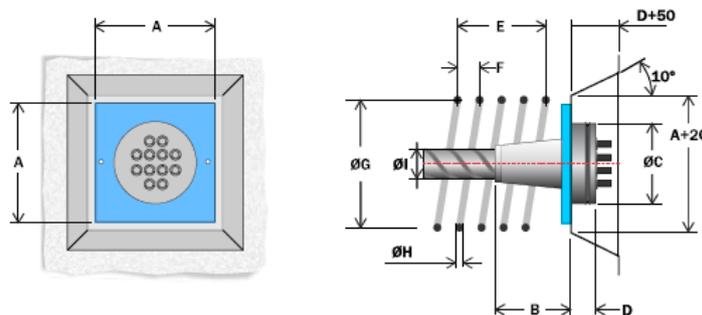
$$\text{Armadura Ativa} + \text{Armadura passiva total} \leq 4\% A_c$$

$$11,2 \text{ cm}^2 + (0,51 \cdot 8 \cdot 2) + (1,23 \cdot 5) + (1,23 \cdot 4) \leq 4\% 35 \cdot 105$$

$$30,43 \text{ cm}^2 \leq 147 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Atende a exigência.}$$

Em torno da ancoragem ativa há tensões muito altas de cisalhamento diagonal, assim, foi necessário colocar armaduras para combater esse cisalhamento, essa armadura é chamada de armadura de fretagem dispostas em forma de mola. Para definição desta, consultamos o manual do fabricante (figura 104) e encontramos as dimensões e diâmetro das barras (CA25).

Figura 104 - Dimensões dos itens da ancoragem ativa tipo MTC (usada nas vigas longarinas da passarela).



Tipo	Dimensões	ARMADURA DE FRETAGEM - CA-25								Bainha
		A mm	B mm	Ø C mm	D mm	E mm	F mm	Ø G mm	Ø H mm	Ø I mm
AA 12,7 MTC 4		160	114	102	45	200	50	140	10	40
AA 12,7 MTC 6		180	161	127	50	200	50	170	10	50
AA 12,7 MTC 7		190	165	127	50	250	50	180	10	55
AA 12,7 MTC 8		210	241	140	50	300	50	190	10	55
AA 12,7 MTC 9		220	213	152	50	300	50	200	10	60
AA 12,7 MTC 10		240	281	165	57	300	50	220	10	65
AA 12,7 MTC 12		240	227	165	57	350	50	220	12	65
AA 12,7 MTC 15		290	350	197	60	350	50	270	12	70
AA 12,7 MTC 19		320	344	216	60	400	50	290	12	80
AA 12,7 MTC 22		350	401	229	60	450	60	320	16	85
AA 12,7 MTC 27		380	453	267	75	600	70	410	20	90
AA 12,7 MTC 31		430	458	279	85	600	70	430	20	100
AA 15,2 MTC 4		170	117	114	50	200	50	160	10	45
AA 15,2 MTC 6		210	141	140	55	300	50	190	10	60

Fonte: Adaptada ao Catálogo da Protende

Também na figura 104, conseguiram-se as dimensões do bloco, placa de ancoragem e bainhas.

4.2.13 Alongamento teórico dos cabos

Na execução das vigas longarinas, deve ser aplicado pelo macaco hidráulico à tensão encontrada anteriormente nos cálculos (1382 MPa). No concreto protendido, para controlar a aplicação dessa tensão, calcula-se um alongamento teórico nos cabos. Assim foi feito o cálculo desse alongamento teórico, conforme a teoria da elasticidade, dado por:

$$\Delta L_{cb} = \frac{\sigma_{cb1} \cdot l_{cabo} + 0,01 l_{cabo}}{E}$$

Em que:

ΔL_{cb} : alongamento teórico do cabo;

σ_{cb1} : tensão média;

l_{cabo} : comprimento do cabo;

