



WILLIAM VARELA GEREMIA

**ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
PRÉ-ESFORÇADAS COM A NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 6118/2014 E A
NORMA PORTUGUESA NP EN 1992-1-1:2010**

MESTRADO EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO

BRAGANÇA - PORTUGAL

Junho de 2021

WILLIAM VARELA GEREMIA

ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
PRÉ-ESFORÇADAS COM A NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 6118/2014 E A NORMA
PORTUGUESA NP EN 1992-1-1:2010

Dissertação apresentada a Escola Superior de Tecnologia e Gestão no curso de Mestrado em Engenharia da Construção no âmbito do programa de Dupla Diplomação entre a Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR e o Instituto Politécnico de Bragança - IPB como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia da Construção.

Orientador: Prof. Dr. Manuel Teixeira Braz César

Co-Orientadoras: Prof.^a Dr. Heloiza Piassa Benetti e Prof.^a Dr. Paola Regina Dalcanal

BRAGANÇA - PORTUGAL

Junho de 2021

WILLIAM VARELA GEREMIA

ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
PRÉ-ESFORÇADAS COM A NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 6118/2014 E A NORMA
PORTUGUESA NP EN 1992-1-1:2010

Esta versão da dissertação não inclui as correções feitas pela banca examinadora.

Prof. Dr. Manuel Teixeira Braz César (Orientador)
Instituto Politécnico de Bragança - IPB

Prof.^a Dr. Heloiza Aparecida Piassa Benetti (Coorientadora)
Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR

Prof.^a Dr. Paola Regina Dalcanal (Coorientadora)
Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço profundamente a minha família, em especial aos meus pais Ivonete Varela e Ronaldo Geremia que jamais mediram esforços em dar o apoio necessário em todos os momentos e decisões durante essa trajetória. Obrigado pela educação, conselhos e por estarem sempre guiando meu caminho. Apesar de, em muitos momentos, estarmos tão distantes, sempre foram e serão meu porto seguro.

Ao meu irmão Leandro por ser meu grande conselheiro em todos os momentos e decisões da minha vida, pelo apoio nas minhas escolhas, pelas boas conversas e todo o ensinamento.

A minha namorada, Laura Rorato Neubern que esteve ao meu lado durante a maior parte da minha graduação, vivendo comigo todos os momentos dessa história, desde os tropeços e decepções até os momentos de superação e alegria. Agradeço por estar sempre presente, pela alegria que me transmite e por ter a oportunidade de viver toda essa experiência inesquecível ao seu lado. Ainda, agradeço todo o carinho que recebo da sua família e pelo grande apoio em nossa carreira profissional.

Agradeço aos meus amigos de infância, além daqueles que estiveram presentes na minha formação pré-acadêmica. Em especial, aos irmãos que ganhei durante a graduação na UTFPR, principalmente aos amigos do eterno grupo Pavimentação e Saneamento e os grandes companheiros do Ed. Dona Lurdes. Obrigado pelas madrugadas de estudos, pelas festas, pela companhia e parceria. Os quatro anos que passei em Pato Branco foram os melhores anos graças a todos vocês, e todos os bons momentos serão lembrados para sempre, com muito carinho .

Aos amigos que fiz em Portugal, em especial o apartamento 4ESQ pelos bons momentos durante esse um ano, principalmente durante o período de confinamento. As partidas de CS:GO e as LAN's de AoE III, que "salvaram" nas horas vagas jamais serão esquecidas.

A minha instituição de ensino brasileira, UTFPR, que me proporcionou inúmeras experiências além de um excelente qualidade de ensino. Aos seu corpo docente, especialmente as minhas orientadoras Paola Regina Dalcanal e Heloiza Piassa Benetti pela atenção e disposição de sempre além da parceria realizada em outros trabalhos durante a minha graduação. Ao professor Gustavo Lacerda, responsável pelos programas internacionais, pela dedicação, carinho e preocupação com nosso bem estar durante todo período.

Agradeço ao IPB pela oportunidade, acolhimento e incentivo, especialmente ao meu orientador Manuel Teixeira Braz Cesar pela compreensão, atenção e paciência.

Por fim, agradeço a todos que colaboraram com o desenvolvimento desse trabalho.

“Se eu vi mais longe, foi por estar sobre ombros
de gigantes”

Isaac Newton

RESUMO

Com o objetivo de realizar um levantamento das principais características, disposições e exigências dos regulamentos vigentes para estruturas pré-esforçadas o trabalho apresenta uma comparação entre a norma europeia NP EN 1992-1-1 (2010) (Eurocódigo 2 - Parte 1) e a norma brasileira NBR 6118 (2014). Assim, será apresentado o dimensionamento de uma viga de cobertura de uma edificação industrial em betão pré-esforçado de acordo com cada um dos regulamentos. De maneira geral, foi verificado que ambos os regulamentos apresentam características muito semelhantes, deixando as diferenças mais evidentes no que diz respeito à caracterização dos materiais e gerando distinções nos valores de perda de pré-esforço e flechas. Entretanto, apesar das diferenças ao longo do processo os dois regulamentos apresentaram valores finais semelhantes para a edificação estudada.

Palavras-chave: Pré-esforço. Protendido. Viga pré-esforçada. ABNT NBR 6118:2014. NP EN 1992 1-1:2010

ABSTRACT

With the purpose to carry out a survey of the main characteristics, provisions and requirements of current regulations for prestressed structures, the work presents a comparison between the European standard NP EN 1992-1-1 (2010) (Eurocode 2 - Part 1) and the Brazilian standard NBR 6118 (2014). Thus, the design of a roof beam of an industrial building in pre-stressed concrete will be presented according to each of the regulations. In general, it was found that both regulations have very similar characteristics, making more evident the differences about the characterization of the materials and generating distinctions in the values of prestress and arrow loss. However, despite the differences throughout the process, the two regulations presented similar final values for the studied building.

Keywords: Prestressed concrete. Prestressed beam. ABNT NBR 6118: 2014. NP EN 1992 1-1:2010

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Princípio básico do pré-esforço	28
Figura 2 – Etapas do sistema de pré-esforço com pré-tensão	29
Figura 3 – Isolamento de cabos pré-tensionados em sistema de pré-tensão	30
Figura 4 – Equipamento de ancoragem	31
Figura 5 – Distribuição Normal para a resistência a compressão do betão	32
Figura 6 – Diagramas de tensão indicativos dos estádios	34
Figura 7 – Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo do betão na compressão	39
Figura 8 – Diagrama bi-linear tensão-deformação do betão na compressão	40
Figura 9 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo	45
Figura 10 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo considerando a hipótese de simplificação	46
Figura 11 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo	47
Figura 12 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo considerando a hipótese de simplificação	47
Figura 13 – Representação da condição de aderência	50
Figura 14 – Transferência de esforços em elementos pré-tensionados	56
Figura 15 – Tensões na zona de amarração	57
Figura 16 – Difusão do pré-esforço em sistemas pós-tensionados	58
Figura 17 – Tensões no betão para ULS	60
Figura 18 – Distribuição de deformação admissível em ELU	61
Figura 19 – Vão efetivo para diferentes tipos de apoio	63
Figura 20 – Seção efetiva do betão tracionado	66
Figura 21 – Distância livre mínima entre armadura pré-tensionada	66
Figura 22 – Distância livre mínima entre bainhas pós-tensionadas	66
Figura 23 – Tipos de ancoragem	67
Figura 24 – Porcentagem de sobreposição considerada em uma seção	68
Figura 25 – Emendas por sobreposição	68
Figura 26 – Composição de esforços para elementos de altura variável	69
Figura 27 – Definição de A_{sl}	70
Figura 28 – Modelo de treliça	71

Figura 29 – Diagrama tensão-deformação do betão na compressão	76
Figura 30 – Diagrama tensão-deformação do betão na tração	76
Figura 31 – Diagrama tensão-deformação do aço passivo	81
Figura 32 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo	82
Figura 33 – Comprimento de regularização de pré-esforço	92
Figura 34 – Simplificação do diagrama parábola retângulo	94
Figura 35 – Domínios de deformação do estado limite último	94
Figura 36 – Vão efetivo	98
Figura 37 – Vão efetivo para estrutura pré-fabricadas	98
Figura 38 – Pormenor da emenda por transpasse	102
Figura 39 – Corte frontal	108
Figura 40 – Corte lateral	108
Figura 41 – Área de influência de carga	110
Figura 42 – Diagramas de carregamento da sobrecarga. a) Carregamento; b) Trans-	
verso [kN]; c) Momento fletor [kN.m].	112
Figura 43 – Distribuição de cabos da primeira iteração	116
Figura 44 – Gráfico do percentual de perda em relação ao comprimento	121
Figura 45 – Gráfico da distribuição de pré-esforço ao longo do elemento	122
Figura 46 – Gráfico da distribuição da força de pré-esforço ao longo do elemento	
no fim da vida útil	123
Figura 47 – Gráfico da distribuição de tensão ao longo do elemento para o ato de	
pré-esforço	123
Figura 48 – Gráfico da distribuição de força ao longo do elemento para o ato de	
pré-esforço com isolamento dos cabos	124
Figura 49 – Gráfico da distribuição de tensão ao longo do elemento para o ato de	
pré-esforço com isolamento dos cabos	125
Figura 50 – Diagrama de tensão x deformação do aço passivo	127
Figura 51 – Diagrama de tensão x deformação do aço ativo	128
Figura 52 – Domínio de deformação no momento de colapso	129
Figura 53 – Deformação do elemento em relação ao comprimento	131
Figura 54 – Diagramas de carregamento da sobrecarga. a) Carregamento; b) Trans-	
verso [kN]; c) Momento fletor [kN.m].	133
Figura 55 – Distribuição de cabos da primeira iteração	138

Figura 56 – Gráfico do percentual de perda em relação ao comprimento	142
Figura 57 – Gráfico da distribuição de pré-esforço ao longo do elemento	144
Figura 58 – Gráfico de análise da seção crítica escolhida	145
Figura 59 – Gráfico da distribuição da força de pré-esforço ao longo do elemento no fim da vida útil	146
Figura 60 – Gráfico da distribuição de tensão na seção inferior ao longo do ele- mento para combinações de serviço no fim da vida útil	147
Figura 61 – Gráfico da distribuição de tensão ao longo do elemento para o ato de pré-esforço	147
Figura 62 – Gráfico da distribuição a força P_0 ao longo do elemento para o ato de pré-esforço após isolamento	148
Figura 63 – Gráfico da distribuição de tensão ao longo do elemento para o ato de pré-esforço após isolamento	149
Figura 64 – Diagrama de tensão x deformação do aço de pré-esforço	151
Figura 65 – Diagrama de tensão-deformação do aço de pré-esforço	153
Figura 66 – Domínio de deformação	154
Figura 67 – Deformação do elemento em relação ao comprimento	155
Figura 68 – Gráficos comparativos entre aNBR 6118 (2014) eNP EN 1992-1-1 (2010)	164
Figura 69 – Seção das madres	192
Figura 70 – Principais seções das vigas	192
Figura 71 – Características do aço de pré-esforço apresentadas pelo fabricante . . .	193
Figura 72 – Seção retangular	193
Figura 73 – Fluxograma	194
Figura 74 – Avaliação do carregamento de peso próprio através do <i>software</i> Ftool. a) Carregamento; b) Transverso [kN]; c) Momento fletor [kN.m].	195
Figura 75 – Avaliação do carregamento permanentes através do <i>software</i> Ftool. a) Carregamento; b) Transverso [kN]; c) Momento fletor [kN.m].	195
Figura 76 – Momento fletor para a combinação de ELS-F daNBR 6118 (2014) . . .	196
Figura 77 – Momento fletor para a combinação de ELS-D daNBR 6118 (2014) . . .	196
Figura 78 – Momento fletor para a combinação quase permanente daNP EN 1992- 1-1 (2010)	196

Figura 79 – Momento fletor para a combinação quase permanente daNP EN 1992-1-1 (2010)	196
Figura 80 – Momento fletor para a combinação característica daNP EN 1992-1-1 (2010)	197
Figura 81 – Seção de momento resistente	198
Figura 82 – Seção de momento resistente	199
Figura 83 – Esquema para o cálculo de PTV	201

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos	36
Tabela 2 – Valores de k_h	44
Tabela 3 – Valores de α_{ds1} e α_{ds2}	44
Tabela 4 – Valores de ε_{uk} e k	45
Tabela 5 – Valores de ρ_{1000}	48
Tabela 6 – Recobrimento com requisitos de aderência	51
Tabela 7 – Recobrimento com requisitos ambientais para armadura de pré-esforço	52
Tabela 8 – Valores para o coeficiente μ	55
Tabela 9 – Valores recomendados para w_{max} (mm)	59
Tabela 10 – Valores para os coeficientes ψ	62
Tabela 11 – Valores de cálculo de ações para EQU	62
Tabela 12 – Valores para o coeficiente ξ	64
Tabela 13 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	74
Tabela 14 – Valores da fluência e retração em função da velocidade de endurecimento do cimento	79
Tabela 15 – Valores do coeficiente de aderência η_1	81
Tabela 16 – Valores de ψ_{1000} em porcentagem	83
Tabela 17 – Classe de agressividade ambiental	83
Tabela 18 – Relação entre classe de agressividade ambiental e qualidade do betão .	84
Tabela 19 – Cobrimento nominal para $\Delta_c = 10mm$	86
Tabela 20 – Valores máximos para a tensão aplicada σ_{P_i}	86
Tabela 21 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental	87
Tabela 22 – Valores de ψ_0 , ψ_1 e ψ_2	96
Tabela 23 – Valores de γ_f	96
Tabela 24 – Valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência	100
Tabela 25 – Dados geométricos da seção	107
Tabela 26 – Valores máximos para esforço cortante e momento fletor	111
Tabela 27 – Valores máximos para o carregamento variável	111

Tabela 28 – Coeficientes de materiais	113
Tabela 29 – Valores de resistência e módulo de elasticidade do betão	113
Tabela 30 – Valores máximos para o carregamento variável	114
Tabela 31 – Valores para o coeficiente de retração do betão	114
Tabela 32 – Características do aço ativo	115
Tabela 33 – Características do aço passivo	115
Tabela 34 – Valores geométricos para a seção crítica	116
Tabela 35 – Combinação de tensões para as combinações	117
Tabela 36 – Valores para a perda de pré-esforço por relaxação inicial	119
Tabela 37 – Valores das perdas iniciais de pré-esforço	119
Tabela 38 – Valores geométricos para seção homogeneizada	119
Tabela 39 – Cálculo da perda diferida	120
Tabela 40 – Valores das perdas totais de pré-esforço	120
Tabela 41 – Iteração para perda de pré-esforço	121
Tabela 42 – Cálculo do comprimento de transferência	122
Tabela 43 – Valores para tensão na transferência	124
Tabela 44 – Valor para a profundidade da linha neutra	126
Tabela 45 – Valores de deformação do aço ativo	127
Tabela 46 – Iterações para ULS	128
Tabela 47 – Valores para armadura de esforço transversal	130
Tabela 48 – Valores de deformação para cada combinação	130
Tabela 49 – Armadura de Pele	131
Tabela 50 – Valores de ancoragem e transpasse para as barras passivas	132
Tabela 51 – Valores máximos para o carregamento variável	133
Tabela 52 – Coeficientes dos materiais	134
Tabela 53 – Valores de resistência e módulo de elasticidade do betão	135
Tabela 54 – Valores para os coeficientes relacionados a fluência	136
Tabela 55 – Valores para o coeficiente de retração do betão	137
Tabela 56 – Características do aço ativo	137
Tabela 57 – Valores de resistência do aço passivo	138
Tabela 58 – Combinação de tensões de cargas e $P_{\infty,ELS-D}$ e $P_{\infty,ELS-F}$	139
Tabela 59 – Valores das perdas iniciais de pré-esforço	140
Tabela 60 – Valores geométricos para seção homogeneizada	141

Tabela 61 – Valores das perdas iniciais de pré-esforço	141
Tabela 62 – Coeficientes e perda diferida	142
Tabela 63 – Valores totais de perda de pré-esforço	142
Tabela 64 – Iterações para o valor da perda	143
Tabela 65 – Calculo do comprimento de transferência	143
Tabela 66 – Características geométricas da seção crítica (6,5 m)	145
Tabela 67 – Esforços gerados pelo carregamento externo na seção crítica (6,5 m)	145
Tabela 68 – Valores da força de pré-esforço para a seção crítica (6,5m)	146
Tabela 69 – Valores para o ELU-Ato	148
Tabela 70 – Valor para a profundidade da linha neutra x	150
Tabela 71 – Valores de deformação do aço ativo	150
Tabela 72 – Iterações para σ_{pd}	152
Tabela 73 – Valor de M_{rd}	152
Tabela 74 – Valores finais para M_{rd}	153
Tabela 75 – Valores para esforço transversal	154
Tabela 76 – Valores de deformação para combinações de serviço	155
Tabela 77 – Valores para armadura de pele	156
Tabela 78 – Valores de ancoragem e transpasse para as barras passivas	157
Tabela 79 – Diferenças entre as características do betão	159
Tabela 80 – Valores da perda de pré-esforço	160
Tabela 81 – Valores limites e valor aplicados de tensão	161
Tabela 82 – Valores para a deformação	161
Tabela 83 – Valores para a força de pré-esforço	162
Tabela 84 – Diferenças entre as características no momento do colapso	162
Tabela 85 – Armaduras complementares	162
Tabela 86 – Armaduras necessárias para cada regulamento	163
Tabela 87 – Comparação de valores com estruturas de vão variável	188

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classe de resistência de acordo com a classe de exposição ambiental	49
Quadro 2 – Correção da classe de resistência do betão	49
Quadro 3 – Espaçamento mínimo de armaduras ativas	100
Quadro 4 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas	102
Quadro 5 – Valores do coeficiente α_{0t}	102
Quadro 6 – Limites para deslocamento	106
Quadro 7 – Valores dos coeficientes α	190
Quadro 8 – Classe de exposição de acordo com a EN 206	191

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	Área da seção de betão;
A_s	Área de armadura passiva de tração;
A'_s	Área de armadura passiva de compressão;
A_p	Área da seção de armadura ativa;
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do betão;
E_{cm}	Módulo de elasticidade Secante do betão;
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do betão;
E_c	Módulo de elasticidade tangencial do betão;
E_p	Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
GPa	Gigapascal;
I_c	Momento de inércia da seção de betão;
MPa	Megapascal;
M_{rd}	Momento resistente de cálculo;
M_{sd}	Momento solicitante de cálculo;
N_{rd}	Normal resistente de cálculo;
N_{sd}	Normal solicitante de cálculo;
P_0	Força aplicada à peça após as perdas diferidas;
P_∞	Força aplicada à armadura de pré-esforço no tempo infinito, descontadas todas as perdas de pré-esforço;
P_a	Força de pré-esforço aplicada à peça;
P_i	Força aplicada à armadura de pré-esforço pelo equipamento de tração;
$P_{m,t}$	Força média de pré-esforço;
P_{max}	Força máxima aplicada à armadura de pré-esforço pelo equipamento de tração;
U	Umidade relativa do ambiente;
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal;
W	Módulo de resistência da seção bruta de betão;
$\Delta P(\%)$	Perda percentual de pré-esforço;
ΔP_0	Perda imediata de pré-esforço;
ΔP_t	Perda de pré-esforço no tempo t ;

β_d	Coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo decorrido após o carregamento;
β_f	Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do betão;
ε_{ca}	Fração da extensão de retração autógena;
ε_{cd}	Fração da extensão de retração por secagem;
ε_{cs}	Extensão total de retração;
ε_{uk}	Deformação máxima do aço
η_1	Coeficiente de aderência aço-concreto;
γ_c	Coeficiente de ponderação do betão;
γ_s	Coeficiente de ponderação do aço;
ϕ_a	Coeficiente de fluência rápida;
ϕ_d	Coeficiente de fluência lenta reversível;
ϕ_f	Coeficiente de fluência lenta irreversível;
$\phi_{(t,t_0)}$	Coeficiente de fluência;
ϕ_{c1}	Coeficiente com relação a umidade do ambiente U e da consistência do betão;
ϕ_{c2}	Coeficiente dependente da espessura fictícia;
$\Psi_{(t,t_0)}$	Coeficiente de relaxação da armadura ativa;
Ψ_{1000}	Relaxação da armadura após 1000 horas da aplicação da carga a 20°C
ρ_{1000}	Valor da perda de pré-esforço em percentagem (%) para 1000h após a aplicação da carga;
σ_{P0}	Tensão inicial da armadura ativa;
σ_{Pi}	Tensão aplicada pelo equipamento de tração na armadura ativa
b_w	Largura da alma da viga;
c_{min}	Recobrimento mínimo;
c_{nom}	Recobrimento nominal;
d	Altura útil da seção;
e_p	Excentricidade de pré-esforço;
f_{bd}	Resistência de ancoragem de cálculo do betão para armaduras passivas;
f_{bpd}	Resistência de ancoragem de cálculo do betão para armaduras ativas de pré-tensão;
f_{cd}	Resistência de cálculo a compressão do betão;
f_{ckj}	Resistência característica a compressão do betão a idade de j dias;
f_{ck}	Resistência característica a compressão do betão aos 28 dias;

f_{cm}	Resistência média a compressão do betão aos 28 dias;
$f_{ct,fl}$	Resistência a tração na flexão do betão;
$f_{ct,f}$	Resistência a tração na flexão do betão;
$f_{ct,m}$	Resistência média a tração do betão;
$f_{ct,sp}$	Resistência a tração indireta do betão;
f_{ctk}	Resistência característica a tração do betão;
f_{ct}	Resistência a tração direta do betão;
$f_{p0,1k}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%
f_{pk}	Resistência a tração do aço ativo
f_{ptd}	Resistência de cálculo a tração do aço ativo
f_{ptk}	Resistência característica a tração do aço ativo
f_{pyd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço ativo
f_{pyk}	Resistência característica ao escoamento do aço ativo
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço passivo;
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço passivo;
h_{fic}	Espessura fictícia;
l_{eq}	Vão efetivo
t	Idade fictícia do betão no tempo considerado;
t_0	Idade fictícia do betão ao ser feito o carregamento único;
u_{ar}	Perímetro da seção em contato com o ar;
w_k	Abertura característica de fissuras na superfície do betão;
x	Coordenada longitudinal;
CAA	Classe de agressividade ambiental;
ELS	Estado limite de serviço;
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último;
SLS	Estado limite de utilização

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	OBJETIVOS	23
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
2	REGULAMENTO EUROPEU E BRASILEIRO PARA ESTRUTURAS PRÉ-ESFORÇADAS	24
2.1	EUROCÓDIGO 2 - NP EN 1992-1-1:2010	24
2.2	NBR 6118:2014	26
2.3	PRÉ-ESFORÇO	27
2.3.1	Pré-esforço com pré-tensão	28
2.3.2	Pré-esforço com pós-tensão	29
2.3.3	Perdas de pré-esforço	31
2.3.4	Betão para pré-esforço	32
2.3.5	Comportamento estrutural	33
3	ESTUDO COMPARATIVO	35
3.1	EUROCÓDIGO 2 - NP EN 1992-1-1:2010	35
3.1.1	Betão (concreto)	35
3.1.2	Fluência do betão	40
3.1.3	Retração do betão	43
3.1.4	Aço de armadura passiva	44
3.1.5	Aço de armadura ativa	46
3.1.6	Relaxação do aço ativo	48
3.1.7	Classe de agressividade ambiental	48
3.1.8	Resistência de aderência	49
3.1.9	Recobrimento	51
3.1.10	Força de Pré-esforço (protensão)	52
3.1.11	Perdas de pré-esforço	53
3.1.11.1	Perdas instantâneas	53
3.1.11.2	Perdas instantâneas - Pré-tensão	54
3.1.11.3	Perdas instantâneas - Pós-tensão	54
3.1.11.4	Perdas diferidas	55
3.1.12	Regularização e transmissão do pré-esforço	56

3.1.13	Estado limite de utilização - SLS	58
3.1.14	Estado limite último - ELU	59
3.1.15	Combinações de ações	60
3.1.16	Vão efetivo	63
3.1.17	Armaduras longitudinais	63
3.1.18	Distribuição transversal de armaduras	65
3.1.19	Emendas e ancoragens de armadura passiva	67
3.1.20	Armadura de esforço transversal (de cisalhamento)	69
3.1.21	Armadura de pele	73
3.1.22	Verificação de deformação	73
3.2	NBR 6118:2014	73
3.2.1	Betão (concreto)	73
3.2.2	Fluência do betão	77
3.2.3	Retração do betão	79
3.2.4	Aço de armadura passiva	80
3.2.5	Aço de armadura ativa	81
3.2.6	Relaxação do aço ativo	82
3.2.7	Classe de agressividade ambiental	83
3.2.8	Resistência de aderência	84
3.2.9	Recobrimento	85
3.2.10	Força de Pré-esforço (protensão)	85
3.2.11	Perdas de pré-esforço	87
3.2.11.1	Perdas iniciais	87
3.2.11.2	Perdas imediatas - Pré-tensão	88
3.2.11.3	Perdas imediatas - Pós-tensão	88
3.2.11.4	Perdas progressivas	89
3.2.11.4.1	<i>Processo simplificado para caso de fases únicas de operação</i>	90
3.2.11.4.2	<i>Processo aproximado</i>	91
3.2.11.4.3	<i>Método geral de cálculo</i>	91
3.2.12	Regularização e transmissão do pré-esforço	91
3.2.13	Estado limite de serviço - ELS	92
3.2.14	Estado limite último - ELU	93
3.2.15	Combinações de ações	95

3.2.16	Vão efetivo	97
3.2.17	Armaduras longitudinais	98
3.2.18	Distribuição transversal de armaduras	99
3.2.19	Emendas e ancoragens de armadura passiva	101
3.2.20	Armadura de esforço transverso (de cisalhamento)	102
3.2.21	Armadura de pele	105
3.2.22	Verificação de deformação	105
4	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	107
4.1	DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NP EC 1992-1-1	111
4.1.1	Carregamentos e combinações	111
4.1.2	Materiais	112
4.1.3	Força de pré-esforço	114
4.1.4	Perdas de pré-esforço	118
4.1.5	Distribuição do pré-esforço	120
4.1.6	Verificação no ato de pré-esforço	123
4.1.7	Verificação do ULS	125
4.1.8	Esforço transverso (cortante)	129
4.1.9	Verificação de deformação	129
4.1.10	Controle de fissuração	131
4.1.11	Ancoragem e transpasse	131
4.2	DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118	132
4.2.1	Carregamentos e combinações	132
4.2.2	Materiais	134
4.2.3	Força de pré-esforço	136
4.2.4	Perdas de pré-esforço	139
4.2.5	Distribuição do pré-esforço	143
4.2.6	Verificação no ato de pré-esforço	146
4.2.7	Verificação do ELU	149
4.2.8	Esforço transverso (cortante)	153
4.2.9	Verificação de deformação	154
4.2.10	Controle de fissuração	155
4.2.11	Ancoragem e transpasse	156
5	RESULTADOS	158

5.1	PRINCIPAIS DIFERENÇAS	158
5.2	ESTUDO DE VIGA COM VÃO LIVRE VARIÁVEL	163
6	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	165
6.1	TRABALHOS FUTUROS	166
	REFERÊNCIAS	167
	APÊNDICES	169
	APÊNDICE A – Folha de cálculo NP EN 1992-1	170
	APÊNDICE B – Folha de cálculo ABNT NBR 6118	179
	APÊNDICE C – Estudo comparativo de vão variável	188
	ANEXOS	189
	ANEXO A – Tabelas NP EN 1992 - 1	190
	ANEXO B – Dados extra do projeto	192
	ANEXO C – Fluxograma de Metodologia	194
	ANEXO D – Carregamentos	195
	ANEXO E – Momento resistente	198
	ANEXO F – Metodologia de cálculo de deformação	200
	Índice	202

1 INTRODUÇÃO

Protensão é um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga (PFEIL, 1984). Assim, na construção civil um dos materiais mais comumente aplicados tensões pré definidas é o betão, dando origem ao betão pré-esforçado ou concreto protendido (termo usado no Brasil).

Segundo Veríssimo G. S. e César (1998), o avanço do betão armado e pré-esforçado começou com o desenvolvimento do cimento Portland na Inglaterra em 1824. Porém, a primeira proposição de pré-tensionar o betão aconteceu em 1886 em São Francisco (EUA). Já no Brasil, a primeira obra realizada em betão pré-esforçado foi a ponte do Galeão no ano de 1948.

Assim, com as necessidades de parâmetros para projetos começaram a surgir instituições que apresentavam estudos e regularizações sobre o tema. De acordo com Veríssimo G. S. e César (1998), a criação de comitês, comissões e institutos públicos que investiam em pesquisas foram essenciais para o desenvolvimento do betão armado e pré-esforçado.

O presente trabalho baseia-se nas normas vigentes no Brasil e na União Européia, resultado das atualizações de suas versões anteriores, além do desenvolvimento tecnológico da construção civil. A NP EN 1992-1-1 (2010) abrange parâmetros de projetos de estruturas de betão simples, armado e pré-esforçado constituídas por agregados de massa volúmica normal ou por agregados leves. Já a NBR 6118 (2014) estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

O estudo comparativo entre os regulamentos tem objetivo de colaborar com a internacionalização do conhecimento, uniformização das normas técnicas e desenvolvimento da compreensão do comportamento estrutural. Outros trabalhos já foram realizados comparando os mesmos regulamentos no que diz respeito a outros sistemas construtivos como Neto (2019) e Morezi (2020).

A organização do trabalho baseia-se em 6 capítulos. No primeiro capítulo é apresentado a introdução e objetivos do trabalho. Já no segundo capítulo é exposta uma revisão bibliográfica passando pelo histórico dos regulamentos e principais pontos do sistema construtivo de estudo. Então, no capítulo 3 são apresentados os parâmetros de cada regulamento que serão usados posteriormente no capítulo 4. O quarto capítulo possui o dimensionamento detalhado de todas as situações propostas para os dois regulamentos. No capítulo 5 são apresentados e

comparados os resultados de cada análise. Por fim, o capítulo 6 faz as considerações finais da dissertação.

1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho, tem o intuito de apresentar, comparar e analisar as normas NP EN 1992-1-1 (2010) e NBR 6118 (2014) com o que cada regulamento dispõe a respeito de estruturas pré-esforçada.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Interpretar e estudar as normas NP EN 1992-1-1 (2010) e NBR 6118 (2014);
- Apresentar as principais características de cada regulamento, bem como as suas semelhanças;
- Desenvolver uma planilha de cálculo para o auxílio do dimensionamento das vigas de cobertura de um barracão industrial usando o método de pré-esforço;
- Dimensionar elementos variando o comprimento e mantendo as suas demais características;
- Comparar os resultados dos dimensionamentos realizados.

2 REGULAMENTO EUROPEU E BRASILEIRO PARA ESTRUTURAS PRÉ-ESFORÇADAS

2.1 EUROCÓDIGO 2 - NP EN 1992-1-1:2010

De acordo com o LNEC (2017) os Eurocódigos Estruturais constituem um conjunto de Normas Europeias (EN) relativas ao projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil, realizadas com diferentes materiais.

O presente estudo foca nos parâmetros e recomendações do Eurocódigo 2 : Projeto de estruturas de betão, regulamento desenvolvido pelo Comitê Técnico CENT/TC 250 e dividido em quatro partes:

- Parte 1.1 – Regras gerais;
- Parte 1.2 – Dimensionamento de Estruturas para a Acção do Fogo;
- Parte 2 – Pontes de Betão Armado e Pré-Esforçado;
- Parte 3 – Estruturas para Armazenamento de Líquidos ou outros Produtos;

Conforme a NP EN 1992-1-1 (2010) as recomendações do Eurocódigo 2 devem ser seguidas por inúmeros países da União Europeia e outros associados. Apesar disso, o Comitê Técnico de Normatização permite que cada país adicione um Anexo Nacional. Ou seja, mesmo que o Eurocódigo determine parâmetros de valores e procedimento, os países, usando do Anexo Nacional, podem propor recomendações que sejam opostas ao Eurocódigo com a finalidade de garantir a segurança dos elementos estruturais para a sua região específica.

Atualmente em Portugal a versão do regulamento que dispõem do Anexo nacional é a NP EN 1992-1-1 (2010), correspondente a EN 1992-1-1:2004 + AC:2008. Ainda, a presente norma deve ser utilizada em conjunto com todas as suas partes além de dos regulamentos complementares como EN 1990, EN 1991, EN 1997 e EN 1998.

Conforme Viseu (1993), um dos primeiros estudos realizados com o desenvolvimento de técnicas de betão armado em Portugal data do ano de 1844, onde o professor Luis da Silva Mouzinho de Albuquerque sugere a criação de um laboratório para estudos de materiais de construção. Appleton (2005) afirma que com a criação da Universidade de Porto e Lisboa no ano de 1991 as técnicas de betão armado começaram a ser mais difundidas no meio das edificações.

De acordo com Viseu (1993) foi publicado em 1918 o primeiro Regulamento português de Betão Armado, este baseado principalmente no regulamento alemão de 1904 e francês

de 1906. Já em 1935 foi lançado o segundo regulamento, baseado nas diretrizes dos Estados Unidos (1924), Alemanha (1932), Bélgica (1929) e Itália (1932).

Em Portugal, no ano de 1952, foi criado o LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) em Lisboa, sendo este laboratório um dos principais responsáveis pelo desenvolvimento da ciência do betão armado em Portugal (VISEU, 1993). Em nível europeu, foi criado no ano seguinte (1953) o CEB (Comité Européen du Béton), responsável por analisar e discutir experimentos realizados por inúmeros países, logo se tornando responsável pelas recomendações regulamentares da Europa.

Como afirma Viseu (1993), em 1967 foi criado o Regulamento de Betão Armado (REBA), baseado nas recomendações do CEB. Somente no ano de 1983 foi criado o REBAP (Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado) que possuía para além das recomendações do betão armado o betão pré-esforçado.

Em 1975 foi criado um programa de harmonização e unificação das diretrizes no cenário europeu que em um período de 15 anos a Comissão da Comunidade Europeia em conjunto com membros dos países da Europa desenvolveram os Eurocódigos. Assim, no ano de 1989 firmou-se um acordo entre os Estados-Membros da União Europeia que tornaria o Eurocódigo uma Norma Europeia (NP).

Com isso foram elaborados os seguintes Eurocódigos Estruturais:

- EN 1990 Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas;
- EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em estruturas;
- EN 1992 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão;
- EN 1993 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço;
- EN 1994 Eurocódigo 4: Projecto de estruturas mistas aço-betão;
- EN 1995 Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira;
- EN 1996 Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria;
- EN 1997 Eurocódigo 7: Projecto geotécnico;
- EN 1998 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos;
- EN 1999 Eurocódigo 9: Projecto de estruturas de alumínio;

2.2 NBR 6118:2014

Assim como em outros países e blocos, o Brasil possui sua própria regulamentação para edificações de betão. No país a instituição responsável pelo desenvolvimento e manutenção dos regulamentos é a Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

O Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02) é o departamento responsável pelo desenvolvimento da ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, regulamento que abrange estruturas de betão simples, armado e pré-esforçado que será um dos focos do presente estudo.

Quanto ao embasamento, a ABNT NBR 6118:2014 baseia-se além de suas versões anteriores nas normas ABNT NBR 7197, ABNT NBR 6119 e NB-49, necessitando ainda de normas complementares que dispõem de informações como caracterização dos materiais e carregamentos. A norma brasileira vigente encontra-se na sua terceira versão corrigida (substituindo a norma ABNT NBR 6118:2007) e atualmente segundo a ABNT encontra-se em revisão.

De acordo com Bastos (2006), a primeira obra brasileira de concreto armado datada do ano de 1901. Ainda, relatos de Vasconcelos (2016) descrevem que apesar das primeiras obras executadas, algumas etapas de execução e principalmente o dimensionamento era realizado por engenheiros europeus, tornando a escola europeia muito consolidada no país.

A movimentação no sentido de se elaborar as primeiras normas brasileiras para o concreto armado se inicia a partir de 1929 em São Paulo com o “Código de Obras Arthur Saboya”, que constituiu o primeiro passo em direção à normalização do concreto armado no Brasil (VASCONSELOS, 2016).

Em termos de normas para o concreto armado, as primeiras ações no Brasil se iniciam em 1943 com a “NB1, Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado” organizada pelos engenheiros brasileiros através da recém fundada ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) (VASCONSELOS, 2016). No mesmo ano foi publicada última revisão da "NB2, Cálculo e Construção de Pontes em Concreto Armado" e as primeiras versões das "NB4, Cálculo e Construção de Lajes Combinadas”, "NB5, Carregamentos para o Cálculo de Estruturas de Edifícios”.

Segundo Vasconcelos (2016), as obras brasileiras chamavam atenção da comunidade internacional devido a esbelteza dos elementos estruturais. Isso pode ser explicado pelos diferentes sistemas construtivos usados no país, além das condições climáticas.

Somente em 1980 a NB1 foi substituída pela primeira versão da ABNT NBR 6118, norma que ficou sem atualizações durante 33 anos. Então, no ano de 2003 a ABNT NBR 6118 recebeu uma nova revisão que deixava de possuir parâmetros de execução, presentes na sua antecessora, focando somente das disposições de dimensionamento dos elementos. Assim, originou-se a ABNT NBR 14831:2004 - Execução de estruturas de concreto.

Por fim, as atualizações ocorreram nos anos de 2007 e 2014. Segundo Botelho M. H. C. e Marchetti (2011) estas atualizações apresentaram mudanças em parâmetros de resistência mínima do betão, consumo de cimento, além da separação das classes do betão em dois grupos (até C50 e maiores que C55). Assim, obteve-se a versão atual vigente do regulamento brasileiro.

2.3 PRÉ-ESFORÇO

O sistema de pré-esforço é definido por Cachim (2016) como a aplicação de uma força controlada, a uma estrutura ou elemento estrutural, com o intuito de melhorar a sua resistência ou comportamento. Para Cholfe L. e Bonilha (2013) o pré-esforço ou protensão (termo usado no Brasil) é um sistema construtivo, que por meio de aplicação de forças externas na seção tracionada de elementos estruturais, proporciona um maior aproveitamento estrutural, com o aumento das capacidades resistentes, redução de deformações e melhoria da durabilidade e uso dos materiais.

Por sua vez, o regulamento europeu NP EN 1992-1-1 (2010), classifica o pré-esforço como o processo que consiste na aplicação de forças na estrutura de betão tracionando as armaduras do próprio elemento. Já para a NBR 6118 (2014) elementos protendidos são aqueles que parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais, com o intuito de, impedir ou controlar deformações e fissuras no estado limite de serviço como um melhor aproveitamento do aço de alta resistência no estado limite último.

De acordo com Pinheiro (2007) a resistência a tração do betão é muito baixa comparando com o seu valor de compressão e essa baixa resistência pode ser contornada com o uso de armaduras de aço. Assim, introduzem-se forças externas que geram esforços de compressão e conforme o posicionamento do cabo, podem ou não, gerar momentos na peça com a finalidade de resultar em uma tensão prévia de compressão em regiões onde o elemento estaria tracionado pelas ações do carregamento externo (HANAI, 2005)

A Figura 1 mostra o esquema básico das peças pré-esforçadas, considerando a soma entre as tensões geradas pelo carregamento hipotético q , e os efeitos de pré-esforço P . Fica

evidente também, que o posicionamento do cabo influencia na tensão que o pré-esforço gera.

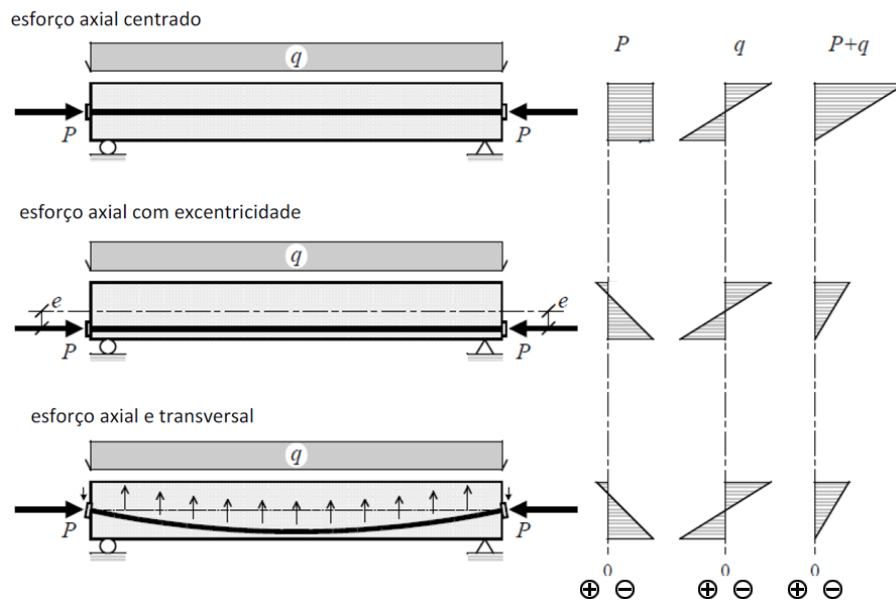


Figura 1 – Princípio básico do pré-esforço

Fonte – Costa (2014)

Segundo Costa (2014), as principais vantagens do betão pré-esforçado com relação ao betão armado são:

- Capacidade de vencer vãos maiores;
- Maiores esbeltezas para vãos equivalentes;
- Diminuição do peso próprio;
- Melhoria do comportamento em quanto serviço;
- Utilização racional dos betões e aços de alta resistência.

Porém, apesar de muitas as vantagens, Hanai (2005) destaca que também há desvantagens no uso dessa solução estrutural. Para o autor, já se firmou que nem sempre há disponibilidade tecnológica (materiais e mão de obra qualificada) para a execução das obras, além de que nem toda a situação é favorável ao uso de pré-esforço, como por exemplo, em fundações e pilares com pequena excentricidade.

Quanto ao tipo de pré-esforço, diversas literaturas dividem o pré-esforço, entre dois grandes grupos: estruturas pré-tensionadas com pré-tensão e pós-tensão.

2.3.1 Pré-esforço com pré-tensão

Para a NBR 6118 (2014), estruturas com pré-tensão possuem a armadura ativa pré-alongada em apoios independentes do elemento estrutural, antes da betonagem, sendo liberada

dos apoios externos após o endurecimento do betão e ancorada apenas por aderência aço-betão.

Conforme Cholfe L. e Bonilha (2013) determinam que o sistema de pré-tensão é usado em elementos estruturais pré-moldados em longas pistas de pré-esforço, o que resulta um grande controle de qualidade na produção. Em geral as etapas de execução são realizadas como listado na Figura 2.

De acordo com Cachim (2016), a limitação das peças pré-tensionadas acaba sendo o fator de movimentação entre a fábrica e a obra.

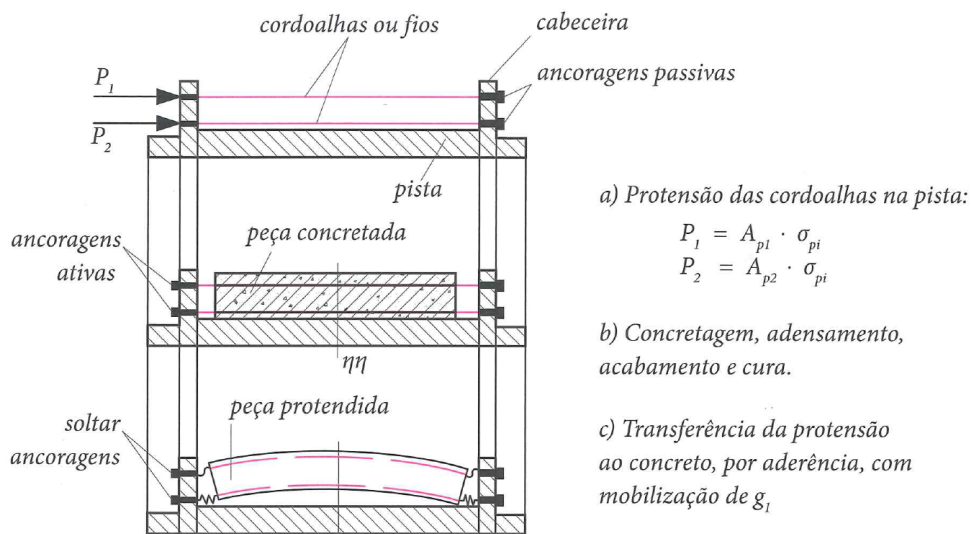


Figura 2 – Etapas do sistema de pré-esforço com pré-tensão

Fonte – Cholfe L. e Bonilha (2013), adaptado

Segundo (GOMES, 2009), as estruturas em pré-tensão, devido a limitações do processo construtivo, possui cabos com traçados retilíneos ou poligonais, considerando isso uma desvantagem do método já que é preferível que haja uma variação da excentricidade do cabo mais adequada, conforme a exigência do carregamento.

Devido a transferência dos esforços ser dada pela aderência aço-betão, não se faz necessário o uso de sistemas de ancoragem nas extremidades do cabo. Porém, segundo Cachim (2016) quando são usados sistemas de cabo retilíneo é comum que as extremidades do cabo possuam isolamento para a remoção dos esforços de pré-esforço com a intenção de reduzir a tensão na peça. O sistema de isolamento é apresentado na Figura 3.