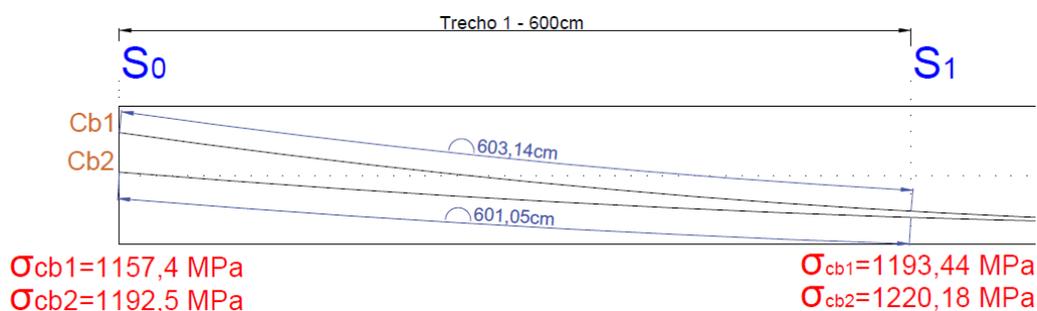
E_p : 195000 MPa (modo de elasticidade do aço).

Como as tensões são diferentes em todas as seções, foram encontrados os alongamentos dos cabos separadamente por trecho.

Para o cálculo do alongamento, usam-se as tensões descontadas apenas as perdas imediatas (figura 97). Com base nisto, foi feita uma média das tensões das extremidades do trecho. Isso se fez necessário em todos os trechos.

Alongamento teórico do trecho 1.

Figura 105 - Trecho 1, tensão na seção S_0 e S_1 após perdas imediatas



Fonte: Os autores (2019)

Cabo 1 -

Media de tensão:

$$\sigma_{cb1} = \frac{1157,4MPa + 1193,44MPa}{2} = 1175,42 MPa$$

Alongamento do cabo:

$$\Delta L_{cb1} = \frac{1175,42 \cdot (603,14 + 0,01 \cdot 603,14)}{195000} = 3,672 \text{ cm}$$

Cabo 2 -

Media de tensão:

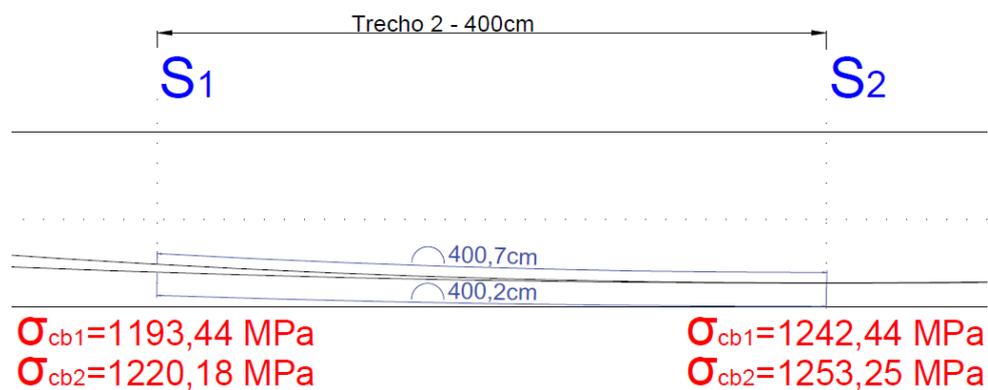
$$\sigma_{cb2} = \frac{1192,5MPa + 1220,18MPa}{2} = 1206,34 MPa$$

Alongamento do cabo:

$$\Delta L_{cb2} = \frac{1206,34 \cdot (601,05 + 0,01 \cdot 601,05)}{195000} = 3,755 \text{ cm}$$

Alongamento teórico do trecho 2.

Figura 106 - Trecho 2, tensão na seção S_1 e S_2 após perdas imediatas



Fonte: Os autores (2019)

Cabo 1 -

Media de tensão:

$$\sigma_{cb1} = \frac{1193,44 \text{ MPa} + 1242,22 \text{ MPa}}{2} = 1217,94 \text{ MPa}$$

Alongamento do cabo:

$$\Delta L_{cb1} = \frac{1217,94 \cdot (400,7 + 0,01 \cdot 400,7)}{195000} = 2,528 \text{ cm}$$

Cabo 2 -

Media de tensão:

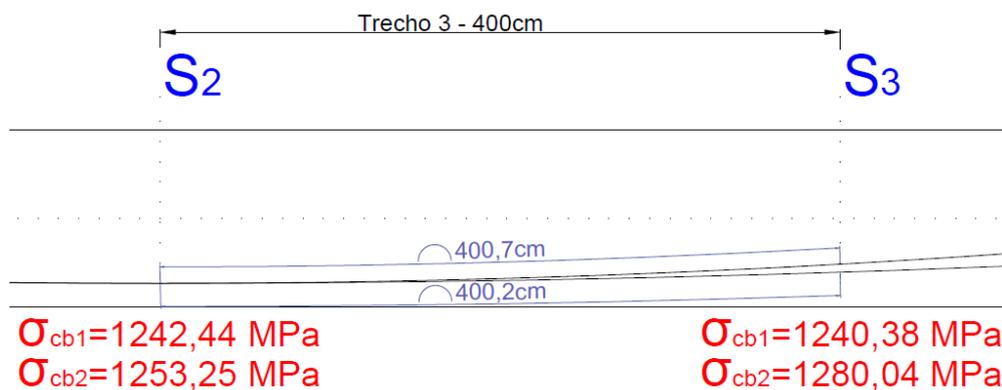
$$\sigma_{cb2} = \frac{1220,18 \text{ MPa} + 1253,25 \text{ MPa}}{2} = 1236,71 \text{ MPa}$$

Alongamento do cabo:

$$\Delta L_{cb2} = \frac{1236,71 \cdot (400,2 + 0,01 \cdot 400,2)}{195000} = 2,563 \text{ cm}$$

Alongamento teórico do trecho 3.

Figura 107 - Trecho 3, tensão na seção S_2 e S_3 após perdas imediatas



Fonte: Os autores (2019)

Cabo 1 -

Media de tensão:

$$\sigma_{cb1} = \frac{1242,44 \text{ MPa} + 1240,38 \text{ MPa}}{2} = 1241,41 \text{ MPa}$$

Alongamento do cabo:

$$\Delta L_{cb1} = \frac{1241,41 \cdot (400,7 + 0,01 \cdot 400,7)}{195000} = 2,576 \text{ cm}$$

Cabo 2 -

Media de tensão:

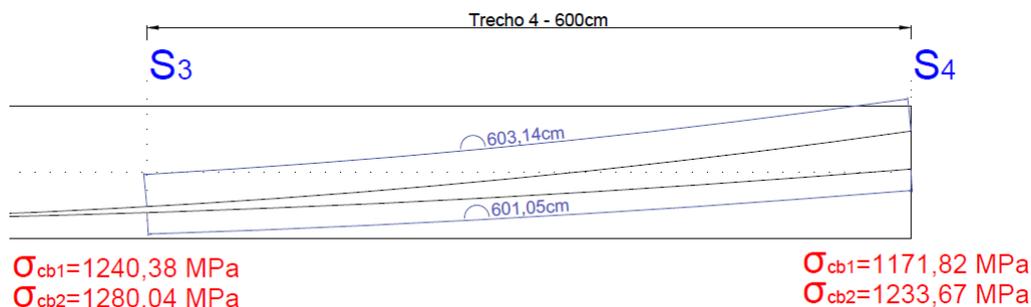
$$\sigma_{cb2} = \frac{1253,25 \text{ MPa} + 1280,04 \text{ MPa}}{2} = 1266,64 \text{ MPa}$$

Alongamento do cabo:

$$\Delta L_{cb2} = \frac{1266,64 \cdot (400,2 + 0,01 \cdot 400,2)}{195000} = 2,626 \text{ cm}$$

Alongamento teórico do trecho 4.