2.3.2 Pré-esforço com pós-tensão

O betão pré-esforçado com pós tensão é caracterizado pelo tensionamento das armaduras ativas após o ganho de resistência do betão (Cachim (2016)).

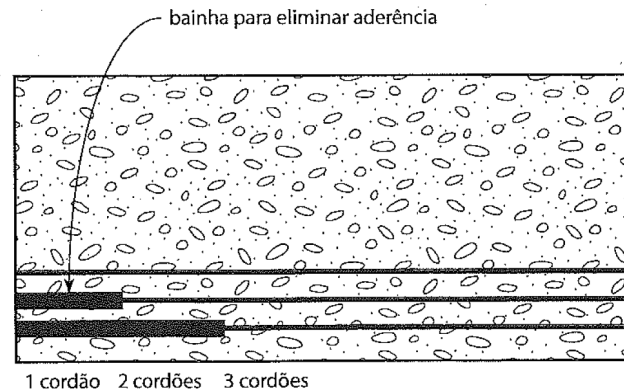


Figura 3 – Isolamento de cabos pré-tensionados em sistema de pré-tensão

Fonte – Cachim (2016), adaptado

Esse tipo de sistema possui uma ampla variedade de técnicas de execução. Elas podem ser divididas:

a) Quanto a posição das armaduras:

- Armaduras internas: Cachim (2016) classifica como armaduras que são posicionadas dentro da seção transversal do elemento protegida por uma bainha que o separa do betão. Essa bainha pode ou não ser preenchida com uma pasta de cimento.
- Armaduras externas: Para Cholfe L. e Bonilha (2013) é a armadura que se encontra fora da seção transversal do elemento revestida por uma bainha responsável por protegem o aço das intemperes.

b) Quanto a aderência:

- Armaduras aderentes: De acordo com Cachim (2016), é realizada a injeção de calda de cimento dentro das bainhas após o fim do tensionamento dos cabos, com a intenção de garantir a aderência entre aço e betão.
- Armaduras não aderentes: Hanai (2005) determina que são armaduras que não possuem injeção de calda de cimento fazendo com que o aço permaneça desligado do betão.

A ancoragem dos sistemas pós-tencionados é dada por dispositivos inseridos nas suas extremidades. Quando a força de pré-esforço é aplicada por apenas uma extremidade do elemento a ancoragem é dada como ativa no ponto onde é aplicada a força e passiva na outra extremidade. Porém, quando é executado o tensionamento da peça pelas duas extremidades,

considera-se as duas armaduras como ativa. A Figura 4 mostra exemplos de ancoragens passivas e ativas.



Figura 4 – Equipamento de ancoragem

Fonte – Catálogo Protende, 2020

Analisando os sistemas possíveis Cachim (2016) atribui as vantagens da pós-tensão como a liberdade de traçado dos cabos, possibilidade de aplicação em pequenos comprimentos, correção da aplicação de tensão para o caso das armaduras não aderentes e ainda a possibilidade do reforço em estruturas com tensões ativas em caso de pré-esforço externo.

2.3.3 Perdas de pré-esforço

De acordo com Bastos (2019), as perdas de pré-esforço são resultado da perda de tensão na armadura ativa que é causada pela redução do alongamento da armadura. Desta forma, todo projeto de estruturas pré-esforçadas deve considerar este fenômeno de maneira precisa.

Para Cholfe L. e Bonilha (2013) a força de pré-esforço deve ser estudada conforme cada fenômeno de comportamento do betão e pode ser dividida da seguinte maneira:

a) Perdas iniciais:

- Atrito entre os pontos de desvio da armadura;
- Escorregamento da ancoragem;
- Relaxação inicial da armadura;
- Retração inicial do betão;

b) Perdas imediatas:

- Encurtamento elástico do betão total ou cabos sucessivos;
- Atrito entre armadura e bainha;

c) Perdas diferidas/progressivas:

- Avaliação do comportamento do betão (retração e fluência)

Cada tipo de pré-esforço possui tipos de perdas que devem ser avaliadas conforme os fenômenos que os materiais sofrem, além dos processos construtivos.

2.3.4 Betão para pré-esforço

Para Pinheiro (2007), o betão é um material de construção proveniente da mistura em proporções adequadas de aglomerante, agregados e água. Possuindo maior predominância do cimento como aglomerante e diversos tipos de composições minerais como agregados graúdos e miúdos.

Por possuir uma grande resistência a compressão, baixa resistência a tração e um comportamento frágil, o betão é empregado junto de outros materiais, como exemplo o aço, que complementam as suas características para o uso em elementos estruturais. Assim, de acordo com Pinheiro (2007), a resistência a compressão do betão é a sua característica mais importante.

O valor da resistência característica do betão a compressão, pode ser determinado com o ensaio de inúmeros provetes a compressão. Obtendo a resistência média do lote e desvio padrão da amostra, o f_{ck} pode ser determinado como o valor que corresponde a 5% na distribuição da curva normal, como mostra a Figura 5.

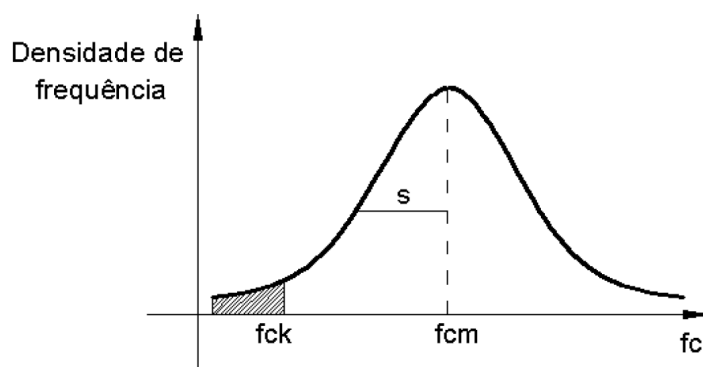


Figura 5 – Distribuição Normal para a resistência a compressão do betão

Fonte – Pinheiro (2007)

Com isso, pode-se definir f_{ck} como sendo o valor da resistência que tem 5 % de

probabilidade de não ser alcançado, em ensaios de corpos-de-prova de um determinado lote de concreto (PINHEIRO, 2007).

Em elementos de pré-esforço é necessário aplicar betões de resistências à compressão mais elevadas do que no betão armado, resistências que frequentemente variam entre 35 e 70 *MPa* (BASTOS, 2019). Os valores de resistência e a qualidade do concreto (relação água-cimento) variam conforme os requisitos dos regulamentos vigentes e principalmente da necessidade de cada projeto.

Além das resistências à compressão do betão, a análise dos outros parâmetros de resistência à tração do betão são necessários para o dimensionamento de estruturas pré-esforçadas.

2.3.5 Comportamento estrutural

Quando um elemento estrutural composto pela combinação de betão e aço sofre um carregamento transversal e é solicitado à flexão, pode ser determinada a sua deformação e tensões através da análise dos estádios de deformação.

Para Bastos (2006), os estádios definem as tensões pelas quais o elemento fletido desde o início do seu carregamento até a ruptura da estrutura.

Sendo assim, os estádios podem ser divididos em quatro grupos: Estádio Ia, Estádio Ib, Estádio II e Estádio III. De acordo com Filho (2008), estas divisões possuem as seguintes características conforme o aumento da solicitação externa (a figura 6 auxilia a compreensão desse comportamento):

- Estádio Ia: Limite onde o carregamento gera tensões de tração que não chegam ao limite de fendilhação do betão. As tensões de tração e compressão possuem comportamento linear elástico e o material respeita a lei de Hooke.
- Estádio Ib: Limite onde o carregamento aplicado gera tensões de tração na peça que atinge o momento de fissuração. A partir disso, a parte tracionada da seção possuem comportamento parabólico.
- Estádio II: Limite onde o betão rompe na fibra mais tracionada e os esforços de tração solicitam mais a armadura. O comportamento da tensão de tração das fibras onde a fissura não ocorreu é não linear e o comportamento da seção comprimida de betão continua linear.
- Estádio III: Momento onde as fissuras atingem a linha neutra da seção e os esforços de tração são resistidos apenas pela armadura. Neste estágio a tensão de

compressão no betão passa a ter um comportamento não linear.

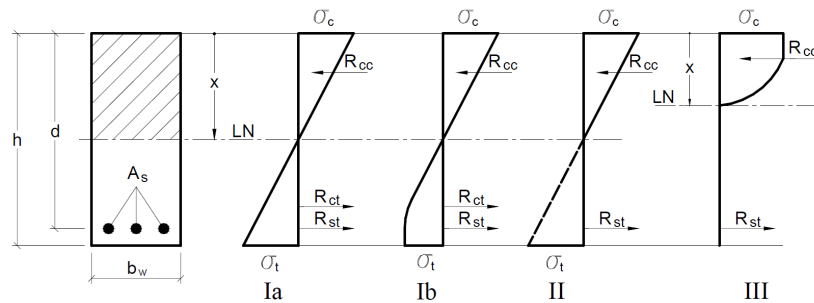


Figura 6 – Diagramas de tensão indicativos dos estádios

Fonte – Bastos (2006)

Por outro lado, o comportamento no estado limite último dos elementos é caracterizado pela determinação dos domínios de deformação. Assim, tanto a NP EN 1992-1-1 (2010) quanto a NBR 6118 (2014) apresentam recomendações das deformações que devem ser respeitadas no momento de colapso do elemento. Nos capítulos posteriores serão apresentados os limites para cada regulamento, para os principais domínios analisados em estruturas pré-esforçadas:

- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto;
- Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço;
- Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento;

Conforme a NBR 6118 (2014) os elementos devem estar dimensionados nos domínios 2 e 3, priorizando o domínio 2. O domínio 4 não é permitido por apresentar uma ruptura frágil devido ao esmagamento do betão.

3 ESTUDO COMPARATIVO

Nesse capítulo será apresentado os principais parâmetros de cada regulamento que citam as estruturas pré-esforçada.

3.1 EUROCÓDIGO 2 - NP EN 1992-1-1:2010

As informações de todo o subcapítulo 3.1 seguem os parâmetros, equações, informações, exigências e recomendações da NP EN 1992-1-1 (2010).

3.1.1 Betão (concreto)

Para a aplicação dos parâmetros da NP EN 1992-1-1 (2010) o Anexo Nacional determina que a classe máxima do betão a ser utilizada é a C90/105. Já o item 3.1.2, determina a resistência característica (f_{ck}) como o valor referente a provetes ensaiados em corpos cilíndricos aos 28 dias.

A especificação de $f_{ck}(t)$ para idades diferentes a 28 dias deve seguir as recomendações de item 3.1.2, o qual apresenta as equações (3.1) e (3.2) expressas em *MPa*.

Para idades de 3 a 28 dias:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \quad (3.1)$$

Para idades superiores a 28 dias:

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad (3.2)$$

em que,

f_{cm} é o valor médio de rotura do betão aos 28 dias, determinado por ensaios de compressão.

Em situações que há a necessidade de análise da resistência do betão em idades inferiores a 28 dias, pode ser aplicada a expressão (3.3) que depende do fator β disposto na equação (3.4). É importante salientar que as mesmas consideram uma temperatura de 20°C durante a cura realizada conforme a NP EN 12390 (2010).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.3)$$

$$\beta_{cc} = \exp \left(s \cdot \left[1 - \left[\frac{28}{t} \right]^{0,5} \right] \right) \quad (3.4)$$

em que:

$f_{cm}(t)$ é a tensão média de ruptura do betão na idade de t dias;

t é a idade efetiva do betão em dias;

$s = 0,20$ para betões de cimento de classe de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R);

$s = 0,25$ para betões de classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N);

$s = 0,38$ para betões de classes de resistência CEM 32,5 N (Classe S).

Ainda a NP EN 1992-1-1 (2010) destaca que em casos onde f_{cm} não atinja os valores de especificados as expressões (3.3) e (3.4) não devem ser utilizadas.

Já para fins de projeto, o valor da resistência a ruptura de cálculo do betão à compressão é dado pela equação (3.5) apresentada no item 3.1.6. Para valores em diferentes idades deve ser aplicado o $f_{ck}(t)$ de acordo com a idade de análise.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.5)$$

onde,

γ_c é o coeficiente parcial de segurança do betão dado pela tabela 1;

α_{cc} é o coeficiente que leva em consideração os efeitos a longo prazo da resistência a compressão e os efeitos desfavoráveis conforme a aplicação da carga. O Anexo Nacional recomenda 1.

Tabela 1 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos

Situações de projecto	γ_c para betão	γ_s para aço de armaduras para betão armado	γ_s para aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes Transitórias	1,5	1,15	1,15
Acidentais	1,2	1,0	1,0

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010), adaptado.

Para a determinação da resistência a tração simples do betão (f_{ct}) a NP EN 1992-1-1 (2010), no item 3.1.2, apresenta a equação (3.6) como aproximação para f_{ct} , considerando a

tensão de ruptura diametral do betão ($f_{ct,sp}$).

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (3.6)$$

A resistência média à tração do betão ($f_{ct,m}$), é apresentada pelas equações (3.7) e (3.8), expressões que dependem da classe de resistência do betão. Além disso, a resistência característica à tração que representa valores superiores a 5% e 95% da amostra ensaiada são dadas pelas equações (3.9) e (3.10), respectivamente.

Para betões de classe inferior a C50/60:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (3.7)$$

Para betões de classe superior a C50/60:

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad (3.8)$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (3.9)$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (3.10)$$

Considerando a necessidade da determinação das tensões de tração ao longo da vida útil do betão é apresentada a equação (3.11). Ainda assim, é recomendado a realização de ensaios que levem em conta a dimensão do elemento quando há a necessidade desse tipo de análise.

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.11)$$

onde,

$\alpha = 1$, para t inferior a 28 dias;

$\alpha = 2/3$, para t superior a 28 dias.

Entretanto, quando há a solicitação de elementos à flexão o valor da resistência a tração pode sofrer alterações. Desta maneira a equação (3.12), indica do valor médio da ruptura à tração na flexão, expressão que depende de $f_{ct,m}$ além geometria da peça.

$$f_{ctm,fl} = \max \left[\left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right] \quad (3.12)$$

onde,

h é a altura total do elemento, em mm .

Por fim, o item 3.1.6 apresenta a equação (3.13) como a expressão para o valor da tensão de ruptura à tração do betão. Porém, esse valor pode sofrer algumas alterações conforme o tipo de estudo realizado, situações que serão discutidas ao longo dessa seção:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (3.13)$$

onde,

γ_c é o coeficiente parcial de segurança do betão dado pela tabela 1;

α_{cc} é o coeficiente que leva em consideração os efeitos a longo prazo da resistência à tração e os efeitos desfavoráveis conforme a aplicação da carga. O Anexo Nacional recomenda 1.

Todo o comportamento do betão é resultado da sua composição de materiais. Deste modo, para o módulo de elasticidade secante (E_{cm}) em betões que sofrem tensões de até $0,4 f_{cm}$, é determinado pela equação (3.14) para agregados de quartzito.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.14)$$

Ainda, a determinação de E_{cm} de betões com outros tipos de agregados pode ser realizada considerando as correções da equação (3.14):

- a) Agregados de calcário: redução em 10%;
- b) Agregados de grés: redução em 30%;
- c) Agregados de basalto: aumento em 20%.

Ainda quando faz-se necessária a análise em diferentes idades $E_{cm}(t)$ é estabelecido por (3.15).

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{ctm}(t)}{f_{ctm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.15)$$

Já o módulo de elasticidade tangencial (E_c) pode ser considerado a relação de $1,05 E_{cm}$.

Segundo a NP EN 1992-1-1 (2010), a relação entre tensão e deformação do betão segue o diagrama parábola-retângulo apresentado na figura 7, com trecho inicialmente não linear até atingir o patamar de cedência-escoamento mantendo-se constante.

Para deformação do betão menor que ϵ_{c2} :

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (3.16)$$

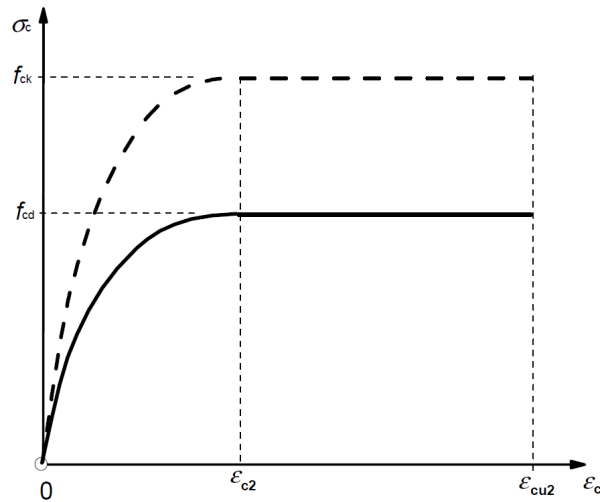


Figura 7 – Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo do betão na compressão

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Para deformação do betão entre ϵ_{c2} e ϵ_{cu2} :

$$\sigma_c = f_{cd} \quad (3.17)$$

Para betão de classe igual ou inferior a C55/63:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \quad (3.18)$$

$$\epsilon_{cu2} = 3,5 \quad (3.19)$$

$$n = 2,0 \quad (3.20)$$

Para betão de classe superior a C55/63

$$\epsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (3.21)$$

$$\epsilon_{cu2} = 2,6 + 35 \cdot \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad (3.22)$$

$$n = 1,4 + 23,4 \cdot \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad (3.23)$$

onde,

ϵ_{c2} é a deformação a ser atingida a resistência máxima do betão;

ϵ_{cu2} é a deformação última do betão.

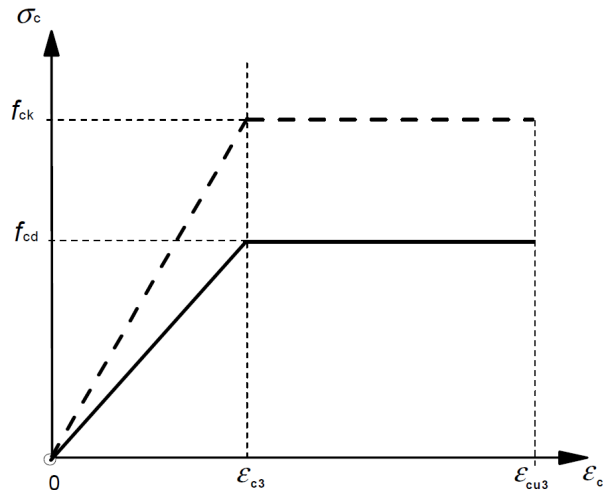


Figura 8 – Diagrama bi-linear tensão-deformação do betão na compressão

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Poderá ainda ser utilizado o diagrama da figura 8 para a simplificação da relação tensão-deformação em um diagrama bi-linear.

Para betão de classe igual ou inferior a C55/63:

$$\epsilon_{c3} = 1,75 \quad (3.24)$$

$$\epsilon_{cu3} = 3,5 \quad (3.25)$$

Para betão de classe superior a C55/63

$$\epsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 \cdot \left[\frac{f_{ck} - 50}{40} \right] \quad (3.26)$$

$$\epsilon_{cu3} = 2,6 + 35 \cdot \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad (3.27)$$

3.1.2 Fluência do betão

Conforme a NP EN 1992-1-1 (2010), a fluência do betão depende da sua composição, idade no primeiro carregamento, duração e intensidade das cargas aplicadas.

Quando não existe a necessidade de controle minucioso da fluência do betão no elemento a NP EN 1992-1-1 (2010) disponibiliza os ábacos para a estimativa do coeficiente de fluência no seu item 3.1.4. Porém, para projetos de estruturas pré-esforçadas são utilizados os parâmetros do Anexo B da NP EN 1992-1-1 (2010).

O coeficiente de fluência ($\phi_{(t,t_0)}$) é determinado pela equação (3.28).

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.28)$$

onde,

$\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que descreve a evolução da fluência com relação ao tempo, após o carregamento.

As equações de (3.29) a (3.42) determinam todos os parâmetros necessários para o resultado de $\phi_{(t,t_0)}$.

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta(t_0) \quad (3.29)$$

onde,

ϕ_{RH} é o fator de influência da umidade;

$\beta_{f_{cm}}$ é o fator de influência da resistência do betão;

$\beta(t_0)$ é o fator de influência da idade do betão.

Para f_{cm} menor ou igual a 35 MPa:

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad (3.30)$$

Para f_{cm} maior que 35 MPa:

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (3.31)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (3.32)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (3.33)$$

em que,

RH é a umidade relativa do meio ambiente em %;

h_0 é a espessura equivalente do elemento em mm;

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (3.34)$$

sendo,

A_c área bruta da seção de betão;

u é a parte do perímetro da seção que se encontra em contato com o ambiente;

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.35)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad (3.36)$$

Para a equação (3.36) deve ser considerado t_0 como a idade inicial de aplicação de carga corrigida, expressa por (3.37). Essa correção tem o intuito de determinar a influência do tipo do cimento na análise da fluência do betão.

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.37)$$

$$t_T = \sum e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (3.38)$$

em que,

$\alpha = -1$, para cimento de Classe S;

$\alpha = 0$, para cimento de Classe N;

$\alpha = 1$, para cimento de Classe R;

$T(\Delta t_i)$ temperatura em °C no intervalo de tempo Δt_i ;

Δt_i número de dias que se mantém a temperatura T .

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.39)$$

sendo,

t a idade do betão, em dias, considerada;

t_0 a idade do betão, em dias, no carregamento;

β_H coeficiente que dependa da umidade relativa do ambiente e espessura relativa do elemento;

Para f_{cm} menor ou igual a 35 MPa:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012.RH)^{18} \cdot h_0 + 250] \leq 1500 \quad (3.40)$$

Para f_{cm} maior que 35 MPa:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012.RH)^{18} \cdot h_0 + 250] \cdot \alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad (3.41)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.42)$$

Para análises de carregamento levando em consideração a combinações quase permanente, os valores de compressão menores que $k_2 \cdot f_{ck}$ possibilitam considerar a fluência com um comportamento linear. O valor de $k_2 = 0,45$ de acordo com o Anexo Nacional.

3.1.3 Retração do betão

A deformação total do betão causada pela retração (ϵ_{cs}), depende de duas parcelas, a deformação por retração de secagem (ϵ_{cd}) e a retração autógena do betão (ϵ_{ca}). A fração autógena desenvolve-se durante o endurecimento do betão, tornando-se uma função linear da resistência do betão com desenvolvimento, em sua maior parte, nas primeiras idades. Entretanto, a fração de secagem evolui lentamente, já que é a função da migração de água do betão. Sendo assim, a fração total é determinada por (3.43).

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.43)$$

De acordo o item 3.1.4 e o Anexo B da NP EN 1992-1-1 (2010) as equações de (3.44) a (3.47) determinam os parâmetros da fração re retração por secagem.

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (3.44)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (3.45)$$

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.46)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (3.47)$$

em que,

k_h é o coeficiente que depende de h_0 (equação 3.34) conforme a tabela 2;

t é a idade do betão na data de análise, em dias;

t_s é a idade do betão no início da retração por secagem. Normalmente no fim do período de cura, em dias;

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$ e $RH_0 = 100$;

α_{ds1} e α_{ds2} são os coeficientes que dependem da classe do cimento, estabelecidos pela tabela 3;

Tabela 2 – Valores de k_h

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010), adaptado.

Tabela 3 – Valores de α_{ds1} e α_{ds2}

Classe do cimento	α_{ds1}	α_{ds2}
Classe S	3	0,13
Classe N	4	0,12
Classe R	6	0,11

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010), adaptado.

Por fim, a fração de retração autógena é disposta pela equação (3.48) pra uma idade qualquer t e pela equação (3.49) como expressão simplificada para a idade no tempo infinito.

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.48)$$

$$\varepsilon_{ca} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.49)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (3.50)$$

Em que t é expresso em dias.

3.1.4 Aço de armadura passiva

As armaduras que aplica-se a NP EN 1992-1-1 (2010) são armaduras nervuradas e soldáveis com alta capacidade de aderência aço-betão. Conjunto a EN 10080, a NP EN 1992-1-1 (2010) estabelece os critérios que devem ser seguidos pelo aço da armadura passiva, apresentando ainda o Anexo C, para materiais que não sigam as recomendações de EN 10080.

Conforme o item 3.2.3 do regulamento europeu, a tensão de cedência-escoamento (f_{yk} , ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%, $f_{0,2k}$) e a resistência a tração (f_{tk}) são definidas como o valor característico da força de cedência-escoamento e o valor característico da força máxima em tração simples, respectivamente.

Ainda, todo o aço passivo deve seguir as recomendações de ductilidade respeitando as proporções entre a resistência a tração e a tensão de cedência-escoamento e pela extensão na carga máxima (ϵ_{uk}) conforme o diagrama tensão-deformação apresentado na figura 9 e os valores dispostos na tabela 4.

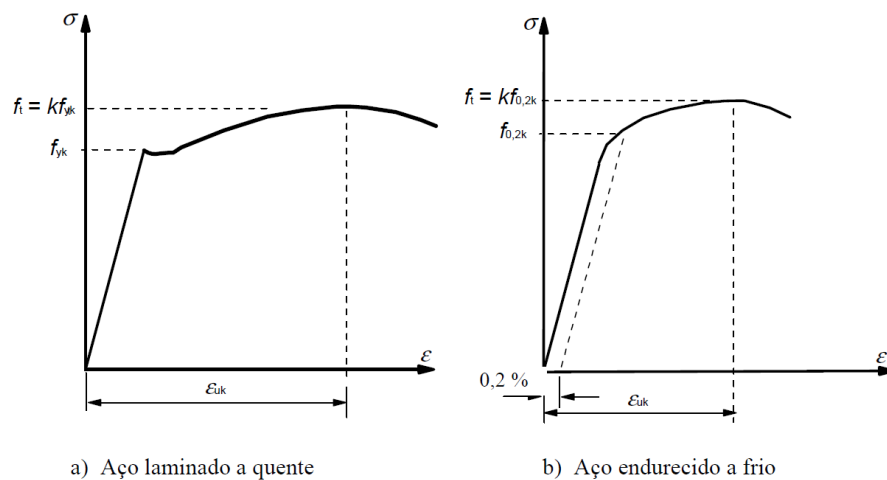


Figura 9 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Tabela 4 – Valores de ϵ_{uk} e k

Varões e fios			
Classe	A	B	C
$k=(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
ϵ_{uk}	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010), adaptado.

Para efeito de projeto, o alongamento e resistência do aço passivo são determinados pelo item 3.2.7. Posto isso, pode ser considerado o comportamento do aço passivo como apresentado em qualquer uma das hipóteses da figura 10.

- Hipótese 1 - um ramo superior inclinado com uma deformação limite de ϵ_{ud} e uma tensão máxima de $k \cdot f_{yk} / \gamma_s$ para ϵ_{uk} . Onde, $k=(f_t/f_y)_k$ e $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$;
- Um ramo superior horizontal sem necessidade de determinação do valor da

deformação.

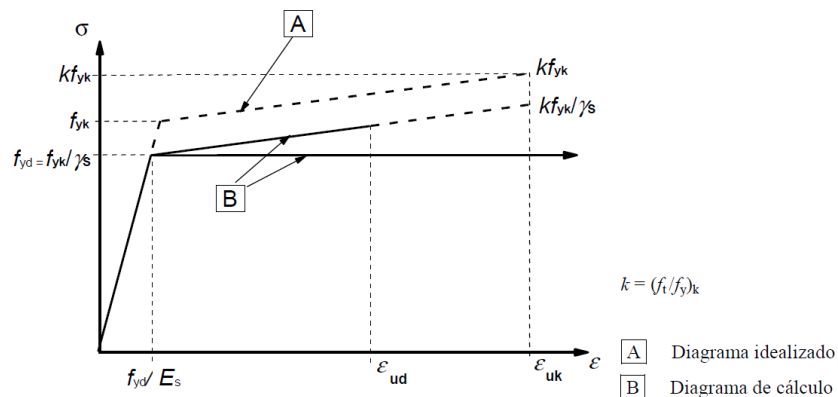


Figura 10 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo considerando a hipótese de simplificação

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Todas as regras aplicadas pela NP EN 1992-1-1 (2010), são restringidas a aços com f_{yk} de 400 até MPa 600 MPa .

3.1.5 Aço de armadura ativa

As recomendações da NP EN 1992-1-1 (2010), podem ser aplicadas quando o aço da armadura passiva está de acordo com as considerações da EN 10138, norma que determina critérios da suscetibilidade do aço à corrosão sob tensão.

A resistência do aço ativo é dada pelo limite convencional de proporcionalidade com deformação permanente de 0,1% ($f_{p0,1k}$) e a resistência a tração f_{pk} , determinada pelo valor máximo da tensão em ensaio de tração simples. Com isso, a figura 11 demonstra o comportamento de elementos de aço ativo.

Para fins de projeto o item 3.3.6 demonstra as hipóteses de cálculo que podem ser consideradas, levando em consideração a área da seção transversal dos cabos, $f_{p0,1k}$, f_{pk} e ϵ_{uk} .

O módulo de elasticidade do aço ativo de pré-esforço (E_p) pode sofrer alterações conforme o tipo de elemento utilizado. Pode ser admitido E_p igual a 205 GPa para fios e varões com uma variação entre 195 GPa e 210 GPa . Já, para cordões E_p é igual a 195 GPa podendo variar entre 185 GPa 205 GPa .

Assim, o valor de cálculo da resistência do aço segue a expressão (3.51).

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (3.51)$$

onde,

γ_s é o coeficiente de majoração do aço apresentado pela tabela 1.

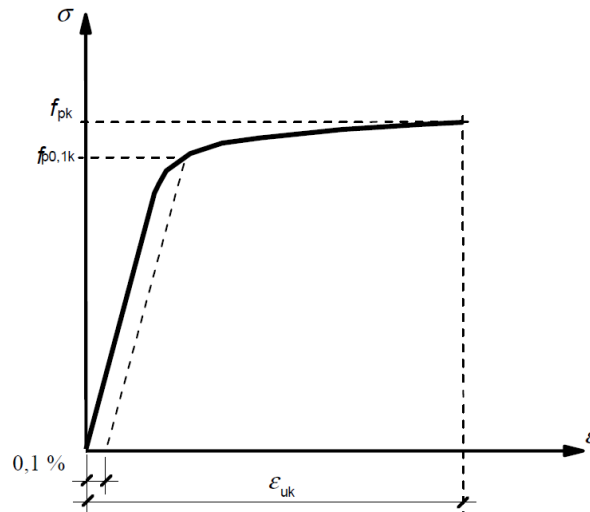


Figura 11 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Por fim, o comportamento do aço ativo pode ser considerado de acordo com a figura 12 usando qualquer uma das hipóteses a seguir:

- Hipótese 1: um ramo inclinado, com uma extensão limite ϵ_d . Para essa hipótese é considerado $\epsilon_d = 0,9 \epsilon_{uk}$. Na falta de valores mais exatos pode ser considerado $\epsilon_d = 0,02$ e $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$;
- Um ramo superior horizontal sem extensão limite.

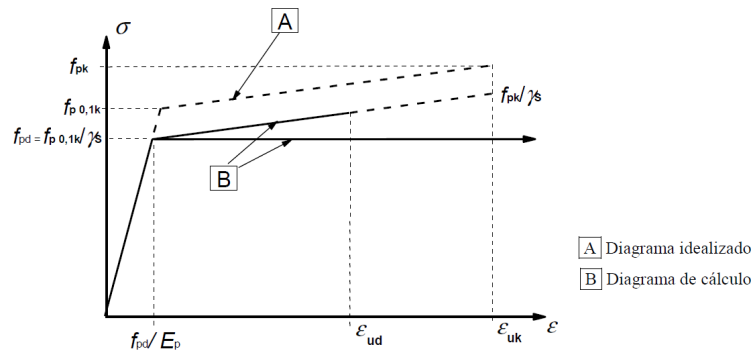


Figura 12 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo considerando a hipótese de simplificação

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

De acordo com o item 3.3.2 da norma europeia, as armaduras de pré-esforço podem ser usadas em fio, cabos e varões. Assim, as armaduras ativas devem ser caracterizadas de acordo com:

- Resistência: indicando o valor de $f_{p0,1k}$, a relação $f_{pk}/f_{p0,1k}$ e deformação máxima ϵ_{uk} ;
- Classe de relaxação;
- Seção;

d) Característica da superfície.

3.1.6 Relaxação do aço ativo

A NP EN 1992-1-1 (2010), separa os aços de armadura ativa em três classes de relaxação. Sendo elas:

- Classe 1: fios ou cordões – relaxação normal;
- Classe 2: fios ou cordões – baixa relaxação;
- Classe 3: barras laminadas a quente e com tratamento complementar.

Além da classificação, no item 3.2.3 do regulamento, é determinado a taxa de relaxação ρ_{1000} , valor da perda de pré-esforço em porcentagem (%) para fios e cordoalhas após 1000h do tensionamento a uma temperatura média de 20°C.

Os valores de ρ_{1000} levam em consideração uma fração da tensão inicial aplicada ao aço de pré-esforço de $0,7f_p$, em que para efeitos de cálculo $f_p = f_{pk}$. Por fim a tabela 5 apresenta os valor de ρ_{1000} para cada classe de relaxação.

Tabela 5 – Valores de ρ_{1000}

Classe de relaxação	ρ_{1000} (%)
1	8,0
2	2,5
3	4,0

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010), adaptado.

O valor de ρ_{1000} é determinado em relação a uma percentagem (%) da tensão inicial considerando como $0,7f_p$, em que para efeitos de cálculo, $f_p = f_{pk}$.

3.1.7 Classe de agressividade ambiental

As condições físicas e químicas que as estruturas encontram-se expostas, definem a classe de exposição ambiental do elemento. No quadro 8 do anexo A são apresentadas todas as classes de exposição ambiental. Além disso, fenômenos como a exposição da estrutura a soluções de ácidos, sulfatos, variação da temperatura e abrasão, por exemplo, devem ser considerados de maneira direta ou indireta perante cada norma.

Com a finalidade de manter a proteção do betão e das armaduras do elemento a NP EN 1992-1-1 (2010) recomenda que todo betão produzido deva seguir as recomendações de consumo mínimo de cimento e relação água-cimento conforme as diretrizes da EN 206-1. Esses parâmetros estão relacionados a qualidade e compacidade do betão, podendo ainda ser associado a classe de resistência. Posto isso o regulamento europeu apresenta o quadro 1, relacionando a classe de resistência mínima com a classe de exposição.

Quadro 1 – Classe de resistência de acordo com a classe de exposição ambiental

Corrosão										
	Corrosão induzida por carbonatação				Corrosão induzida por cloretos			Corrosão induzida pelo cloretos da água do mar		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe de resistência	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Danos no betão										
	Sem risco		Ataque de gelo/degelo			Ataque químico				
	X0		XF1	XF2	XF3	XA1		XA2		XA3
Classe de resistência	C12/15		C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45	

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010).

Por fim, o Anexo Nacional determina no quadro 2 a classificação estrutural conforme o tipo de estrutura e o tempo de vida útil analisada.

Quadro 2 – Correção da classe de resistência do betão

Critério	Classe de exposição						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes
Classe de Resistência	$\geq C30/37$ Reduzir 1 classe	$\geq C30/37$ Reduzir 1 classe	$\geq C35/45$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C45/55$ Reduzir 1 classe
Elemento com geometria de laje (posição das armaduras não afectada pelo processo construtivo)	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe
Garantia especial de controlo da qualidade da produção do betão	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010).

3.1.8 Resistência de aderência

Para garantir que a aderência aço-betão possua uma boa qualidade a NP EN 1992-1-1 (2010) que a tensão aderente deve ser sempre suficiente para impedir uma ruptura de aderência

entre os materiais.

Em relação as armaduras longitudinais passivas é determinada a equação (3.52) como indicativo da tensão resistente do betão.

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (3.52)$$

Onde,

f_{ctd} é correspondente a $f_{ctk0,05}$ possuindo valores limitados a classe C60/75.

η_1 é o coeficiente que depende da posição das armaduras na peça betonada. Correspondem, a 1,0 em situações de boa aderência e 0,7 para os demais casos.

η_2 é o coeficiente relacionado ao diâmetro dos varões. $\eta_2 = 1,0$ para $\phi \geq 32mm$ e $\eta_2 = (132 - \phi)/100$ para $\phi > 32mm$.

A diferenciação entre uma situação de boa é má aderência é dada pela figura 13.

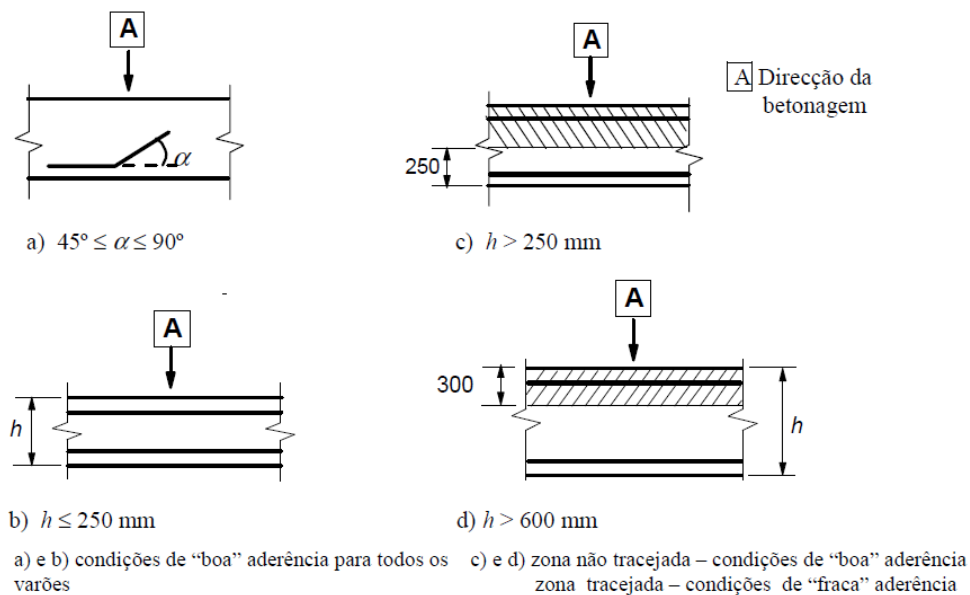


Figura 13 – Representação da condição de aderência

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Entretanto, para armaduras ativas são separadas duas situações de aderência que dependem do momento de análise.

No momento em que a força de pré-esforço é transferida pode-se considerar que a tensão de aderência aço-betão é determinada pela equação (3.53).

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad (3.53)$$

onde,

η_{p1} é o coeficiente que leva em consideração o tipo de armadura de pré esforço, em

que para fios indentados é 2,7 e para cordões de 3 e 7 fios é 3,2;

Em análises realizadas no ELU a tensão de ruptura da aderência é dada pela expressão (3.54).

$$f_{bpt} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad (3.54)$$

onde:

η_{p2} é 1,4 para fios indentados e 1,2 para cordões de 7 fios.

3.1.9 Recobrimento

O recobrimento, distância entre a face externa da peça de betão até a face da armadura, é dado pela NP EN 1992-1-1 (2010) como um valor mínimo, de acordo com cada classe de exposição, somado a uma tolerância. Assim, são apresentadas as equações (3.55) e (3.56).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.55)$$

$$c_{min} = \max [c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm] \quad (3.56)$$

em que:

$c_{min,b}$ é o recobrimento em relação a aderência, dado pela Tabela 6;

$c_{min,dur}$ é o recobrimento em relação as condições ambientais, dado pela Tabela 7;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ é a margem de segurança. Conforme o Anexo Nacional é igual a 0 mm;

$\Delta c_{dur,st}$ é a redução para caso de uso de aço inoxidável;

$\Delta c_{dur,add}$ é a redução para caso de uso de proteção adicional.

Tabela 6 – Recobrimento com requisitos de aderência

Requisito de aderência	
Disposição dos varões	Recobrimento mínimo $c_{min,b}$
Isolado	Diâmetro do vão
Agrupados	Diâmetro equivalente (ϕ_n)

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010).

A margem de segurança Δc_{dev} recomendada pelo Anexo Nacional é igual a 10 mm, podendo variar entre 5 mm a 10 mm quando a fabricação está sujeita a uma garantia de controle de qualidade.

Tabela 7 – Recobrimento com requisitos ambientais para armadura de pré-esforço

Requisito ambiental para $c_{min,dur}$							
Classe Estrutural	Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010).

3.1.10 Força de Pré-esforço (protensão)

A NP EN 1992-1-1 (2010) define a força de pré-esforço em uma determinada coordenada x e intervalo de tempo como a força máxima aplicada na extremidade ativa da armadura deduzidas as perdas instantâneas e diferidas.

Com o intuito de preservar a segurança e as propriedades do aço de pré-esforço o item 5.10.2 limita a força máxima que pode ser aplicada na armadura ativa no ato de tensionamento dos cabos. Assim, P_{max} é expresso pela equação (3.57).

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{P,max} \quad (3.57)$$

onde,

A_p é a área total da seção transversal da armadura de pré-esforço;

$\sigma_{P,max}$ é a tensão máxima aplicada pelo equipamento de tensionamento dada por: $\min[k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}]$. Ainda, quando o equipamento de pré-esforço possuir uma exatidão de aproximadamente 5% P_{max} pode ser substituída por $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$.

Os valores de k_1 , k_2 e k_3 são definidos pelo Anexo Nacional como 0,8, 0,9 e 0,95 respectivamente.

Para a realização de análises no Estado limite de Utilização (SLS) os valores característicos da força de pré-esforço podem sofrer variações que devem ser consideradas. Portanto, são apresentados valores superiores e inferiores para um análise em SLS.

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}(x) \quad (3.58)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}(x) \quad (3.59)$$

onde:

$P_{m,t}$ é a força média de pré-esforço;

Conforme o tipo de sistema empregado são dispostos pelo Anexo Nacional os valores de r_{sup} e r_{inf} .

- a) pré-esforço por pré-tensão ou para armaduras não aderentes: $r_{sup} = 1,05$ e $r_{inf} = 0,95$;
- b) pré-esforço por pós-tensão com armaduras aderentes: $r_{sup} = 1,10$ e $r_{inf} = 0,90$;
- c) quando são efetuadas medições adequadas (exemplo, medição direta do pré-esforço por pré-tensão): $r_{sup} = r_{inf} = 1,00$.

3.1.11 Perdas de pré-esforço

A NP EN 1992-1-1 (2010) determina do seu item 5.10.4 a 5.10.6 os parâmetros e recomendações para a estimativa das perdas de pré-esforço desde o início até o fim de sua vida útil da estrutura.

3.1.11.1 Perdas instantâneas

O regulamento europeu considera as perdas instantâneas como as perdas relacionadas aos fenômenos que ocorrem antes e durante a aplicação da força de pré-esforço para a peça de betão. Os fenômenos considerados pelo regulamento são:

- a) Deformação elástica do betão no ato de transferência da força;
- b) Relaxação inicial do aço de pré-esforço antes da transferência de carga;
- c) Atrito entre os cabos e a bainha devido aos desvios causados pela armadura;
- d) Deslizamento da armadura dos dispositivos de ancoragem.

Quanto a perda por relaxação, que está presente desde o momento de tensionamento dos cabos, esta pode ser determinada pelas seguintes relação:

Para classe 1:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.60)$$

Para classe 2:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.61)$$

Para classe 3:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.62)$$

Em que,

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}};$$

σ_i é o valor da tensão aplicada na armadura reduzidas as perdas anteriores e acrescidas a tensão no aço gerada pelo carregamento atuante.

3.1.11.2 Perdas instantâneas - Pré-tensão

Quando é executada a transferência de carga da armadura de pré-esforço o betão acaba sofrendo um processo de encurtamento, o que resulta em uma perda de força nos cabos. A análise desse fenômeno leva em conta o encurtamento elástico da seção considerando ainda a seção homogeneizada de betão e a aplicação da carga em um único ponto.

Em casos onde é aplicado processos de cura térmica deve ser considerado o fenômeno na perda por relaxação inicial do aço, conforme especificado no Anexo D da NP EN 1992-1-1 (2010).

A perda por atrito só é considerada quando há desvios na armadura que devem ser estipulados por ensaios adequados.

3.1.11.3 Perdas instantâneas - Pós-tensão

Como é muito comum a aplicação do pré-esforço em etapas para sistemas de pós-tensão o item 5.10.5.1 aconselha a uma especial atenção a ordem de tensionamento dos cabos. Assim, é disponibilizada a equação (3.63) que descreve o efeito do tensionamento de um cabo sobre os outros cabos já tensionados.

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3.63)$$

onde,

$\Delta \sigma_c(t)$ é a variação de tensão no betão no centro de gravidade das armaduras;

$j = (n + 1)/2n$, em que n é o número de armaduras idênticas sucessivamente tracionadas.

Ainda, a determinação da perda por atrito entre o cabo e a bainha é dada pela equação (3.64).

$$\Delta P_{\mu} = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (3.64)$$

em que,

θ é a soma dos desvios angulares no comprimento x ;

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

k é o desvio parasitário da armadura.

O coeficiente parasitário k depende da qualidade de execução da obra, assim é indicado pela NP EN 1992-1-1 (2010) que seja um valor entre 0,005 e 0,01 por metro. Ainda, o coeficiente de atrito μ deve seguir aprovação de normas técnicas porém, quando não existem valores mais detalhados e o fabricante não fornece, podem ser aplicados os valores da tabela 8.

Tabela 8 – Valores para o coeficiente μ

	Armaduras Interiores	Armaduras exteriores não aderentes			
		Bainha de aço/ não lubrificada	Bainha de HDPE/ não lubrificada	Bainha de aço/ lubrificada	Bainha de HDPE/ lubrificada
Fio trafilado a frio	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Cordão	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra nervurada	0,65	-	-	-	-
Varão liso	0,33	-	-	-	-

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010).

Por fim, devem ser considerados os valores das perdas por acomodação da ancoragem, valor que deve receber Aprovação Técnica Europeia.

3.1.11.4 Perdas diferidas

A determinação da perda diferida leva em consideração o comportamento conjunto das deformações causadas pela fluência e retração do betão combinadas a relaxação do aço. Um método simplificado da análise desse fenômeno é apresentado pelo regulamento europeu para o

tempo infinito, como mostra a equação (3.65).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_P \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_P + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \frac{A_P}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \phi(t, t_0)]} \quad (3.65)$$

onde,

z_{cp} é a distância entre o centro de gravidade da seção de betão até o centro de gravidade das armaduras.

Os valores da tensão do betão ($\sigma_{c,QP}$) e da perda de pré-esforço causada pela relaxação ($\Delta \sigma_{pr}$) devem sevar em consideração a combinação de ações quase permanente.

3.1.12 Regularização e transmissão do pré-esforço

Para garantir a transferência da força de pré-esforço à estrutura de betão, a região de ancoragem deve respeitar condições específicas da NP EN 1992-1-1 (2010).

Os elementos construídos em betão pré-esforçado com sistemas de pré-tensão, tem transferência da força de pré-esforço realizada pela aderência aço-betão. Assim, devem ser considerados os seguintes comprimentos de transferência:

- comprimento de transferência, l_{pt} ao longo do qual a força de pré-esforço é totalmente transferida ao betão;
- comprimento de regularização, l_{disp} onde as tensões se difundem progressivamente até uma distribuição linear de tensões na seção do betão;
- comprimento de amarração, l_{bpd} , valor que considera o Estado Limite Último para a transferência das tensões.

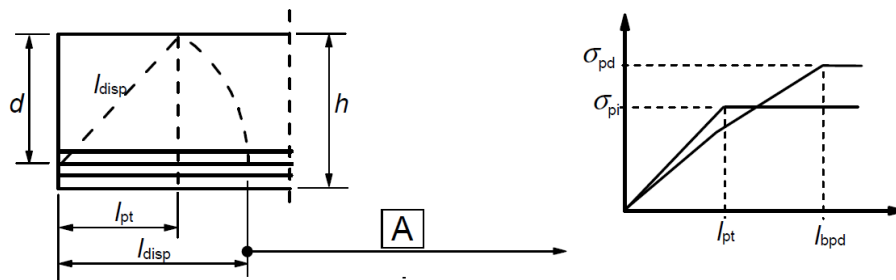


Figura 14 – Transferência de esforços em elementos pré-tensionados

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Então o comprimento de transferência é dado por:

$$l_{pt} = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \quad (3.66)$$

em que:

α_1 é 1,00 para liberação gradual e 1,25 para liberação súbita;

α_2 é 0,25 para armaduras de seção circulares e 0,19 para cordões de 3 e 7 fios;

ϕ é o diâmetro nominal.

Ainda, o valor de l_{pt} deve ser multiplicado por uma constante a depender da análise realizada. Para análises do ELU o valor é multiplicado por 1,20 e para análise do momento de transferência é usado 0,80.

Poderá considerar que as tensões no betão tem uma distribuição linear a partir do valor disposto na equação (3.67).

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (3.67)$$

O comprimento de amarração total necessário para uma armadura de pré-esforço é apresentado na equação (3.68). Na figura 15 é apresentado o comportamento das tensões nos casos analisados em ELU e no momento da transferência.

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \frac{\alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty})}{f_{bpd}} \quad (3.68)$$

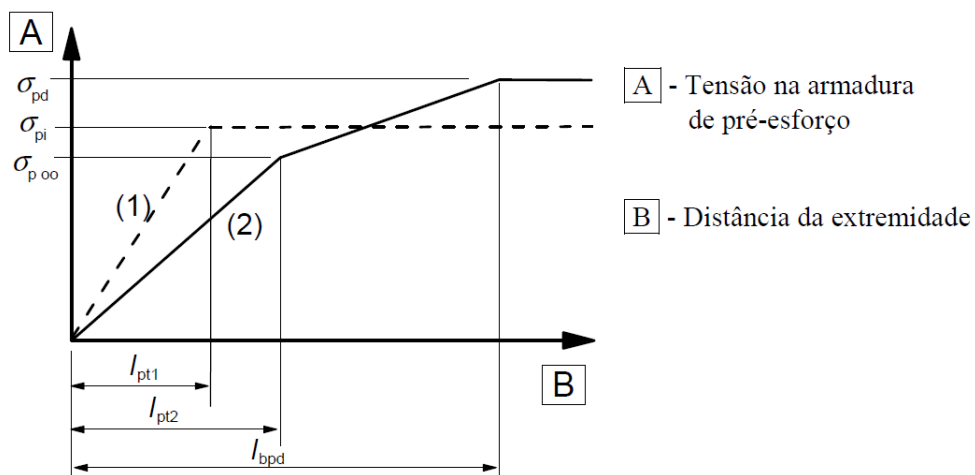


Figura 15 – Tensões na zona de amarração

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Quando há a utilização de elementos em pós-tesão as tensões aplicadas nas extremidades das peças devem ser cuidadosamente avaliadas. As tensões de tração devem respeitar o

f_{ctk} de valor inferior do betão e ainda o dimensionamento das armaduras devem considerar a tensão de cedência(escamento) do aço como $300MPa$.

Para efeitos de simplificação pode admitir-se que o pré-esforço se difunde com um ângulo de abertura 2β da extremidade do dispositivo em que $\beta = \arctan(2/3) = 33,7^\circ$. A figura 16 ilustra a recomendação do regulamento.

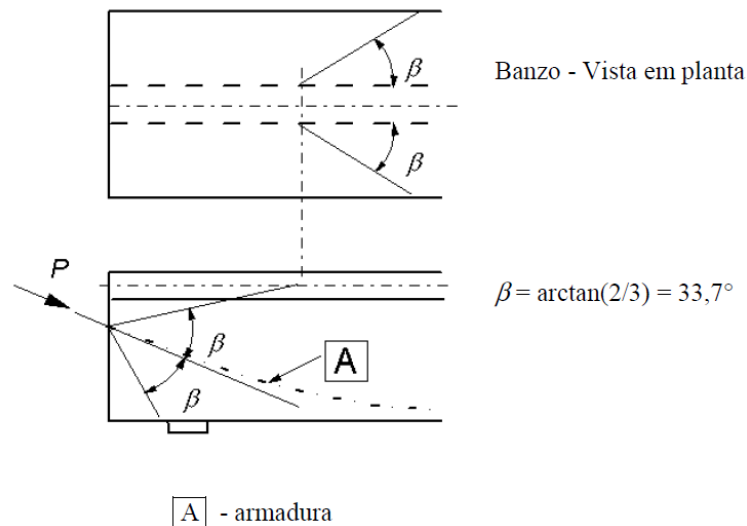


Figura 16 – Difusão do pré-esforço em sistemas pós-tensionados

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

3.1.13 Estado limite de utilização - SLS

Com a finalidade de prevenir patologias e garantir a segurança estrutural o regulamento europeu aborda a limitação de tensões, controle de fendilhação e controle de deformação no Estado limite de utilização (SLS). No caso das tensões e deformações as seções que não excedem $f_{ct,eff}$, valor que pode ser considerado igual a $f_{ct,m}$ ou $f_{ct,fl}$, encontram-se não fendilhadas, desde que esses valores sejam levados em consideração para o dimensionamento das armaduras mínimas. Para o cálculo da abertura de fissuras considera-se o valor de $f_{ct,m}$ para o betão tracionado.

Quanto ao limite de compressão para uma combinação característica, este é dado pelo valor de $k_1 \cdot f_{ck}$, sendo $k_1 = 0,6$ conforme o Anexo Nacional. Entretanto, quando é realizada a análise de compressão no momento de transferência do pré-esforço, deve ser levado em consideração o valor de $f_{ck}(t)$, sendo possível substituir a expressão por $k_6 \cdot f_{ck}(t)$, onde $k_6 = 0,7$ em casos onde se garanta que não existirá fissuração longitudinal por ensaios ou pela experiências.

Os valores de tração devem respeitar os limites de fissuração do betão de modo que

não prejudique o funcionamento correto da peça nem torne seu aspecto inaceitável. Sendo assim, ao analisar a combinação frequente e quase permanente deve ser garantida a ausência de tração da peça e para a combinação característica esse valor pode atingir o limite de fissuração do betão para a idade em análise ($f_{ct,fl}(t)$).

Para as armaduras de pré-esforço são determinados limites de tensão a fim de impedir deformações plásticas como determinado na seção 3.1.10.

A abertura de fendas deve respeitar o valor máximo de w_{max} de acordo com a tabela 9 de maneira que não prejudique o funcionamento da estrutura. Tendo em vista a possibilidade de patologias no aço ativo relacionadas as aberturas de fendas os valores limites da tabela 9 devem ser satisfeitos usando a combinação frequente de ações.

Tabela 9 – Valores recomendados para w_{max} (mm)

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

A deformação dos elementos deve respeitar a segurança, aspecto e funcionalidade da estrutura, de forma que os valores sejam compatíveis com outros elementos presentes no projeto considerando a combinação quase-permanente.

Vigas e lajes devem respeitar o valor limite de $vão/250$ para que a condição de utilização da estrutura seja satisfeita. No caso de estruturas pré-esforçadas deve ser prevista uma contra flecha de valor igual ou inferior a $vão/250$. Caso a estrutura esteja suscetível a danificar algum elemento estrutural adjacente, deve respeitar o valor limite de $vão/500$.

A estimativa da deformação causada é apresentada na NP EN 1992-1-1 (2010) e será desenvolvida na seção 3.1.22 do respectivo trabalho.

3.1.14 Estado limite último - ELU

Segundo a NP EN 1992-1-1 (2010) a determinação da flexão última da seção baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a) As seções mantêm-se planas;

- b) A extensão das armaduras aderentes são as mesmas causadas no betão adjacente a elas;
- c) É desprezada a resistência a tração do betão;
- d) as tensões no betão e no aço devem ser consideradas como expresso nas seções 3.1.1, 3.1.5 e 3.1.4 do respectivo trabalho;
- e) As armaduras ativas devem levar em consideração a sua extensão inicial.

Quanto as tensões no betão, o diagrama parábola retângulo pode ser substituído pelo diagrama retangular apresentado na figura 17, usando os fatores de redução apresentados a seguir.

Para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$:

- $\lambda = 0,8$;
- $\eta = 1,0$

Para $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$:

- $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$;
- $\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200$

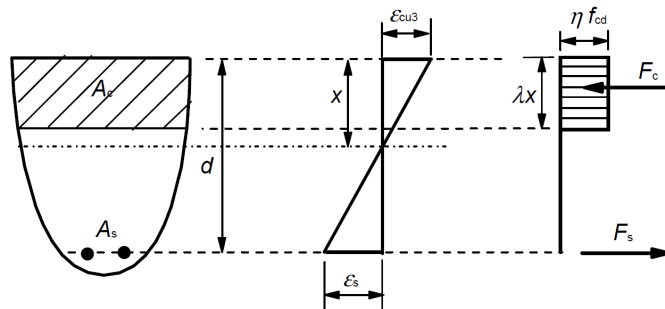


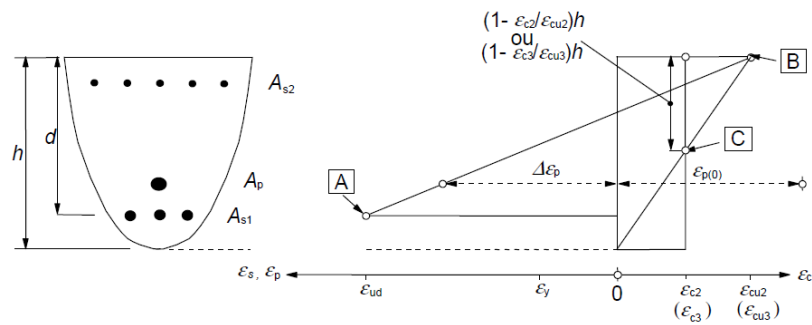
Figura 17 – Tensões no betão para ULS

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Com isso, a figura 18 determina os domínios de deformação possíveis para a estrutura. Os limites de deformação solicitados pelo diagrama devem seguir a limitação de ϵ_{cu2} ou ϵ_{cu3} como apresentado na seção 3.1.1 para o betão e o valor de ϵ_{ud} para o aço passivo e ativo de acordo com as seções 3.1.4 e 3.1.5 respectivamente.

3.1.15 Combinações de ações

Segundo a NP EN 1990 (2009), regulamento direcionado pela NP EN 1992-1-1 (2010), as combinações de ações são os conjuntos de valores de cálculo utilizados para a



- A - limite para a extensão de tracção do aço para betão armado
- B - limite para a extensão de compressão do betão
- C - limite para a extensão de compressão simples do betão

Figura 18 – Distribuição de deformação admissível em ELU

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

verificação da fiabilidade estrutural relativo a um dado estado limite sob a influência de diferentes ações.

Com o intuito de garantir o bom funcionamento da estrutura, além da prevenção de patologias, são disponibilizadas as combinações de utilização no item 6.5.3 da NP EN 1990 (2009). Estas combinações podem ser divididas entre: combinações características, frequentes e quase-permanentes. Sendo que, as equações de (3.69) a (3.71) combinadas com a tabela 10 resultam na combinação desejada.

Combinação característica:

$$E_d = \sum G_k + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.69)$$

Combinação frequente:

$$E_d = \sum G_k + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.70)$$

Combinação quase-permanente:

$$E_d = \sum G_k + P + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.71)$$

onde,

G representa os carregamentos permanentes;

P é o pré-esforço;

Q são os carregamentos variáveis.

As combinações últimas tem o intuito de descrever o carregamento que causa a perda de estabilidade da estrutura ou elemento estrutural, ou ainda o seu colapso. Assim, é apresentada

Tabela 10 – Valores para os coeficientes ψ

Acções	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0,0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0,0

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

a expressão (3.72) para a combinação que o ELU deve respeitar.

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.72)$$

Ainda, a combinação última deve ser realizada considerando valores para γ favoráveis e desfavoráveis respeitando a tabela 11, além de ψ_0 estar disponível na tabela 10.

Tabela 11 – Valores de cálculo de acções para EQU

Situação de projecto	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação	Acções variáveis acompanhantes	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais	Outras
persistentes e transitórias	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{G,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

onde,

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35;$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,15;$$

$$\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,5 \text{ para casos desfavoráveis e } \gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0 \text{ para casos favoráveis.}$$

3.1.16 Vão efetivo

O vão efetivo de cálculo l_{eff} deve ser cauculado por:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (3.73)$$

em que,

l_n é a distância livre entre a face dos apoios;

os valores de a_1 e a_2 são aproximados à a_i como indicado na figura 19 na qual t é a largura do elemento de apoio.

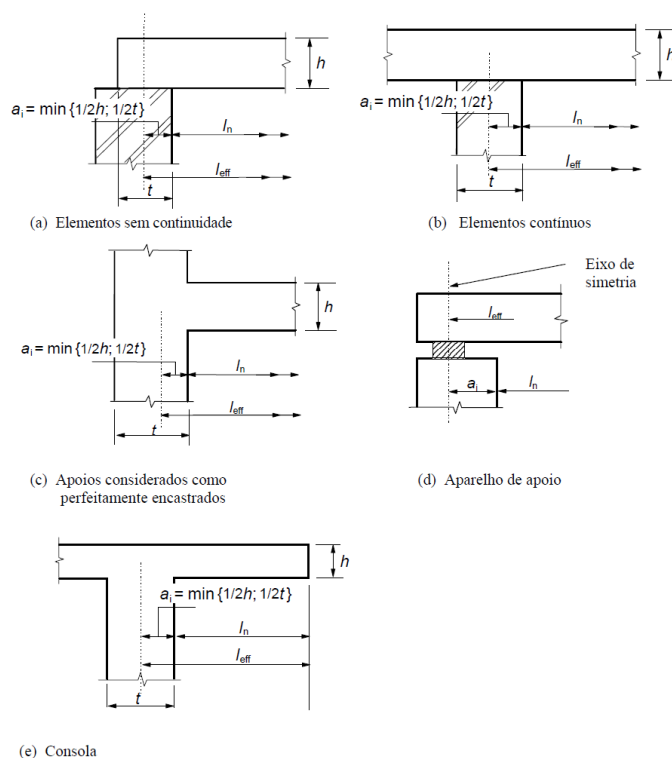


Figura 19 – Vão efetivo para diferentes tipos de apoio

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

3.1.17 Armaduras longitudinais

As armaduras de betão armado e pré-esforçado possuem limites máximos e mínimos determinados de acordo com o Anexo Nacional. O mesmo estipula que o valor mínimo e máximo devem respeitar as relações das expressões (3.74) e (3.75), respectivamente. Caso os valores mínimos não sejam satisfeitos o elemento deve ser considerado como não armado.

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (3.74)$$

$$A_{s,max} = 0,04.A_c \quad (3.75)$$

Em que,

b_t é a largura média da seção na zona tracionada.

Quando é necessário o controle de fissuração das peças devem ser previstas armaduras aderentes mínimas para combater o efeito. Assim, o item 7.3.2 da NP EN 1992-1-1 (2010) determina a armadura passiva mínima ($A_{s,min}$), valor que poderá ser estimado com base no equilíbrio da força de tração no betão, imediatamente antes da fendilhação.

Para seções de betão pré-esforçado não é necessário armadura mínima caso para a combinação característica de ações a seção esteja totalmente comprimida ou seu valor de tração não supere $\sigma_{ct,p}$, que de acordo com o Anexo Nacional é igual a $f_{ct,fl}$.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A'_p \cdot \Delta\sigma_p = k_c \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct} \quad (3.76)$$

onde,

A'_p é a área de pré-esforço existente em $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ é a área do betão tracionado com uma altura $h_{c,ef} = \min[2,5(h/d); (h - x)/3; h/2]$

ξ_1 é coeficiente corrigido da resistência de aderência, para ter em conta a diferença de diâmetros das armaduras de pré-esforço e para betão armado;

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}$$

Em que ξ é o valor disponível na tabela 12. E caso sejam usadas apenas armaduras de pré-esforço para controle de fissuração $\xi_1 = \sqrt{\xi}$

Tabela 12 – Valores para o coeficiente ξ

Armaduras de pré-esfoço	ξ		
	pré-tensão	pós tensão aderente	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
Varões e fios lisos	Não aplicavel	0,3	0,15
Cordões	0,6	0,5	0,25
Fios indentados	0,7	0,6	0,3
Varões de alta aderência	0,8	0,7	0,35

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

$\Delta\sigma_p$ variação da tensão no aço de pré-esforço;

A_{ct} é a área de betão tracionado. Parte da secção que está em tração mediante a primeira fissura;

σ_s tensão no aço imediatamente após a formação de fendas. Pode ser usado o valor de f_{yk} desde que w_k seja satisfeito.

k é o coeficiente que considera as distribuições não uniformes das tensões. Para almas com $h \leq 300mm$ ou banzos de largura inferior a 300mm igual a 1,0, já para almas com $h \geq 800mm$ ou banzos com largura superior a 800mm igual a 0,65. Para valores intermediários pode ser realizada a interpolação.

k_c é o coeficiente que leva em conta a distribuição das tensões, imediatamente antes da fendilhação. Para tração simples $k_c = 1,0$, já para flexão ou flexão composta:

a) Seções retangulares e para almas de seções em caixão e de seções em T:

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ctm}} \right] \quad (3.77)$$

b) Banzos de seções em caixão e de seções em T:

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ctm}} \geq 0,5 \quad (3.78)$$

em que,

σ_c tensão média do betão existente na parte da secção considerada:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}$$

N_{Ed} é o valor normal considerando a ação de pré-esforço na combinação característica, positivo para compressão;

$h^* = h$ para $h < 1,0m$ e $h^* = 1,0m$ para $h \geq 1,0m$;

k_1 é o coeficiente de esforços normais na distribuição de tensões. $k_1 = 1,5$ se N_{Ed} for compressão e $k_1 = 2h^*/3h$ se N_{Ed} for tração.

F_{cr} é valor absoluto da força de tração no banzo imediatamente antes da fendilhação.

A figura 20 ilustra a situação do betão tracionado.

3.1.18 Distribuição transversal de armaduras

As bainhas e os cabos de pré-esforço devem possuir espaçamentos que garantam a compactação e betonagem correta assim como obter uma correta aderência aço-betão.

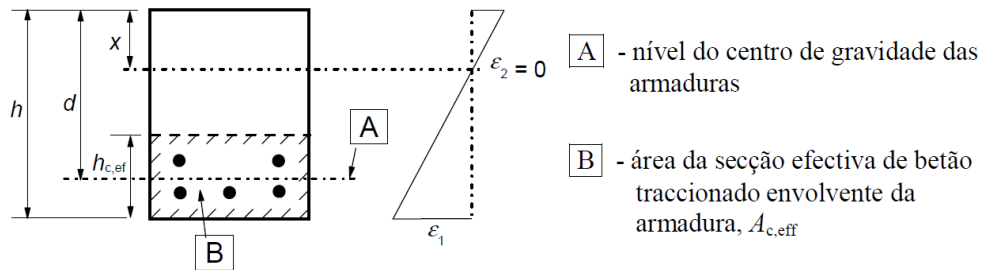


Figura 20 – Seção efetiva do betão tracionado

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Para o sistema de pré tensão os cabos devem estar dispostos como ilustrado na Figura 21. Ainda, é determinado que não deve acontecer o agrupamento das armaduras de pré-esforço na extremidade, a não ser que seja garantida a qualidade da betonagem e a aderência seja determinada por ensaios.

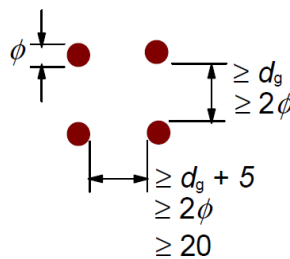


Figura 21 – Distância livre mínima entre armadura pré-tensionada

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Onde, ϕ é o diâmetro da armadura e d_g é a dimensão máxima do agregado.

Da mesma forma, as armaduras de pós-tensão devem estar distribuídas de forma a garantir uma betonagem sem que as mesmas sejam danificadas, o betão possa resistir aos esforços dos pontos de curvatura e nenhuma calda de betão penetre no seu interior no momento da betonagem. As disposições das bainhas devem seguir as recomendações da figura 22.

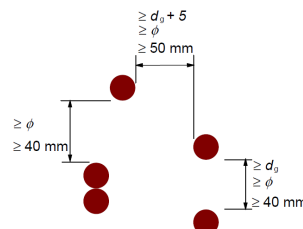


Figura 22 – Distância livre mínima entre bainhas pós-tensionadas

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Onde, ϕ é o diâmetro da bainha e d_g é a dimensão máxima do agregado.

3.1.19 Emendas e ancoragens de armadura passiva

Com a finalidade de garantir um comportamento monolítico entre o aço e o betão é exigido que as armaduras longitudinais possuam comprimentos de ancoragem (amarração) que respeitem as condições construtivas e a tensão de aderência do material.

A NP EN 1992-1-1 (2010) apresenta alguns tipos de ancoragem além do comprimento reto como mostra a figura 23.

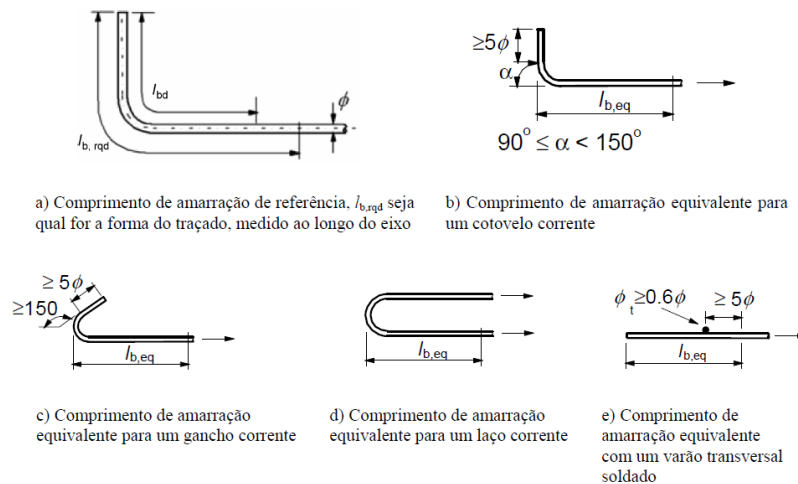


Figura 23 – Tipos de ancoragem

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Para a determinação do comprimento de ancoragem são analisados os valores do comprimento de ancoragem de referência (representado pela equação (3.80)), os valores de aderência dispostos na seção 3.1.8 além do tipo de ancoragem usado. O comprimento de ancoragem é determinado pela equação (3.79).

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (3.79)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (3.80)$$

Em que, α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5 são apresentados no quadro 7 do anexo A.

Os valores mínimos de l_{bd} devem respeitar as seguintes expressões:

- Para barras tracionadas: $l_{b,min} \geq \max [0, 3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm]$
- Para barras comprimidas: $l_{b,min} \geq \max [0, 6 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm]$

A transferência de esforços entre as armaduras transversais pode ser realizadas por emendas de sobreposição, soldagem e outros dispositivos mecânicos. Independente do método

deve ser garantido a transmissão dos esforços, evitando destacamento do betão da vizinhança e funcionamento da estrutura.

No caso de emendas sobrepostas deve ser respeitado o comprimento de sobreposição mínimo que é determinado pela equação (3.81).

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (3.81)$$

Em que,

$$l_{0,min} = \max [0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200\text{mm}]$$

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0 em que ρ_1 é a percentagem de varões emendados a uma inferior a $0,65l_0$ da seção de sobreposição considerada como mostra a figura 24.

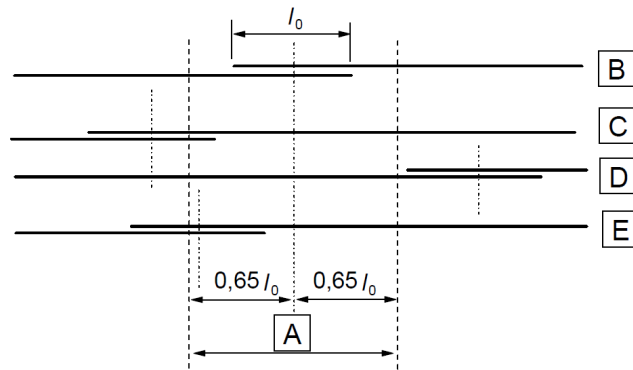


Figura 24 – Porcentagem de sobreposição considerada em uma seção

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Além disso, deve ser respeitado o distanciamento máximo entre as barras sobrepostas de 4ϕ ou 50 mm. Podem ser executadas emendas em mais barras desde que o início de cada emenda tenha uma distância de $0,3 l_0$. A figura 25 ilustra a distribuição das emendas possíveis.

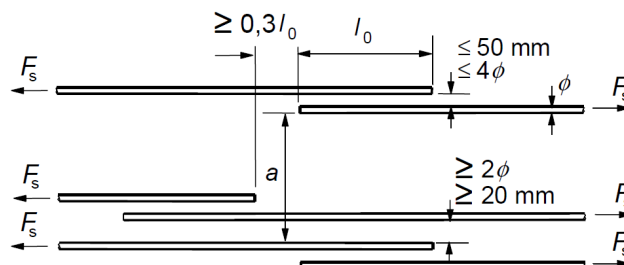


Figura 25 – Emendas por sobreposição

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

3.1.20 Armadura de esforço transverso (de cisalhamento)

A armadura de esforço transverso (armadura de cisalhamento) é a armadura responsável por resistir os esforços verticais aplicados no sentido transversal do elemento. O item 6.2 da NP EN 1992-1-1 (2010) determina as diretrizes de cálculo dos elementos que sofrem esse tipo de solicitação. Por assim ser, a equação (3.82) determina a resistência de um elemento que possua armaduras de esforço transverso.

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (3.82)$$

$V_{Rd,s}$ é a parcela do esforço transverso equilibrado pela armadura transversal na tensão de cedência.

V_{ccd} e V_{td} são componentes de compressão e tração, respectivamente, para o caso de elementos que possuem banzos comprimidos ou tracionados com altura variável, como disposto na figura 26.

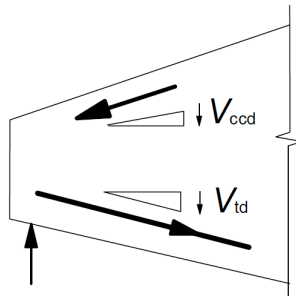


Figura 26 – Composição de esforços para elementos de altura variável

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

O esforço transverso calculado para o dimensionamento, sem coeficientes de redução deve respeitar a relação apresentada por (3.83).

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.83)$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (3.84)$$

Para a determinação do estorço cortante resistido por um elemento de pré-esforço que não possui armadura transversal ($V_{Rd,c}$) e apenas um vão, são apresentadas as equações (3.85) e (3.88), respectivamente para o caso da seção fendilhada e não fendilhada.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.85)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (3.86)$$

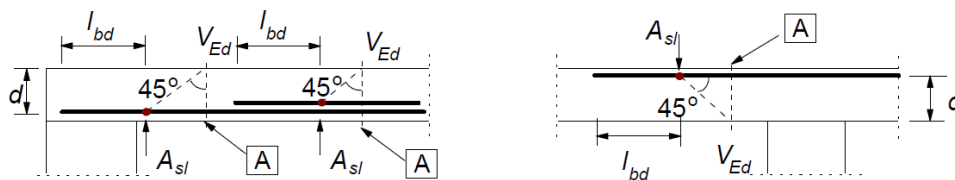
$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (3.87)$$

onde:

A_{sl} é a área de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para a seção considerada. A figura 27 demonstra a posição da seção.

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$, em que: N_{Ed} é a força normal aplicada pelo pré-esforço ou ações aplicadas e σ_{cp} dado em MPa;

Conforme o Anexo Nacional $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ e $k_1 = 0,15$.



[A] - seção considerada

Figura 27 – Definição de A_{sl}

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (3.88)$$

em que:

S momento estático da área situada acima do eixo que passa pelo centro de gravidade da seção em relação a esse eixo;

$\alpha_1 = l_x/l_{pt2} \leq 1,0$ para pré-tensão e $\alpha_1 = 1,0$ para outros tipos de pré-esforço;

l_x é a distância do início do comprimento de transmissão até a seção de análise;

l_{pt2} limite superior do comprimento definido na seção 3.1.12;

σ_{cp} é a tensão de compressão no betão ao nível da armadura de pré-esforço devida as forças axiais. Os valores devem ser considerados positivos para compressão.

Ainda para casos em que são usadas bainhas metálicas com injeção o valor de b_w usado na expressão (3.88) deve respeitar as seguintes condições:

a) Para $\phi > b_w/8$: $b_{w,nom} = b_w - 0,5\Sigma\phi$;

b) Para $\phi \leq b_w/8$: $b_{w,nom} = b_w$

Para sistemas com bainha metálica sem injeção e bainha plásticas, b_w deve respeitar:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2\Sigma\phi$$

Entretanto, apesar de em alguns casos a resistência do betão se mostre suficiente para suportar os esforços solicitantes ($V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$) é exigido pelo regulamento europeu uma armadura mínima que respeita as condições das expressões (3.89) e (3.90).

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (3.89)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.90)$$

em que:

ρ_w é a taxa de armadura transversal;

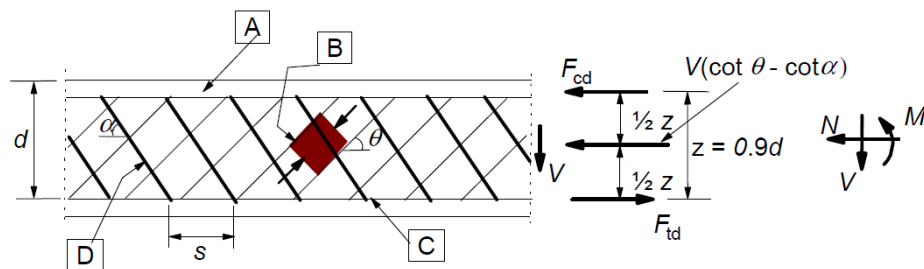
A_{sw} é a quantidade de armadura transversal no comprimento s ;

s é o espaçamento das armaduras transversais ao longo do eixo longitudinal;

α é o ângulo formado pela armadura transversal com o eixo longitudinal. Valor que deve corresponder o intervalo entre 45° e 90° .

Em situações onde a resistência do betão não é suficiente para o esforço transverso uma armadura maior que a armadura mínima deve ser aplicada à viga.

O sistema de análise da NP EN 1992-1-1 (2010) baseia-se num modelo de análise de treliças como mostra a figura 28, onde θ é o ângulo formado pelas escoras comprimidas de betão e α é o ângulo formado pela armadura transversal e o eixo da viga.



[A] - banzo comprimido, [B] - escoras, [C] - banzo traccionado, [D] - armadura de esforço transverso

Figura 28 – Modelo de treliça

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010)

Ainda, de acordo com o Anexo Nacional, o ângulo θ deve satisfazer a condição:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5.$$

Assim, o esforço resistente de cisalhamento (V_{Rd}) para uma estrutura que possui seus estribos no sentido vertical é o menor valor entre as equações (3.91) e (3.92), expressões que respectivamente, representam a resistência da armadura transversal e a resistência á compressão das escoras de betão.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (3.91)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (3.92)$$

onde:

f_{ywd} é o valor da tensão de cedência da armadura de esforço transverso.

v_1 é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por cisalhamento;

α_{cw} coeficiente que leva em consideração o estado do banzo comprimido.

Por definição do Anexo Nacional o valor de v_1 é o mesmo definido por v na equação (3.84). Porém, se o valor da tensão da armadura de esforço transverso for inferior a 80% do seu valor característico de cedência (f_{yk}) poderá ser adotado v_1 como:

- a) Para $f_{ck} \leq 60MPa$ $v_1 = 0,6$;
- b) Para $f_{ck} \geq 60MPa$ $v_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5$

Ainda para o Anexo Nacional o valor recomendado de α_{cw} é conforme o seguinte:

- a) $\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ para $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$;
- b) $\alpha_{cw} = 1,25$ para $0,25 < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$;
- c) $\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ para $0,5 < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd}$;

onde:

σ_{cp} é o valor de compressão causada pelas ações externas e a força de pré-esforço

Por fim, a área de armadura transversal é limitada a valores que respeitem a expressões (3.93), além do espaçamento máximo apresentado por (3.94).

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \quad (3.93)$$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d(1 + \cot(\alpha)) \quad (3.94)$$

3.1.21 Armadura de pele

Com a finalidade de prevenir fissurações, em elementos com seção de altura maior que 1 m deve ser prevista uma armadura de pele distribuída uniformemente no interior o estribo entre a armadura de tração e a linha neutra do elemento da análise de ELU. Essa armadura não deverá ser inferior ao valor da equação (3.76) considerando $k = 0,5$ e $\sigma_s = f_{yk}$.

3.1.22 Verificação de deformação

Para a determinação dos valores de deformação a NP EN 1992-1-1 (2010) impõem a necessidade da utilização de um método de cálculo que leve em consideração o comportamento real da estrutura perante aos carregamentos aplicados com uma precisão adequada.

O método mais exigente para a determinação da deformação, segundo o item 7.4.3, consiste no cálculo da curvatura de inúmeros pontos ao longo do elemento e após realizar a integração numérica. São exigidos as análises em situações do elemento não fendilhado, parcialmente fendilhado e totalmente fendilhado, dependendo do comportamento estrutural ao longo de toda a vida útil da estrutura.

É importante salientar que os valores de flechas e contra-flechas devem respeitar as recomendações do regulamento assim como o disposto na seção 3.1.13.

3.2 NBR 6118:2014

As informações de todo o subcapítulo 3.2 seguem os parâmetros, equações, informações, exigências e recomendações da NBR 6118 (2014).

3.2.1 Betão (concreto)

A NBR 6118 (2014) aplica-se a betões até a classe C90 (betões com f_{ck} inferiores a 90 MPa ensaiados em provetes cilíndricos) com massa específica normal, no intervalo de 2000 kg/m^3 até 2800 kg/m^3 .

O valor da resistência à compressão de cálculo do betão, f_{cd} está especificado no item 12.3.3, sendo a idade de referência adotada igual a 28 dias quando não for especificada. Sendo assim:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.95)$$

onde,

f_{ck} é a resistência característica a compressão do betão aos 28 dias;

γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do betão no estado limite último, atribuído conforme a Tabela 13.

Tabela 13 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s .

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,20	1,15
Excepcional	1,20	1,00

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

Entretanto, quando for necessária a verificação da resistência do betão em idades inferiores a 28 dias podem ser aplicadas, para dimensionamento, as expressões (3.96) e (3.97) que se encontram no item 12.3.3 da norma:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} = \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.96)$$

$$\beta_1 = \exp \left(s \cdot \left[1 - \frac{28}{t} \right] \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.97)$$

onde,

f_{ckj} é a resistência característica à compressão do betão a idade de j dias;

t é a idade efetiva do betão em dias;

s = 0,38 para betões de cimento CP III e CP IV;

s = 0,25 para betões de cimento CP I e CP II;

s = 0,20 para betões de cimento CP V-ARI.

No mesmo item, é exigida a verificação da resistência do betão utilizado em obra com ensaio de compressão para as idades de 28 dias e t dias.

A resistência à tração do betão é dada pelas normas complementares NBR 7222 (2011) e NBR 12142 (2010). Porém, na falta de ensaios para a determinação dos valores da resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ e da resistência a tração na flexão $f_{ct,f}$, o item 8.2.5 determina equações para a avaliação dos valores médios ($f_{ct,m}$) e característicos (f_{ctk}) de acordo com as equações (3.98) a (3.102):

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (3.98)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (3.99)$$

para betões de classe até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (3.100)$$

para betões de classe C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 - 0,11 f_{ck}) \quad (3.101)$$

No item 17.3.1 é apresentado o fator de correlação aproximado α , que relaciona f_{ct} e $f_{ct,f}$ dependendo do formato da seção de betão. Assim:

$$f_{ct,f} = \alpha f_{ct} \quad (3.102)$$

onde,

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

f_{ct} é a resistência à tração direta, usando o valor de f_{ctkinf} para análises de fissuração e $f_{ct,m}$ para estado-limite de deformação excessiva.

De acordo com o item 8.2.8 o módulo de elasticidade inicial E_{ci} é determinado de acordo com as expressões (3.103) e (3.104):

para betões de f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa :

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.103)$$

para betões de f_{ck} de 55 MPa a 90 MPa :

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.104)$$

sendo,

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

O módulo de elasticidade secante E_{cs} pode ser determinado com a relação (3.105):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.105)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.106)$$

Para o estado limite último à compressão a NBR 6118 (2014) apresenta no seu item 8.2.10.1 o gráfico tensão-deformação conforme a Figura 29. Já, para a relação tensão-deformação na tração, é apresentado o diagrama da Figura 30 pelo item 8.2.10.2.

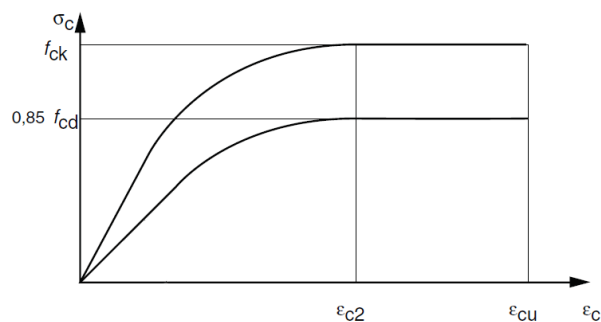


Figura 29 – Diagrama tensão-deformação do betão na compressão

Fonte – NBR 6118 (2014)

Para concretos de até C50:

- $\epsilon_{c2} = 0,2\%$
- $\epsilon_{cu} = 0,35\%$

Para concretos entre C50 e C90:

- $\epsilon_{c2} = 0,2\% + 0,0085\% \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$
- $\epsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\% \cdot ((90 - f_{ck})/100)^4$

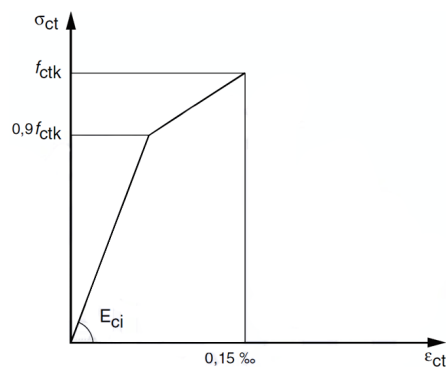


Figura 30 – Diagrama tensão-deformação do betão na tração

Fonte – NBR 6118 (2014)

3.2.2 Fluência do betão

Na ausência de dados mais preciosistas para a representação do fenómeno de fluência, a NBR 6118 (2014) apresenta no seu Anexo A parâmetros para a determinação dos valores dos coeficientes de fluência e retração do betão.

De acordo com as hipóteses prescritas em A.2.2.2, o coeficiente de fluência $\phi_{(t,t_0)}$ é determinado pela equação (3.107):

$$\phi_{(t,t_0)} = \phi_a + \phi_{f\infty}[\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \phi_{d\infty}\beta_d \quad (3.107)$$

onde,

ϕ_a é coeficiente de fluência rápida;

t é a idade fictícia do betão no tempo considerado, expressa em dias;

t_0 é a idade fictícia do betão ao ser feito o carregamento único, expressa em dias;

$\phi_{f\infty}$ é valor final do coeficiente de fluência lenta irreversível;

$\phi_{d\infty}$ é valor final do coeficiente de fluência lenta reversível, considerado 0,4;

β_f é o coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do betão;

β_d é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo decorrido após o carregamento.

Para betões de classe C20 até C45:

$$\phi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (3.108)$$

$$\phi_{f\infty} = \phi_{1c} \cdot \phi_{2c} \quad (3.109)$$

Para betões de classe C50 até C90:

$$\phi_a = 1,4 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (3.110)$$

$$\phi_{f\infty} = 0,45 \cdot \phi_{1c} \cdot \phi_{2c} \quad (3.111)$$

onde,

$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ é a função de crescimento da resistência do betão;

ϕ_{c1} é o coeficiente com relação a umidade do ambiente. U , e da consistência do betão;

ϕ_{c2} é o coeficiente dependente da espessura fictícia h_{fic} (Equação (3.117)), expresso em centímetros.

$$\phi_{c1} = 4,45 - 0,035U \quad (3.112)$$

$$\phi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (3.113)$$

A Equação (3.112) é aplicada a valores de U inferiores a 90%, sendo que para abatimentos de ensaio *slump test* entre 0 e 4 cm o seu valor é reduzido em 25% e para abatimentos entre 10 a 15 cm o valor é 25% maior.

Por fim, os valores de β_d e β_f são determinados pelas expressões (3.114) e (3.115), respectivamente:

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (3.114)$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (3.115)$$

sendo,

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

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

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

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931;$$

h é h_{fic} (Equação (3.117)) em metros (m) com valores limitados a $0,05 \leq h \leq 1,6$;

t é a t_{fic} expressa em dias ($t \geq 3$).

Para o cálculo da idade e espessura fictícia utilizadas no cálculo da fluência e retração (Seção (3.2.3)) do betão, são apresentadas as equações (3.116) e (3.117), respectivamente, retiradas do item A.2.4.

$$t_{fic} = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \quad (3.116)$$

sendo,

α o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do betão, expresso na Tabela 14;

T_i a temperatura média diária do ambiente expressa em graus Celsius ($^{\circ}C$);

$\Delta t_{ef,i}$ o período em dias que T_i pode ser admitida constante.

Tabela 14 – Valores da fluência e retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
Endurecimento lento (CP III e CP IV)	1	1
Endurecimento normal (CP I e CP II)	2	
Endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad (3.117)$$

onde,

γ é o coeficiente que depende de U (%), sendo:

$$\gamma = 1 + \exp \cdot (-7,8 + 0,1U) \quad (3.118)$$

A_c é a área da seção transversal bruta de betão;

u_{ar} é a parte da do perímetro da seção que se encontra em contato com o ar;

Portanto a deformação total do betão causada pela sua fluência no instante t , pode ser expressa pela equação (3.119) (item A.2.2.3):

$$\epsilon_{cc(t,t_0)} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \cdot \phi_{(t,t_0)} \quad (3.119)$$

sendo,

E_{c28} o módulo de elasticidade do betão para 28 dias;

σ_c a tensão no betão.