Figura 108 - Trecho 4, tensão na seção S_2 e S_3 após perdas imediatas



Fonte: Os autores (2019)

Cabo 1 –

Media de tensão:

$$\sigma_{cb1} = \frac{1240,38 \text{ MPa} + 1171,82 \text{ MPa}}{2} = 1206,10 \text{ MPa}$$

Alongamento do cabo:

$$\Delta L_{cb1} = \frac{1206,10 \cdot (603,14 + 0,01 \cdot 603,14)}{195000} = 3,768 \text{ cm}$$

Cabo 2 –

Media de tensão:

$$\sigma_{cb2} = \frac{1280,04 \text{ MPa} + 1233,67 \text{ MPa}}{2} = 1256,85 \text{ MPa}$$

Alongamento do cabo:

$$\Delta L_{cb2} = \frac{1256,85 \cdot (601,05 + 0,01 \cdot 601,05)}{195000} = 3,913 \text{ cm}$$

Alongamento teórico ($\Delta L_{teórico}$) total dos cabos (soma dos alongamentos dos trechos):

$$\text{Cabo 1} \rightarrow \Delta L_{teórico-cb1} = 3,672 + 2,528 + 2,576 + 3,768 = 12,544 \text{ cm}$$

$$\text{Cabo 2} \rightarrow \Delta L_{teórico-cb2} = 3,755 + 2,563 + 2,626 + 3,913 = 12,857 \text{ cm}$$

Os alongamentos reais dos cabos de protensão (ΔL_{real}) devem respeitar os limites de:

$$0,9\Delta L_{teórico} \leq \Delta L_{real} \leq 1,1\Delta L_{teórico}$$

Cabo 1 -

$$0,9 \cdot 12,544 \leq \Delta L_{real} \leq 1,1 \cdot 12,544$$

$$11,29 \text{ cm} \leq \Delta L_{real} \leq 13,79 \text{ cm}$$

Cabo 2 -

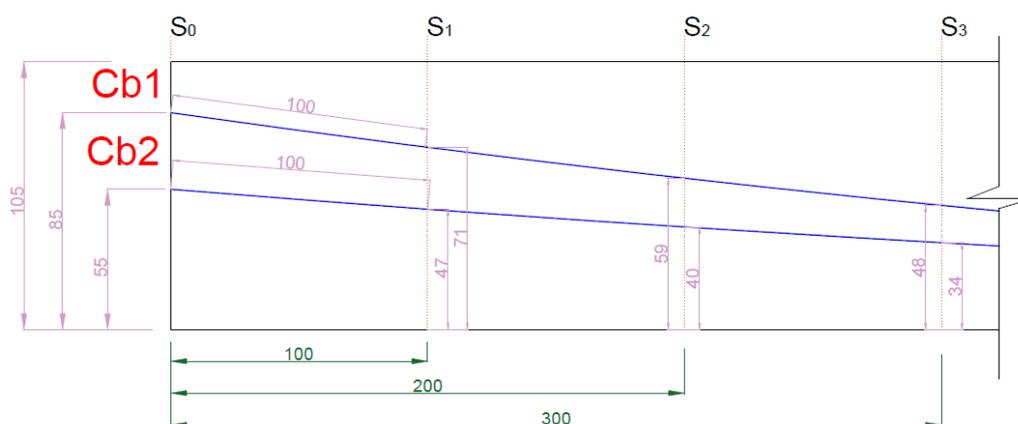
$$0,9 \cdot 12,857 \leq \Delta L_{real} \leq 1,1 \cdot 12,857$$