3.2.3 Retração do betão

De acordo com a norma brasileira o fenômeno de retração do betão deve ser determinado conforme o seu item A.2.3. Desta forma, é apresentada a Equação (3.120) como resultado para a deformação total de retração do betão.

$$\epsilon_{cs(t,t_0)} = \epsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t_{fic}) - \beta_s(t_{fic},0)] \quad (3.120)$$

onde,

$\epsilon_{cs\infty}$ é o valor final da retração;

$$\epsilon_{cs\infty} = \epsilon_{1s} \cdot \epsilon_{2s} \quad (3.121)$$

ε_{1s} é o coeficiente dependente de U e o abatimento do betão;

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + \frac{U}{15} - \frac{U^2}{2284} - \frac{U^3}{133765} + \frac{U^4}{7608150} \quad (3.122)$$

A Equação (3.122) é aplicada a valores de U inferiores a 90%, sendo que para abatimentos entre 0 e 4 cm o valor da equação é reduzido em 25% e para abatimentos entre 10 a 15 cm o valor é 25% maior.

ε_{2s} é o coeficiente dependente de h_{fic} (Equação (3.117));

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}} \quad (3.123)$$

β_s é o coeficiente relativo a retração dependente do tempo:

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t_{fic}}{100}\right)^3 + A \left(\frac{t_{fic}}{100}\right)^2 + B \left(\frac{t_{fic}}{100}\right)}{\left(\frac{t_{fic}}{100}\right)^3 + C \left(\frac{t_{fic}}{100}\right)^2 + D \left(\frac{t_{fic}}{100}\right) + E} \quad (3.124)$$

onde,

$$A = 40;$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8;$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7;$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8;$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8;$$

Em que h é h_{fic} , equação (3.117) em metros (m) com valores limitados a $0,05 \leq h \leq 1,6$.

3.2.4 Aço de armadura passiva

A NBR 6118 (2014) determina que o aço da armadura passiva deve ser classificado conforme a NBR 7480 (2007). De acordo com as normas brasileiras os aços que podem ser usados em armaduras passivas longitudinais e transversais são os de classe CA-25 e CA-50 limitando a classe CA-60 pra elementos de armadura transversal.

O item 12.3.1 da NBR 6118 (2014) especifica a expressão (3.125) para o valor de resistência de cálculo ao escoamento do aço f_{yd} .

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.125)$$

Onde,

f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço passivo;

γ_s é o coeficiente de ponderação da resistência do aço no estado limite último, atribuído conforme a Tabela 13.

De acordo com o item 8.3.6, a resistência de cálculo deve ser determinada conforme a NBR ISO 6892-1 (2018). Consoante ao mesmo item, é apresentado o diagrama tensão-deformação simplificado para cálculo do estado limite último e de serviço (Figura 31).

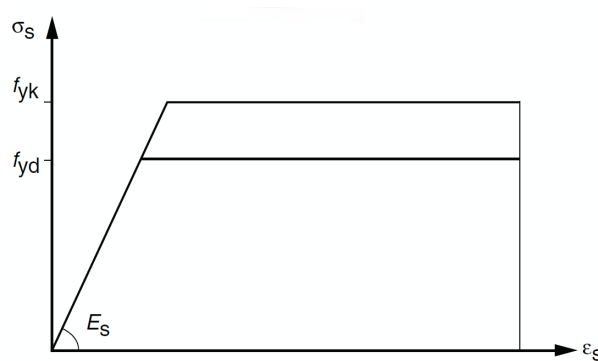


Figura 31 – Diagrama tensão-deformação do aço passivo

Fonte – NBR 6118 (2014)

O tipo de aderência entre aço-betão é relacionado ao tipo de superfície das barras de aço. A Tabela 15 determina o coeficiente de aderência aço-betão η_1 .

Tabela 15 – Valores do coeficiente de aderência η_1 .

Tipo de superfície	η_1
Lisas	1,00
Entalhadas	1,40
Nervurada	2,25

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa. (NBR 6118, 2014).

3.2.5 Aço de armadura ativa

Assim como o f_{yd} , os valores das resistências de cálculo da armadura ativa são determinados pelo item 12.3.1. Desse modo, a resistência de escoamento f_{pyd} e a resistência a ruptura f_{ptd} , para parâmetros de projeto são determinadas pelas expressões (3.126) e (3.127), respectivamente.

$$f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} \quad (3.126)$$

$$f_{ptd} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s} \quad (3.127)$$

Onde:

f_{ptk} é a resistência característica a tração da armadura ativa;

f_{pyk} é a resistência característica ao escoamento do aço ativo.

Conforme o item 8.4.4, é de responsabilidade do fabricante determinar o valor do módulo de elasticidade do material. Na falta de dados específicos, pode-se considerar o valor de 200 *GPa* para fios e cordoalhas. (NBR 6118, 2014). Ainda, todos os valores de resistência característica devem ser determinados conforme os requisitos mínimos da NBR 7482 (2020).

O mesmo item determina o diagrama tensão-deformação para armaduras ativas, como apresentado na Figura 32.

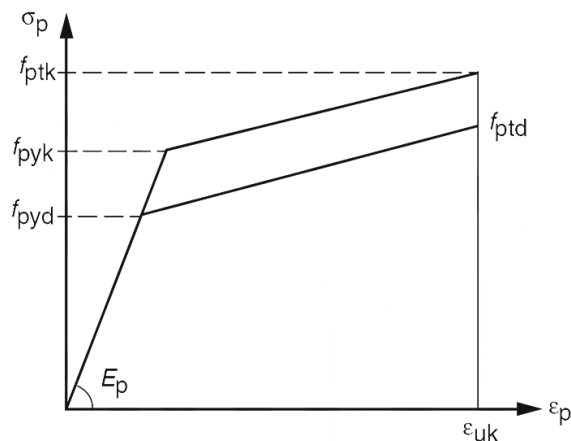


Figura 32 – Diagrama tensão-deformação do aço ativo

Fonte – NBR 6118 (2014)

3.2.6 Relaxação do aço ativo

No item 8.4.8 da NBR 6118 (2014) apresentam-se os valores de relaxação de fios e cordoalhas após 1000 *h* do tensionamento a uma temperatura de 20 °C. O valor do coeficiente ψ_{1000} é determinado na Tabela 16 em função do tipo de cabo de pré-esforço utilizado e a tração da tensão inicial aplicada no aço, variando entre 0,5 f_{ptk} e 0,8 f_{ptk} .

Para a determinação do coeficiente de relaxação em idades diferentes de ψ_{1000} , o item 9.6.3.4.5 aponta a equação (3.128). Caso os valores de σ_{p0} não estejam listados na Tabela 16, porém estejam entre 0,5 f_{ptk} e 0,8 f_{ptk} , o coeficiente ψ_{1000} pode ser obtido por interpolação dos valores. Já para valores de $\psi_{(t,t_0)}$ no tempo infinito, a equação (3.128) pode ser substituída

Tabela 16 – Valores de ψ_{1000} em porcentagem

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

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

pela equação (3.129).

$$\Psi_{(t,t_0)} = \Psi_{1000} \cdot \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (3.128)$$

Onde,

t e t_0 é expresso em dias.

$$\Psi_{(t_{\infty},t_0)} \cong 2,5\Psi_{1000} \quad (3.129)$$

3.2.7 Classe de agressividade ambiental

De acordo com a normativa brasileira, em seu item 6.4, a classe de agressividade ambiental (CAA) está relacionada com ações físicas e químicas a que a superfície de betão está exposta. As quatro classes (fraca, moderada, forte e muito forte) são apresentadas na Tabela 17 conforme o tipo de ambiente de projeto.

Tabela 17 – Classe de agressividade ambiental

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

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

No item 7.2.4 é determinada a relação água/cimento e a resistência característica à compressão mínima do betão conforme a CAA e o tipo de estrutura de betão empregada (Tabela 18).

Tabela 18 – Relação entre classe de agressividade ambiental e qualidade do betão

Betão	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Betão Armado	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	Betão Protendido	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe do betão	Betão Armado	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	Betão Protendido	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

3.2.8 Resistência de aderência

Analisando-se as armaduras passivas, a NBR 6118 (2014) considera a resistência de ancoragem (f_{bd}) expressa pela equação (3.130).

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (3.130)$$

Onde,

η_1 é dado pela Tabela 15;

$\eta_2 = 1,0$, para situação de boa aderência;

$\eta_1 = 0,7$, para situação de má aderência;

$\eta_3 = 1,0$, para $\phi < 32mm$;

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$, para $\phi \geq 32mm$;

Para o caso de armaduras ativas de pré-tração, a resistência de aderência (f_{bpd}) é dada por (3.131).

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd} \quad (3.131)$$

Onde,

$\eta_{p1} = 1,0$, para fios lisos;

$\eta_{p1} = 1,2$, para cordoalhas de 3 a 7 fios;

$\eta_{p1} = 1,4$, para fios dentados;

$\eta_{p2} = 1,0$, para situação de boa aderência;

$\eta_{p1} = 0,7$, para situação de má aderência;

Considerando f_{ctd} para a idade de aplicação do pré-esforço quando for calculado o comprimento de transferência de carga, ou para a idade de 28 dias para o o cálculo do comprimento de ancoragem.

Considera-se em boa situação de aderência os trechos das barras que estejam em uma das disposições a seguir:

- a) com inclinação superior a 45° na horizontal;
- b) com inclinações inferiores a 45° ou retas:
 - o Elementos com $h < 60\text{cm}$, localizados até 30 cm acima da face inferior;
 - o Elementos com $h \leq 60\text{cm}$, localizados no mínimo a 30 cm abaixo da face superior do elemento.

Todas as demais situações são consideradas de má aderência.

3.2.9 Recobrimento

O recobrimento das peças de betão armado e pré-esforçado é dado pelo cobrimento nominal c_{nom} , sendo o valor da soma entre o cobrimento mínimo c_{min} e a tolerância Δ_c . Assim, no item 7.4, a NBR 6118 (2014) determina que a tolerância de execução deve ser de 10 mm para obras correntes e 5 mm para obras com condições adequadas de controle de qualidade. Ainda no mesmo item, o regulamento prevê que o c_{nom} deve respeitar as seguintes condições:

$$c_{nom} \geq \phi_{barra}$$

$$c_{nom} \geq \phi_{feixe}$$

$$c_{nom} \geq 0,5\phi_{bainha}$$

Por fim, é disposta no item 7.4.7.6 a Tabela 19 que dispõem o cobrimento mínimo, considerando a tolerância Δ_c igual a 10 mm, para diferentes tipos de estruturas e componentes estruturais.

3.2.10 Força de Pré-esforço (protensão)

De acordo com a NBR 6118 (2014) a força normal média de pré-esforço em uma coordenada longitudinal x da peça em um tempo t é dada por:

$$P_t(x) = P_i - \Delta P_0(x) - \Delta P_t(x) \quad (3.132)$$

onde,

Tabela 19 – Cobrimento nominal para $\Delta_c = 10mm$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	CAA			
		I	II	III	IV
Betão armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos em contato com o solo	30	40	50	
Betão pré-esforçado	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

P_i é força aplicada à armadura de pré-esforço pelo equipamento de tração;

ΔP_0 é perda imediata de pré-esforço;

ΔP_i é a perda de pré-esforço ao longo da peça considerando o tempo a partir de t_0

Já para valores característicos devem ser adotados:

$$P_{kt,sup}(x) = 1,05P_t(x) \quad (3.133)$$

$$P_{kt,inf}(x) = 0,95P_t(x) \quad (3.134)$$

Dentro do item 9.6 são dispostos os parâmetros necessários para o projeto e execução de estruturas em de pré-esforço. Assim, é apresentada a tensão máxima que os fios, cordoalhas ou barras podem estar submetidos no ato de tensionamento.

O valor determinado pelo item 9.6.1.2.1, depende do sistema de pré-esforço utilizados e do tipo de relaxação do aço. Portanto, a ocasião da aplicação da força inicial P_i , deve gerar uma tensão inicial σ_{P_i} na armadura ativa, que respeite os valores máximos listados na Tabela 20.

Tabela 20 – Valores máximos para a tensão aplicada σ_{P_i}

	Pré-tensão	Pós-tensão		
		Tipo de cordoalha		
		Aderente	Engraxada	Barras CP-85/105
Relaxação Normal	0,77 f_{ptk} ou 0,90 f_{pyk}	0,74 f_{ptk} ou 0,87 f_{pyk}	-	0,77 f_{ptk} ou 0,90 f_{pyk}
Relaxação Baixa	0,77 f_{ptk} ou 0,85 f_{pyk}	0,74 f_{ptk} ou 0,82 f_{pyk}	0,80 f_{ptk} ou 0,88 f_{pyk}	

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

Para cabos de pós-tensão a legislação brasileira, prevendo possíveis erros no processo de execução, permite a majoração da tensão σ_{P_i} em até 10% para 50% dos cabos utilizados. A

operação pode ser realizada desde que seja garantida a segurança estrutural, principalmente na região das ancoragens (item 9.1.2.3 da NBR 6118 (2014)).

Devido a possibilidade de corrosão sob tensão da armadura ativa o nível de pré-esforço deve ser determinado conforme a Tabela 21 dependendo do tipo de CAA. No item 13.4, consoante ao nível de pré-esforço são determinadas as combinações que devem ser respeitadas no estado limite de serviço (ELS) e a máxima abertura de fissuras w_k .

Tabela 21 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Nível de pré-esforço	Classe de agressividade ambiental e tipo de pré-esforço	Exigências relativo à fissuração	Combinação de umações em serviço
Nível 1 (pré-esforço parcial)	Pré-tração com CAA I	ELS-W w_k 0,2 mm	Combinação frequente
	ou Pós-tração com CAA I e II		
Nível 2 (pré-esforço limitado)	Pré-tração com CAA II	Verificar as duas condições abaixo	Combinação quase permanente
	ou Pós-tração com CAA III e IV	ELS-F	
Nível 3 (pré-esforço completo)	Pré-tração com CAA III e IV	ELS-D	Combinação rara
		Verifique as duas condições abaixo	
		ELS-D	

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

3.2.11 Perdas de pré-esforço

A NBR 6118 (2014) estabelece, em seu item 9.6.3.1, que todos os projetos de estruturas pré-esforçadas necessitam da consideração de perdas da força de pré-esforço desde os instantes iniciais até o fim de sua vida útil.

3.2.11.1 Perdas iniciais

Segundo a norma brasileira, são consideradas perdas iniciais de pré-esforço:

- Atrito nos traçados curvilíneos ou em desvios da armadura poligonal, dependendo do tipo de sistema de desvio empregado;
- Escorregamento dos fios na ancoragem, valor geralmente determinando pelo fabricante;
- Relaxação inicial da armadura no intervalo de tempo de aplicação da carga até a liberação dos mecanismos de tração;

- d) Retração do betão, considerando o momento da betonagem até a liberação dos dispositivos de carga.

Caso haja cura térmica se faz necessária a avaliação dos efeitos de temperatura nas perdas iniciais.

3.2.11.2 Perdas imediatas - Pré-tensão

A NBR 6118 (2014) determina que o encurtamento no betão causado pela aplicação da carga no elemento estrutural pelo equipamento de tração, gera uma perda imediata na força de pré-esforço que deve ser calculada em regime elástico considerando a seção homogeneizada. Assim, o módulo de elasticidade do betão a ser considerado é o valor no o momento de aplicação da carga de pré-esforço.

3.2.11.3 Perdas imediatas - Pós-tensão

De acordo com o item 9.6.3.3.2, devem ser consideradas como perdas imediatas de pré-esforço no caso de elementos pós-tensionados os seguintes fenômenos:

- a) Encurtamento imediato do betão;
- b) Atrito entre o cabo e e as superfícies da bainha ou do betão;
- c) Deslizamento da armadura junto ao dispositivo de ancoragem;
- d) Acomodação do sistema de ancoragem.

Em sistemas de betão pré-esforçado com pós-tensão é comum que a aplicação da força de pré-esforço seja realizada em diferentes etapas. Sendo assim, quando um conjunto de n cabos está tensionado acontece o afrouxamento dos cabos anteriormente tensionados devido ao encurtamento imediato do betão. Portanto, a NBR 6118 (2014) determina a expressão que quantifica esse valor como:

$$\Delta\sigma_P = \frac{\alpha_P(\sigma_{cP} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (3.135)$$

sendo,

σ_{cP} a tensão inicial no betão no centro de gravidade da armadura ativa devido o tensionamento simultâneo de n cabos;

σ_{cg} a tensão no betão no centro de gravidade da armadura ativa devido a carga permanente mobilizada no ato de tensionamento ou a carga permanente aplicada no mesmo

momento do pré-esforço;

α_p a relação entre E_p e E_{ci} .

Ainda, a determinação da perda por atrito dos cabos é dada pela equação:

$$\Delta P(x) = P_i \left[1 - e^{(\mu \cdot \Sigma \alpha + k \cdot x)} \right] \quad (3.136)$$

onde,

P_i é definido na Seção 3.2.10;

x é o valor da abscissa do ponto de análise medida a partir da ancoragem e expressa em metros (m);

$\Sigma \alpha$ é o somatório dos desvios angulares entre a ancoragem e o ponto x ;

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

sendo,

$\mu = 0,50$ entre cabo e betão (sem bainha);

$\mu = 0,30$ entre barra ou fios com saliência e bainha metálica;

$\mu = 0,20$ entre fios ou cordoalhas lisas e bainha metálica;

$\mu = 0,10$ entre fios ou cordoalhas lisas e bainha metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$ entre cordoalhas e bainha de polipropileno lubrificada;

k é o coeficiente de perdas por desvios não intencionais. Quando não há dados experimentais pode ser adotado $0,01 \mu$ ($1/m$).

Por fim, a NBR 6118 (2014) determina que as perdas por acomodação da ancoragem e deslizamento da armadura nas ancoragens, devem ser determinadas experimentalmente ou usadas de acordo com os dados fornecidos pelo fabricante do sistema de ancoragem.

3.2.11.4 Perdas progressivas

Para os processos apresentados pela NBR 6118 (2014) admite-se que as peças estão no Estádio I e que há aderência entre aço e betão. São os três processos apresentados pela NBR 6118 (2014) para o cálculo das perdas progressivas:

- a) Processo simplificado para caso de fases únicas de operação;
- b) Processo aproximado;
- c) Método geral de cálculo.

3.2.11.4.1 Processo simplificado para caso de fases únicas de operação

O processo simplificado pode ser usado quando são satisfeitas as seguintes condições:

- A betonagem e a operação de tensão dos cabos são realizadas em fazes suficientemente próximas para desconsiderar os efeitos de um processo sobre o outro;
- A armadura ativa possui um distanciamento máximo que permita que todos os cabos possam ser representado por um único cabo resultante (Seção 3.2.14)

Sendo essas condições satisfeitas, a perda de tensão nos cabos pode ser determinada conforme a expressão (3.137).

$$\Delta\sigma_P(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c, P_0g} \cdot \phi(t, t_0) - \sigma_{P_0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_P \cdot \eta \rho_P} \quad (3.137)$$

Onde,

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

$$\chi(t, t_0) = \ln[1 - \psi(t, t_0)] \quad (3.138)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5\phi(t, t_0) \quad (3.139)$$

$$\chi_p = 1 + 0,5\chi(t, t_0) \quad (3.140)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \quad (3.141)$$

$$\rho_P = \frac{A_p}{A_c} \quad (3.142)$$

$$\alpha_P = \frac{E_p}{E_{ci28}} \quad (3.143)$$

σ_{c, P_0g} é a tensão no betão adjacente ao cabo resultante considerando a força de pré-esforço e a carga permanente mobilizada no instante t_0 . O valor é considerado como positivo para compressão;

σ_{P_0} é a tensão na armadura ativa causada pela força de pré-esforço e a carga permanente mobilizada no instante t_0 . O valor é considerado positivo para tração.

e_p é a excentricidade considerando o centro geométrico do cabo resultante;

A_p é a área do cabo resultante de pré-esforço;

I_c é o momento de inércia central da seção bruta de betão.

3.2.11.4.2 Processo aproximado

O processo aproximado pode ser utilizado caso sejam satisfeitas as mesmas condições necessárias no processo simplificado (Seção 3.2.11.4.2) e a retração não possua uma diferença maior que 25% de $-8 \cdot 10^{-5} \phi_{(t,t_0)}$.

Para aços de relaxação normal:

$$\frac{\Delta\sigma_P(t, t_0)}{\sigma_{P0}} = 18,1 + \frac{\alpha_P}{47} [\phi(t, t_0)]^{1,57} (3 + \sigma_{c,P0g}) \quad (3.144)$$

Para aços de relaxação baixa:

$$\frac{\Delta\sigma_P(t, t_0)}{\sigma_{P0}} = 7,4 + \frac{\alpha_P}{18,7} [\phi(t, t_0)]^{1,07} (3 + \sigma_{c,P0g}) \quad (3.145)$$

sendo,

σ_{P0} a tensão na armadura ativa causada exclusivamente pela força de pré-esforço.

3.2.11.4.3 Método geral de cálculo

Quando os casos anteriormente citados não são satisfeitos a NBR 6118 (2014) determina que a fluência de cada camada de betão e a relaxação de cada cabo devem ser consideradas separadamente.

3.2.12 Regularização e transmissão do pré-esforço

A regularização da força de pré-esforço aplicada pelos sistemas de ancoragem só pode ser considerada linearmente distribuída a partir de um ponto da extremidade da peça (NBR 6118, 2014). A distância de regularização pode ser determinada das maneiras citas a seguir.

Para o caso de pré-esforço com pós-tração é calculada a intersecção entre uma linha partindo de um ângulo β qual que $\tan(\beta) = 2/3$ ao cabo até a linha do plano médio da mesa. A distância da extremidade do elemento até a intersecção é considerada como comprimento de regularização. A Figura 33 apresenta o esquema.

Em caso de elementos pré-tensionados o comprimento de regularização é calculado da mesma forma que o caso de pós-tensão, porém para casos de seções retangulares aplica-se a equação:

$$l_p = \sqrt{h^2 + (0,6l_{bpt})^2} \geq l_{bpt} \quad (3.146)$$

O valor do comprimento de ancoragem necessário das armaduras de pré-esforço por

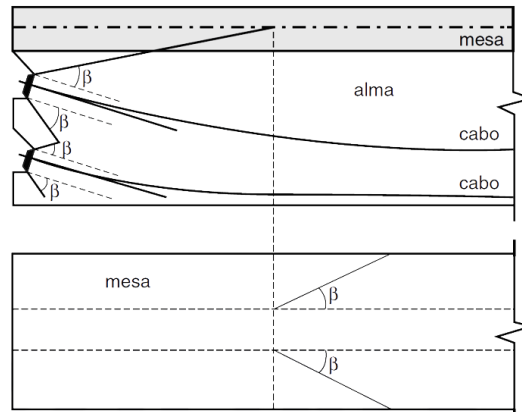


Figura 33 – Comprimento de regularização de pré-esforço

Fonte – NBR 6118 (2014)

de pré-tensão leva em consideração o comprimento de ancoragem básico l_{bp} e o comprimento de transferência l_{bpt} . Assim:

$$l_{bpd} = l_{bpt} + l_{bp} \frac{f_{pyd} - \sigma_{p\infty}}{f_{pyd}} \quad (3.147)$$

Para fios isolados:

$$l_{bpt} = 0,7 l_{bp} \frac{\sigma_{pi}}{f_{pyd}} \quad (3.148)$$

$$l_{bp} = \frac{\phi f_{pyd}}{4 f_{bpd}} \quad (3.149)$$

Para cordoalhas de três ou sete fios:

$$l_{bpt} = 0,5 l_{bp} \frac{\sigma_{pi}}{f_{pyd}} \quad (3.150)$$

$$l_{bp} = \frac{7\phi f_{pyd}}{36 f_{bpd}} \quad (3.151)$$

3.2.13 Estado limite de serviço - ELS

Conforme as disposições do regulamento brasileiro os ELS e as combinações consideradas no dimensionamento de estruturas em betão pré-esforçado estão dispostos na Tabela 21.

Portanto os ELS analisados serão:

- ELS-F - Estado limite de fissuração: Considera o início da formação de fissuras quando a extremidade mais tracionada alcança o valor de $f_{ct,f}$;
- ELS-W - Estado limite de abertura de fissuras: Momento onde a fissura se apresenta aberta;

- ELS-D - Estado limite de descompressão: estado no qual uma das extremidades da seção possui tensão nula, não existindo tração em nenhum ponto da seção;
- ELS-CE - Estado limite de compressão excessiva: As tensões na seção acabam atingindo um valor convencional estabelecido. O item 17.2.4.3.2 determina que o valor de compressão não pode ultrapassar 70% de f_{ck} no ato de pré-esforço.
- ELS-DEF - Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, dados em quadro 76.

3.2.14 Estado limite último - ELU

A verificação do estado limite último (ELU) é dada pelo cálculo do conjunto de esforços resistentes M_{rd} e N_{rd} conforme as condições da do item 17.2. Assim, deve ser realizada a comparação entre os esforços solicitantes M_{sd} e N_{sd} , que são obtidos conforme as combinações de ações descritas na Seção 3.2.15.

Porém, para a realização da verificação do ELU são dispostas as seguintes condições para o cálculo de elementos lineares sujeitos a solicitações normais:

- a) A seção transversal se mantém plana após as deformação;
- b) A deformação de barras ativas e passivas deve ser a mesma considerada para o betão ao seu entorno;
- c) As tensões de tração normais a seção transversal devem ser desconsideradas na verificação do ELU;
- d) A tensão de compressão no betão deve levar em consideração o diagrama parábola retângulo com valor máximo de $0,85 f_{cd}$. Esse diagrama pode ser substituído por um retângulo de profundidade $y = \lambda x$. O esquema pode ser observado na Figura 34. Já o valor de λ é dado por:
 - $\lambda = 0,8$, para $f_{ck} \leq 50MPa$;
 - $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$, para $f_{ck} > 50MPa$.

A tensão constante a profundidade y é determinada por:

- $\alpha_c f_{cd}$, para seções que não tenham sua largura reduzida da linha neutra até a fibra mais comprimida;
- $0,9 \alpha_c f_{cd}$, para casos contrários.

Sendo:

- $\alpha_c = 0,85$, para betões de classe até C50;
 - $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50)/200]$, para betões da classe C50 até C90;
- e) as tensões das armaduras devem ser obtidas conforme os diagramas das Figuras 31 e 32;
- f) Caracteriza-se como ELU quando a peça se encontra em um dos domínio de deformação da Figura 35, onde os parâmetro de deformação são determinados na Seção 3.2.1.

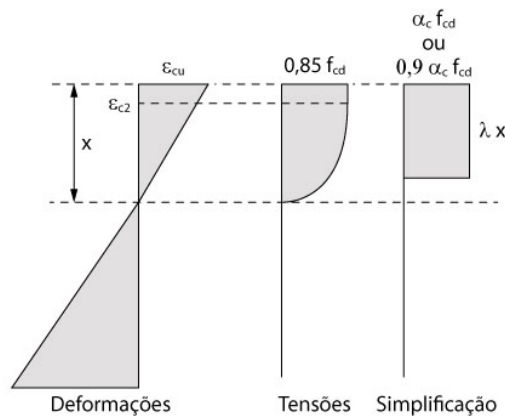


Figura 34 – Simplificação do diagrama parábola retângulo

Fonte – Botelho M. H. C. e Marchetti (2011), adaptado

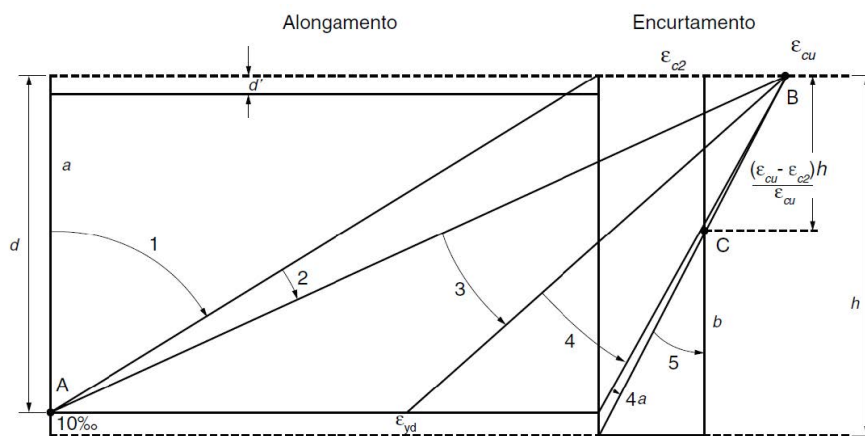


Figura 35 – Domínios de deformação do estado limite último

Fonte – NBR 6118 (2014)

Para garantir a ductibilidade das peças de betão armado e pré-esforçado a norma brasileira determina que a relação entre a profundidade da linha neutra x e a altura útil d deve respeitar sempre:

- a) $\frac{x}{d} \leq 0,45$, para betões com $f_{ck} \leq 50MPa$;
- b) $\frac{x}{d} \leq 0,35$, para betões com $50 < f_{ck} \leq 90MPa$;

Na análise do ELU, os esforços das armaduras de pré-esforço podem ser considerados no centro de gravidade de aplicação da carga se a distância do centro de gravidade da armadura mais afastada do centro de aplicação da carga não for superior a 10% de h . Assim se faz possível o uso do cabo resultante.

Ainda, a NBR 6118 (2014) considera o instante do ato de pré-esforço como um ponto crítico na vida útil da peça. Para a verificação de segurança nesse instante é apresentado, no item 17.2.4.3.2, a verificação simplificada para o estado limite no ato de pré-esforço, ELU-ATO. É admitida a segurança no estágio I se as seguintes condições forem satisfeitas:

- a) A tensão máxima de compressão, resultante da combinação das solicitações ponderadas por $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$ não pode extrapolar o limite de 70% de f_{ckj} na idade de aplicação do pré-esforço;
- b) A tensão máxima de tração não pode ultrapassar o 1,2 vezes o valor de $f_{ctm,j}$;
- c) Quando houver tração na peça deve ser dimensionada uma armadura passiva de tração considerando o estágio 2. O momento que essa armadura deve resistir deve ser considerado com base na tração resultante do estágio I.

Por fim, é determinado pela regulamentação brasileira que as peças de estruturas pré-esforçadas devem levar em consideração na análise do ELU somente os hiperestáticos de pré-esforço usando os coeficientes de majoração apresentados na Tabela 23 e as combinações últimas dispostas na Seção 3.2.15.

A armadura ativa que colabora com os esforços resistentes tem seu comportamento conforme o diagrama da Figura 32 considerando, ainda, o pré alongamento da mesma calculado considerando o valor de cálculo majorado pelos coeficientes da tabela 23.

3.2.15 Combinações de ações

Segundo a definição da NBR 6118 (2014) a combinação de ações é o que define um carregamento, baseado na possibilidade de ocorrência simultâneas de uma série de cargas. As combinações tem o intuito de garantir a segurança estrutural no estado limite último (ELU) e o bom funcionamento do elemento no estado limite de serviço (ELS). Sendo assim a NBR 6118

(2014) apresenta como norma complementar a NBR 8681 (2004), regulamento que apresenta as combinações de ações necessárias para cada tipo de obra, situação e carregamento.

São disponibilizadas as Tabelas 22 e 23 para os coeficientes de ponderação de cargas usados nas diversas combinações necessárias no projeto. Onde os valores para D são efeitos desfavoráveis, F favoráveis, G variáveis e T de temperatura.

Tabela 22 – Valores de ψ_0 , ψ_1 e ψ_2

Ações		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carga acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que estão fixos por longos períodos de tempo, nem de elevados elevadas concentrações de pessoas.	0,5	0,4	0,3
	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou elevado concentração de pessoas.	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

Tabela 23 – Valores de γ_f

Combinações de ações	Ações							Recalques de apoio e retração	
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		D	F	
	D	F	G	T	D	F			
Normais	1,4	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	
Excepcionasi	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0	

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

Para a análise da peça em ELU são consideradas as combinações últimas normais, especiais de construção e excepcionais. Para o ELS são consideradas as combinações de serviço quase permanente, frequente e raras.

As combinações de serviço são disponibilizadas no item 11.8.3.2 da NBR 6118 (2014). Assim, relacionando os coeficientes da Tabela 22 são apresentadas as expressões de (3.152) a (3.154), para as diferentes combinações de serviço possíveis.

Combinação quase permanente de serviço:

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.152)$$

Combinação frequente de serviço:

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.153)$$

Combinação rara de serviço:

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.154)$$

onde,

F_g são as ações permanentes da estrutura;

F_q são as ações variáveis da estrutura;

F_{q1} é considerada a ação variável principal.

Já para as combinações últimas utilizadas, a NBR 6118 (2014) disponibiliza no seu item 11.8.2.4 as equações para a verificação do ELU. A combinação normal deve seguir a seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \Sigma \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} + \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (3.155)$$

onde,

F_{gk} é a ação permanente direta;

$F_{\varepsilon gk}$ são as ações permanentes indiretas;

F_{qk} são as ações variáveis diretas, usando F_{q1k} como ação principal.

Ainda, é determinado que para estruturas pré-esforçadas devem ser consideradas as forças de pré-esforço P_{kmax} e P_{kmin} (seção 3.2.10) para forças desfavoráveis e favoráveis respectivamente.

3.2.16 Vão efetivo

O vão efetivo de cálculo (l_{ef}) utilizado pela legislação brasileira é dado pelo item 14.6.2.4, apresentado pela expressão (3.156).

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (3.156)$$

Sendo que, a_1 e a_2 são os menores valores entre $t_1/2$ e $0,3h$ e $t_2/2$ e $0,3h$ respectivamente. A Figura 36 apresenta os valores de t_1, t_2, h e l_0 .

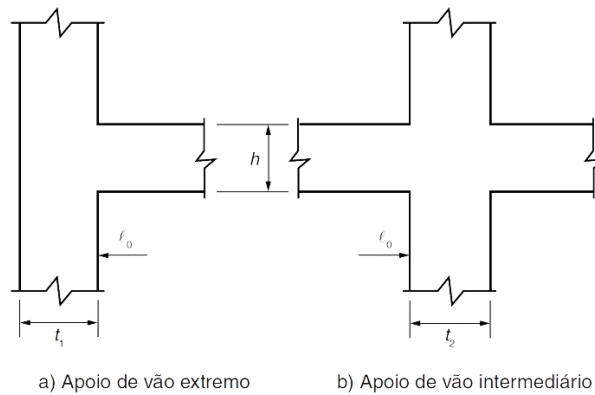


Figura 36 – Vão efetivo

Fonte – NBR 6118 (2014)

Porém, quando se trata de estruturas pré-fabricadas é necessário o uso da NBR 9062 (2017). Com isso, o valor de l_{eq} é a distância entre os centros de giro de cada apoio, como mostra a Figura 37.

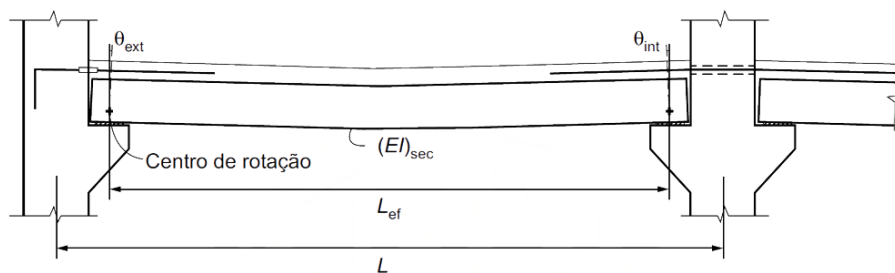


Figura 37 – Vão efetivo para estrutura pré-fabricadas

Fonte – NBR 9062 (2017)

3.2.17 Armaduras longitudinais

As estruturas de betão pré-esforçado possuem armaduras longitudinais do tipo ativa, de área A_p , e podem possuir armaduras passivas que são separadas entre passiva de tração e compressão, de área A_s e A'_s , respectivamente.

Consoante à norma, em seu item 17.3.5.2.1, são determinados os valores mínimos para a armadura de tração, independente do elemento ser armado ou pré-esforçado. Assim, a armadura mínima deve ser dimensionada a partir de um momento mínimo, (equação (3.157)), respeitando sempre a taxa mínima de 0,15% da área da seção bruta de betão.

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (3.157)$$

Onde,

W_0 é o módulo de resistência da seção bruta de betão na sua fibra mais tracionada.

Entretanto, para vigas onde são exigidos um controle de fissuração mais rigoroso é aplicada a equação (3.158) para o valor mínimo da armadura tracionada.

$$A_s = k \cdot k_c \cdot f_{ct,ef} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.158)$$

Em que,

A_{ct} é a área de concreto tracionada;

σ_s é o valor correspondente a tabela 24;

$f_{ct,ef}$ é a resistência a tração média do betão no momento em que se forma a primeira fissura. Entretanto, quando não é passível determinar com precisão a causada da fissura, além da idade da estrutura é definido como valor confiável 3 MPa;

k é o coeficiente que considera o mecanismo de geração de tensão:

a) Deformações impostas intrínsecas:

- em caso de forma geral de seções: $k = 0,8$;
- seções retangulares: $k = 0,8$ para $h \geq 0,3m$ e $k = 0,5$ para $h > 0,3m$, sendo realizada interpolação para valores desse intervalo.

b) Deformações impostas extrínsecas: $k = 1,0$

k_c é o coeficiente que considera a natureza da distribuição de carga antes da fissuração:

a) $k_c = 1,0$ para tração pura;

b) $k_c = 0,4$ para flexão simples ou para nervuras de elementos pré-esforçados vazados;

c) $k_c = 0,8$ para mesas tracionadas de elementos pré-esforçados.

Quando houver a necessidade do uso de armaduras passivas de compressão, a soma entre todas as armaduras passivas não deve extrapolar o limite de 4% da área bruta de betão. Essa verificação deve ser respeitada também nas zonas de emendas.

3.2.18 Distribuição transversal de armaduras

Para armaduras ativas o espaçamento transversal entre os cabos, fios e cordoalhas deve seguir os valores mínimos do Quadro 3.

Tabela 24 – Valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência

Tensão na barra	Valores máximos	
	Betão com armadura ativa	
σ_{si}	ϕ_{max} mm	s_{max} cm
160	25	20
200	16	15
240	12,5	10
280	8	5
320	6	-

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

Quadro 3 – Espaçamento mínimo de armaduras ativas
Sistema de pré-tensão Sistema de pós-tensão

Disposição dos fios ou cordoalhas	Espaço livre		Disposição das bainhas	Espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)		a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq 2 \phi$ $\geq 1,2 d_{max}$ $\geq 2 \text{ cm}$	$\geq 2 \phi$ $\geq 1,2 d_{max}$ $\geq 2 \text{ cm}$		$\geq \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
	$\geq 3 \phi$ $\geq 1,2 d_{max}$ $\geq 2,5 \text{ cm}$	$\geq 3 \phi$ $\geq 1,2 d_{max}$ $\geq 2 \text{ cm}$		$\geq 1,2 \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq 1,5 \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
	$\geq 3 \phi$ $\geq 1,2 d_{max}$ $\geq 3 \text{ cm}$	$\geq 3 \phi$ $\geq 1,2 d_{max}$ $\geq 3 \text{ cm}$			

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

O espaçamento para barras de armadura passiva é dado pelo item 18.3.2.2, sendo o maior valor entre:

- a) Na direção horizontal:
 - 20 mm;
 - diâmetro da barra, feixe ou luva;
 - 1,2 vezes a dimensão máxima do agregado.
- b) Na direção vertical:
 - 20 mm;
 - diâmetro da barra, feixe ou luva;

– 0,5 vezes a dimensão máxima do agregado.

Os valores mínimos também devem ser respeitados na região de transpasse das barras.

3.2.19 Emendas e ancoragens de armadura passiva

A ancoragem por aderência acontece quando os esforços são distribuídos em comprimentos retos ou de grande raio de curvatura seguidos ou não de ganchos (NBR 6118, 2014). Para a determinação da ancoragem das armaduras passivas são dispostas as condições do item 9.4.2:

- a) Obrigatório ganchos para barras lisas;
- b) Sem ganchos em barras com alternância de tração ou compressão;
- c) Não é recomendado o uso de gancho em barras com diâmetro maior que 32 mm.

Sendo assim, o comprimento necessário ($l_{b,nec}$) pode ser dado pela equação (3.159).

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (3.159)$$

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\phi \quad (3.160)$$

Onde,

$\alpha = 1,0$, para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$, para barras tracionadas com gancho;

$\alpha = 0,7$, quando houver barras transversais soldadas;

$\alpha = 0,5$, quando houver barras transversais soldadas e gancho;

$l_{b,min}$ é o maior valor entre $0,3 l_b$, 10ϕ e 100 mm .

Para a realização das emendas por transpasse das armaduras longitudinais deve ser garantida a transferência dos esforços de maneira a não comprometer o elemento sendo limitada a barras com diâmetro inferior a 32mm.

A quantidade de barras emendadas em uma única seção é caracterizada pela quantidade de emendas alinhadas ou que possuam uma distância entre suas extremidades de 20% do valor do comprimento de transpasse como mostra a figura 38.

Considerando uma mesma seção, só podem ser emendadas a quantidade de barras que respeitem os valores dispostos no quadro 4 para armaduras de tração e 100% para armaduras de compressão.

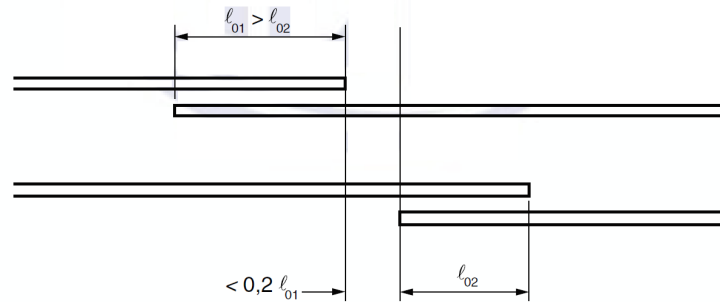


Figura 38 – Pormenor da emenda por transpasse

Fonte – NBR 6118 (2014)

Quadro 4 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas

Tipo de barra	Situação	Tipo de carregamento	
		Estático	Dinâmico
Alta aderência	Em uma camada	100 %	100 %
	Em mais de uma camada	50 %	50 %
Lisa	$\phi < 16mm$	50 %	25 %
	$\phi \geq 16mm$	25 %	25 %

Fonte – NBR 6118 (2014)

Portanto o valor do comprimento de transpasse mínimo é dado pelas equações (3.161) e (3.162) para barras tracionadas e comprimidas, respectivamente.

$$l_{0t} = \alpha_{0t} \cdot l_{b,nec} \geq l_{0t,min} \quad (3.161)$$

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min} \quad (3.162)$$

Onde,

α_{0t} é o coeficiente em função da quantidade de barras emendadas em uma mesma seção disposto no quadro 5.

Quadro 5 – Valores do coeficiente α_{0t}

Barras emendadas na mesma seção (%)	<20	25	33	50	>50
Valores de α_{0t}	1,2	1,4	1,6	2,01,8	2,0

Fonte – NBR 6118 (2014)

$$l_{0t,min} = \max[0, 3 \cdot \alpha_{0t} \cdot l_b; 15\phi; 200mm]$$

$$l_{0c,min} = \max[0, 6 \cdot l_b; 15\phi; 200mm]$$

3.2.20 Armadura de esforço transversal (de cisalhamento)

As armaduras transversais, responsáveis pela resistência ao esforço transversal, são determinadas pelo item 17.4 que segue o método de dimensionamento das bielas e tirantes. Assim a normativa brasileira, determina que a segurança da peça no ELU, V_{sd} , se dá quando as

expressão (3.163) e (3.164) são satisfeitas.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (3.163)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{SW} \quad (3.164)$$

Onde,

V_{Rd2} é a força resistente a ruptura das diagonais comprimidas;

V_c é a parte da resistência a tração que o betão colabora;

V_{SW} é a parte da resistência a tração da armadura transversal.

Sendo assim, nos itens 17.4.2.2 e 17.4.2.3 são apresentados os Modelos de cálculo I e II.

Para o modelo I as diagonais comprimidas são consideradas com um ângulo de $\theta = 45^\circ$, em relação ao eixo longitudinal e admite-se ainda que a parcela V_c tem resistência constante, independentemente de V_{Sd} . Com essas condições a NBR 6118 (2014) apresenta as expressões (3.165) a (3.169).

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (3.165)$$

$$\alpha_{V2} = (1 - f_{ck}/250) \quad (3.166)$$

$$V_{SW} = (A_{SW}/s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (3.167)$$

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,max}}\right) \leq 2V_{c0} \quad (3.168)$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (3.169)$$

Onde,

b_w é a menor largura da seção bruta de betão ao longo da altura d . Porém em elementos pré-esforçados que possuam bainhas injetadas com diâmetro $\phi > b_w/8$, deve ser considerado $b_w - 1/2 \Sigma \phi$;

d é a altura útil da seção. Porém, em elementos pré-esforçados não precisa ser considerada menor que $0,8h$;

s é o espaçamento entre as armaduras medido longitudinalmente;

f_{ywd} é a resistência f_{yd} do aço da armadura transversal. Entretanto quando as barras passivas são dobradas deve ser considerado com 70% de f_{yd} , não podendo superar o valor de 435 MPa;

α é o ângulo da armadura transversal medido com relação ao plano longitudinal. O valor é limitado entre $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

M_0 é o momento que anula as tensões de compressão na seção. Deve ser considerado apenas os isostáticos de pré-esforço com coeficiente de majoração $\gamma_p = 0,9$;

$M_{sd,max}$ é o momento fletor máximo de cálculo. Não deve ser considerado os isostáticos de pré-esforço, apenas os hiperestáticos.

O Modelo II apresenta a possibilidade de variação do valor de θ entre 30° e 45° . Admite-se ainda que a parcela V_c sofra redução conforme V_{sd} aumenta. Então, são dadas as equações (3.170) a (3.172) para o cálculo da armadura de esforço transversal pelo Modelo II.

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha V_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot g) \quad (3.170)$$

$$V_{SW} = (A_{sw}/s) 0,9 \cdot d \cdot f_y w d (\cot \alpha + \cot g) \cdot \sin \alpha \quad (3.171)$$

$$V_c = V_{c1} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,max}} \right) \leq 2V_{c1} \quad (3.172)$$

Onde,

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_{sd} \leq V_{c0};$$

$$V_{c1} = 0 \text{ quando } V_{sd} = V_{Rd2}, \text{ interpolando para valores intermediários};$$

Para elementos pré-esforçados deve ser considerado o valor de projeção da força de pré-esforço quando há a presença de cabos parabólicos. Assim, o esforço solicitante deve respeitar:

$$A_p \cdot f_{pyd} + A_s \cdot f_y d \geq V_{sd} \quad (3.173)$$

Ainda, é permitido pelo regulamento que os esforços solicitantes sofram redução nas extremidades próximas aos apoios. Os esforços solicitantes entre a extremidade e uma seção de distância até $d/2$ podem ser considerados constantes com valor determinado por essa seção, além disso uma carga concentrada com distância $a \leq 2d$ pode ser reduzida pelo fator $a/(2d)$, com exceção das forças de pré-esforço. Essas condições não podem ser aplicadas as verificações com relação ao betão e permitidas apenas a apoios diretos.

Quanto a disposição entre os estribos deve ser repetido um espaçamento mínimo que garanta um bom adensamento e passagem do vibrado entre as armaduras. Já o espaçamento máximo permitido pelo regulamento é dado pela seguinte expressão:

$$\text{Para } V_d \leq 0,67V_{Rd2}, s_{max} = 0,6 \cdot d \leq 300mm.$$

$$\text{Para } V_d > 0,67V_{Rd2}, s_{max} = 0,3 \cdot d \leq 200mm.$$

Por fim, os elementos devem possuir uma armadura mínima determinada pela taxa, respeitando a equação (3.174).

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (3.174)$$

3.2.21 Armadura de pele

A armadura de pele mínima, responsável pelo controle de fissuração, deve ser determinada por 0,10 % $A_{c,alma}$, utilizando aços do tipo CA-50 e CA-60, com ancoragem respeitando as determinações da norma. Para elementos com altura inferior a 60 cm é dispensada a sua utilização, além de não ser considerada como armadura de pele as demais armaduras longitudinais de tração ou compressão.

Todos os elementos destinados ao controle de fissuração devem possuir uma área (A_{cri}) de envolvimento do betão que respeite um retângulo de lados iguais a 15ϕ para cada barra.

3.2.22 Verificação de deformação

O modelo de cálculo adotado leva em consideração que os materiais, betão e aço, se comportam de maneira linear elástica e que quando o elemento não ultrapassa o ELS-F pode ser considerado no estágio I, caso contrário deve ser considerado no estágio II. Ainda, para o uso do método dos coeficientes globais deve ser usado o valor de E_{cs} .

Para elementos pré-esforçados que não ultrapassem o ELS-F a rigidez é dada pela equação (3.175). Caso contrário, a rigidez deve ser determinada pela equação (3.176), levando-se em conta todos os esforços causados pelo pré-esforço.

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot I_c \quad (3.175)$$

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left[\left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right] \leq E_{cs} I_c \quad (3.176)$$

Onde,

M_a é o momento fletor máximo ao longo do vão considerado;

M_r é o momento de fissuração;

I_{II} é o momento de inércia da seção no estágio II, usando $\alpha_e = E_s/E_{cs}$.

Contudo, é necessário considerar a flecha diferida no tempo com relação a fluência do betão multiplicando a flecha elástica encontrada pelo fator $(1+\phi_{(t,t_0)})$.

Assim, os valores calculados para as flechas diferidas ao longo do tempo devem respeitar os limites dados no Quadro 6 para cada situação de análise desejada.

Quadro 6 – Limites para deslocamento

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	1/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	1/350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	1/250
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	1/350 + Contraflecha
			Ocorrido após a construção do piso	1/600
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento

Fonte – NBR 6118 (2014), adaptado.

4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Para a comparação entre os dois regulamentos foram dimensionadas as vigas de cobertura de um galpão industrial que atenda uma vida útil de projeto de 50 anos, utilizando a mesma metodologia de cálculo e solução construtiva. As vigas possuem 24 m de vão livre, seção de formato I com variação da altura da alma até meio vão, 44 cm de altura total nas extremidades e 148 cm a meio vão, sendo as principais características geométricas das seções dos apoios e meio vão dispostas na tabela 25.

Tabela 25 – Dados geométricos da seção

	Meio Vão	Apoio
$h(cm)$	148,00	44,00
$y_{infLN}(cm)$	74,19	23,06
$y_{sup}(cm)$	73,81	20,94
$A_c(cm^2)$	1870,00	830,00
$I_c(cm^4)$	4438190,31	163279,04
$W_s(cm^3)$	60130,53	7796,07
$W_i(cm^3)$	59821,36	7081,78

Fonte – Autoria própria

Tendo em vista as dimensões do projeto (figura 39 e 40), a solução utilizada foi a aplicação de elementos pré-fabricados pré-esforçados com pré-tensão aderente em pistas de pré-esforço de 100 m de comprimento e utilizando bainhas de isolamento nos cabos para a redução dos esforços nas extremidades dos apoios quando necessário. Para o presente estudo foi considerado que a liberação dos dispositivos de ancoragem aconteceu em 8 dias após a concretagem das peças, sem utilização de nenhum método de aceleração de cura. Ainda, por se tratar de um processo iterativo foi desenvolvida uma folha de cálculo com o auxílio do *software* Excel (apêndices A e B).

Quanto ao modelo de dimensionamento das armaduras longitudinais ativas e passivas, ele corresponde ao apresentado por Bastos (2019). Este método baseia-se na determinação da força final de pré-esforço (P_∞), excentricidade de protensão (e_p) e quantidade de armadura de pré-esforço (A_p), que atendam as exigências do ELS de cada norma no que diz respeito a flechas, aberturas de fissuras e tensões. Atendidas essas condições, a verificação da segurança no ELU deve ser realizada comparando o momento resistente da peça (M_{rd}) com o momento solicitante (M_{sd}).

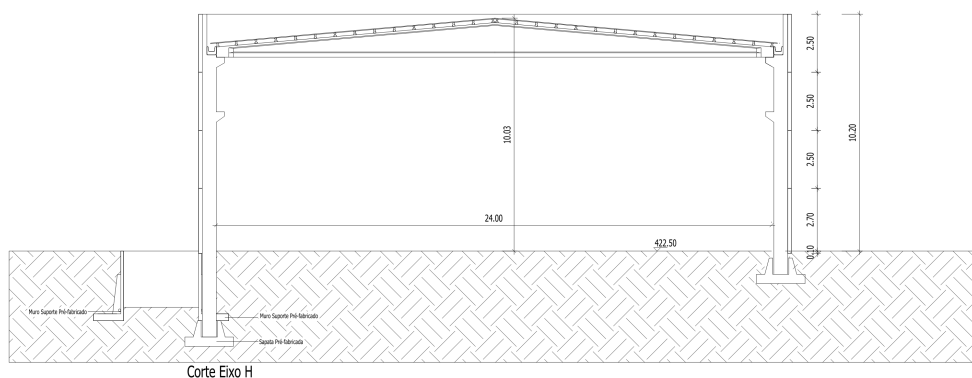


Figura 39 – Corte frontal

Fonte – Autoria própria

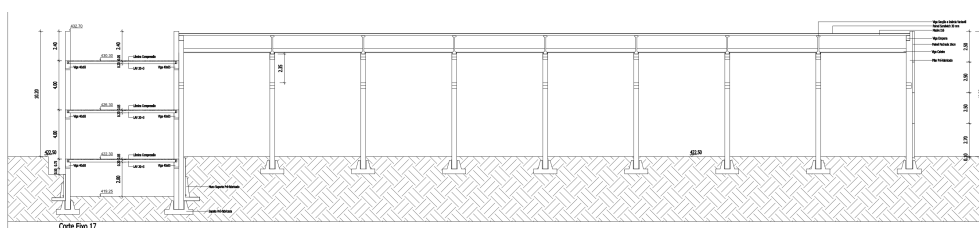


Figura 40 – Corte lateral

Fonte – Autoria própria

Após a avaliação do comportamento da peça, das recomendações construtivas e de segurança, a armadura ativa pode não ser suficiente para o elemento, sendo necessário o uso de armaduras passivas de tração (A_s) e/ou armaduras passivas de compressão (A'_s). O fluxograma do anexo C apresenta o esquema do método utilizado.

Assim, o dimensionamento preliminar da força de pré-esforço baseia-se na análise das tensões geradas pelo comportamento de flexo-compressão. Este comportamento é causado pela combinação do carregamento externo com a carga normal gerada pelo pré-esforço e sua excentricidade com relação ao centro geométrico da peça.

Portanto, considerando esse comportamento, a quantificação de tensões baseiam-se na equação (4.1) (HIBBELER, 2009), respeitando os limites que dependem de cada regulamento. Dessa forma, pode ser desenvolvida uma equação que estipule a força de pré-esforço necessária para equilibrar as tensões com base na equação (4.1) e nos limites apresentados para cada análise dos regulamentos.

$$\sigma_P = -\frac{P}{A_c} \pm \frac{P \cdot e_p \cdot y}{I} \pm \frac{M \cdot y}{I} \quad (4.1)$$

$$\pm \sigma_d \pm \sigma_{P,\infty} = \pm \sigma_{limite}$$

$$P_{\infty} \cdot \left(-\frac{1}{A_c} \pm \frac{e_p}{W} \right) = \pm \sigma_{limite} \pm \sigma_d$$

$$P_{\infty} = \frac{\pm \sigma_{limite} \pm \sigma_d}{-\frac{1}{A_c} \pm \frac{e_p}{W}} \quad (4.2)$$

Onde,

σ_d é a tensão causada pelo carregamento;

σ_{limite} é a tensão limite do regulamento;

W é o modulo de resistência representado por $W = \frac{I}{y}$.

Com a força P_{∞} calculada, é possível partir para o estudo das perdas de pré-esforço, já citadas anteriormente, que são fatores de extrema importância no dimensionamento das vigas em questão. Assim, conhecendo o método construtivo utilizado, as perdas estudadas são:

- Perdas iniciais:
 - a) Perda por acomodação das ancoragens;
 - b) Relaxação inicial do aço;
 - c) Retração inicial o concreto.
- Perdas imediata por encurtamento elástico do betão;
- Perdas Progressivas.

Quanto aos carregamentos geradores de tensões, eles são divididos em permanentes e variáveis. O peso próprio da própria viga, as madres (terças) e elementos de vedação são considerados como as cargas permanentes. Nas cargas variáveis, considera-se a ação dos ventos, as sobrecargas de manutenção e outras previstas em cada regulamento.

Para a avaliação dessas cargas foi determinado uma área de influência para cada elemento, como mostra a figura 41. Toda a estrutura se divide em inúmeros pórticos que possuem 7,5 m de distância entre si. Assim, o carregamento das placas de vedação em painel "sanduíche", que possuem uma carga de $0,2kN/m^2$, pode ser convertido em um carregamento linearmente distribuído, como mostrado a seguir.

$$A_{influencia} = 2 * 7,5 * 12,05 = 180,75m^2/viga$$

$$P_{painel} = 180,75 * 0,2 = 36,15kN/viga$$

$$q_{painel} = \frac{P_{painel}}{l} = \frac{36,15}{24} = 1,50kN/m$$

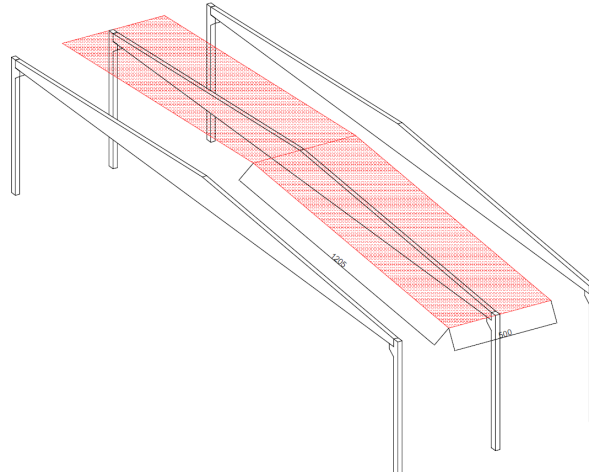


Figura 41 – Área de influência de carga

Fonte – Autoria própria

Do mesmo modo, as madres (terças) posicionadas entre os painéis e as vigas podem ser convertidas em uma carga linearmente distribuída. Porém, diferente dos painéis "sanduíche" em que se considera uma área de influência, deve-se avaliar o peso de cada elemento, quantidade e distribuição dos mesmos.

No presente projeto são usadas 30 madres ao longo de toda a viga com seção transversal de área igual a $108,85 \text{ cm}^2$, como mostra a figura 69.

$$P_{madre} = A_c \cdot l \cdot \rho_{betão} = 0,010885 \cdot 7,5 \cdot 25 = 2,04 \text{ kN/madre}$$

$$q_{madre} = \frac{\text{quant.} \cdot P_{madre}}{l} = \frac{30 \cdot 2,04}{24} = 2,55 \text{ kN/m}$$

O peso próprio do elemento foi determinado por uma carga distribuída trapezoidalmente, conforme apresentado na figura 74. As seções transversais pré determinadas são apresentadas em 70 e portanto, o carregamento das extremidades, assim como a carga de meio vão, são caracterizados por:

$$q_{apoio} = A_{c.apoio} \cdot \rho_{betão} = 0,083 \cdot 25 = 2,08 \text{ kN/m}$$

$$q_{central} = A_{c.central} \cdot \rho_{betão} = 0,187 \cdot 25 = 4,68 \text{ kN/m}$$

É importante ressaltar que para realizar todo o levantamento dos carregamentos permanentes presentes nas peças foi utilizado o *software* Ftool, a partir do qual se determinou os valores máximos para o esforço transversal e momento fletor, como mostra o tabela (26). As figuras (74) e (75) no anexo D apresentam a distribuição do carregamento e comportamento dos diagramas ao longo de todo o elemento.

Tabela 26 – Valores máximos para esforço cortante e momento fletor

Tipo de carga	Esforo Transverso (kN)	Momento Fletor (kN.m)
Peso próprio	40,50	274,20
Telhas+Madres	46,08	276,48

Fonte – Autoria própria

4.1 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NP EC 1992-1-1

Neste sub-capítulo será apresentado o processo de dimensionamento da viga de estudo usando os parâmetros da NP EN 1992-1-1 (2010).

4.1.1 Carregamentos e combinações

Conforme a norma NP EN 1991-1-1 (2009), os elementos de cobertura devem ser classificados em três tipos de acordo com a sua taxa de ocupação. Assim, para coberturas com acessibilidade apenas para manutenção (Classe H) devem levar em consideração no seu dimensionamento uma carga variável de $0,4 \text{ kN}/\text{m}^2$ ou 1 kN aplicado na pior situação para a viga considerando apenas a pior situação para os dois valores agindo de maneira separada. Portanto, a carga distribuída foi determinada pela área de influência das vigas e convertidas para uma carga linearmente distribuída. Com a ajuda do *software* Ftool foram definidos os diagramas de esforços para a peça.

$$q_q = \frac{q_{q,area} \cdot A_{influencia}}{l} = \frac{0,4 * 180,75}{24} = 3,01 \text{ kN}/\text{m}$$

Tabela 27 – Valores máximos para o carregamento variável

Tipo de carga	Esforo Transverso (kN)	Momento Fletor (kN.m)
Sobrecarga NP EN 1991	36,1	216,7

Fonte – Autoria própria

De acordo com o tipo de estrutura, a tabela 10 e 11 apresenta os coeficientes de majoração $\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 0$, $\gamma_g = 1,35$ e $\gamma_q = 1,5$. Assim, foi determinado as combinações das ações de serviço e ultima.

$$M_{d,carac} = \sum M_{G,k} + M_{Q,k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot M_{Q,k,i} = 550,68 + 216,9 = 767,58 \text{ kN.m}$$

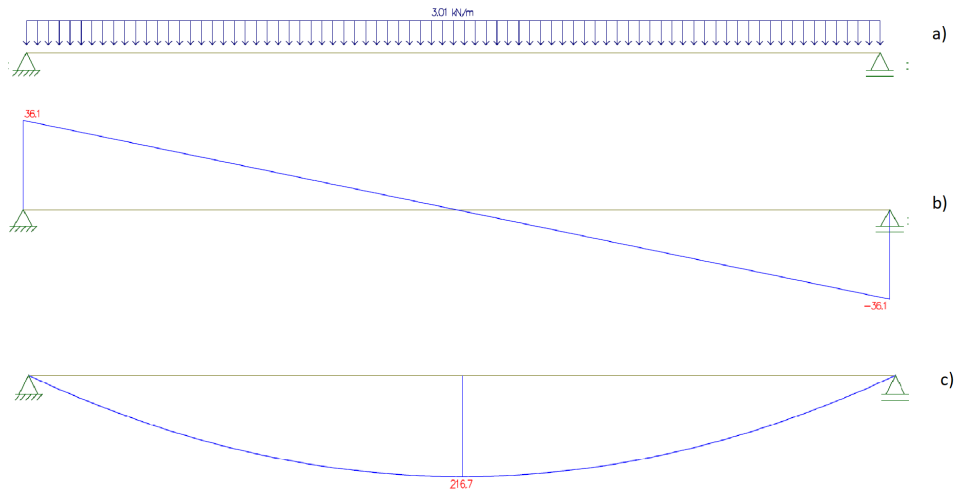


Figura 42 – Diagramas de carregamento da sobrecarga. a) Carregamento; b) Transverso [kN]; c) Momento fletor [kN.m].

Fonte – Autoria própria

$$M_{d,freq} = \sum M_{G,k} + \psi_{1,1} \cdot M_{Q,k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot M_{Q,k,i} = 550,68 \text{ kN.m} \quad (4.3)$$

$$M_{d,Q.per} = \sum M_{G,k} + \sum \psi_{2,i} \cdot M_{Q,k,i} = 550,68 \text{ kN} \quad (4.4)$$

$$M_{d,ult} = \sum \gamma_{G,j} \cdot M_{Gk,j} + \gamma_{Q,1} + \sum \gamma_{q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot M_{Qk,i} = 1,35 * 550,68 + 1,5 * 216,9 = 1068,77 \text{ kN.m}$$

$$N_{d,ult} = \sum \gamma_{G,j} \cdot M_{Gk,j} + \gamma_{Q,1} + \sum \gamma_{q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot M_{Qk,i} = 1,35 * 86,58 + 1,5 * 36,1 = 171,11 \text{ kN.m}$$

Como será exposto no item 4.2 para a NBR 6118 (2014) junto da NBR 6123 (1988), os carregamentos de vento gerados para a configuração do galpão não geram esforços críticos nas peças. Portanto, para facilitar o estudo comparativo entre os regulamentos o esforço das ações do vento será desprezado na presente análise da NP EN 1992-1-1 (2010).

4.1.2 Materiais

Após definida a classe de resistência mínima do betão, foram calculadas as características de resistência do mesmo para a idade de 8 e 28 dias, usando as equação de (3.1) a (3.15). Os resultados estão dispostos na tabela 28 e 29.

Quanto aos valores dos coeficientes de fluência para o betão, são usados as equações de (3.28) a (3.42). Assim, considerando uma umidade relativa do ar de 70% e uma temperatura média de 25°C, além de um perímetro de exposição calculado como a seguir. Com isso, a tabela 30, apresenta os valores dos coeficientes calculados.

Tabela 28 – Coeficientes de materiais

Características/Coefficientes	Valor	Unidade
γ_c	1,50	adm
γ_s	1,15	adm
Cimento CEM 52,5 R (Classe R) (s)	0,38	adm
Agregado Basalto (α_e)	1,20	adm
Dimensão máxima agregado	1,9	cm

Fonte – Autoria própria

Tabela 29 – Valores de resistência e modulo de elasticidade do betão

Resistência/ Módulo de Elasticidade	Idade Considerada	
	10 Dias	8 Dias
		$\beta_1 = 0,840157$
f_{ck} (Mpa)	30	23,93
f_{cm} (Mpa)	38	31,93
E_c (Mpa)	41374,08	39267,80
E_{cm} (Mpa)	39403,88	37397,90
$f_{ct,m}$ (Mpa)	2,90	2,43
$f_{ctk,0,05}$ (Mpa)	2,03	1,70
$f_{ctk,0,95}$ (Mpa)	3,77	3,16
$f_{ct,f}$ (Mpa)	2,90	2,43

Fonte – Autoria própria

$$u = 30 + 20 + 2 * (18 + 6,403 + 115 + 10,44 + 8) = 365,69cm$$

Para o coeficiente de retração são respeitadas as equações de (3.43) a (3.50). entretanto, são consideradas duas etapas para esse coeficiente, a inicial que leva em consideração o momento da betonagem até a aplicação de carga e a progressiva que leva em consideração o momento de pré-esforço até o fim da vida útil do elemento.

Sobre os materiais, o aço ativo recebe características conforme a tabela do fabricante disponível na figura 71 e resumidos na tabela 32. Além disso, o aço passivo longitudinal e transversal possuem características dispostas na tabela 33.

Tabela 30 – Valores máximos para o carregamento variável

	Valor	Unidade		Valor	Unidade
<i>Ac</i>	1870,00	<i>cm</i>	α	1	<i>adm</i>
<i>RH</i>	70	%	α_1	0,94406	<i>adm</i>
<i>Ti</i>	25	°C	α_2	0,98369	<i>adm</i>
<i>u</i>	365,69	<i>cm</i>	α_3	0,95971	<i>adm</i>
<i>h₀</i>	0,1023	<i>m</i>	$\beta_{(f_{cm})}$	2,72531987	<i>adm</i>
<i>t₀</i>	8	<i>dias</i>	$\beta(t_0)$	0,53412789	<i>adm</i>
<i>t_∞</i>	18250,00	<i>dias</i>	β_H	399,988189	<i>adm</i>
Δt_i	8,00	<i>dias</i>	$\beta_c(t, t_0)$	0,99351417	<i>adm</i>
<i>t_{0,T}</i>	12,530	<i>dias</i>	ϕ_0	2,29912533	<i>adm</i>
<i>t_{0,corrig}</i>	17,481	<i>dias</i>	ϕ_{RH}	1,57942826	<i>adm</i>
			$\phi(t - t_0)$	2,28	<i>adm</i>

Fonte – Autoria própria

Tabela 31 – Valores para o coeficiente de retração do betão

<i>h₀</i>	102,27	Inicial	Progressiva
<i>k_h</i>	0,997	$\beta_{ds}(t_0, t_s)$	0,107826
α_{ds1}	6	$\beta_{ds}(t_\infty, t_s)$	0,997738
α_{ds2}	0,11	$\epsilon_{cd}(t_0)$	5,39E-05
β_{RH}	1,01835	$\epsilon_{cd}(t_\infty)$	0,0005
$\epsilon_{cd,0}$	5,01E-04	$\beta_{as}(t_0)$	0,432029
<i>t_s</i> (dias)	3	$\beta_{as}(t_\infty)$	1
<i>t₀</i> (dias)	8	ϵ_{ca^∞}	0,00005
<i>t_∞</i> (dias)	18250	ϵ_{ca^∞}	0,00005
		$\epsilon_{ca}(t_0)$	2,16E-05
		$\epsilon_{ca}(t_\infty)$	5E-05
		$\epsilon_{cs}(t_0 - t_i)$	7,55E-05
		$\epsilon_{cs}(t_\infty - t_0)$	5,50E-04

Fonte – Autoria própria

4.1.3 Força de pré-esforço

Para dar início ao processo iterativo de determinação da força de pré-esforço são definidos os limites de distribuição da armadura passiva dentro da peça. Assim, de acordo com o item 3.1.18, são determinados os valores para o espaçamento vertical e horizontal entre cada cordoalha. Adotando cordoalhas de 7 fios de 15,7 *mm* o espaçamento é dado por:

$$a = \max[2\phi; 0,5 + d_{max}; 2] = [2 * 1,57; 0,5 + 1,9; 2] = \max[3,14; 2,4; 2] = 4\text{cm}$$

Assim, conhecendo também o valor de recobrimento determinado pela classe de

Tabela 32 – Características do aço ativo

Aço Ativo	
f_{pk} (MPa)	1900
$f_{p0,1k}$ (MPa)	1710
f_{pd} (MPa)	1652,17
$f_{p0,1d}$ (MPa)	1486,96
E_P (MPa)	195500

Fonte – Autoria própria

Tabela 33 – Características do aço passivo

Aço passivo (MPa)		
	Longitudinal	Transversal
f_{yk}	500	500
f_{yd}	434,78	434,78
E_s	210000	210000

Fonte – Autoria própria

exposição foi possível determinar a altura da primeira camada de cabos prevendo nesse espaçamento armaduras passivas transversais e longitudinais, $\phi_t = 8mm$ e $\phi_l = 10mm$.

$$y_{min} = c_b + \phi_l + \phi_t + \frac{\phi_p}{2} = 3,5 + 1 + 0,5 + \frac{1,57}{2} = 5,785cm$$

O próximo passo para continuar o processo de dimensionamento foi determinar a possível seção crítica do elemento. Como a peça possui variação do Momento de inércia (I_c) ao longo de todo o seu comprimento a seção mais crítica do elemento pode não estar a meio vão como é usual no dimensionamento de vigas bi-apoiadas. No item 4.2 foi realizado o dimensionamento desde a hipótese da seção crítica estar a meio vão e a correção da mesma para o valor indicado pelas análises realizadas, entretanto por conhecer essa hipótese foi usada a folha de cálculo desenvolvida que indicou seção crítica que corresponde a seção de 6 m de distância do apoio. Os dados geométricos dessa seção são determinados pela tabela 34.

Partindo da estimativa de 5 cordoalhas a seção possui a distribuição conforme a figura 43 as características geométricas da seção considerada crítica (a 6 m do apoio) está disponível na figura 70. Assim, é possível calcular e_p do elemento nesse ponto e determinar as forças de pré-esforço.

$$e_p = y_{inf} - y_{C,carga} = 48,46 - 10,24 = 38,22cm$$

Quanto ao comportamento das combinações de ações na seção crítica de estudo, estas possuem valores de tensões das fibras inferiores e superiores como mostrado a seguir:

Tabela 34 – Valores geométricos para a seção crítica

Seção crítica (6 m do apoio)	
$h(cm)$	96
$y_{inf}LN(cm)$	48,46
$y_{sup}(cm)$	47,54
$A_c(cm^2)$	1350
$I_c(cm^4)$	1388349,98
$W_s(cm^3)$	29201,86
$W_i(cm^3)$	28651,30

Fonte – Autoria própria

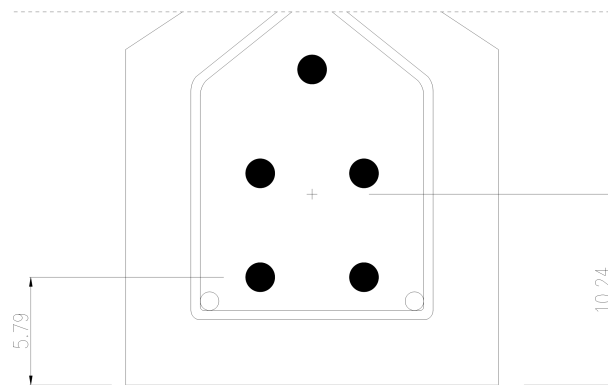


Figura 43 – Distribuição de cabos da primeira iteração

Fonte – Autoria própria

$$\sigma_{c,carac,inf} = -\frac{M_{d,carac} \cdot y_{inf}}{I} = -\frac{567,89 \cdot 10^3 \cdot -0,4846}{0,01388349} = 19,82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,carac,sup} = -\frac{M_{d,carac} \cdot y_{sup}}{I} = -\frac{567,89 \cdot 10^3 \cdot -0,4754}{0,01388349} = -19,45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,Q,per,inf} = \sigma_{c,freq,inf} = -\frac{M_{d,freq} \cdot y_{inf}}{I} = -\frac{405,21 \cdot 10^3 \cdot -0,4846}{0,01388349} = 14,14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,Q,per,sup} = \sigma_{c,freq,sup} = -\frac{M_{d,freq} \cdot y_{sup}}{I} = -\frac{405,21 \cdot 10^3 \cdot -0,4754}{0,01388349} = -13,88 \text{ Mpa}$$

Em seguida foi determinada a força P_∞ que estabiliza as tensões da seção crítica do betão para cada combinação de serviço. Desta forma baseou-se em análises da fibra tracionada da peça para todas as combinações de serviço, que de acordo com o item 3.1.13 devem ser limitadas a $f_{ct,f}$ para a combinação características e 0 para as combinações frequente e quase permanente. Como as combinações frequentes e quase permanente são iguais devido aos seus

coeficientes de majoração para o caso de estudo, são realizadas apenas duas análises aplicando a equação (4.2).

$$P_{\infty,caract} = \frac{\sigma_{carac,inf} - f_{ct,f}}{\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_{inf}}} = \frac{(19,82 - 2,90) * 10^6}{\frac{1}{0,135} - \frac{0,3822}{0,028651}} = 815,79kN$$

$$P_{\infty,freq} = \frac{\sigma_{freq,inf}}{\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_{inf}}} = \frac{14,14 * 10^6}{\frac{1}{0,135} - \frac{0,3822}{0,028651}} = 681,72$$

Entretanto, foram determinados dois valores para P_{∞} porém, foi necessário avaliar qual dos dois consegue estabilizar a seção sem extrapolar nenhum dos limites para as combinações exigidas. Assim, foi criada a tabela para a comparação dos valores.

Tabela 35 – Combinação de tensões para as combinações

		Tensões				Situação	
	Comb		Carregam.	Pré-esforço	Total		
$P_{\infty,1}$ (kN)	Q. Permanen./ Frequente	Sup	-13,88	3,87	-10,00	C	OK
		Inf	14,14	-14,14	0,00	-	OK
	Character.	Sup	-19,45	3,87	-15,58	C	OK
		Inf	19,82	-14,14	5,68	T	KO
$P_{\infty,2}$ (kN)	Q. Permanen./ Frequente	Sup	-13,88	4,63	-9,24	C	OK
		Inf	14,14	-16,92	-2,78	C	OK
	Character.	Sup	-19,45	4,63	-14,81	C	OK
		Inf	19,82	-16,92	2,90	T	OK

Fonte – Autoria própria

Após a determinação de P_{∞} foi necessário conferir se as 5 cordoalhas de pré-esforço são suficientes para suportar o carregamento gerado pela força P_i . Entretanto, para determinar o valor de P_i com base em P_{∞} , é necessário conhecer o percentual de perda de pré-esforço. Desta forma, foi estipulado um valor de 20% de perdas totais para determinar P_i , além de verificar se a tensão inicial do cabo não extrapola o limite do regulamento, apresentado no item 3.1.10

$$P_i = \frac{P_{\infty}}{(1 - \Delta_{P(\%)})} = \frac{815,79}{(1 - 0,20)} = 1019,74kN$$

$$\sigma_{P_i,max} = \min [0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}] = \min [1520; 1539] = 1520MPa$$

$$\sigma_{Pi} = \frac{P_i}{A_p} = \frac{1019,74 * 10^3}{5 * 147} = 1387,40MPa < \sigma_{Pi,max} \therefore OK$$

A seção crítica encontra-se estabilizada dentro dos limites do regulamento. Entretanto, para determinar os valores de tensão na cordoalha foi estipulado um valor de perda, sendo necessário um cálculo mais preciso do valor real da perda.

4.1.4 Perdas de pré-esforço

Para o cálculo iterativo da perda real, foi considerado para a primeira iteração o valor de P_i estipulado considerando a primeira hipótese. Desta maneira, foram calculadas as perdas conforme o seu acontecimento durante o processo.

A primeira perda a ser considerada é a perda por acomodação da ancoragem (cunhas). Assim, o valor do deslocamento da cunha dentro do dispositivo de ancoragem é dado pelo fabricante que para o presente estudo foi considerado um valor de $\Delta l = 6mm$.

$$\Delta\sigma_{anc} = \frac{\Delta l \cdot E_p}{l_{pista}} = \frac{0,006 * 195500}{100} = 11,73MPa$$

A próxima fração a ser considerada foi a perda por relaxação inicial da armadura. Com isso o coeficiente de relaxação calculado conforme a equação (3.61), tendo em vista que a cordoalha se trata de um aço de baixa relaxação. Os valores das perdas da primeira etapa de relaxação são apresentados pela tabela 36.

$$\alpha_{p,8} = \frac{E_p}{E_{c,8}} = \frac{195500}{39267,8} = 4,98$$

A última perda da etapa inicial é a perda pela retração do betão, dada pela aplicação do coeficiente de retração inicial da tabela 31. Com isso, foi criada a tabela 37 que apresenta os valores das perdas de pré-esforço em tensão, força e percentual para a fração inicial.

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs(t-t_0)} \cdot E_p = 7,55 * 10^{-5} * 195500 = 14,76MPa$$

No momento de transferência do pré-esforço acontece a perda por encurtamento imediato. Assim, considerando os materiais em regime elástico é possível calcular a perda conhecendo a tensão de encurtamento que acontece no betão adjacente ao cabo de pré-esforço. Para esse cálculo foi considerada a seção homogeneizada do elemento e que apenas a força de pré-esforço e o carregamento de peso próprio do elemento agem sobre o mesmo.

$$P_a = P_i - \Delta P_{inicial} = 1019,74 - 29,20 = 990,54kN$$

Tabela 36 – Valores para a perda de pré-esforço por relaxação inicial

	Valor	Unidade
M_{PP}	197,850	$kN.m$
e_p	0,382	m
α_e	4,98	adm
σ_i	1402,782	MPa
t	192,00	h
μ	0,738	adm
ρ_{1000}	2,50	$\%$
$\Delta\sigma_{Pr,i}$	13,789	MPa

Fonte – Autoria própria

Tabela 37 – Valores das perdas iniciais de pré-esforço

Tipo de perda	$\Delta\sigma$	ΔP	(%)
Acomodação da ancoragem (Δ_{anc})	11,73	8,62	0,85
Relaxação (Δ_r)	13,24	9,73	0,95
Retração inicial (Δ_s)	14,76	10,85	1,06
Total	39,72	29,20	2,86

Fonte – Autoria própria

Tabela 38 – Valores geométricos para seção homogeneizada

	Valor	Unidade
α_p	5,23	adm
y	47,394	cm
I_{aa}	1389876,00	cm^4
ϕ_{real}	1,37	cm
I_p	1,37	cm^4
A_c^h	1381,073	cm^2
I_c^h	1432766,05	cm^4

Fonte – Autoria própria

$$M_{pp} = 197,85kN.m$$

$$\sigma_{c,0} = -\frac{P_a}{A_c^h} - \frac{P_a \cdot e_p^2}{I_c^h} + \frac{M_{PP} \cdot e_p}{I_c^h} = \sigma_{c,0} = -11,58MPa(\text{encurtamento} - \text{perda})$$

$$\alpha_{p,8} = \frac{E_p}{E_{cm,8}} = \frac{195500}{37397,9} = 5,23$$

$$\Delta\sigma_{enc} = \alpha_{P,j} \cdot \sigma_{c,0} = 11,58 * 5,23 = 60,52MPa$$

Por fim, pode ser calculado o valor das perdas diferidas. Deste modo, foi aplicada a equação (3.65) conforme as indicações da seção 3.1.11.4.

Tabela 39 – Cálculo da perda diferida

	Valor	Unidade		Valor	Unidade
$\sigma_{P,i}^+$	1313,71	MPa	$M_{Q,Per}$	405,21	kN.m
$\Sigma\Delta\sigma_{Pr,j}$	13,79	MPa	$\sigma_{c,Q,Per}$	-5,80	MPa
μ	0,70	adm	$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$	5,50E-04	adm
t_e	192	h	$\phi(t_{\infty}, t_0)$	2,35	%
Δt_i	499808,00	h	E_p	195500	MPa
$\Delta\sigma_{Pr,\infty}$	37,70	MPa	α_p	4,96	adm
A_c	1350	cm ²			
I_c	1388349,98	cm ⁴	$\Delta\sigma_P(t - t_0)$	172,71	MPa

Fonte – Autoria própria

Com isso pode ser determinada a tabela 40 que mostra os valores de perda para a primeira iteração. Assim, percebeu-se que apesar do valor de $\Delta P(\%) = 20\%$ ser uma estimativa bem próxima ainda não é o valor real da perda na seção crítica. Com o auxílio da planilha de cálculo foi possível realizar novas iterações como mostra a tabela 41.

Tabela 40 – Valores das perdas totais de pré-esforço

Tipo de perda	$\Delta\sigma$	ΔP	(%)
Perdas iniciais	39,72	29,20	2,86
Perda imediata	60,52	44,48	4,36
Perda diferida	172,71	126,94	12,45
Total	272,95	200,62	19,67

Fonte – Autoria própria

Devido a grande variabilidade de resultados causados pela variação da inercia da peça foram calculadas as perdas ao longo de todo o elemento com o auxílio da folha de cálculo, resultando no gráfico apresentado pela figura 44.

4.1.5 Distribuição do pré-esforço

Para analisar as tensões geradas pelo carregamento e tomar as melhores medidas para a otimização da peça, foi necessário realizar a análise da força de pré-esforço implantada em

Tabela 41 – Iteração para perda de pré-esforço

	Iteração 1	Iteração 2
P_{∞} (kN)	647,36	
N° Cabos	5	
$\Delta P(\%)_{hipotese}$	19,670	19,673
P_i (kN)	1015,55	1015,75
σP_i (MPa)	1381,70	1381,75
$\Delta P(\%)_{inicial}$	2,88	2,88
P_a (kN)	986,29	986,33
$\Delta P(\%)_{imediate}$	4,36	4,36
P_0 (kN)	942,06	942,09
$\Delta P(\%)_{diferida}$	12,433	12,433
$\Delta P(\%)_{total}$	19,673	19,673

Fonte – Autoria própria

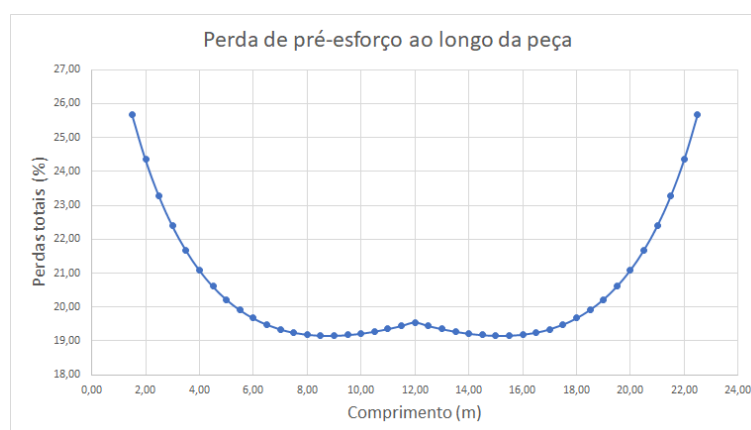


Figura 44 – Gráfico do percentual de perda em relação ao comprimento

Fonte – Autoria própria

cada seção. Foi realizado o cálculo do comprimento de transferência para a força total dos cabos e aplicada a perda de pré-esforço para cada seção como estudado no item anterior. Considerando uma cordoalha de 7 fios para uma situação de boa aderência foram aplicadas as recomendações e equações do item 3.1.12.

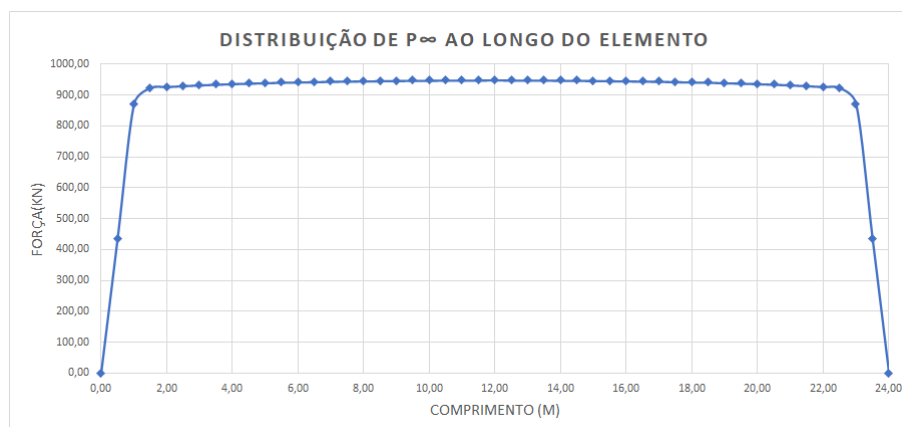
Com o auxílio da folha de cálculo desenvolvida, foi possível combinar a aplicação de P_i , reduzindo o seu valor conforme $\Delta P(\%)$ para cada seção, além de considerar a graduação da distribuição de força antes de alcançar o comprimento de transferência total l_{pt} . Com isso, o resultado da aplicação de P_{∞} tem o comportamento descrito pelo gráfico da figura (45).

Possuindo o valor de P_{∞} ao longo de todo o elemento foi desenvolvido o gráfico da figura 46. Este, apresenta os valores das tensões na fibra inferior (fibra com maior tração

Tabela 42 – Cálculo do comprimento de transferência

	Valor	Unidade
η_1	3,2	adm
η_{P1}	1,2	adm
f_{ctd}	1,14	MPa
f_{bpd}	3,63	MPa
ϕ	15,7	mm
α_1	1,25	adm
α_2	0,19	adm
σ_{Pm0}	1290	MPa
l_{pt}	1,06	m

Fonte – Autoria própria

**Figura 45 – Gráfico da distribuição de pré-esforço ao longo do elemento**

Fonte – Autoria própria

gerada pelo carregamento) das inúmeras seções ao longo da viga para as combinações de serviço analisadas. Desta forma, percebeu-se que as tensões na seção crítica considerada (6 m do apoio) são as tensões de maior valor de tração em toda a peça.

Percebe-se que as combinações de tensões em 6 m são capazes de estabilizar a seção dentro dos limites do regulamento, porém acabam não se distinguindo muito dos limites, o que mostra que a força aplicada não é superdimensionada para o elemento, além de confirmar a escolha da seção crítica.

No apêndice A é disponibilizada a folha de cálculo com todos os valores de maneira mais detalhada.

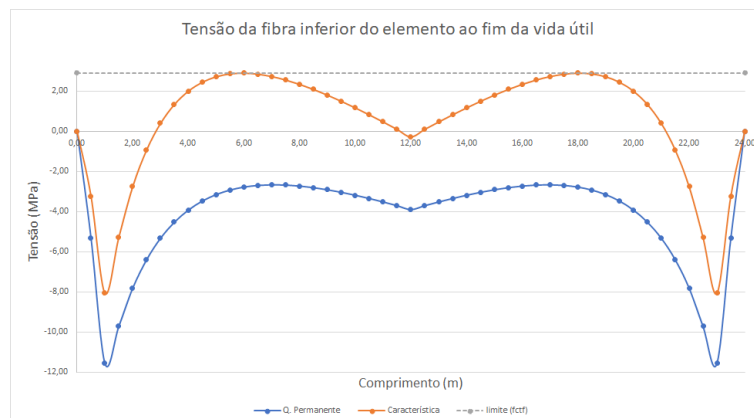


Figura 46 – Gráfico da distribuição da força de pré-esforço ao longo do elemento no fim da vida útil
Fonte – Autoria própria

4.1.6 Verificação no ato de pré-esforço

Quando são realizados os dimensionamento de estruturas pré-esforçadas um dos pontos que mais preocupa o projetistas pode ser o momento da transferência de pré-esforço. Em sistemas pré-esforçados de cabos retilíneos como o estudado essa situação pode ser crítica, pois no momento de transferência da carga a peça encontra-se em chão de fábrica possuindo somente o seu peso próprio e a força de pré-esforço como carregamentos.