$$11,57 \text{ cm} \leq \Delta L_{real} \leq 14,14 \text{ cm}$$

4.2.14 Detalhamento das vigas longarinas

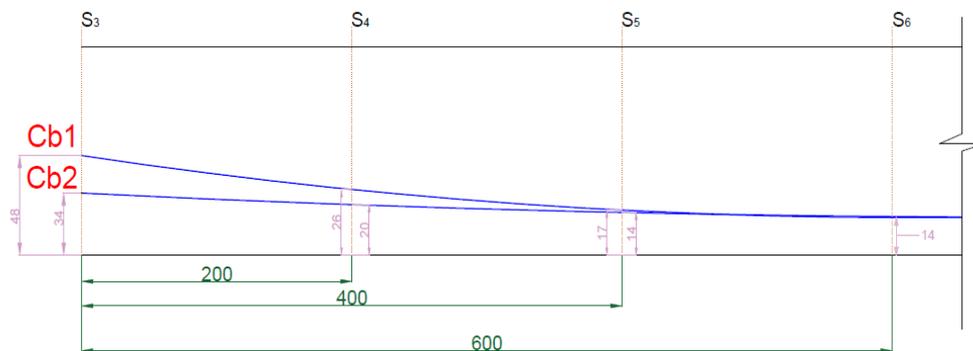
Para o detalhamento de vigas protendidas é importante que tenha o máximo de detalhes, isso facilita a execução. Então, dividimos as vigas em mais seções, as figuras a seguir mostram uma prévia do detalhamento das vigas longarinas da passarela, com base nos cálculos desenvolvidos neste trabalho. Também será detalhado um corte transversal e a ancoragem ativa. Por fim, o quadro 11 mostra o consumo de nata de injeção ideal para garantir a aderência das cordoalhas.

Figura 109 - Três metros de detalhamento das vigas longarinas protendidas, iniciado pela seção S_0 (dimensões em cm)



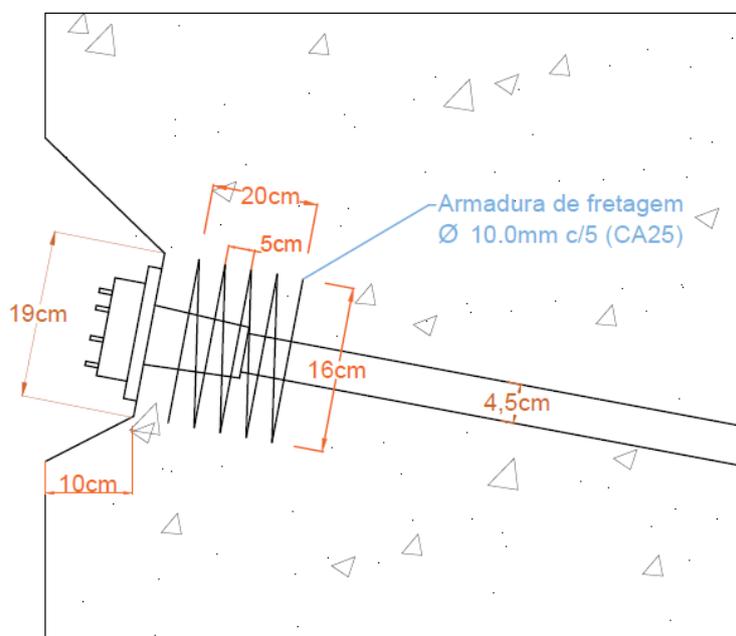
Fonte: Os autores (2019)

Figura 110 - Seis metros de detalhamento das vigas longarinas protendidas, iniciado pela seção S_3 (dimensões em cm)



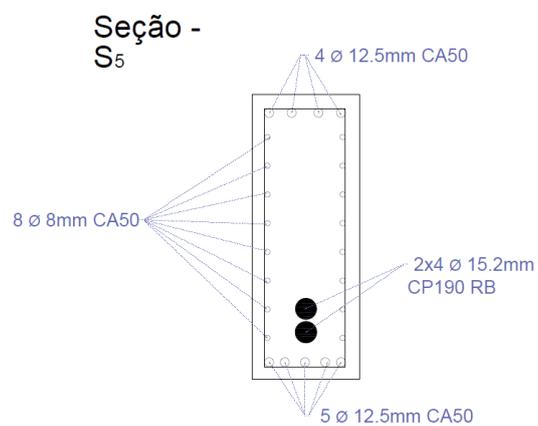
Fonte: Os autores (2019)

Figura 111 - Detalhes das ancoragens ativas, e armadura de fretagem.