Quanto ao caso de estudo, os limites de tensões são calculados a seguir. Além disso, os valores das tensões geradas nas seções próximas as apoios são disponibilizadas na tabela 43 e seu comportamento total pode ser observado pelo gráfico da figura 47.

$$\sigma_{max,compr} = 0,7 \cdot f_{ck}(t) = 0,7 * 23,930 = -16,75MPa$$

$$\sigma_{max,trac} = f_{ctm,j} = 2,43MPa$$

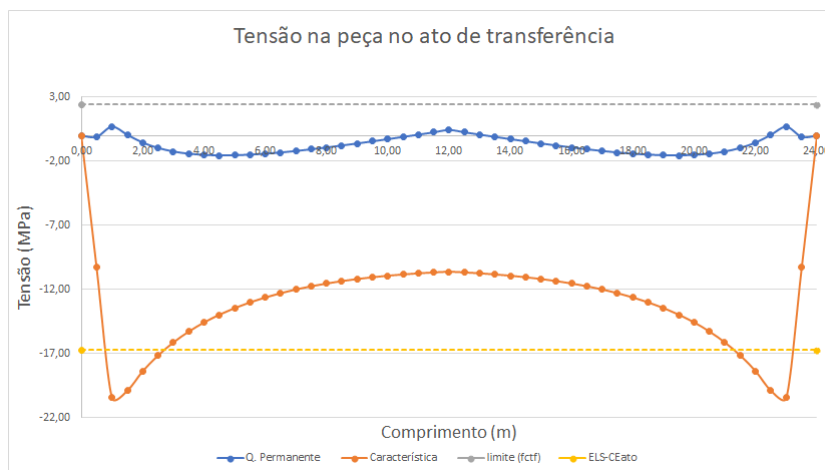


Figura 47 – Gráfico da distribuição de tensão ao longo do elemento para o ato de pré-esforço
Fonte – Autoria própria

Tabela 43 – Valores para tensão na transferência

x (m)	P_0 (kN)	$\sigma_{c,PP}$		$\sigma_{c,P0}$		$\sigma_{c,ELU,ato}$		Situação	$\sigma_{c,isolado}$	
				(MPa)					(MPa)	
		Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup		Inf	Sup
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	ok	0,00	0,00
0,50	348,75	2,36	-2,18	-12,67	2,09	-10,31	-0,09	ok	-8,46	0,13
1,00	697,50	3,97	-3,70	-24,43	4,42	-20,47	0,71	$< \sigma_{limite,comp}$	-16,75	0,92
1,50	738,96	5,08	-4,78	-24,99	4,86	-19,91	0,08	$< \sigma_{limite,comp}$	-15,99	0,12
2,00	741,64	5,84	-5,55	-24,24	5,01	-18,40	-0,54	$< \sigma_{limite,comp}$	-14,50	-0,64
2,50	743,94	6,36	-6,08	-23,53	5,12	-17,17	-0,96	$< \sigma_{limite,comp}$	-13,30	-1,18
3,00	833,96	6,71	-6,45	-22,86	5,20	-16,16	-1,24	ok	-13,74	-1,79

Fonte – Autoria própria

Ao analisar a figura 47 e a tabela 43, percebeu-se que os valores entre 1 m e 2,5 m extrapolaram o limite de compressão adotado. Assim, como pré determinado, foi aplicado a solução de isolamento dos cabos, isolando 1 cabo da terceira camada da seção 0 até a seção 2,5 m. Com isso, obteve-se os valores da coluna $\sigma_{isolado}$ da tabela 43 e os gráficos da figura 48 e 49 que representam a distribuição da força P_0 e a tensão da peça no momento de transferência.

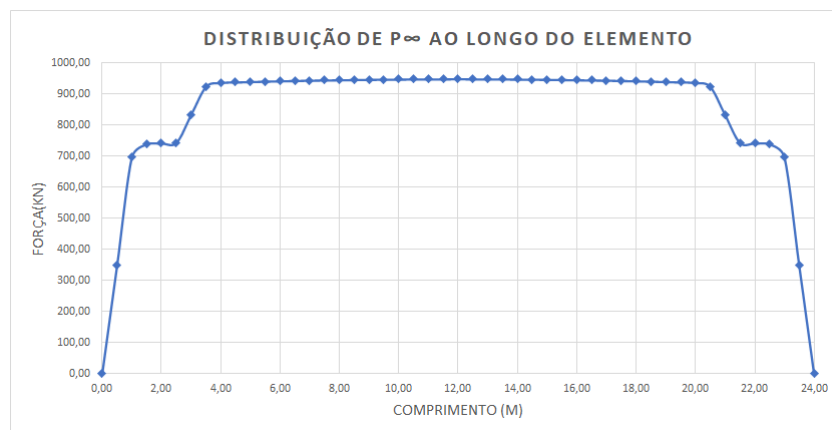


Figura 48 – Gráfico da distribuição de força ao longo do elemento para o ato de pré-esforço com isolamento dos cabos

Fonte – Autoria própria

Desta maneira considerou-se o dimensionamento da armadura ativa finalizado e respeitando todos os parâmetros do regulamento. No apêndice A pode ser verificado os valores de dimensionamento de maneira mais detalhada.

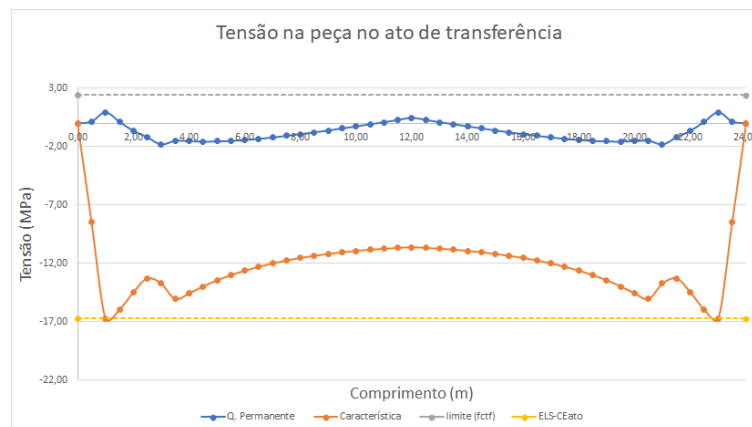


Figura 49 – Gráfico da distribuição de tensão ao longo do elemento para o ato de pré-esforço com isolamento dos cabos

Fonte – Autoria própria

4.1.7 Verificação do ULS

A verificação do ULS parte do princípio que o elemento está chegando a sua ruína e é realizada comparando o momento solicitante (M_{sd}) com o momento resistente (M_{rd}) respeitando as regras e recomendações do item 3.1.14. Além disso são usadas as equações dispostas no anexo E para os dois casos possíveis de localização da linha neutra (dentro na mesa superior ou ao longo da alma do elemento).

Quanto ao processo de cálculo, este parte da análise de M_{rd} gerado por uma combinação de área de aço passivo mais ativo estipulada como hipóteses. Para essa estimativa inicial foi considerada uma armadura de montagem de com armaduras de tração e compressão cada uma possuindo 2 barras de aço A 500 NR (equivalente ao CA-50) de 10 mm de diâmetro.

Na primeira iteração atribuiu-se que a os aços, tanto ativo quanto passivo, estariam atingindo a tensão de cedência, com o comportamento de acordo com os diagramas 10 e 12. Assim, atribuindo a hipótese que a linha neutra estaria dentro da alma do elemento foi aplicada a equação E.1 com os valores da tabela 44.

Em seguida pode ser calculado os valores das deformações de cada material. Esse processo parte do princípio que a deformação no betão é a máxima permitida pelo regulamento ($\epsilon_{cu2} = 0,35\%$) e são aplicadas as relações trigonométricas expostas na figura 81 para determinar o valor da deformação no aço passivo, que por sua vez deve respeitar o limite de (ϵ_{ud}). Caso o aço não respeite o valor limite do regulamento deve ser fixada o seu valor de deformação no valor limite e recalculado o valor da deformação do betão. Para o aço passivo de acordo com o anexo C da NP EN 1992-1-1 (2010) $\epsilon_{uk} = 2,5\%$

$$\epsilon_{sud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk} = 0,9 \cdot 2,5 = 2,25\%$$

Tabela 44 – Valor para a profundidade da linha neutra

	Valor	Unidade		Valor	Unidade
A_p	735,00	mm^2	λ	0,80	adm
A_s	157,08	mm^2	η	1,0	adm
A'_s	157,08	mm^2	σ_{cd}	20,00	MPa
d_p	137,76	cm	σ_{pd}	1486,96	MPa
d_s	143,20	cm	σ_{sd}	434,78	MPa
d'_s	4,80	cm	σ'_{sd}	434,78	MPa
t	8	cm			
b_w	10	cm			
b_f	30	cm	x	44,56	cm

Fonte – Autoria própria

$$\epsilon_{pud} = 2\%$$

$$\epsilon_{ypd} = \epsilon'_{ypd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 0,217\%$$

$$\epsilon_{ypd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1486,96}{195500} = 0,761\%$$

$$\frac{\epsilon_{sd}}{d_s - x} = \frac{\epsilon_{cd}}{x} \rightarrow \epsilon_{sd} = \frac{0,35 * (143,20 - 44,56)}{44,56} = 0,775\% < 2,25\% \therefore \epsilon_{cd} = 0,35\%$$

$$\frac{\epsilon'_{sd}}{x - d'_s} = \frac{\epsilon_{cd}}{x} \rightarrow \epsilon'_{sd} = \frac{0,35 * (44,56 - 4,8)}{44,56} = 0,312\%$$

$$\frac{\epsilon_{pd}}{d_p - x} = \frac{\epsilon_{cd}}{x} \rightarrow \epsilon_{pd} = \frac{0,35 * (137,76 - 44,56)}{44,56} = 7,32\% < 1,0\%$$

Entretanto, os valores de x e ϵ_{pd} são resultados de uma estimativa inicial de σ_{pd} para o momento da ruptura do elemento. Para determinar a tensão real é necessário estipular a deformação total do aço, fator que leva em consideração o alongamento inicial e a deformação no encurtamento da peça. Assim, Bastos (2019) apresenta as equações de (4.5) a (4.7) para o encurtamento elástico, alongamento inicial e deformação total. O resultado das deformações do aço ativo estão na tabela 71.

$$\epsilon_{pd,enc} = \epsilon_{cd,enc} = \frac{1}{E_c} \cdot \left[\frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d \cdot e_p^2}{I_c} \right] \quad (4.5)$$

$$\epsilon_{pd,inc} = \frac{P_d}{E_p \cdot A_p} \quad (4.6)$$

$$\epsilon_{pd,total} = \epsilon_{pd,enc} + \epsilon_{pd,inic} + \epsilon_{pd} \quad (4.7)$$

$$P_d = \gamma_p \cdot P_\infty \quad (4.8)$$

Tabela 45 – Valores de deformação do aço ativo

	Valor	Unidade
$\epsilon_{pd,enc}$	0,015	%
$\epsilon_{pd,inic}$	0,511	%
ϵ_{pd}	0,732	%
$\epsilon_{pd,total}$	1,258	%

Fonte – Autoria própria

Por fim, pode ser determinada a tensão real dos aços passivo e ativo analisando o comportamento dos diagramas 50 e 51 que apresentam o comportamento dos materiais de acordo com a NP EN 1992-1-1 (2010) baseando-se nas deformações geradas. Percebeu-se que o aço passivo de tração e compressão atingiram o seu patamar de escoamento, bem como o aço ativo. Portanto, $\sigma_{sd} = \sigma'_{sd} = 434,78 \text{ MPa}$ e σ_{pd} está localizado na segunda parte do diagrama, sendo necessário determinar sua tensão como a relação apresentada a seguir.

$$\sigma_{pd} = \frac{(\epsilon_{pd,total} - \epsilon_{pyd}) \cdot (f_{ptd} - f_{pyd})}{\epsilon_{pud} - \epsilon_{pyd}} + f_{pyd} = 1553,32 \text{ MPa}$$

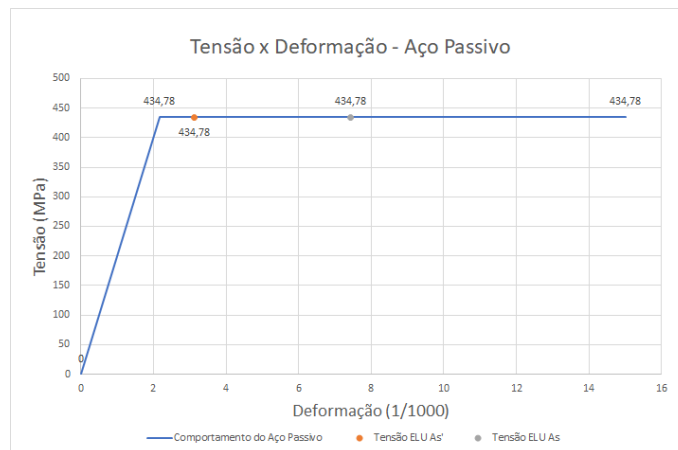


Figura 50 – Diagrama de tensão x deformação do aço passivo

Fonte – Autoria própria

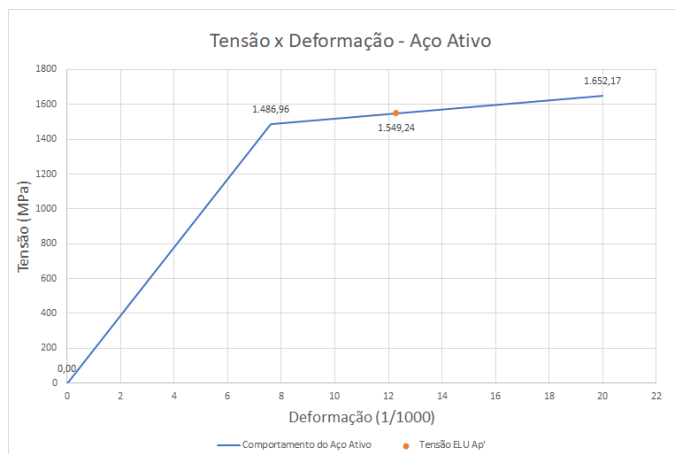


Figura 51 – Diagrama de tensão x deformação do aço ativo

Fonte – Autoria própria

Com isso, obtivemos valores de tensões diferentes dos adotados inicialmente, tornando necessário realizar novas iterações para chegar ao valor de convergência. Assim, a tabela 46 apresenta os valores de algumas iterações realizadas pela folha de cálculo.

Determinando todos os valores do comportamento da seção no momento de colapso pode ser determinado o momento resistente máximo da peça. Desta forma, aplicando a equação E.2 obtêm-se o resultado a seguir.

$$M_{rd} = 1498,07kN.m > M_{Ed} = M_{d,ult} \therefore OK!$$

Tabela 46 – Iterações para ULS

	Iteração 1	Iteração 2	Iteração 3	Iteração 4
$\sigma_{cd}(MPa)$		20,00		
$\sigma_{pd}(MPa)$	1486,96	1553,32	1544,08	1545,15
$A_p(mm^2)$		735,00		
λ		0,80		
η		1,00		
$x(cm)$	44,56	47,61	47,18	47,23
$\varepsilon_{cd}(\%)$	0,35	0,35	0,35	0,35
$\varepsilon_{sd}(\%)$	0,775	0,703	0,712	0,711
$\varepsilon'_{sd}(\%)$	0,312	0,315	0,314	0,314
$\varepsilon_{pd}(\%)$	0,732	0,663	0,672	0,671
$\varepsilon_{p,total}(\%)$	1,258	1,189	1,198	1,197
$\sigma_{pd}(MPa)$	1553,32	1544,08	1545,15	1545,15

Fonte – Autoria própria

Assim, se considera encerrado o processo de verificação do ULS. Analisando o diagrama da figura 52 que apresenta as deformações no elemento no momento de seu colapso, chegou-se a conclusão que a peça romperá com o esmagamento do betão na parte comprimida e tanto as armaduras ativas como passiva chegaram ao seu patamar de cedência.



Figura 52 – Domínio de deformação no momento de colapso

Fonte – Autoria própria

4.1.8 Esforço transversal (cortante)

Diferente dos esforços de flexão, suportando pelas armaduras longitudinais que levam em conta as combinações de serviço para parte do seu dimensionamento, o esforço transversal é dimensionado apenas considerando a combinação última do carregamento.

Para o presente projeto foram definidos alguns trechos com seções que determinam o esforço de cálculo de cada intervalo. A peça foi dividida em 5 trechos, de 0 a 1,5 m, de 1,5 m a 3,0 m e de 3 m a 12 m, repetindo a mesma divisão no trecho a frente de meio vão e considerando sempre o maior esforço para o cálculo de todo o intervalo.

Portanto, para a NP EN 1992-1-1 (2010) foi definido o uso de estribos verticais com um ângulo de inclinação da biela comprimida de $\theta = 30^\circ$. Assim, foram aplicadas as equações da seção 3.1.20 e obtido os resultados de acordo com a tabela 47.

4.1.9 Verificação de deformação

O cálculo das deformações causadas no elemento (flechas e contra-flechas) foi desenvolvido com o método do Princípio do Trabalho Virtual (PTV), assim como apresentado no anexo F. Assim, de acordo com o item 3.1.22 para elementos que sua própria deformação não afeta de forma direta o funcionamento de outros elementos construtivos o limite de deformação deve respeitar o valor de $v_{lim}/250$ para as flechas diferidas e contra flecha de pré-esforço. Com

Tabela 47 – Valores para armadura de esforço transverso

	Trecho 1 0 a 1,5 m	Trecho 2 1,5 a 3,0 m	Trecho 3 3,0 a 12,0 m	Unidades
V_{Ed}	164,82	152,02	132,28	kN
d	33,76	46,76	59,76	cm
b_w		10		adm
$V_{rd,max}$	204,55	187,63	252,20	kN
$A_{sw}/s(min)$		87,64		mm^2/m
$s_{l,max}$	29,82	36,35	44,82	cm
V_{sd}	180,62	173,67	145,42	kN
A_{sw}/s	823,57	503,42	355,00	mm^2/m
ϕ_t	8	8	8	mm
s	15	19	28	cm

Fonte – Autoria própria

isso, os valores das flechas diferidas para as combinações de serviço, além do valor isolado de cada comportamento é apresentado na tabela 48 possuindo o comportamento da figura 53.

$$f_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{24}{250} = 96mm$$

Tabela 48 – Valores de deformação para cada combinação

		Flecha (mm)								
x (m)		0,00	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00
Prot		0,00	-21,52	-34,18	-40,45	-42,25	-40,45	-34,18	-21,52	0,00
Freq		0,00	21,21	34,12	40,31	42,04	40,31	34,12	21,21	0,00
Caract		0,00	29,75	47,82	56,47	58,79	56,47	47,82	29,75	0,00
PP		0,00	10,31	16,66	19,72	20,55	19,72	16,66	10,31	0,00
Imediata		0,00	-11,20	-17,52	-20,73	-21,70	-20,73	-17,52	-11,20	0,00
Diferida	Freq	0,00	-1,04	-0,20	-0,49	-0,70	-0,49	-0,20	-1,04	0,00
	Caract	0,00	27,58	45,69	53,62	55,39	53,62	45,69	27,58	0,00

Fonte – Autoria própria

Analisando os valores dispostos, percebeu-se que nenhuma das flechas tanto diferidas como imediatas (contra-flecha) extrapolaram o limite estabelecido pelo regulamento. Portanto, considerou que o elemento satisfaz as condições do SLS.

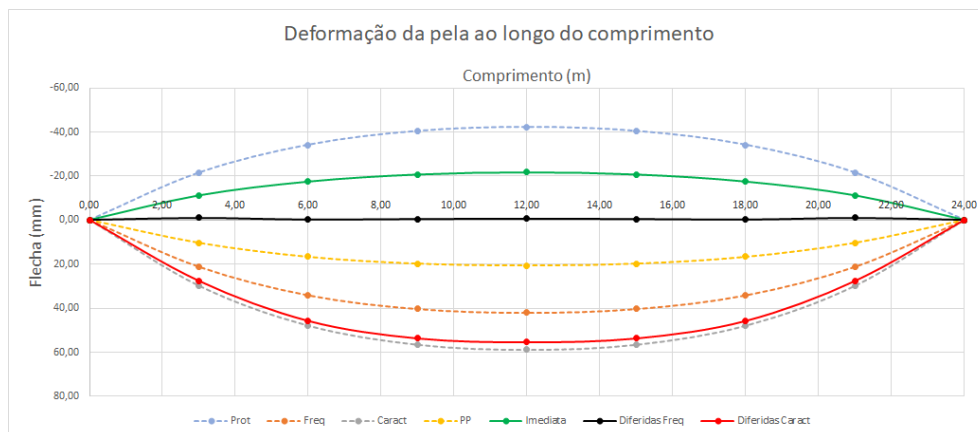


Figura 53 – Deformação do elemento em relação ao comprimento

Fonte – Autoria própria

4.1.10 Controle de fissuração

As armaduras de pele foram dimensionadas de acordo com o item 3.1.21. Desta maneira foi definida armadura lateral da seção localizada a 6 m do apoio (menor seção com altura superior a 1000 mm) até o vão central, realizando o dimensionamento para um intervalo a cada 2 m e repetindo a mesma configuração de armaduras para a segunda metade do elemento. Assim, foram obtidas as armaduras como apresentado na tabela 49.

Tabela 49 – Armadura de Pele

	Comprimento (m)				Unidades
	6 m	8 m	10 m	12 m	
$y_{c,inf}$	48,46	57,01	65,59	74,19	cm
b_{alma}	10				cm
A_{ct}	484,57	570,15	655,95	741,91	cm ²
A_i	70,18	82,57	95,00	107,45	mm ² /face
ϕ_i	5,0				mm
n_i	4	5	5	6	barras
s	10	9	11	11	cm

Fonte – Autoria própria

4.1.11 Ancoragem e transpasse

Tendo em vista o comprimento das barras disponíveis no mercado para a execução do projeto, foi adotado um tipo de emenda entre as barras passivas. Assim, a emenda foi definida por transpasse entre as barras passivas, além de considerar as barras tracionadas em situação de

boa aderência com ganchos em 90° nas extremidades e a armadura passiva de compressão como barras com ancoragem reta. Os resultados e coeficientes usados estão disponíveis na tabela 50.

Tabela 50 – Valores de ancoragem e transpasse para as barras passivas

	Tração	Compressão	Unidades
f_{bd}	3,04	2,13	<i>MPa</i>
$l_{b,rqd}$	35,74	51,06	<i>cm</i>
α_1, α_2	0,7	1	<i>adm</i>
α_3, α_5	1	1	<i>adm</i>
α_4	0,7	0,7	<i>adm</i>
α_6	1,4	1,4	<i>adm</i>
l_0	20	50,04	cm

Fonte – Autoria própria

4.2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118

A determinação da CAA impõem inúmeros fatores na escolha dos materiais e detalhamento do projeto. Para a presente análise considerou-se que o edifício em estudo se encontra em zona urbana com CAA II, conforme a tabela (17).

Com base no tipo de pré-esforço e CAA definiu-se o pré-esforço de nível 3 (pré-esforço completo), conforme a tabela 21, além das combinações raras e frequentes para análises do ELS-F e ELS-D, respectivamente. Perante essas condições, a tabela 18 determina a necessidade de um betão de classe mínima C30 e relação água/cimento inferior a 0,55.

Já, em relação ao recobrimento, a tabela 19 estipula um valor mínimo de 35 mm para vigas de betão pré-esforçado, sem considerar o limite de tolerância. Além disso, na composição do betão foi atribuído cimento de alta resistência inicial (CP V-ARI) e agregados graúdos de basalto com um diâmetro máximo de 1,9 cm.

Além do betão, foi utilizado tanto para as armaduras passivas transversais e quanto para as longitudinais, o aço A 500 NR normatizado pela NBR 6118 (2014) e armaduras ativas de cordoalhas de 7 fios CP190 RB (baixa relaxação).

4.2.1 Carregamentos e combinações

De acordo com a norma complementar NBR 6120 (2019), no seu item 6.4, todos os elementos de cobertura com acesso somente a manutenção devem ser projetados de maneira a

suportar cargas variáveis conforme a equação (4.9), sendo possível estipular a sobrecarga atuante no elemento de maneira linearmente distribuída. A partir disso, foram determinados os esforços transversos e o momento fletor com o auxílio do *software* Ftool, como mostra a figura 54 e a tabela 51.

$$q = 0,50.\alpha \quad (4.9)$$

Em que,

α depende do valor da inclinação da cobertura. Assim para o caso estudado $\alpha = 0,5$.

$$q_{q,area} = 0,5 * 0,5 = 0,25kN/m^2$$

$$q_q = \frac{q_{q,area} \cdot A_{influencia}}{l} = \frac{0,25 * 180,75}{24} = 1,88kN/m$$

Tabela 51 – Valores máximos para o carregamento variável

Tipo de carga	Estroço Transverso (kN)	Momento Fletor (kN.m)
Sobrecarga-NBR 6120	22,56	135,36

Fonte – Autoria própria

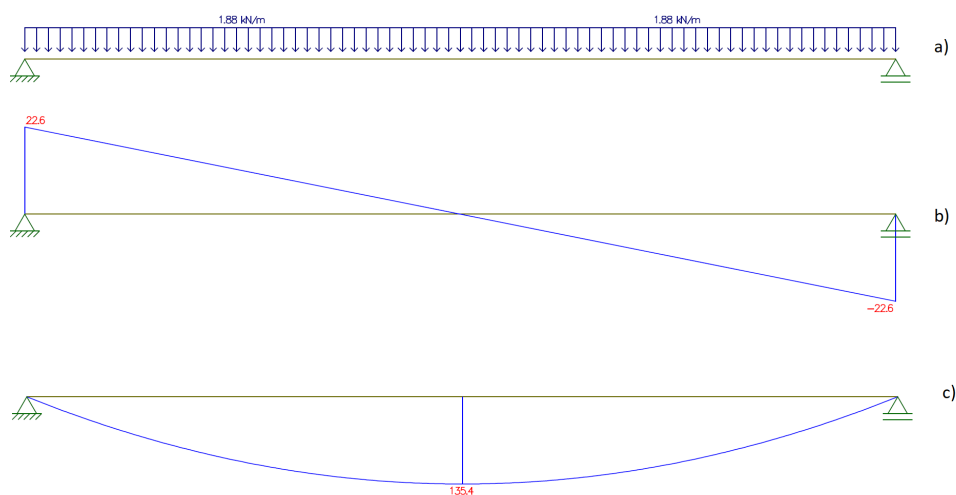


Figura 54 – Diagramas de carregamento da sobrecarga. a) Carregamento; b) Transverso [kN]; c) Momento fletor [kN.m].

Fonte – Autoria própria

De acordo com o tipo de edificação e a tabela (22), os coeficientes de majoração são definidos por $\psi_0 = 0,7$, $\psi_1 = 0,6$, $\psi_2 = 0,4$, $\gamma_g = 1,4$ e $\gamma_q = 1,4$. Assim, foi possível a determinação das combinações da análise de ELS-F e ELS-D utilizando as equações (3.154) e (3.153), respectivamente, além da combinação para o ELU conforme a equação (3.155).

$$M_{d,rara} = \Sigma M_{gi,k} + M_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} \cdot M_{qj,k} = 550,68 + 135,36 = 686,04kN.m$$

$$M_{d,freq} = \Sigma M_{gi,k} + \psi_1 \cdot M_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} \cdot M_{qj,k} = 550,68 + 0,6 * 135,36 = 631,90kN.m$$

$$M_{d,ult} = \gamma_g \cdot M_{gk} + \gamma_{\epsilon g} \cdot M_{\epsilon gk} + \gamma_q (M_{q1k} + \Sigma \psi_0 \cdot M_{qjk}) + \gamma_{\epsilon q} + \psi_{0\epsilon} \cdot M_{\epsilon qk} =$$

$$1,4 * 550,68 + 1,4 * 135,36 = 960,46kN.m$$

$$N_{d,ult} = \gamma_g \cdot N_{gk} + \gamma_{\epsilon g} \cdot N_{\epsilon gk} + \gamma_q (N_{q1k} + \Sigma \psi_0 \cdot N_{qjk}) + \gamma_{\epsilon q} + \psi_{0\epsilon} \cdot N_{\epsilon qk} =$$

$$N_{d,ult} = 1,4 * (40,50 + 46,08) + 1,4 * 22,56 = 152,80kN$$

É importante frisar que os diagramas que descrevem o comportamento do momento fletor, em que as combinações desenvolvidas pela folha de cálculo já foram aplicadas, estão disponíveis nas figuras (77) e (76) do anexo D. Além disso, ressalta-se ainda que não foi realizado o dimensionamento devido aos esforços gerados pela pressão dinâmica dos ventos, pois com o auxílio do *software* VisualVentos foi realizada a simulação dos esforços gerados pela ação dos ventos sobre a estrutura conforme a NBR 6123 (1988).

Essa escolha foi feita, tendo em vista que na configuração da obra o vento gera esforços de empuxo que não superam as cargas permanentes da edificação, devido a grande carga gravítica aplicada pelo sistema, o que resulta em uma combinação mais favorável que outras combinações testadas.

4.2.2 Materiais

Após definido a classe mínima para o betão no item anterior, foram aplicadas as equações de (3.95) a (3.106) para a determinação das características do betão para 28 dias e para a idade de aplicação da carga 8 dias, como mostram as tabelas (52) e (53).

Tabela 52 – Coeficientes dos materiais

Características/Coefficientes	Valor	unidade
γ_c	1,40	adm
γ_s	1,15	adm
Abatimento	10-15	cm
Seção I (α_s)	1,3	adm
Cimento CP V-ARI (s)	0,20	adm
Agregado Basalto (α_e)	1,20	adm
Dimensão máxima agregado	1,9	cm

Fonte – Autoria própria

Tabela 53 – Valores de resistência e módulo de elasticidade do betão

Resistência/ Módulo de Elasticidade	Idade considerada	
	28 dias	8 dias $\beta = 0,840157$
f_{ck}	30	25,20
f_{cd}	21,43	18,00
E_{ci}	36807	33737,30
α_i	0,875	0,863
E_{cs}	32206	29115,69
α_p	5,3115	5,7948
$f_{ct,m}$	2,90	2,58
$f_{ctk,inf}$	2,03	1,81
$f_{ctk,sup}$	3,77	3,35
$f_{ct,fl}$	2,64	2,17

Fonte – Autoria própria

Quanto aos valores dos coeficientes de fluência para o betão da situação estudada, eles seguem os valores das equações de (3.107) a (3.119). Estes foram calculados usando apenas a maior seção da peça (seção a meio vão), considerando a umidade média relativa do ar igual a 70%, temperatura média de 25°C e perímetro em contato com o ar calculados como a seguir.

Na tabela (54) são apresentados os valores de todos os coeficientes referentes a fluência, sendo os valores de t_0 a idade de aplicação do carregamento e t o valor de final da vida útil da peça (50 anos).

$$u_{ar} = 30 + 20 + 2 * (18 + 6,403 + 115 + 10,44 + 8) = 365,69cm$$

Para os valores do coeficiente de retração, respeita-se as equações de (3.120) a (3.124). Entretanto, para esse parâmetro são consideradas duas etapas: a inicial que considera desde o momento da betonagem até a idade da aplicação da carga e a progressiva que leva em consideração o período de tempo entre a aplicação da carga e o fim da vida útil da peça. A tabela (55) apresenta os valores dos coeficientes calculados.

Com relação aos materiais, as características das cordoalhas escolhidas para o pré-esforço recebem especificações do fabricante, como mostrado na figura 71, sendo as especificações utilizadas apresentadas pela tabela (56). O aço passivo longitudinal e o transversal possuem características de acordo com a tabela (57).

Tabela 54 – Valores para os coeficientes relacionados a fluência

	Valores	Unidade			Valores	Unidade
γ	1,45	adm		$\beta_f(t_0)$	0,3883	adm
h_{fic}	0,1482	m		$\beta_f(t)$	0,9976	adm
A	192,61	adm		$\beta_d(t)$	0,9992	adm
B	391,64	adm		ϕ_a	0,13	adm
C	344,20	adm		ϕ_{1c}	2,50	adm
D	6493,26	adm		ϕ_{2c}	1,63	adm
$t_{0, fic}$	28,00	dias		$\phi_{f\infty}$	4,08	adm
t_{fic}	63875,00	dias		$\phi_{d\infty}$	0,40	adm
α	3,00	adm		$\phi_{(t-t_0)}$	3,01	adm

Fonte – Autoria própria

4.2.3 Força de pré-esforço

A força de pré-esforço é calculada através de um processo iterativo que tem início com a definição das limitações do posicionamento da armadura dentro da peça, como disposto na seção (3.1.18). Para tal, considerou-se cabos de pré-esforço de 15,7 mm de diâmetro, obtém-se - como apresentado abaixo - 4 cm de espaçamento vertical e horizontal entre os cabos.

$$a = \max[2\phi; 1,2 \cdot d_{max}; 2] = [2 * 1,57; 1,2 * 1,9; 2] = \max[3,14; 2,28; 2] = 4cm$$

Desta forma, foi estipulada a possibilidade de distribuição dos cabos, tomando os devidos cuidados quanto ao cobrimento mínimo que a primeira camada deve respeitar e quanto a previsão de possíveis armaduras passivas longitudinais e transversais. Para tal, atribui-se diâmetros para as armaduras iguais $\phi_l = 10 mm$ e $\phi_t = 5 mm$, obtendo uma altura mínima do centro da primeira camada em relação a face inferior do elemento igual a:

$$y_{min} = c_b + \phi_l + \phi_t + \frac{\phi_P}{2} = 3,5 + 1 + 0,5 + \frac{1,57}{2} = 5,785cm$$

Com uma estimativa de 4 cabos de pré-esforço, pode ser realizada a sua distribuição dentro da seção (figura 55). Além disso, na primeira análise executada considerou-se a seção de meio vão como a seção crítica do elemento, visto que ela possui maior momento solicitante. Assim, a partir do centro de aplicação das cargas foi calculado e_p .

$$e_p = y_{inf} - y_{C,carga} = 74,19 - 8,57 = 65,62cm$$

Quanto a determinação de P_{∞} , foi analisada a face inferior da seção tracionada pelo

Tabela 55 – Valores para o coeficiente de retração do betão

	Inicial	Progressiva	Unidade
	0 dias a 8 dias	8 dias a 50 anos	
h_{fic}	0,1482	0,1482	m
α	1,00	1,00	adm
A	40	40	adm
B	21,99	21,99	adm
C	39,40	39,40	adm
D	79,33	79,33	adm
E	8,06	8,06	adm
$t_{0, fic}$	0,00	9,33	dias
t_{fic}	9,33	21291,67	dias
$\beta_s(t_0)$	0,0000	0,15198	adm
$\beta_s(t)$	0,1520	1,001293	adm
ε_{2s}	0,95982	0,95982	adm
ε_{1s}	-6,22E-04	-6,22E-04	adm
$\varepsilon_{cs, \infty}$	-5,97E-04	-5,97E-04	adm
$\varepsilon_{cs(t-t_0)}$	-9,08E-05	-5,07E-04	adm

Fonte – Autoria própria

Tabela 56 – Características do aço ativo

Aço Ativo	
f_{ptk} (MPa)	1900
f_{pyk} (MPa)	1710
f_{ptd} (MPa)	1652,17
f_{pyd} (MPa)	1486,96
E_P (MPa)	195500

Fonte – Autoria própria

carregamento. Os valores de tensões nas fibras superior e inferior do elemento causadas pelo carregamento externo nas combinações rara e frequente foram calculados como apresentado abaixo.

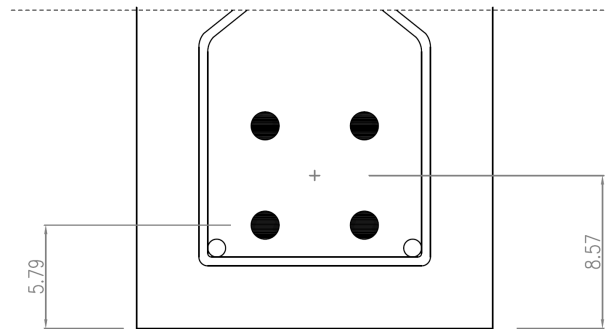
$$\sigma_{c,rara,inf} = -\frac{M_{d,rara} \cdot y_{inf}}{I} = -\frac{686,04 \cdot 10^3 \cdot -0,7416}{0,044381903} = 11,47 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,rara,sup} = -\frac{M_{d,rara} \cdot y_{sup}}{I} = -\frac{686,04 \cdot 10^3 \cdot 0,7381}{0,044381903} = -11,41 \text{ Mpa}$$

Tabela 57 – Valores de resistência do aço passivo

	Aço passivo (MPa)	
	Longitudinal	Transversal
f_{yk}	500	500
f_{yd}	434,78	434,78
E_s	210000	210000

Fonte – Autoria própria

**Figura 55 – Distribuição de cabos da primeira iteração**

Fonte – Autoria própria

$$\sigma_{c,freq,inf} = -\frac{M_{d,freq} \cdot y_{inf}}{I} = -\frac{631,90 \cdot 10^3 \cdot -0,7416}{0,044381903} = 10,56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,rara,sup} = -\frac{M_{d,freq} \cdot y_{sup}}{I} = -\frac{631,90 \cdot 10^3 \cdot 0,7381}{0,044381903} = -10,51 \text{ Mpa}$$

Já em relação aos limites de tensões da peça, os mesmos respeitam as exigências da seção (3.2.13), em que no ELS-F é considerado o limite de $f_{ct,fl}$, no ELS-D o limite é de 0 e no ELS-CE é igual a f_{cd} . Assim, foi possível determinar as P_∞ aplicando a equação (4.2) com os dois limites de tração solicitados pelo regulamento brasileiro.

$$P_{\infty,ELS-F} = \frac{\sigma_{rara,inf} - f_{ct,f}}{\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_{inf}}} = \frac{(11,47 - 2,64) \cdot 10^6}{\frac{1}{0,187} - \frac{0,6562}{0,059821}} = 541,30 \text{ kN}$$

$$P_{\infty,ELS-D} = \frac{\sigma_{freq,inf}}{\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_{inf}}} = \frac{10,56 \cdot 10^6}{\frac{1}{0,187} - \frac{0,6562}{0,059821}} = 647,36 \text{ kN}$$

O seguinte passo foi determinar qual dos valores de P_∞ deveria ser escolhido. Após combinar todos os carregamentos com as devidas majorações, como mostrado na tabela (58), conclui-se que a força $P_{\infty,ELS-D}$ equilibrou a seção sem extrapolar os limites do regulamento.

Após o cálculo de P_∞ , deve ser conferido se a quantidade de cabos adotados pode suportar o valor de P_i , como determina a tabela (20). Porém, foi obtido apenas o valor de P_∞ , sendo necessário criar uma hipótese de percentual de perda para calcular P_i .

Tabela 58 – Combinação de tensões de cargas e $P_{\infty,ELS-D}$ e $P_{\infty,ELS-F}$

		Tensões (MPa)				Situação	
	Comb	Carregam.	Pré-esforço	Total			
$P_{\infty,ELS-F}$	Rara	sup	-11,41	3,01	-8,40	>ELS_CE	ok
		inf	11,47	-8,83	2,64	<ELS-F	ok
	Freq.	sup	10,51	3,01	-7,50	>ELS_CE	ok
		inf	-10,56	-8,83	1,73	>ELS-D	ko
$P_{\infty,ELS-D}$	Rara	sup	-11,41	3,60	-7,81	>ELS_CE	ok
		inf	11,47	-10,56	0,91	<ELS-F	ok
	Freq.	sup	10,51	3,60	-6,91	>ELS_CE	ok
		inf	-10,56	-10,56	0,00	=ELS-D	ok

Fonte – Autoria própria

Analisando simulações realizadas pela própria folha de cálculo desenvolvida, foi determinada uma estimativa inicial do valor de perda de pré-esforço igual a 20%. Portanto, P_i foi determinado como demonstra o cálculo abaixo.

$$P_i = \frac{P_{\infty}}{(1 - \Delta P(\%))} = \frac{647,36}{(1 - 0,20)} = 809,20kN$$

Para a verificação, é preciso calcular a tensão máxima e a verificação, como explicado na seção 3.2.10.

$$\sigma_{P_i,max} = \min [0,77 \cdot f_{ptk}; 0,85 \cdot f_{pyk}] = \min [0,77 \cdot 1900; 0,85 \cdot 1710] = 1453,5MPa$$

$$\sigma_{P_i} = \frac{P_i}{A_p} = \frac{809,20 \cdot 10^3}{4 \cdot 147} = 1376,19MPa < \sigma_{P_i,max} \therefore OK$$

Sendo assim, a seção crítica estipulada inicialmente foi estabilizada, sendo as tensões dos materiais com valores dentro dos limites do regulamento. Entretanto, deve ser calculado valor real da perda, de modo a substituir o valor da hipótese criada, gerando novas iterações.

4.2.4 Perdas de pré-esforço

Levando em conta o valor de P_i da hipótese criada para o percentual de perda começa o processo iterativo para conferir o valor de $\Delta P(\%)$. As perdas serão calculadas na ordem de seu acontecimento durante o processo construtivo.

A primeira das perdas iniciais a ser apresentada será a perda por acomodação da ancoragem (cunhas). Assim, como apresentado na seção (3.2.11.1) o valor de recuo das cunhas é apresentado pelo fabricante, sendo assim para o sistema escolhido o fabricante fornece $\Delta_l = 6$

mm. Considerando o comprimento da pista e que os cabos estão em regime elástico temos a seguinte relação:

$$\Delta\sigma_{anc} = \frac{\Delta l \cdot E_p}{l_{pista}} = \frac{0,006 * 195500}{100} = 11,73MPa$$

A partir do momento em que o cabo é tensionado a relaxação começa a agir nos cabos causando sua fração de perda inicial. Com isso os coeficiente de relaxação é calculado conforme a equação (3.128) e os valores interpolados da tabela (16), onde o valor de R é a relação entre a tensão inicial dos cabos e o valor de f_{ptk} , podendo assim determinado a perda causada.

$$R = \frac{\sigma_{P,i}}{f_{ptk}} = \frac{1376,19}{1900} = 0,724$$

$$\frac{2,5 - 3,5}{0,7 - 0,8} = \frac{\psi_{1000} - 3,5}{R - 0,8} \therefore \psi_{1000} = 2,74 \therefore \psi_{(8,0)} = 2,142\%$$

$$\Delta\sigma_r = \psi_{(8,0)} \cdot \sigma_{P,i} = 0,02142 * 1376,19 = 29,47MPa$$

A última perda da etapa inicial é causada pelo coeficiente de retração inicial (tabela (55)). Portanto, a tabela (59) mostra os valores de cada perda inicial em tensão, força e percentual.

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs(t-t_0)} \cdot E_p = -9,08 * 10^{-5} * 195500 = 17,74MPa$$

Tabela 59 – Valores das perdas iniciais de pré-esforço

Tipo de perda	$\Delta\sigma$	ΔP	(%)
Acomodação da ancoragem (Δ_{anc})	11,73	6,90	0,85
Relaxação (Δ_r)	29,47	17,33	2,14
Retração inicial (Δ_s)	17,74	10,43	1,29
Total	58,94	34,66	4,28

Fonte – Autoria própria

A próxima perda a ser calculada é a perda por encurtamento elástico do betão, sendo necessário determinar o valor da tensão no betão na adjacência do cabo de pré-esforço tendo em conta a seção de betão homogeneizada como valores da tabela (60). Analisando a situação da peça no momento da aplicação da carga possuímos apenas o carregamento gerado pelo peso próprio e a força de pré-esforço descontados os valores da perda inicial (P_a) atuando no elemento no ato de pré-esforço.

$$P_a = P_i - \Delta P_{inicial} = 809,20 - 36,66 = 774,54kN$$

Tabela 60 – Valores geométricos para seção homogeneizada

	Valor	Unidade
α_P	5,79	adm
y	73,01	cm
I_{aa}	4440784,9	cm^4
ϕ_{real}	1,37	cm
I_P	24418,9	cm^4
A_c^h	1898,1933	cm^2
I_c^h	4557868,1	cm^4

Fonte – Autoria própria

$$M_{pp} = 274,20kN.m$$

$$\sigma_{c,0} = -\frac{P_a}{A_c^h} - \frac{P_a \cdot e_P^2}{I_c^h} + \frac{M_{pp} \cdot e_P}{I_c^h} = \sigma_{c,0} = -7,26MPa(\text{encurtamento} - \text{perda})$$

$$\Delta\sigma_{enc} = \alpha_{P,j} \cdot \sigma_{c,0} = 5,7948 * 7,26 = 42,07MPa$$

Tabela 61 – Valores das perdas iniciais de pré-esforço

Tipo de perda	$\Delta\sigma$	ΔP	(%)
Perda por encurtamento elástico (Δ_{enc})	42,07	24,74	3,06

Fonte – Autoria própria

Por fim, a perda diferida (progressiva) foi dimensionada usando o método simplificado representado pelas equações de (3.137) a (3.143). O método aproximado não pode ser usado no caso de estudo devido o valor de ϵ_{cs} possuir uma diferença maior que 25% do valor de $-8 * 10^{-5} \phi_{(t,t_0)}$. Assim a tabela (62) demonstra os valores calculados para o processo simplificado.

Desta forma, foi possível verificar o percentual total de perda gerado pela força P_i da hipótese criada inicialmente como mostra a tabela (63). Analisando os valores encontrados percebe-se que apesar de 20% ter sido um valor próximo não é o valor correto para as perdas, sendo necessário mais iterações com o novo valor.

Com a ajuda da folha de cálculo desenvolvida foram realizadas iterações usando a função Solver do *software* Excel até chegar em um resultado suficientemente preciso entre a diferença do valor da perda calculada e de hipótese em cada iteração resultando no valor de $\Delta P(\%) = 22,91\%$. A tabela (64) apresenta algumas iterações realizadas pelo programa.

Devido a grande variabilidade de resultados causados pela variação de inércia da peça foi realizado o cálculo da perda de pré-esforço a cada seção de estudo da peça. Isso foi

Tabela 62 – Coeficientes e perda diferida

	Valor	Unidade
α_P	5,311	adm
ρ_P	0,00314	adm
η	2,81434	adm
$\chi_{(t-t_0)}$	0,07104	adm
χ_c	2,50658	adm
χ_p	1,07104	adm
$\sigma_{c,P0g}$	-3,14	MPa
σ_{P_0}	1318,4242	MPa
$\Delta\sigma_{dif}$	204,49	MPa

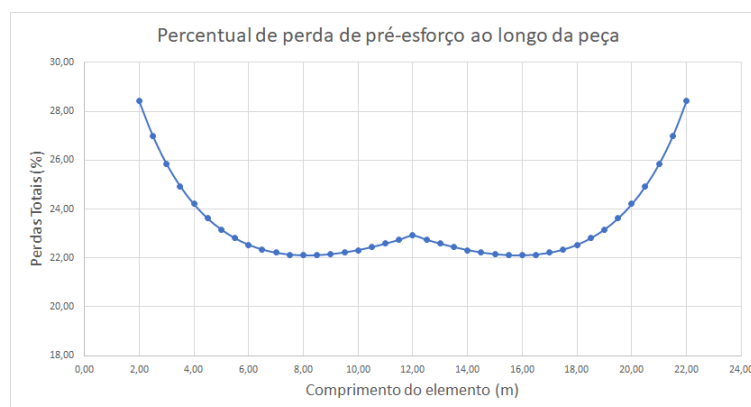
Fonte – Autoria própria

Tabela 63 – Valores totais de perda de pré-esforço

Tipo de perda	$\Delta\sigma$	ΔP	(%)
Perdas iniciais	58,94	34,66	4,28
Perda imediata	42,07	24,74	3,06
Perda diferida	204,49	120,24	14,86
Total	305,50	179,64	22,20

Fonte – Autoria própria

possível repetindo todo o processo de cálculo anterior para cada combinação geométrica das seções variáveis, chegando a uma distribuição de perdas totais como mostra o gráfico da figura (56).

**Figura 56 – Gráfico do percentual de perda em relação ao comprimento**

Fonte – Autoria própria

Tabela 64 – Iterações para o valor da perda

	Iteração 1	Iteração 2	Iteração 3	Iteração 4
P_{∞} (kN)	647,36			
N° Cabos	4	4	4	4
$\Delta P(\%)_{hipotese}$	22,20	22,73	22,87	22,91
P_i (kN)	832,08	837,84	839,30	839,79
σP_i (MPa)	1415,11	1424,82	1427,41	1428,21
$\Delta P(\%)_{inicial}$	4,38	4,41	4,42	4,42
P_a (kN)	795,60	800,89	802,23	802,68
$\Delta P(\%)_{imediate}$	3,10	3,11	3,11	3,11
P_0 (kN)	769,83	774,86	776,13	776,56
$\Delta P(\%)_{diferida}$	15,25	15,35	15,38	15,38
$\Delta P(\%)_{total}$	22,73	22,87	22,91	22,91

Fonte – Autoria própria

4.2.5 Distribuição do pré-esforço

Para a determinação das tensões causadas ao longo de todo o comprimento da peça, foi necessário calcular o comprimento de transferência de pré-esforço além de aplicar o percentual de perda equivalente a cada seção do elemento como estudado no item anterior. Sendo assim, o cálculo do comprimento de transferência foi realizado aplicando as equações (3.150) e (3.151) além de (3.131) considerando uma situação de boa aderência e cordoalhas de 7 fios como mostram os valores da tabela (65).

Tabela 65 – Calculo do comprimento de transferência

	Valor	Unidade
η_{P1}	1,2	adm
η_{P2}	1,0	adm
f_{ctd}	1,81	MPa
ϕ	15,7	mm
f_{pyd}	1486,97	MPa
l_{bp}	2,93	m
σP_i	1428,21	MPa
l_{bpt}	1,76	m

Fonte – Autoria própria

Com o auxílio da folha de cálculo desenvolvida foi possível combinar a aplicação de P_i , reduzindo o seu valor conforme $\Delta P(\%)$ para cada seção, além da graduação da distribuição da força até chegar ao valor de l_{bpr} . Com isso, o resultado da aplicação de P_∞ tem o comportamento descrito pelo gráfico da figura (57).

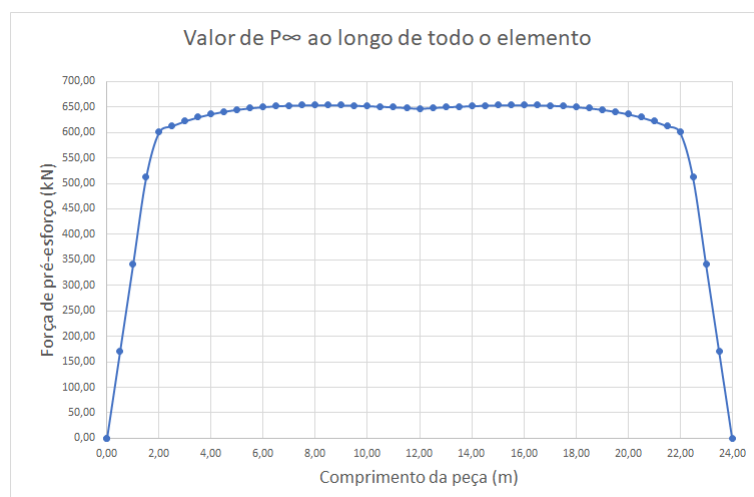


Figura 57 – Gráfico da distribuição de pré-esforço ao longo do elemento

Fonte – Autoria própria

Possuindo o conhecimento de P_∞ foi possível calcular os valores de tensão para todo o elemento. Assim, com o auxílio planilha de cálculo pode ser desenvolvido o gráfico da figura (58) que mostra a tensão na fibra inferior (fibra mais tracionada pelo carregamento) considerando as duas combinações de serviço para o fim da vida útil do elemento. Percebe-se que apesar da seção de meio vão estar respeitando todos os limites de tensão existem outras seções que extrapolam os mesmos, chegando a conclusão que existem seções mais críticas do que a seção de maior momento solicitante (meio vão). Assim, o programa desenvolvido indicou que as maiores tensões estão localizadas a 6,5 m dos apoios sendo necessário novas iterações para a estabilização do elemento respeitando os valores limites.

A seção a 6,5 m possui dimensões apresentadas na figura 70 com suas características geométricas dispostas na tabela (66) e além disso, a tabela (67) mostra os valores dos esforços que as combinações estudadas geram na seção crítica. Portanto, foi repetido o processo iterativo descrito anteriormente resultando para as seções crítica e de meio vão os valores de forças de pré-esforço e perdas apresentados na tabela (68).

Por fim, foram calculados os valores da distribuição de P_∞ ao longo do elemento (figura 59) e a tensão na fibra inferior das seções para as combinações de serviço (figura 60). Assim, percebe-se que desta forma as tensões não extrapolam os valores limitados pelo regulamento. Além disso, é possível observar que para 6,5 m a tensão causada na análise

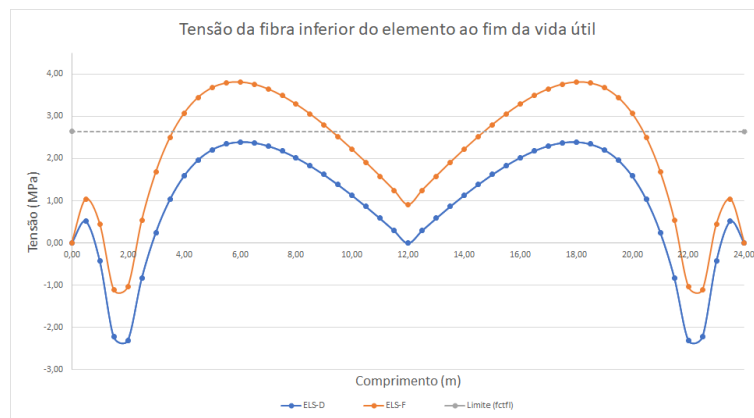


Figura 58 – Gráfico de análise da seção crítica escolhida

Fonte – Autoria própria

Tabela 66 – Características geométricas da seção crítica (6,5 m)

	Seção 6,5 m	Unidade
h	100,33	cm
h_{alma}	74,33	cm
$y_{inf}(LN)$	50,59	cm
y_{sup}	49,74	cm
A_c	1393,30	cm ²
I_c	1562964,60	cm ⁴
W_s	31425,72	cm ³
W_i	30895,23	cm ³

Fonte – Autoria própria

Tabela 67 – Esforços gerados pelo carregamento externo na seção crítica (6,5 m)

Combinação	M_{sd} (kN.m)	$\sigma_{c,inf}$ (MPa)	
		Inferior	Superior
Frequente (ELS-D)	450,12	15,93	-15,66
Rara (ELS-F)	492,89	17,31	-17,02

Fonte – Autoria própria

do ELS-D possui o valor de 0, mostrando assim que o dimensionamento realizado gera uma força de pré-esforço suficiente para respeitar as limitações, porém não superdimensionada de maneira a gerar esforços com grande diferença dos limites. Portanto, é considerado finalizado o dimensionamento da força de pré-esforço no que diz respeito ao ELS.

No apêndice B são apresentados os valores do resultado da análise realizada pela folha de cálculo de maneira mais detalhada.

Tabela 68 – Valores da força de pré-esforço para a seção crítica (6,5m)

	Seção Crítica (6,5 m)	Seção de maior vão (12 m)\	Unidade
Nº Cabos		5	<i>cabo</i>
ϕ_P		15,7	<i>mm</i>
A_P		735	<i>mm²</i>
y_P		10,241	<i>cm</i>
e_P	40,35	63,95	<i>cm</i>
P_∞	786,95	786,41	<i>kN</i>
$\Delta_P(\%)$	26,00	26,06	<i>%</i>
P_i		1063,52	<i>kN</i>
$\sigma_{P,i}$		1446,97	<i>MPa</i>
$\Delta_{P, inicial}(\%)$	4,47	4,47	<i>%</i>
P_a	1015,99	1015,99	<i>kN</i>
$\Delta_{P, imediata}(\%)$	4,46	4,41	<i>%</i>
P_0	966,31	972,29	<i>kN</i>
$\Delta_{P, diferida}(\%)$	16,86	17,48	<i>%</i>

Fonte – Autoria própria

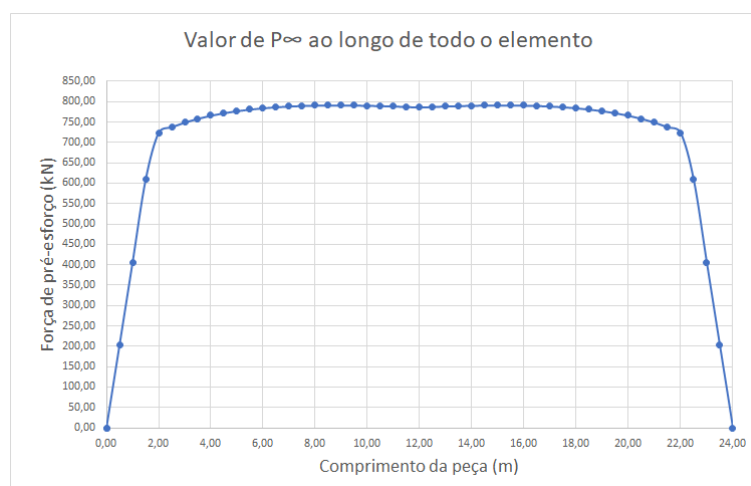


Figura 59 – Gráfico da distribuição da força de pré-esforço ao longo do elemento no fim da vida útil

Fonte – Autoria própria

4.2.6 Verificação no ato de pré-esforço

Uma das análises mais importantes para a peças pré-esforçadas trata-se do momento de transferência da força de pré-esforço dos cabos para a peça. Nessa análise são considerados apenas o peso próprio do elemento e P_0 (dimensionada para suportar os demais carregamentos permanentes e variáveis), as tensões geradas, principalmente nas extremidades da peça, podem

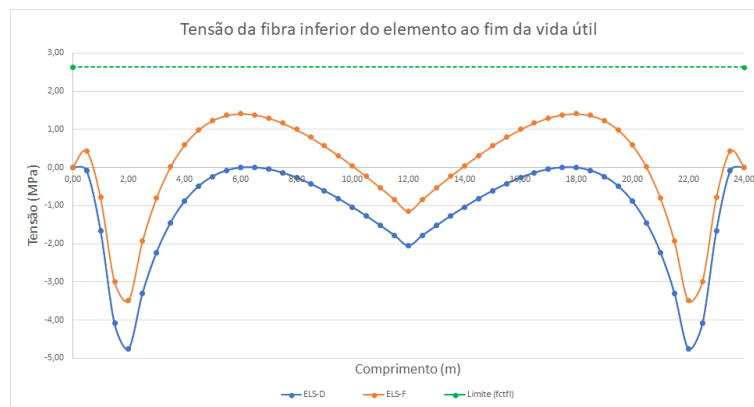


Figura 60 – Gráfico da distribuição de tensão na seção inferior ao longo do elemento para combinações de serviço no fim da vida útil

Fonte – Autoria própria

chegar a valores de ruptura da peça. Em sistemas com cabos retilíneos, como o estudado, essa situação pode ser ainda mais crítica devido a seção de apoio possuir tensões geradas pela normal de pré-esforço somadas ao seu momento excêntrico e não possui nenhum carregamento externo. Assim, a verificação respeita os valores determinados pelo item (3.2.14).

Desta maneira, a combinação foi realizada levando em conta os valores de $\gamma_p = 1,10$ e $\gamma_f = 1,0$ e considerando os limites como calculado a seguir. A tabela (69) mostra o valor da situação estudada para algumas seções e a figura (61) apresenta o comportamento da tensão na fibra inferior e superior ao longo de toda a viga.

$$\sigma_{ELU-ato,compr} = 0,7 \cdot f_{ck,j} = 0,7 * 25,2 = -17,64MPa$$

$$\sigma_{ELU-ato,trac} = 1,2 \cdot f_{ctm,j} = 1,2 * 2,58 = 3,096MPa$$

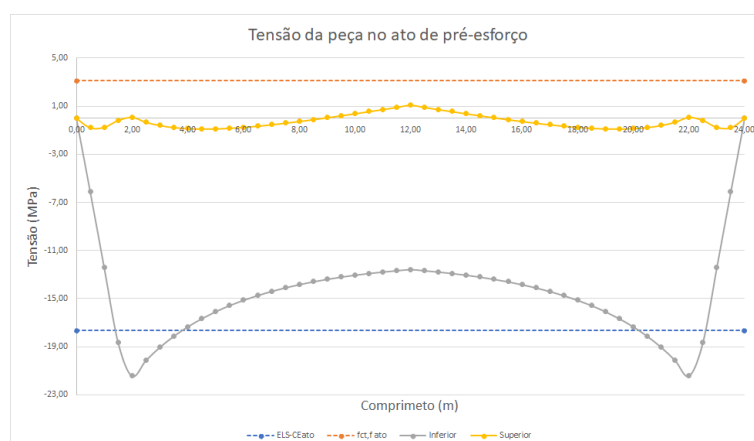


Figura 61 – Gráfico da distribuição de tensão ao longo do elemento para o ato de pré-esforço

Fonte – Autoria própria

Analisando a figura (61) percebe-se que no intervalo de 1,5 m e 3,5 m as tensões na fibra inferior extrapolam o limite de compressão que a verificação deve respeitar. Desta maneira,

Tabela 69 – Valores para o ELU-Ato

x (m)	P_0 (kN)	$\sigma_{c,P0}$		$\sigma_{c,PP}$		$\sigma_{c,ELU-ato}$		Situação	$\sigma_{c,P,isolado}$	
				(MPa)					(MPa)	
		Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup		Inf	Sup
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	ok	0,00	0,00
0,5	265,66	-7,72	1,27	2,36	-2,18	-6,13	-0,78	ok	-4,89	-0,63
1,0	531,31	-14,89	2,69	3,97	-3,70	-12,41	-0,74	ok	-9,92	-0,60
1,5	796,97	-21,56	4,19	5,08	-4,78	-18,64	-0,17	$< \sigma_{ELU-ato,compr}$	-14,92	-0,13
2,0	947,96	-24,79	5,12	5,84	-5,55	-21,43	0,09	$< \sigma_{ELU-ato,compr}$	-17,04	-0,03
2,5	951,29	-24,07	5,24	6,36	-6,08	-20,12	-0,32	$< \sigma_{ELU-ato,compr}$	-15,77	-0,57
3,0	954,17	-23,40	5,33	6,71	-6,45	-19,03	-0,59	$< \sigma_{ELU-ato,compr}$	-16,23	-0,56
3,5	956,67	-22,76	5,39	6,92	-6,69	-18,11	-0,76	$< \sigma_{ELU-ato,compr}$	-16,78	-0,44
4,0	958,85	-22,15	5,43	7,04	-6,83	-17,33	-0,85	ok	-16,55	-1,04
4,5	960,75	-21,57	5,46	7,08	-6,89	-16,65	-0,88	ok	-16,65	-0,88

Fonte – Autoria própria

como pré definido, foi aplicado o método de isolamento dos cabos através de bainhas que impeçam a aderência aço-betão. Portanto, 1 dos 5 cabos utilizados foi isolado da seção 0 até 3,5 m resultando nos valores correspondentes a coluna "Tensão com isolamento" da tabela (69), além das figuras (62) e (63) que demonstram os valores da nova distribuição de forças e tensões, respectivamente que respeitam as limitações.

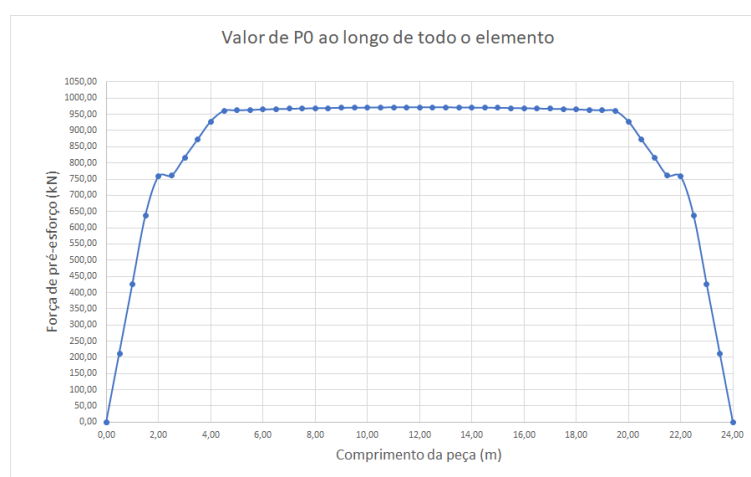


Figura 62 – Gráfico da distribuição a força P_0 ao longo do elemento para o ato de pré-esforço após isolamento

Fonte – Autoria própria

Assim, chega-se ao fim o dimensionamento da armadura ativa respeitando todos os valores do regulamento brasileiro. O apêndice B mostra todos os valores detalhados do

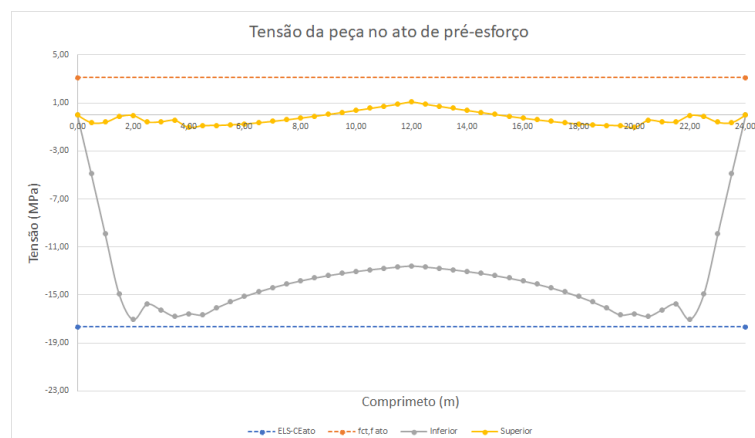


Figura 63 – Gráfico da distribuição de tensão ao longo do elemento para o ato de pré-esforço após isolamento

Fonte – Autoria própria

dimensionamento da viga.

4.2.7 Verificação do ELU

A análise do ELU é realizada para garantir a segurança estrutural do elemento. Para tal verificação, são analisados o conjunto de esforços solicitantes (M_{sd}) e resistente (M_{rd}) conforme a seção 3.2.14. Além disso, no anexo E é apresentado o desenvolvimento das equações que descrevem a profundidade da linha neutra para as duas hipóteses de posições de uma seção I (linha neutra dentro da mesa superior ou linha neutra na alma do elemento).

Quanto ao processo de cálculo, este se dá estipulando áreas de aço passivo para a seção gerem um valor de M_{rd} maior que M_{sd} , respeitando ainda as recomendações do regulamento para o tipo de ruptura que o elemento vai sofrer no seu colapso. Inicialmente não foram estipuladas armaduras passivas longitudinais para verificar os valores que a peça suporta sem acréscimo de armaduras.

Na primeira iteração atribuiu-se que a armadura ativa estariam atingindo a sua tensão de cedência (escoamento) de acordo com os valores de cálculo da tabela 56. Aplicando a equação (E.1) com os parâmetros da tabela 70 foi determinada a posição da linha neutra em relação a face superior da seção.

Quanto ao valor de x determinado, verifica-se que $\lambda \cdot x > t$, sendo assim, a linha neutra se encontra abaixo da mesa superior, comprovando que a aplicação da equação (E.1) está correta.

Em seguida pode ser determinado o valor das deformações sofrida por cada material aplicando as relações trigonométricas como apresentadas na figura 81. Esse processo parte do

Tabela 70 – Valor para a profundidade da linha neutra x

	Valor	Unidade
A_p	735,00	mm^2
d_p	137,76	cm
t	8	cm
b_w	10	cm
b_f	30	cm
λ	0,80	adm
α	0,85	adm
σ_{cd}	18,21	MPa
σ_{pd}	1486,957	MPa
x	51,25	cm

Fonte – Autoria própria

princípio do cálculo da deformação da armadura mais próxima a face inferior usando o valor fixado de $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cu}$ como indica o regulamento. Assim, o deslocamento ε_{pd} é calculado e caso o seu valor seja maior que o limite estipulado de 1%, este passa a ser fixado e é recalculado o valor de ε_{cu} . As relações são apresentadas a seguir:

$$\frac{\varepsilon_{pd}}{d_p - x} = \frac{\varepsilon_{cd}}{x} \rightarrow \varepsilon_{pd} = \frac{0,35 * (137,76 - 51,25)}{51,25} = 0,63\% < 1,0\% \therefore \varepsilon_{cd} = 0,35\%$$

Entretanto, os valores calculados são resultados de uma hipótese dos valores das tensões dos materiais no momento do colapso. E para determinar o valor real de tensão são aplicadas as equações de (4.5) a (4.7).

Tabela 71 – Valores de deformação do aço ativo

	Valor	Unidade
$\varepsilon_{pd,enc}$	0,017	%
$\varepsilon_{pd,inic}$	0,493	%
ε_{pd}	0,63	%
$\varepsilon_{pd,total}$	1,14	%

Fonte – Autoria própria

Outros fatores que são de importância para determinar a tensão real da armadura

ativa são os valores da deformação que limita o trecho elástico do aço e o valor de deformação última. Assim, o valor de ϵ_{pud} é dado pelo fabricante igual a 3,5% (71) e conhecendo o valor de f_{pyd} obteve-se a seguinte relação baseada na lei de Hooke:

$$\sigma = E \cdot \epsilon \rightarrow \epsilon_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{E_p} = 0,761\%$$

Analisando o valor de $\epsilon_{pd,total}$ e o diagrama 64 que descreve o comportamento das cordoalhas de acordo com a NBR 6118 (2014), percebe-se que o aço atingiu seu patamar de cedência e tem o comportamento descrito pela segunda reta do diagrama. Portanto, a tensão final σ_{pd} pode ser determinada da seguinte maneira:

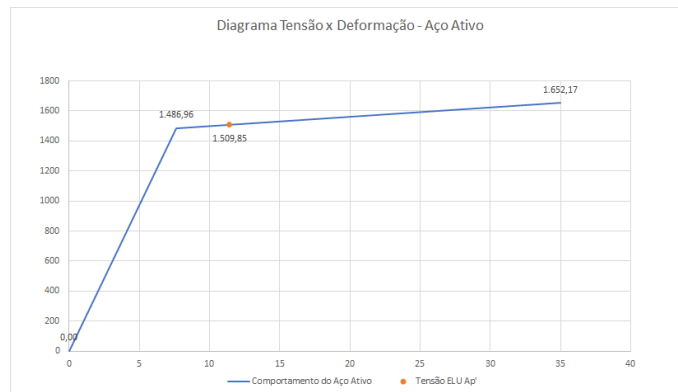


Figura 64 – Diagrama de tensão x deformação do aço de pré-esforço

Fonte – Autoria própria

$$\sigma_{pd} = \frac{(\epsilon_{pd,total} - \epsilon_{pyd}) \cdot (f_{ptd} - f_{pyd})}{\epsilon_{pud} - \epsilon_{pyd}} + f_{pyd} = 1509,85 \text{ MPa}$$

Conclui-se que deve ser realizadas novas iterações com o novo valor de σ_{pd} estabiliza-lo. A tabela 72 apresenta os valores de algumas iterações geradas com a folha de cálculo.

Pode ser determinado o valor de M_{rd} aplicando a equação (E.2) usando a hipótese de posição da linha neutra localizada na alma da seção. Deste modo, o resultado de M_{rd} é comparado com M_{sd} , valor apresentado nas seções anteriores.

$$M_{sd} = M_{d,ult} = 960,46 \rightarrow M_{rd} > M_{sd} \therefore \text{OK!}$$

Além do M_{rd} satisfazer as condições de resistência, a NBR 6118 (2014) exige condições de ductilidade da peça e taxas de armadura. As recomendações do item 3.2.14 e 3.2.17.

$$\frac{x}{d_p} = \frac{52,35}{137,76} = 0,38 < 0,45 \therefore \text{OK!}$$

Tabela 72 – Iterações para σ_{pd}

	Iteração 1	Iteração 2	Iteração 3	Iteração 4
$\sigma_{cd}(MPa)$		18,21		
$\sigma_{pd}(MPa)$	1486,957	1509,85	1508,55	1508,62
$A_p(mm^2)$		735,00		
λ		0,80		
α		0,85		
$x(cm)$	51,25	52,41	52,34	52,35
$\varepsilon_{cd}(\%)$	0,35	0,35	0,35	0,35
$\varepsilon_{pd}(\%)$	0,63	0,608	0,609	0,609
$\varepsilon_{p,total}(\%)$	1,14	1,119	1,12	1,112
$\sigma_{pd}(MPa)$	1509,85	1508,55	1508,62	1508,62

Fonte – Autoria própria

Tabela 73 – Valor de M_{rd}

	Valores	Unidades
σ_{pd}	1508,62	MPa
σ_{cd}	21,43	MPa
λ	0,8	adm
x	52,35	cm
t	8	cm
d_p	137,76	cm
z_p	116,82	cm
M_{rd}	1342,85	kN.m

Fonte – Autoria própria

$$A_{s,min} = 1,5 * 10^{-3} . A_c = 1,5 * 10^{-3} . 187000 = 280,5 mm^2 < A_p \therefore OK!$$

$$M_{d,min} = 0,8 . W_{inf} . f_{ctk,sup} = 181,35 kN.m < M_{rd} \therefore OK!$$

Apesar da armadura ativa satisfazer os parâmetros de resistência e taxa de armadura é preciso levar em consideração uma armadura de montagem. Essa armadura tem a função de manter a armadura transversal na sua devida posição durante o período de preparação da forma. Foram considerados para os dois regulamentos uma armaduras passivas mínima de tração e compressão com 2 barras de aço CA 50 com 10 mm. Portanto, foi necessário realizar novas iterações considerando os valores de resistência dessa barras. Com isso, obteve-se os valores da

tabela 74, o diagrama de tensão-deformação do aço ativo da figura 65 e o diagrama de domínio mostrado pela figura 66.

Tabela 74 – Valores finais para M_{rd}

	Valores	Unidades		Valores	Unidades
σ_{pd}	1506,42	MPa	$\varepsilon_{pd,enc}$	0,017	%
σ_{sd}	434,78	MPa	$\varepsilon_{pd,inic}$	0,493	%
σ'_{sd}	434,78	MPa	ε_{pd}	0,573	%
σ_{cd}	21,43	MPa	$\varepsilon_{pd,total}$	1,083	%
α_c	0,85	adm	x	52,24	cm
λ	0,80	adm	t	8	cm
A_p	735,00	mm ²	d_p	137,76	cm
A_s	157,08	mm ²	d_s	143,5	cm
A'_s	157,08	mm ²	d'_s	4,5	cm
ε_{cd}	0,35	%	z_p	116,86	cm
ε_{sd}	0,612	%	z_s	122,61	cm
ε'_{sd}	0,32	%	z'_s	16,39	cm
			M_{rd}	1436,25	kN.m

Fonte – Autoria própria

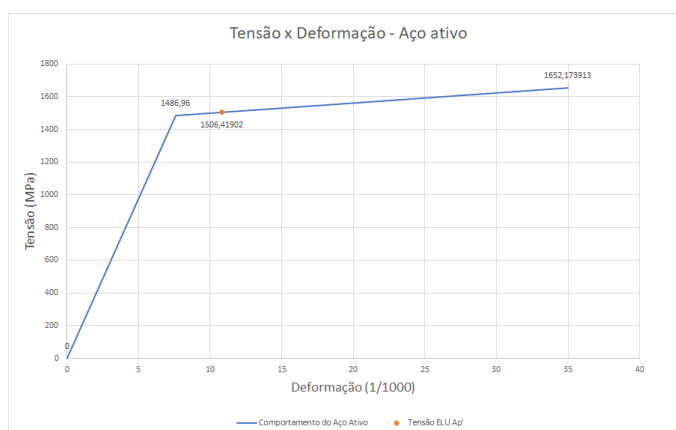


Figura 65 – Diagrama de tensão-deformação do aço de pré-esforço

Fonte – Autoria própria

4.2.8 Esforço transversal (cortante)

Assim como para o dimensionamento de acordo com a NP EN 1992-1-1 (2010), a peça foi dividida nos mesmos trechos e dimensionada de acordo com as combinações últimas.

Portanto, para a NBR 6118 (2014) foi utilizado o modelo de dimensionamento I,

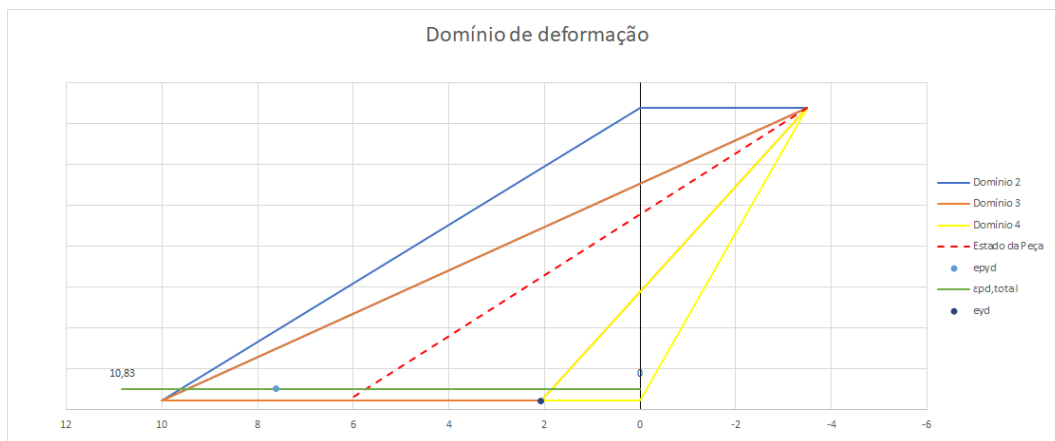


Figura 66 – Domínio de deformação

Fonte – Autoria própria

considerando estribos verticais e ângulo das bielas $\theta = 45^\circ$ como mostrado na seção 3.2.20. Desta maneira, a tabela 75 apresenta os valores de cálculo de cada trecho definido.

Tabela 75 – Valores para esforço transversal

	Trecho 1 0 a 1,5 m	Trecho 2 1,5 a 3,0 m	Trecho 2 3,0 a 12 m	Unidades
V_{sd}	152,80	136,09	118,69	<i>kN</i>
d	33,76	46,76	59,76	<i>cm</i>
α_{v2}		0,88		<i>adm</i>
b_w		10		<i>adm</i>
V_{rd2}	171,882	238,07	305,26	<i>kN</i>
V_{c0}	29,33	40,63	51,93	<i>kN</i>
V_c	44,00	60,95	77,89	<i>kN</i>
V_{sw}	110,67	76,64	41,24	<i>kN</i>
V_{rd3}	154,67	137,59	119,13	<i>kN</i>
A_{sw}/s	823,57	410,66	174,48	<i>mm²/m</i>
ϕ_t	8	8	8	mm
s	12	24	35	cm

Fonte – Autoria própria

4.2.9 Verificação de deformação

A verificação das flechas e contra-flechas segue o método do Princípio dos Trabalhos Virtuais apresentado no anexo F. Desta maneira, são comparados os valores calculados, dispostos na tabela 76 e representados pelo gráfico da figura 67, com os limites da NBR 6118 (2014)

apresentados pelo quadro 6.

$$f_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{24}{250} = 96mm$$

Tabela 76 – Valores de deformação para combinações de serviço

		Flecha (mm)								
x(m)		0,00	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00
	Prot	0,00	-33,36	-53,51	-63,49	-66,35	-63,49	-53,51	-33,36	0,00
	ELS-D	0,00	29,86	48,73	56,76	59,06	56,76	48,73	29,86	0,00
	ELS-F	0,00	32,47	52,21	61,65	64,20	61,65	52,21	32,47	0,00
	PP	0,00	12,65	20,38	24,13	25,14	24,13	20,38	12,65	0,00
	Imediata	0,00	-20,71	-33,13	-39,37	-41,20	-39,37	-33,13	-20,71	0,00
Diferida	ELS-D	0,00	-14,04	-19,17	-27,05	-29,24	-27,05	-19,17	-14,04	0,00
	ELS-F	0,00	-3,57	-5,20	-7,40	-8,62	-7,40	-5,20	-3,57	0,00

Fonte – Autoria própria

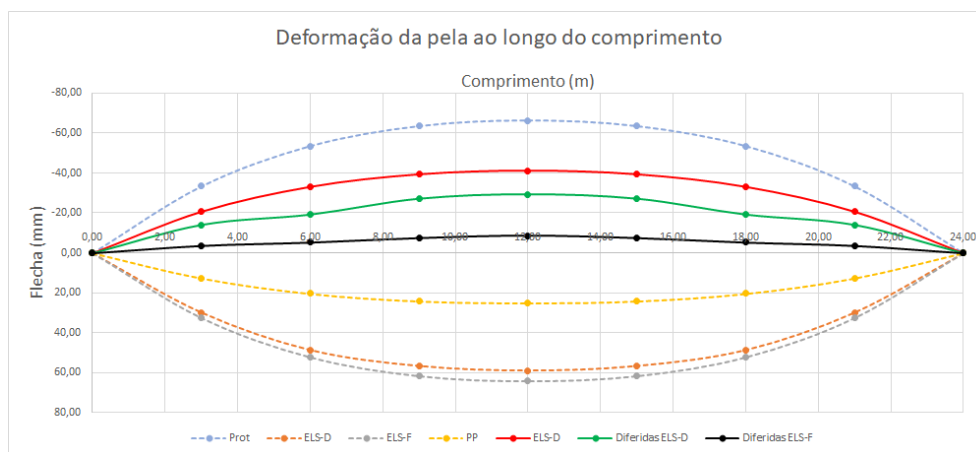


Figura 67 – Deformação do elemento em relação ao comprimento

Fonte – Autoria própria

Analisando os valores dispostos, percebeu-se que nenhuma das flechas tanto diferidas como imediatas (contra-flecha) extrapolaram o limite estabelecido pelo regulamento. Portanto, considerou que o elemento satisfaz as condições de deformação para o ELS.

4.2.10 Controle de fissuração

As armaduras de pele são responsáveis pelo controle de fissuração do elemento como exposto no item 3.2.21. Assim, a armadura de face lateral foi calculada para as seções que

possuem altura superior a 60 *cm*. Deste modo, a armadura de pele é aplicada da seção a 2 *m* do apoio até a seção central de 12 *m* repetindo a distribuição para a segunda metade da peça. Com isso, obteve-se os valores da tabela 77 que apresentam os valores de entre um intervalo de 2 *m* das armaduras distribuídas abaixo da linha neutra e respeitando o espaçamento mínimo para a área de envolvimento.

Tabela 77 – Valores para armadura de pele

	Comprimento (x)						Unidades
	2 m	4m	6 m	8 m	10 m	12 m	
h_{alma}	35,33	52,67	70,00	87,33	104,67	122	<i>cm</i>
b_{alma}	10						<i>cm</i>
A_{alma}	3533,33	526,67	700,00	873,33	1046,667	1220,00	<i>cm</i> ²
A_i	35,33	52,67	70,00	87,33	104,67	122	<i>mm</i> ² / <i>face</i>
ϕ_i	5,0						<i>mm</i>
n_i	2	3	4	5	6	7	barras
s	13	10	10	9	9	9	cm

Fonte – Autoria própria

4.2.11 Ancoragem e transpasse

As armaduras passivas de tração e compressão são disponibilizadas em barras de até 12 *m* e tendo em vista o comprimento da peça se faz necessário realizar emendas nas barras passivas. O comprimento de ancoragem e o comprimento de transpasse necessário para o elemento nas situações de tração e compressão foram calculados levando em consideração o item 3.2.19 e são dispostos na tabela 78.

Para o presente estudo foram consideradas barras passivas tracionadas com ganchos em ângulo reto nas extremidades em situação de boa aderência, além das barras de compressão estarem em situação de má aderência.

Tabela 78 – Valores de ancoragem e transpasse para as barras passivas

	Tração	Compressão	Unidades
η_1	2,25	2,25	<i>adm</i>
η_2	1	0,7	<i>adm</i>
η_3	1	1,0	<i>adm</i>
f_{bd}	3,26	2,28	<i>MPa</i>
l_b	33,36	47,65	<i>cm</i>
α	0,7	1,0	<i>adm</i>
$l_{b,nec}$	23,35	47,65	<i>cm</i>
α_{0r}	1,8	-	<i>adm</i>
l_{0r}/l_{0c}	42,03	47,65	<i>cm</i>

Fonte – Autoria própria

5 RESULTADOS

Nesse capítulo serão apresentadas as principais diferenças entre os regulamentos, considerando os pontos de maior importância no dimensionamento das estruturas de pré-esforço. Assim, em um primeiro momento será apresentado o resultado do dimensionamento realizado para o projeto de estudo, além de comentários detalhando as disposições da NBR 6118 (2014) e NP EN 1992-1-1 (2010).

Além disso, será apresentado um estudo comparativo de uma viga hipotética dimensionada para os dois regulamentos com o auxílio da folha de cálculo desenvolvida com o *software* Excel. Esse estudo consiste em variar o vão da peça para uma mesma seção e carregamento a fim de confrontar os resultados das duas normas.

5.1 PRINCIPAIS DIFERENÇAS

Tendo em vista que os dois regulamentos possuem grande semelhança, a NBR 6118 (2014) e a NP EN 1992-1-1 (2010) convergem para um resultado muito próximo para o projeto em estudo. Entretanto muitos pontos partem de princípios distintos.

Quanto a classificação do projeto, existe uma diferença na quantidade de classes existente entre os regulamentos. Na tabela 8 são apresentadas as dezoito classes que o projeto pode ser classificado pelo regulamento português, além do classe estrutural. A NBR 6118 (2014) apresenta apenas quatro CAA (tabela 17) para uma classificação de projeto com vida útil de 50 anos. Uma precisa definição da classificação da obra/elemento é essencial, já que são fatores que determinam características como recobrimento e classe de resistência do betão.

Outra diferença significativa entre os dois regulamentos é o fato da NBR 6118 (2014) exigir um fator água/cimento que tem relação com a CAA enquanto a NP EN 1992-1-1 (2010) considera esse fator relacionado apenas com a classe de resistência do betão. A classe de resistência também possui diferenças dentro da sua disposição, sendo que para o regulamento brasileiro a classe é definida apenas pelo valor dos provetes ensaiados em formato cilíndrico enquanto a norma portuguesa apresenta para além desses, as classes para provetes cúbicos.

As características do betão quanto a suas resistências possuem valores e análises muito semelhantes. Entretanto, a maior diferença fica por parte da descrição do material pelo módulo de elasticidade, que para o regulamento brasileiro possui diferentes expressões conforme a resistência do betão enquanto o regulamento português possui a mesma expressão para todos os casos. Outro ponto é o fator de minoração para o betão, sendo $\gamma_c = 1,4$ para a NBR 6118

(2014) e $\gamma_c = 1,5$ para a NP EN 1992-1-1 (2010).

Em relação ao ganho de resistência do betão ao longo do tempo os dois regulamentos possuem o mesmo fator β . Porém, a NP EN 1992-1-1 (2010), relaciona esse fator ao f_{cm} resultando em valores de $f_{ck}(t)$ diferentes da NBR 6118 (2014). Além disso, a norma portuguesa traz expressões que levam em conta a cura a vapor realizada em peças pré-fabricadas enquanto a norma brasileira apenas indica que deve ser realizada a correção.

Já os coeficientes de fluência e retração possuem valores disponibilizados em ábacos e tabelas para os dois regulamentos. Contudo, quando é necessário uma maior precisão nos cálculos, são apresentadas as equações dispostas nesse trabalho em capítulos anteriores. Para o presente estudo, as características do betão calculadas por cada norma apresentaram diferenças consideráveis como exposto na tabela 79.

Tabela 79 – Diferenças entre as características do betão

		$f_{ck}(Mpa)$	E_{cs} ou $E_{cm}(Mpa)$	E_{ci} ou $E_c(Mpa)$	$f_{ct,m}$ (Mpa)	$f_{ctk,0,05}$ (Mpa)	$f_{ctk,0,95}$ (Mpa)	$f_{ct,f}$ (Mpa)	$\phi(t-t_0)$	$\varepsilon_{cs}(t^\infty, t_0)$
28 dias	NBR 6118	30,00	32206,09	36806,96	2,90	2,03	3,77	2,64	3,01	5,07E-04
	NP EN 1992	30,00	39403,88	41374,08	2,90	2,03	3,77	2,90	2,35	5,50E-04
	(%)	0,00%	18,27%	11,04%	0,00%	0,00%	0,00%	9,00%	22,04%	7,75%
8 dias	NBR 6119	25,20	29115,69	33737,30	2,58	1,81	3,35	2,17	-	-
	NP EN 1993	23,93	37397,90	39267,80	2,43	1,70	3,16	2,43	-	-
	(%)	5,07%	22,15%	14,08%	5,64%	5,64%	5,64%	10,98%	-	-

Fonte – Autoria própria

Em relação ao comportamento do aço passivo, as duas normas apresentam os diagramas simplificados para análise como mostra as figuras 10 e 31. Entretanto, a NP EN 1992-1-1 (2010) apresenta a possibilidade de análise para um segundo diagrama que considera o comportamento do aço dividido em dois trechos inclinados. Outra característica é que na NP EN 1992-1-1 (2010) são apresentados os valores das deformações características conforme a classe do aço e para a NBR 6118 (2014) é sugerida uma norma complementar para a verificação desses valores. Para o presente trabalho obteve-se os valores apresentados pela tabela 84 para o comportamento do aço no ELU.

Assim como os aços passivos as armaduras de aço ativo possuem diagramas de análise semelhante para as duas normas. Entretanto, os valores do regulamento europeu limitam a análise até o valor da deformação última de cálculo, enquanto a NBR 6118 (2014) apresenta o valor da de formação característica (figuras 10 e 32). Outro quesito importante para a hipótese de cálculo que é fornecida apenas pela NP EN 1992-1-1 (2010) é a relação entre a resistência a tração (f_{ptk} ou f_{pt}) e a resistência a ao escoamento-cedência (f_{pyk} ou $f_{p0,1k}$), a norma brasileira

indica outra norma complementar para avaliar esses fatores.

E a relaxação do aço, as duas normas classificam a armadura ativa em classes de relaxação normal e baixa. Além da diferença no método de cálculo, a NBR 6118 (2014) apresenta valores para o coeficiente Ψ_{1000} (equivalente ao ρ_{1000} da NP EN 1992-1-1 (2010)) para as classes de aço e frações de tensões iniciais que variam de $0,5 f_{ptk}$ até $0,8 f_{ptk}$, o que permite realizar interpolações de acordo com a tensão inicial aplicada na armadura. Isso não ocorre na norma portuguesa que apresenta um único valor que depende da classe para uma tensão de $0,7 f_{pk}$.

A tensão máxima que o dispositivo de pré-esforço pode aplicar na armadura é limitada pelo regulamento brasileiro de acordo com o tipo de pré-esforço utilizado, além do tipo de cordoalha e classe de relaxação do aço. Para a NP EN 1992-1-1 (2010) esses fatores não são levados em consideração, sendo que a tensão possui a mesma restrição para todos os tipos de pré-esforço. Os valores limites para a situação de estudo são apresentados na tabela 81.

Durante o dimensionamento percebeu-se que a maior diferença entre os regulamentos é a perda de pré-esforço. Apesar das perdas iniciais e instantâneas possuírem os mesmos métodos de dimensionamento a diferença entre as propriedades dos materiais e combinações exigidas para cada norma acaba gerando divergências. As perdas diferidas possuem expressões bem distintas para os dois regulamentos e as diferenças entre os coeficientes de retração, fluência e relaxação se tornam mais evidentes. Os valores da diferença percentual podem ser observado na tabela 80.