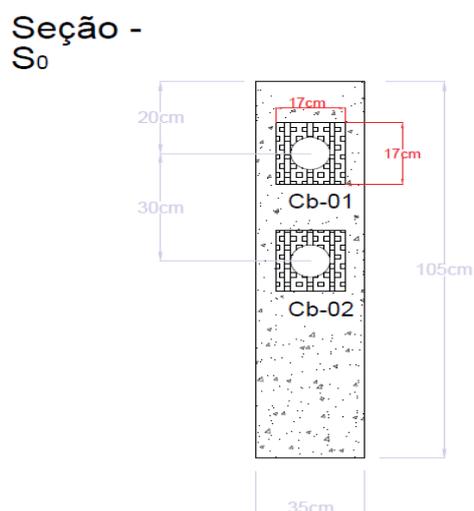
Fonte: Os autores (2019)

Figura 112 - Detalhe do corte transversal da seção S_5



Fonte: Os autores (2019)

Figura 113 - Detalhe do corte transversal da seção S_0



Fonte: Os autores (2019)

Para a aderência das cordoalhas, na tabela abaixo, tem-se o consumo de litro por metro linear de nata para injeção nas bainhas.

Quadro 11 - Consumo de nata para injeção (valores disponibilizados pelo fabricante)

CONSUMO DE NATA DE INJEÇÃO PARA BAINHA COM 4 CORDOALHAS DE 15,2 mm	
Nata de injeção (l/m)	1,10 litros por metro de bainha

Fonte: Os autores (2019)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho proporcionou aos autores uma análise minuciosa em estruturas protendidas. Ao calcular as vigas da passarela, observou-se que a tensão do aço de protensão e suas deformações variam devido a inúmeros fatores que devem ser previstos e calculados para que não acarretem danos expressivos à estrutura, como por exemplo, as perdas de protensão que resultam em grandes quedas de tensões nos cabos.

Além do cálculo, percebeu-se que a execução deve ser rigorosamente acompanhada para garantir a correta instalação dos dispositivos de protensão, como a instalação da bainha, armadura, ancoragem e garantir o alongamento dos cabos. Caso contrário, há possibilidade de causar instabilidade na estrutura.

Nos resultados do trabalho, notaram-se diversas vantagens em utilizar estrutura de concreto protendido, como por exemplo, o fato da protensão fazer um melhor emprego dos materiais, melhor controle de fissuração e conseguem-se estruturas mais esbeltas quando comparado ao concreto armado. Outra vantagem percebeu-se no cálculo das armaduras, em que a resistência do cabo de protensão foi três vezes maior que a resistências das armaduras passivas.

O objetivo principal deste trabalho foi alcançado, pois a busca exaustiva de fundamentação teórica empreendida pelos autores possibilitou estruturar-se sobre o dimensionamento e concepção do projeto de uma viga isostática protendida, resultando em uma grande base de conhecimento. Dessa forma, com uma continuidade aos estudos pode-se fugir do método construtivo convencional de concreto armado e conceder projetos de estruturas mais arrojadas, mais leves, com execução rápida e que atendam melhor aos critérios dos projetos arquitetônicos.

O dimensionamento das vigas longarinas protendidas representam resultados coerentes, quando comparado a cálculos de estruturas similares. Porém, caso seja implantada a passarela deve-se rever o cálculo estrutural, pois há outras* verificações que poderiam ser feitas, mas que não contemplaram o escopo deste trabalho.

Grandes dificuldades foram encontradas no decorrer deste trabalho, pois apesar do crescimento do uso do concreto protendido no Brasil, ainda são poucas as referências, obras e profissionais com experiência em protensão, principalmente na microrregião de Almenara-MG. Tendo em vista que a maior utilização desse tipo de

* Não foram calculadas as armaduras de cisalhamento, a flecha máxima não foi verificada e não foi feito estudo comparativos orçamentários de execução e materiais, ficando assim para um trabalho futuro.

concreto protendido tratado no cálculo é em obras de grande porte, subentende-se assim uma inviabilidade para as obras cotidianas da região, entretanto, existem outros tipos, como por exemplo, o pós-tração sem aderência (cordoalhas engraxadas), utilizadas em lajes e vigas de obras de pequeno porte, tendo assim uma possível viabilidade para microrregião de Almenara-MG.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARANHA, Matheus de Oliveira. **Projeto da superestrutura de uma passarela em orla marítima**. 2017. 73f. Monografia (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10024560.pdf>> Acesso em: 01 de nov. de 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto estrutura de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931: Execução de estrutura de concreto –Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas –Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7681-1:2013 - Calda de cimento para injeção Parte 1: Requisitos**. Rio de Janeiro, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14718: Guarda-corpos para edificação**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Universidade Estadual Paulista - Departamento de Engenharia Civil, Agosto de 2019. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos>> Acesso em: 09 de set. de 2019.

BUCHAIM, Roberto. **Concreto Protendido: Tração Axial, Flexão Simples e Força Cortante**. 1.ed. Londrina: Editora da Universidade Estadual de Londrina (EDUEL), 2008. 256 p. v.1.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em Concreto Protendido: pré-tração- pós-tração - cálculo e detalhamento**. 2.ed. São Paulo: Pini, 2017. 446 p.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido: Teoria e prática**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2013. 337 p.

CONCRETO & CONSTRUÇÕES. **Concreto Protendido**. Revista. 78. ed. 2015. Disponível em: <http://ibracon.org.br/Site_revista/Concreto_Construcoes/pdfs/revista78.pdf>. Acesso em: 05 de set. de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **ISF 216: Projeto de obras de arte especiais**. Rio de Janeiro, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **ISF 219: Projeto de passarela para pedestres**. Rio de Janeiro, 2012.

FIALHO, Antônio de Pádua Felga. **Passarelas urbanas em estrutura de aço**. 2004. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004. Disponível em: <<https://docplayer.com.br/17550927-Passarelas-urbanas-em-estrutura-de-aco.html>>. Acesso em: 03 de set. de 2019.

HANAI, João Bento de. **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Carlos, Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharias de Estruturas, 2005. E-book. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/protendido/arquivos/cp_ebook_2005.pdf>. Acesso em: 08 de ago. de 2019.

ISF 219: Projeto de passarela para pedestres. Rio de Janeiro, 2012.

KAESTNER, Camile Luana. **Dimensionamento de longarinas protendidas com a consideração das etapas construtivas**. 2015. 184 f. Monografia (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/157101/TCC_Camile_Kaestner.pdf?sequence=1&isAllowed=y> Acesso em: 10 de set. de 2019.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto: concreto protendido**. 1.ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2007. 316 p. v.5.

PFEIL, W. **Concreto Protendido: Introdução**. 2.ed. Rio de Janeiro: LTC editora, 1984. 200 p. v.1.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro: LTC editora, 1979. 458 p. PROTENDE. **Sistemas e métodos**. Catálogo. 3. ed. 2018. Disponível em: <https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2255800/mod_resource/content/1/catalogo%20protende%203a%20edicao%20-%202008.pdf> Acesso em: 03 de jul. de 2019.

RUDLOFF. **Concreto Protendido**. Catálogo. Rev. 6, 11/2015. Disponível em: <http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf> Acesso em: 11 de ago. de 2019.

VASCONCELOS, Augusto Carlos. **O concreto no Brasil: recordes, realizações, história**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1992. 280 p.

VASCONCELOS, Augusto Carlos. **Manual prático para a correta utilização dos aços no concreto protendido em obediência à normas atualizadas**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, Editora S. A., 1980. 64 p.

VERÍSSIMO, Gustavo de Sousa; JR, Kléos M Lenz César. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. 4ª edição. Viçosa, Universidade Federal de Viçosa – Departamento de Engenharia Civil, Novembro de 1998. Disponível em <<http://wwwp.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/CP-vol1.pdf>>. 24 de jul. de 2019.