Tabela 80 – Valores da perda de pré-esforço

	Inicial (%)	Imediata (%)	Final (%)	Total (%)
NBR 6118	4,47	6,4	21,05	31,92
NP EN 1992	2,83	6,22	16,63	25,68
(%)	36,69%	2,81%	21,00%	19,55%

Fonte – Autoria própria

No que se refere a análise do estado limite de serviço, a NBR 6118 (2014) apresenta quais as combinações devem ser consideradas para os estados limites de fissuração e descompressão, conforme a tabela 21. Para a NP EN 1992-1-1 (2010) são exigidas análises para as três combinações de serviço apresentadas pelo regulamento. A semelhança nesse ponto parte do princípio que a tensão de tração no betão é limitada ao valor de $f_{ct,f}$, analisando a combinação característica para a NP EN 1992-1-1 (2010) e o ELS-F para a NBR 6118 (2014).

O limite de compressão dado pelo regulamento português para qualquer combinação

de serviço é definido por $0,6f_{ck}(t)$. Apesar do regulamento brasileiro usar o valor de f_{cd} , segundo Cholfé L. e Bonilha (2013) e Bastos (2019), são comumente adotados os mesmos valores dispostos tanto pela NP EN 1992-1-1 (2010) quanto pela comunidade brasileira.

Quanto ao momento de transferência de pré esforço, a NBR 6118 (2014) considera a análise como um estado limite último, apresentando valores para uma verificação simplificada. Em contrapartida, a NP EN 1992-1-1 (2010) apresenta a mesma verificação que os limites de tração e compressão para o SLS, mas permitindo alterações nos coeficientes. Todas as tensões limites, além dos maiores valores de tensões aplicadas na peça para todas as seções analisadas são apresentadas na tabela 81, levando em consideração a análise de serviço e o momento da transferência.

Tabela 81 – Valores limites e valor aplicados de tensão

	$\sigma_{Pi,max}$ (MPa)	Lim. Comp SLS (MPa)	Lim. Trac SLS (MPa)	Lim. Comp Tranf (MPa)	Lim. Trac Tranf (MPa)	$\sigma_{c,comp}$ (MPa)	$\sigma_{c,trac}$ (MPa)	$\sigma_{c,comp}$ Tranf (MPa)	$\sigma_{c,trac}$ Tranf (MPa)
NBR 6118	1453,50	-21,43	2,64	-17,64	3,09	-13,45	1,41	-16,75	0,92
NP EN 1992	1520,00	-18,00	2,90	-16,75	2,43	-15,42	2,90	-17,33	1,10
(%)	4,38%	19,05%	9,00%	5,34%	21,37%	14,69%	51,29%	3,43%	15,69%

Fonte – Autoria própria

O último fator de análise das combinações de serviço é a verificação da deformação dos elementos e da formação de fissuras. Para os dois regulamentos a peça é considerada não fissurada quando são respeitados os limites de tensões expostos anteriormente, o que elimina a verificação da abertura de fendas. Já, a deformação deve ser verificada para as duas normas, sendo a tabela 82, contendo tais valores.

Tabela 82 – Valores para a deformação

	Flecha Imediata (Contraflecha) (mm)	Flecha Diferida (mm)
NBR 6118	-41,20	-29,24
NP EN 1992	-21,70	53,62
(%)	89,85%	154,53%

Fonte – Autoria própria

Tendo em vista todas as considerações de dimensionamento, pode ser verificado os valores das características da armadura ativa para os dois regulamentos através da tabela 83.

Após as condições de serviço serem satisfeitas é analisada a resistência última da peça. Para os dois regulamentos são usados o mesmo método de dimensionamento e a simplificação do comportamento do betão (diagrama parábola-retângulo sendo substituído pelo

Tabela 83 – Valores para a força de pré-esforço

	P_{∞} (kN)	P_i (kN)	$A_{p,calc}$ (mm ²)	$A_{p,efet}$ (mm ²)	σ_{Pi} (MPa)	Espaço. Vert. (cm)	Espaço. Horiz. (cm)	l_{pt} (m)
NBR 6118	786,95	1063,52	731,70	735,00	1446,97	4,00	4,00	1,78
NP EN 1992	815,79	1015,59	668,15	735,00	1381,75	4,00	4,00	1,06
(%)	3,53%	4,51%	8,68%	0,00%	4,51%	0,00%	0,00%	40,45%

Fonte – Autoria própria

diagrama retangular simplificado). Entretanto, a divergência de análise é causada pela diferença do limite de deformação que cada regulamento permite para o aço, tornando a NBR 6118 (2014) mais conservadora por limitar a deformação do aço, independente do seu tipo em 1,0%, enquanto a NP EN 1992-1-1 (2010) permite usar a deformação de cálculo de cada aço para a determinação dos domínios.

Tabela 84 – Diferenças entre as características no momento do colapso

	σ_{sd} (MPa)	σ_{pd} (MPa)	σ_{cd} (MPa)	x (cm)	ϵ_{cd}	ϵ_{sd}	ϵ'_{cd}	$\epsilon_{pd,total}$	M_{rd} (kN.m)
NBR 6118	1506,42	18,21	52,24	3,50	6,09	3,18	10,83	1435,84	1435,84266
NP EN 1992	1545,15	20,00	47,23	3,50	7,11	3,14	11,97	1498,07	1498,06548
(%)	0,00%	2,51%	8,93%	9,58%	0,00%	14,30%	1,07%	9,51%	4,15%

Fonte – Autoria própria

Também, é importante destacar que todas as armaduras complementares - como as armaduras de esforço transversal e armadura de pele - são dimensionadas de forma equivalente às armaduras de elementos em concreto armado. Os valores dessas armaduras calculadas para os dois regulamentos estão apresentadas na tabela 85.

Tabela 85 – Armaduras complementares

	Armadura transversal $A_{sw}/m(mm^2/m)$	Armadura de pele $A_{pele}(mm^2)$
NBR 6118	823,57	244,00
NP EN 1992	664,76	214,89
(%)	19,28%	11,93%

Fonte – Autoria própria

Por fim, os valores das quantidades de aço para cada regulamento estão dispostos na tabela 86, divididos pelo tipo de aço e diâmetro.

Tabela 86 – Armaduras necessárias para cada regulamento

	ϕ	Massa linear (kg/m)	NBR 6119		NP EC 1992	
			$l(m)$	massa (kg)	$l(m)$	massa (kg)
Passiva	5 mm	0,15	200,00	30,80	128,00	19,71
	8 mm	0,40	93,93	37,10	107,07	42,29
	10 mm	0,62	99,64	61,48	98,86	61,00
			Total (kg)	129,38	Total (kg)	123,00
Ativa	15,7 mm	1,17	120,00	140,64	120,00	140,64

Fonte – Autoria própria

5.2 ESTUDO DE VIGA COM VÃO LIVRE VARIÁVEL

Com o auxílio das folhas de cálculo desenvolvidas para o dimensionamento de vigas pré-fabricadas em betão pré-esforçado com pré-tração, foram dimensionadas diversas vigas de mesma seção e mesmo carregamento, variando o vão livre em intervalos de 1 m. Neste estudo, foi analisado apenas o dimensionamento da armadura ativa, levando em consideração os limites de tensão para o atendimento do estado limite de serviço de cada regulamento.

Estes elementos bi-apoiados foram dimensionados com vãos de 10 a 30 m, possuindo carregamentos distribuídos linearmente para o peso próprio de 6,25 kN/m, carga permanente adicional de 2,00 kN/m e sobrecarga acidental de 2,00 kN/m. Em relação a seção do elemento, foi determinada uma seção genérica retangular de 100x25 cm (figura 72), mantendo-se constante ao longo de toda a peça.

Além disso, foram determinadas classes de agressividade ambiental e resistência do betão iguais a XCI e C30/37 para a norma portuguesa, e classe II e C30 para a brasileira. Deste modo, a figura 68 apresenta os gráficos com os resultados da força de pré-esforço inicial e final (P_i e P_∞), tensão inicial da armadura de pré-esforço (σ_{Pi}), área efetiva ($A_{P,efe}$) e perdas totais de pré-esforço para cada regulamento.

A figura 68 e a tabela 87 apresentam o comportamento da diferença percentual entre os resultados ao longo de toda análise. A simulação de cada ponto convergiu para um resultado de estabilização na seção de meio vão. Entretanto, quando foram executadas simulações para vãos maiores que 30 m, as folhas de cálculo das duas normas resultaram a um erro no processo iterativo, indicando que as combinações de carregamento não chegariam a uma estabilização para a seção considerada.

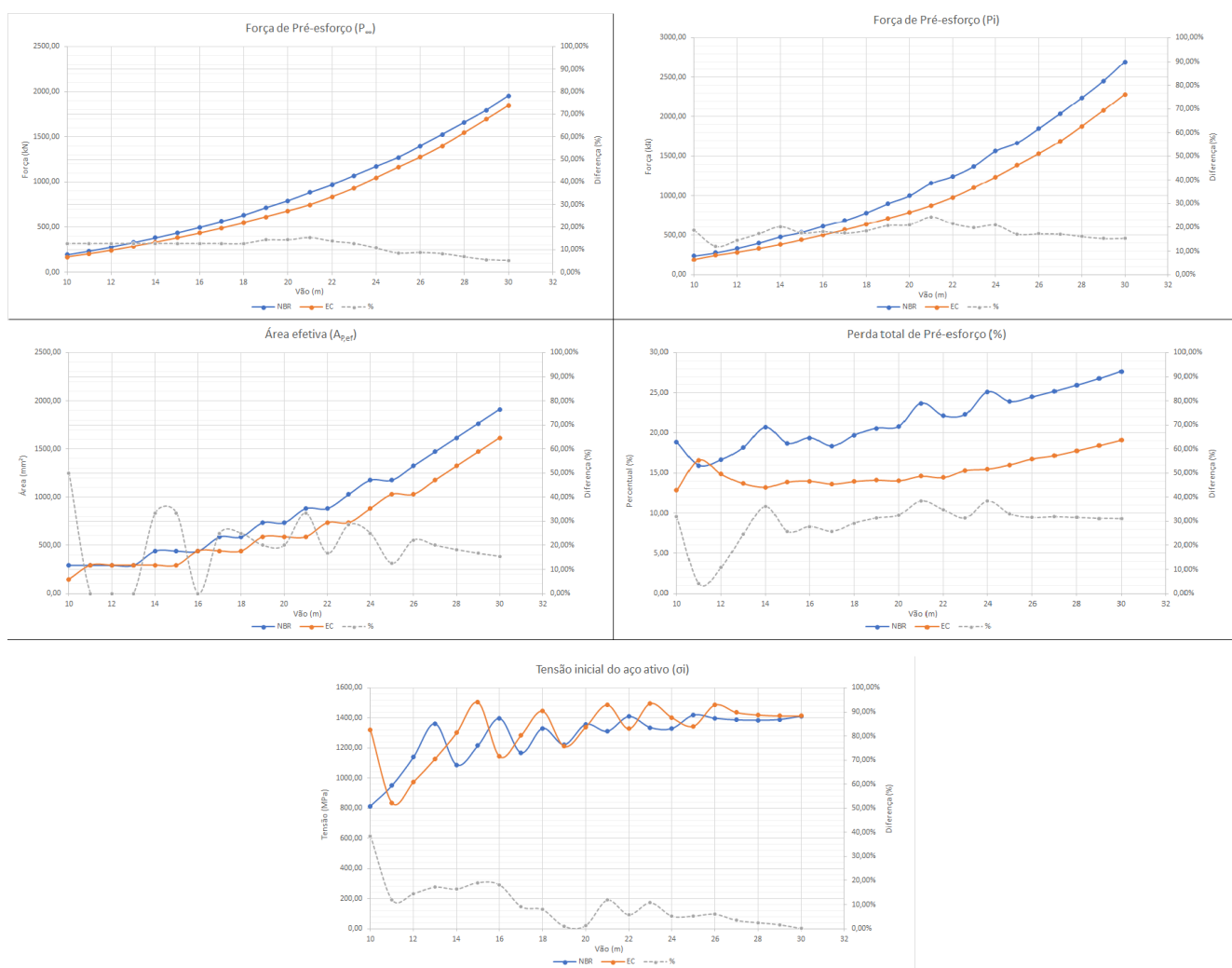


Figura 68 – Gráficos comparativos entre a NBR 6118 (2014) e NP EN 1992-1-1 (2010)

Fonte – Autoria própria

6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Realizados os dimensionamentos das situações propostas para cada regulamento, foi possível analisar as principais diferenças entre a NBR 6118 (2014) e NP EN 1992-1-1 (2010). Deste modo, fica evidente que os dois regulamentos possuem base em teorias muito semelhantes e apesar das diferenças, principalmente no que diz respeito às caracterizações dos materiais, acabaram resultando em valores próximos para o projeto de análise.

Durante a comparação entre os dois dimensionamentos, percebeu-se que maior parte dos itens de detalhamento como comprimento de transpasse, disposição e taxas das armaduras, além de todo o dimensionamento do aço passivo são semelhantes. O que acaba diferenciando de forma mais influente os dois regulamentos são os parâmetros que dependem especialmente do módulo de elasticidade e fluência do betão. Isso fica evidente quando são comparados os valores das perdas de pré-esforço e as flechas diferidas (tabelas 81 e 82). Outro fator de influência da análise são as combinações que cada regulamento apresenta para o SLS ou ELS. Isso se evidencia analisando as tensões máximas gerada para cada norma (tabela 81).

Entretanto, o resultado final para os valores de maior importância no dimensionamento da armadura ativa, como P_{∞} e A_p (calculada), acabam convergindo para valores com diferenças inferiores a 9% como mostrado na tabela 83. Provando que apesar das divergências ao longo do processo, os regulamentos chegam a resultados finais muito próximos.

Quanto a segunda análise de estudo, realizada com a variação do vão livre de uma viga hipotética, percebeu-se que o comportamento dos parâmetros analisados possuem uma grande semelhança apesar da sua diferença em percentual. Pela análise dos gráficos da figura 68, constatou-se nos primeiros metros uma inconstância entre as diferenças (%) para a área de aço e perda de pré-esforço. Contudo, conforme o vão livre aumenta existe a tendência de estabilização da diferença entre as perdas de pré-esforço e uma redução da diferença entre as forças de pré-esforço. Concluindo assim que, para vãos maiores os dois regulamentos acabam convergindo para valores ainda mais semelhantes.

Por fim, concluiu-se pelo estudo realizado, que tanto a NBR 6118 (2014) e a NP EN 1992-1-1 (2010) tendem cada vez mais a resultados e análises semelhantes, colaborando para o desenvolvimento e formação de técnicos capazes de atuarem no mundo todo.

6.1 TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados apresentados pelo presente trabalho, é proposto o estudo comparativo de demais sistemas construtivos que tenham suas recomendações realizadas pela ABNT e o Eurocódigo, a fim de analisar e comparar as recomendações de cada regulamento para a colaboração da internacionalização do conhecimento do comportamento estrutural.

REFERÊNCIAS

- APPLETON, J. **Construções em Betão - Notas Históricas Sobre a sua Evolução**. Portugal: IST, 2005.
- BASTOS, P. S. **Fundamentos do concreto armado**. Bauru: Universidade de São Paulo - Campus Bauru, 2006.
- BASTOS, P. S. **Fundamentos do concreto protendido**. Bauru: Universidade de São Paulo - Campus Bauru, 2019.
- BOTELHO M. H. C. E MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu te Amo**. São Paulo: Blucher, 2011.
- CACHIM, P. **Estruturas de Betão Pré-esforçado**. Porto: Engebook, 2016.
- CHOLFE L. E BONILHA, L. **Concreto protendido. Teoria e prática**. São Paulo: PINI, 2013.
- COSTA, A. **Estruturas de Betão II**. Portugal: IST - DECivil, 2014.
- FILHO, J. M. **Introdução ao estudo do concreto armado**. Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP, 2008.
- GOMES, H. **Vigas Protendidas - Estudo de Norma e Modelagem com o Auxílio de Programa de Análise Comercial**. Rio de Janeiro: aPOSTILA ufrj, 2009.
- HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**. São Carlos: Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de Sao Carlos, 2005.
- HIBBELER, R. **Resistência dos Materiais - 7º Ed.** São Paulo: Pearson Education, 2009.
- LNEC. **CT 115 – Eurocodigos Estruturais**. Portugal: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017. Disponível em: <<http://www.lnec.pt/pt/servicos/normalizacao-e-regulamentacao/normalizacao/ct-115-eurocodigos-estruturais/#np>>.
- MOREZI, I. Estudo comparativo entre a regulamentação brasileira e europeia de dimensionamento de estruturas de edifício de concreto armado: esforço transversal/cisalhamento. 2020.
- NBR 12142. **Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010.
- NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
- NBR 6120. **Ações para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019.
- NBR 6123. **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988.
- NBR 7222. **Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011.
- NBR 7480. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007.

NBR 7482. **Fios e Aço para estruturas de Concreto Protendido**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2020.

NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas -Procedimento**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004.

NBR 9062. **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017.

NBR ISO 6892-1. **Materiais Metálicos - Ensaio de tração - Parte 1 Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

NETO, R. B. S. Estudo comparativo de dimensionamento de lajes fungiformes com a norma brasileira NBR 6118/2014 e a norma portuguesa NP EN 1992-1-1:2010. 2019.

NP EN 12390. **Betão Endurecido - Forma, e Dimensões para Ensaio de Provetes e Moldes**. Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010.

NP EN 1990. **Eurocódigo - Base para o projecto de estruturas**. Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2009.

NP EN 1991-1-1. **Eurocódigo 1 - Acções em estruturas**. Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2009.

NP EN 1992-1-1. **Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios**. Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010.

PFEIL, W. **Concreto Protendido Vol. 1 - Introdução**. Rio de Janeiro: LTC Editora, 1984.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de Sao Carlos, 2007.

VASCONSELOS, J. C. A Maturidade Do Concreto Armado No Campo Da Engenharia Brasileira Nas Décadas De 1930 E 1940. 2016.

VERÍSSIMO G. S. E CÉSAR, K. M. L. **Concreto protendido. Fundamentos Básicos**. São Paulo: UFV - Departamento de Engenharia Civil, 1998.

WISEU, J. **História do Betão Armado em Portugal**. Portugal: ATIC, 1993.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Folha de cálculo NP EN 1992-1

Características do agregado (8.2.8)		Tipo de cimento (12.3.3)		Concreto		Coef. Majoração	
α _e	α _s	Cimento	s	Tempo (dias)	Pré-Fabricado	V _c	V _s
Basalto	1,20	Classe R	0,20	28 Dias	10-15 β ₁	8	1,50
Brita 1	d _{max}			Abat (cm)	30 f _{ck} (t) (Mpa)	0,84015764	1,15
	1,9			f _{ck} (Mpa)	38 f _{cm} (t) (Mpa)	23,93	
				E _c (Mpa)	41374,08 E _c (t) (Mpa)	31,93	
				E _{cm} (Mpa)	39403,88 E _{cm} (t) (Mpa)	39267,80	
				f _{ct,m} (Mpa)	2,90 f _{ct,m} (t)(Mpa)	37397,90	
				f _{ctk,0,05} (Mpa)	2,03 f _{ctk,0,05} (t)(Mpa)	2,43	
				f _{ctk,0,95} (Mpa)	3,77 f _{ctk,0,95} (t)(Mpa)	1,70	
				f _{ct,f} (Mpa)	2,90 f _{ct,f} (t) (Mpa)	3,16	
				f _{ct,d} (Mpa)	1,35 f _{ct,d} (t) (Mpa)	2,43	
				f _{tp,d} (Mpa)	1,62 f _{tp,d} (t)(Mpa)	1,14	
						3,63	

Durabilidade e recobrimento (4)	
Classe de exposição ambiental	XC1
Classificação estrutural	S4
Recobrimento (mm)	
C _{min,dur}	25 C _{min,b}
C _{min}	25 ΔC _{exp}
C _{nom}	35

Resistência de aderência	
Tipo de fio	De 3 a 7 Fios
Condição de aderência	Boa
Liberação do dispositivo	Subita
η ₁	1,00
η _{p1}	3,20
η _{p2}	1,2 β _{1t} (m)
α ₁	1,25 f _{h,ELU} (m)
α ₂	0,19 β _{1,ELATO} (m)
σ _{fimo} (MPa)	1290,65 d _{disp} (m)
σ _{fimo} (MPa)	1111,62 β _{tp,d} (m)

Aço Passivo		Aço Ativo	
f _{yk} (Mpa)	500,00	f _{yk} (Mpa)	1900
f _{yd} (Mpa)	434,78	f _{pd,ix} (Mpa)	1710
E _s (Mpa)	200000	E _p (Mpa)	195500
		σ _{ud}	0,875%
		σ _{p,j}	5,227565964
		Cord	7 Fios
		Tipo	CP190 RB D=15,7mm
		Relax.	RB
		D (mm)	15,7
		A (mm ²)	147
		f _{yk} (Mpa)	500
		β _{sta} (m)	100

Fluência do concreto (Anexo B)				Retração do Concreto (Anexo B)				Relaxação do Aço (3.3.2)	
Ac (cm ²)	1870,00	Δt _i (dias)	8,00 β ₁ (t ₀)	h ₀	Interpolação	Initial	Progressiva	Classe 2	p1000(%)
RH (%)	70	t _{0,T} (dias)	10,040 β ₁ (t ₀)	h ₀	kh	β _{ds} (t ₀ ,t _s)	β _{ds} (t _∞ ,t _s)		
T _i (°C)	25	t _{0,corr} (dias)	15,081 β ₁ H	Lim.Inf	100	0,107825624	0,9977378		
u (cm)	365,69	β _c (t ₀)		Lim.Sup	200	5,39E-05	5,00E-04		
h ₀ (m)	0,1023			Final	102,27	0,997			
t _i (dias)	0	α	1	α _{ds1}		0,432029288	β _{as} (t ₀)		
t _s (dias)	3	α ₁	0,94406 φ ₀	α _{ds2}		5,00E-05	β _{ca} (t _∞)		
t ₀ (dias)	8	α ₂	0,98369 φ _{RH}	β _{RH}		2,16E-05	β _{ca} (t _∞)		
t _∞ (dias)	18250,00	α ₃	0,95971 φ ₁ (t ₀)	β _{cc} (t ₀ ,t _i)		7,55E-05	β _{cs} (t _∞ ,t ₀)		

Dados do projeto		Vão Estático	
l (l) (Esq)	20,00	41	0,00
l (l) (Dir)	0,00	42	0,00
Comprimento do apoio (cm)	0,00	43	24,00
Comprimento da alça de apoio (cm)	3,00	44	3,00
Esquema	3,00	45	3,00
Direito	3,00	46	3,00

Coef. Majoração	
V _r	1,35
V _c	1,15

Cargas Permanentes Iniciais (PP distribuída em travessa)	Cargas Permanentes Finais (kN/m)			Cargas Variáveis Pontuais (kN)			Cargas Variáveis Pontuais (kN)			
	GO	G1	G2	Q1	Q2	Q3	a	ψ0	ψ1	ψ2
Piso Proprio da Estrutura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	1,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	3,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	5,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	6,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	8,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	9,49	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	11,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	12,96	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	14,79	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	16,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	18,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	20,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	22,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	24,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	26,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	29,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	31,31	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	33,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	35,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	38,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	40,76	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	43,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	45,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	48,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	50,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	53,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	56,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	58,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	61,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	64,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	66,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	69,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	72,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	75,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	78,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	80,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	83,79	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	86,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	89,59	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	92,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	95,47	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	98,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	101,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	104,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	107,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	110,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	113,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	116,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	119,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	122,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	125,91	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	129,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	132,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	135,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	138,51	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	141,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	144,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	148,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	151,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	154,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	157,86	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	161,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	164,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	167,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	171,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	174,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	177,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	181,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	184,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	187,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	191,31	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	194,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	198,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	201,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	205,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	208,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	212,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	215,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	219,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	222,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	226,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	229,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	233,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	237,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	240,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	244,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	247,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	251,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	255,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	258,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	262,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	266,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	270,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	273,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	277,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	281,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	285,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	288,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	292,76	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	296,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
Cargas Permanentes	0,00	300,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	

Dados de projeto	
l (m)	6
Ws (cm²)	29201,86
Wl (cm²)	28651,30
Ac (cm²)	1350,00
V (cm)	48,46
Cb (cm)	3,5
\bar{V} (cm)	10,241
Ymin (cm)	5,785
ep (cm)	38,22
ELS-CE (MPa)	18,00
f _{cr} (MPa)	2,90

Estimativa da Força de protensão	
P _∞ (kN)	815,79
A _p (mm²)	735,00
σ _t (MPa)	1381,75
Δσ _s (%)	19,6730
P _t (kN)	1015,59
P ₀ (kN)	942,09

Tensão inicial máx. prot (9.6.1.2.1)	
k ₁	k ₂
0,8	0,9
σ _{max} (MPa)	1520

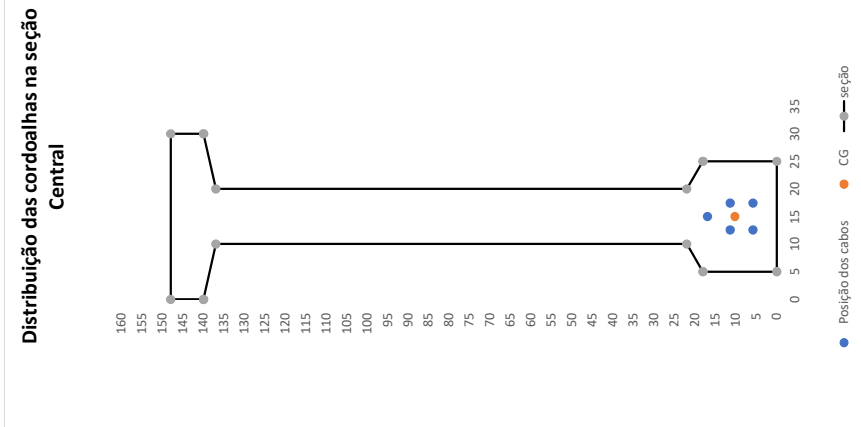
Determinação da força de protensão				Seção crítica	
σ _{∞/f_∞}	(Q,Perm) P _{∞1} (kN)	(Freq.) P _{∞2} (Caract.) P _{∞3} (kN)	r _{inf}	Q. Perma.	l (m)
Sup	5,679	681,72	815,79	Frequente	0,00
Inf	-20,746	681,72	1,00	Caracter.	2,90

Verificação dos Estados limites de serviço											
σ _{∞/f_∞}	P _{∞1} (kN)	P _{∞2} (kN)	KO	KO	KO	OK					
							Tensões (Mpa)		Ação	Condição	
	Q. Permanen.	Frequente	Caracter.	Q. Permanen.	Frequente	Caracter.	Cargas	Proten.	Total		
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-13,88	3,87	-10,00	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	14,14	-14,14	0,00	-	OK
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-13,88	3,87	-10,00	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	14,14	-14,14	0,00	-	OK
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-19,45	3,87	-15,58	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	19,82	-14,14	5,68	T	Não Respeita SLS
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-13,88	3,87	-10,00	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	14,14	-14,14	0,00	-	OK
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-13,88	3,87	-10,00	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	14,14	-14,14	0,00	-	OK
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-19,45	3,87	-15,58	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	19,82	-14,14	5,68	T	Não Respeita SLS
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-13,88	4,63	-9,24	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	14,14	-16,92	-2,78	C	OK
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-13,88	4,63	-9,24	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	14,14	-16,92	-2,78	C	OK
Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	Sup	-19,45	4,63	-14,81	C	OK
Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	Inf	19,82	-16,92	2,90	T	OK

SOLVER
Excentricidade e perda

Área de protensão	Espaçamento entre cabos (TAB 18.2)
A _p (mm²)	668,15
A _{prot} (mm²)	147,00
n _{prot}	4
n _{ord}	5
a _h (cm)	4

Distribuição dos cabos		Isolamento dos cabos				
Camada	h camada	b camada	n _{ord,max}	Quant. cabos	a _h ' (cm)	
1	5,79	20	2	2	3,29	Nível 1
2	11,355	20	2	2	3,29	Nível 2
3	16,925	20	2	1	5,72	Nível 3
4	22,495	8,7625	2	0	0,00	Nível 4
5	28,065	10	0	0	0,00	Nível 5
6	33,635	10	0	0	0,00	
7	39,205	10	0	0	0,00	
8	44,775	10	0	0	0,00	
9	50,345	10	0	0	0,00	
\bar{V} (cm)						10,241
\bar{e}_p (cm)						65,62
P _t (kN)						812,47
P ₀ (kN)						753,67
P _∞ (kN)						652,63



Distribuição das forças por cabo (ato de protensão)										
Cabo	camada	ncabo/camada	l _{prot} (m)					Comp. Isolado	Transf. Total	F/m
			Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4	Nível 5			
1	1	1	Não	Não	Sim	-	-	0	1,059439	177,8472
2	1	2	Não	Não	Sim	-	-	0	1,059439	177,8472
3	2	1	Não	Sim	Sim	-	-	0	1,059439	177,8472
4	2	2	Não	Sim	Sim	-	-	0	1,059439	177,8472
5	3	1	Sim	Sim	Sim	-	-	2,5	3,559439	177,8472

ARMADURA PASSIVA E VERIFICAÇÃO DO ELU

Valores Mínimos e máximos	
Md _{min} (kN.m)	180,20
A _{min} (mm ²)	280,5
A _{max} (mm ²)	7480

Dados do Material e Seção	
f _{yd} (MPa)	434,78
f _{yd} (MPa)	434,78
f _{ped} (MPa)	1486,96

Dados do Material e Seção	
f _{ped} (MPa)	1652,17
f _{cd} (MPa)	20,00

Seção de concret. compri.	
b (cm)	30
b _w (cm)	10
t (cm)	8
b _r (cm)	10
t _r (cm)	3

Armadura Passiva Compre.		
2	φ	10
A _s (mm ²)	157,08	

Armadura Passiva Tração		
2	φ	10
A _s (mm ²)	157,08	
A _p (mm ²)	735,00	
A _{total} (mm ²)	1049,16	

Deformação da seção	
ε _{cu}	3,50
ε _{sd}	7,11

Limites	
ε _{pyd}	7,61
ε _{pu}	20,00
ε _{yd}	2,17
ε _{yd}	2,17
ε _{uk}	25
ε _{ud}	22,5

Tensões finais	
σ _{sd} ' (MPa)	434,78
σ _{sd} (MPa)	434,78
σ _{pd} (MPa)	1545,15

Dados da Seção	
d _p (cm)	137,76
d _s (cm)	143,20
d _s ' (cm)	4,80
η	1,00
λ (17.2.2)	0,80
x' (cm)	47,23
x'' (cm)	23,66
x (cm)	47,23

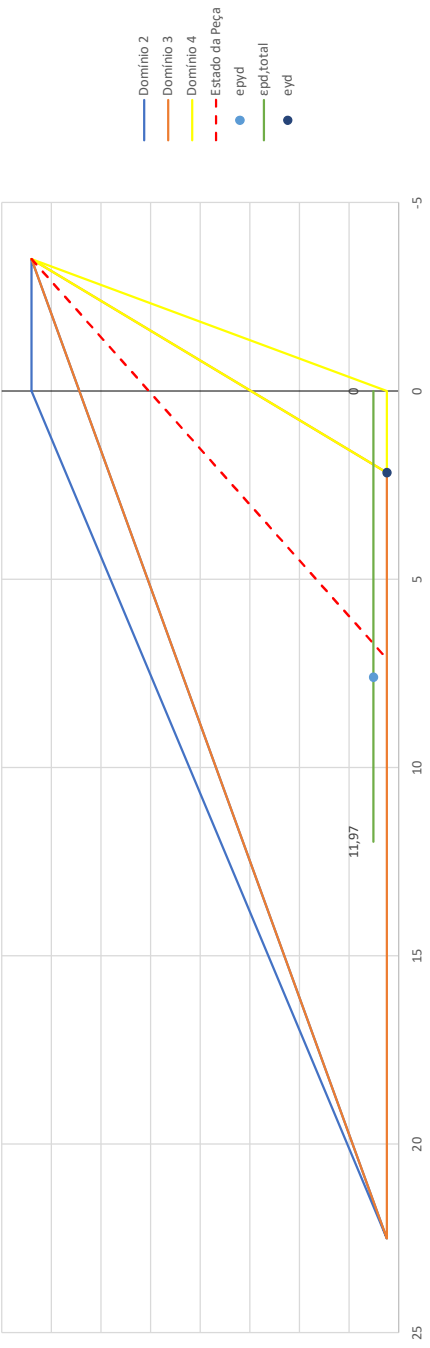
Estado Limite Último - ELU	
Z _p	118,87
Z _s	124,31
Z _s '	14,09

M _r (kN.m)	1498,07
M _{sd} (kN.m)	1068,77

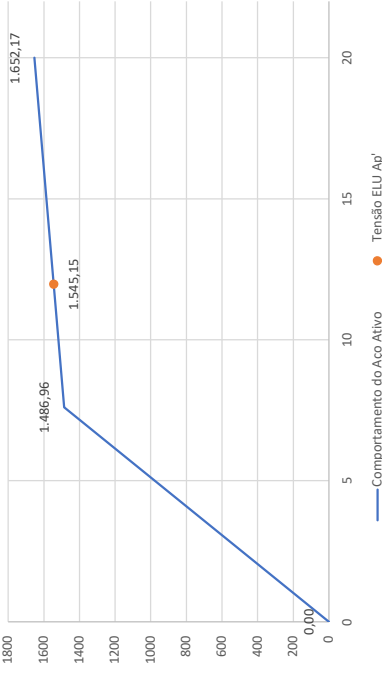
SOLVER
Tensões

Tensões	
σ _{sd} ' (MPa)	434,78
σ _{sd} (MPa)	434,78
σ _{pd} (MPa)	1545,15
σ _{cd} (MPa)	20,00

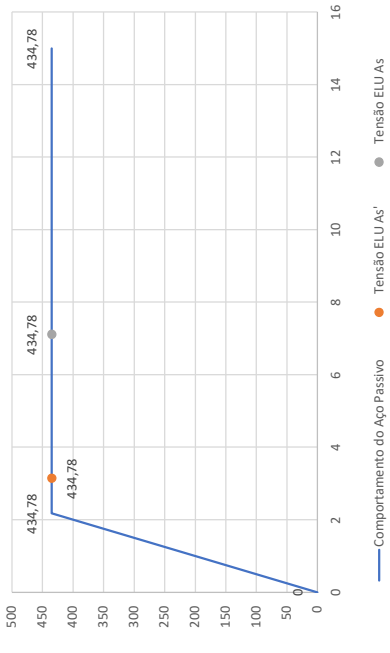
Domínio de deformação



Tensão x Deformação - Aço Ativo



Tensão x Deformação - Aço Passivo



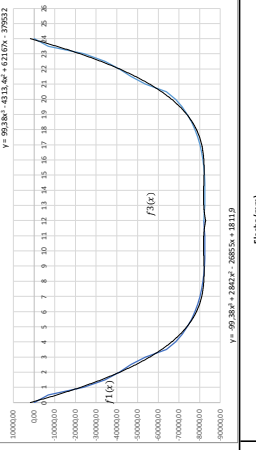
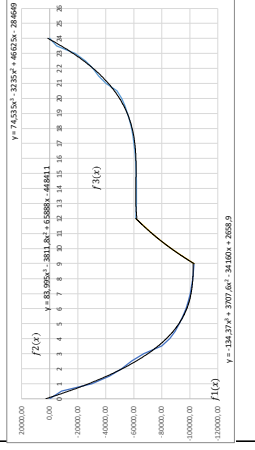
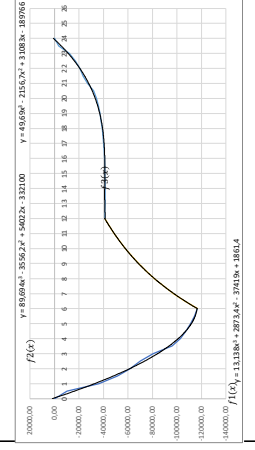
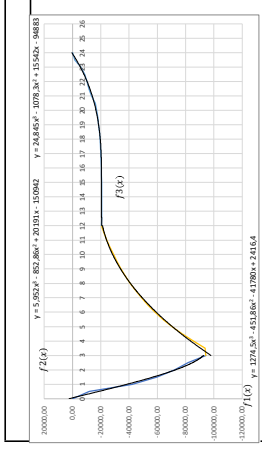
Mr > Msd - OK

Escoamento da Armadura Ativa

Escoamento da Armadura Passiva

Esmagamento do Concreto

x	Áreas consideradas		Pontos		Momento (Nm) [1 cm]		I		24,00	
	M (Nm)	h (cm)	0,00	2,00	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	-5,91	0,44	0,38	0,31	0,25	-1182,20	-1038,75	-897,33	-755,93	-614,52
1,00	-11,82	0,88	0,75	0,62	0,50	-2364,40	-2077,50	-1794,66	-1511,86	-1229,04
1,50	-17,73	1,31	1,13	0,94	0,75	-3546,60	-3126,25	-2691,99	-2267,79	-1844,79
2,00	-23,64	1,75	1,50	1,25	1,00	-4728,80	-4175,00	-3639,33	-3116,63	-2629,59
2,50	-29,55	2,19	1,88	1,56	1,25	-5911,00	-5223,75	-4586,67	-4071,52	-3584,39
3,00	-35,46	2,63	2,25	1,88	1,50	-7093,20	-6272,50	-5534,00	-5022,84	-4539,19
3,50	-41,37	3,07	2,63	2,25	1,75	-8275,40	-7321,25	-6481,33	-5974,14	-5493,44
4,00	-47,28	3,50	3,00	2,50	2,00	-9457,60	-8370,00	-7428,67	-6923,44	-6447,69
4,50	-53,19	3,94	3,38	2,88	2,25	-10639,80	-9418,75	-8376,00	-7872,69	-7401,94
5,00	-59,10	4,38	3,75	3,25	2,50	-11822,00	-10467,50	-9323,33	-8821,94	-8356,19
5,50	-65,01	4,82	4,13	3,64	2,75	-13004,20	-11516,25	-10270,67	-9771,19	-9310,44
6,00	-70,92	5,26	4,50	4,00	3,00	-14186,40	-12565,00	-11078,00	-10720,44	-10264,69
6,50	-76,83	5,69	4,88	4,38	3,25	-15368,60	-13613,75	-11875,33	-11670,69	-11218,94
7,00	-82,74	6,13	5,26	4,75	3,50	-16550,80	-14662,50	-12622,67	-12620,94	-12173,19
7,50	-88,65	6,57	5,63	5,13	3,75	-17733,00	-15711,25	-13370,00	-13571,19	-13127,44
8,00	-94,56	7,00	6,00	5,50	4,00	-18915,20	-16760,00	-14117,33	-14521,44	-14081,69
8,50	-100,47	7,44	6,38	5,88	4,25	-20097,40	-17808,75	-14864,67	-15471,69	-15035,94
9,00	-106,38	7,88	6,75	6,25	4,50	-21279,60	-18857,50	-15612,00	-16421,94	-15990,19
9,50	-112,29	8,32	7,13	6,63	4,75	-22461,80	-19906,25	-16359,33	-17372,19	-16944,44
10,00	-118,20	8,76	7,50	7,00	5,00	-23644,00	-20955,00	-17106,67	-18322,44	-17898,69
10,50	-124,11	9,20	7,88	7,38	5,25	-24826,20	-22003,75	-17854,00	-19272,69	-18852,94
11,00	-130,02	9,64	8,25	7,75	5,50	-26008,40	-23052,50	-18601,33	-20222,94	-19807,19
11,50	-135,93	10,08	8,63	8,13	5,75	-27190,60	-24101,25	-19348,67	-21173,19	-20761,44
12,00	-141,84	10,52	9,00	8,50	6,00	-28372,80	-25150,00	-20096,00	-22123,44	-21715,69
12,50	-147,75	10,96	9,38	8,88	6,25	-29555,00	-26198,75	-20843,33	-23073,69	-22669,94
13,00	-153,66	11,40	9,75	9,25	6,50	-30737,20	-27247,50	-21590,67	-24023,94	-23624,19
13,50	-159,57	11,84	10,13	9,63	6,75	-31919,40	-28296,25	-22338,00	-24974,19	-24578,44
14,00	-165,48	12,28	10,50	10,00	7,00	-33101,60	-29345,00	-23085,33	-25924,44	-25532,69
14,50	-171,39	12,72	10,88	10,38	7,25	-34283,80	-30393,75	-23832,67	-26874,69	-26486,94
15,00	-177,30	13,16	11,25	10,75	7,50	-35466,00	-31442,50	-24580,00	-27824,94	-27441,19
15,50	-183,21	13,60	11,63	11,13	7,75	-36648,20	-32491,25	-25327,33	-28775,19	-28395,44
16,00	-189,12	14,04	12,00	11,50	8,00	-37830,40	-33540,00	-26074,67	-29725,44	-29349,69
16,50	-195,03	14,48	12,38	11,88	8,25	-39012,60	-34588,75	-26822,00	-30675,69	-30303,94
17,00	-200,94	14,92	12,75	12,25	8,50	-40194,80	-35637,50	-27569,33	-31625,94	-31258,19
17,50	-206,85	15,36	13,13	12,63	8,75	-41377,00	-36686,25	-28316,67	-32576,19	-32212,44
18,00	-212,76	15,80	13,50	13,00	9,00	-42559,20	-37735,00	-29064,00	-33526,44	-33166,69
18,50	-218,67	16,24	13,88	13,38	9,25	-43741,40	-38783,75	-29811,33	-34476,69	-34120,94
19,00	-224,58	16,68	14,25	13,75	9,50	-44923,60	-39832,50	-30558,67	-35426,94	-35075,19
19,50	-230,49	17,12	14,63	14,13	9,75	-46105,80	-40881,25	-31306,00	-36377,19	-36029,44
20,00	-236,40	17,56	15,00	14,50	10,00	-47288,00	-41930,00	-32053,33	-37327,44	-36983,69
20,50	-242,31	18,00	15,38	14,88	10,25	-48470,20	-42978,75	-32800,67	-38277,69	-37937,94
21,00	-248,22	18,44	15,75	15,25	10,50	-49652,40	-44027,50	-33548,00	-39227,94	-38892,19
21,50	-254,13	18,88	16,13	15,63	10,75	-50834,60	-45076,25	-34295,33	-40178,19	-39846,44
22,00	-260,04	19,32	16,50	16,00	11,00	-52016,80	-46125,00	-35042,67	-41128,44	-40800,69
22,50	-265,95	19,76	16,88	16,38	11,25	-53199,00	-47173,75	-35790,00	-42078,69	-41754,94
23,00	-271,86	20,20	17,25	16,75	11,50	-54381,20	-48222,50	-36537,33	-43028,94	-42709,19
23,50	-277,77	20,64	17,63	17,13	11,75	-55563,40	-49271,25	-37284,67	-43979,19	-43663,44
24,00	-283,68	21,08	18,00	17,50	12,00	-56745,60	-50320,00	-38032,00	-44929,44	-44617,69



Área	0,00	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00
Área	0,00	-21,52	-36,18	-40,45	-42,25	-40,45	-34,18	-21,52	0,00
Perímetro	0,00	21,21	34,12	40,31	42,04	40,31	34,12	21,21	0,00
Centro	0,00	29,73	47,82	56,47	59,79	56,47	47,82	29,73	0,00
IP	0,00	45,31	10,68	15,72	20,59	15,72	10,68	45,31	0,00
Inércia	0,00	-11,20	-17,50	-20,73	-21,70	-20,73	-17,50	-11,20	0,00
Diferença	0,00	-3,64	-0,20	-0,49	-0,70	-0,49	-0,20	-3,64	0,00
	0,00	27,58	45,69	53,82	55,39	53,82	45,69	27,58	0,00

Análise 1

x	f(x)		f'(x)		f''(x)		Integral 1		Integral 2		Integral 3	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
0,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
0,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
1,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
1,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
2,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
2,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
3,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
3,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
4,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
4,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
5,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
5,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
6,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
6,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
7,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
7,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
8,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
8,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
9,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
9,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
10,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
10,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
11,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
11,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
12,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
12,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
13,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
13,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
14,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
14,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
15,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
15,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
16,00	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
16,50	1274,50	-61,96	0,00	-94116,37	0,00	-20722,04	0,01	318,63	1,48	0,00	6,21	
17,00	1274,50	-61,96</										

ARMADURA DE CISCALHAMENTO (TRECHO 1)				ARMADURA DE CISCALHAMENTO (TRECHO 2)				ARMADURA DE CISCALHAMENTO (TRECHO 3)			
Bielas Comprimidas		Bielas Tractionadas		Bielas Comprimidas		Bielas Tractionadas		Bielas Comprimidas		Bielas Tractionadas	
Seção de análise		Seção de análise		Seção de análise		Seção de análise		Seção de análise		Seção de análise	
Aolongo	0,5	f_{ywk} (Mpa)	500,00	Aolongo	1,5	f_{ywk} (Mpa)	500,00	Aolongo	3	f_{ywk} (Mpa)	500,00
f_{ck} (MPa)	30,00	f_{ywd} (Mpa)	434,78	f_{ck} (MPa)	30,00	f_{ywd} (Mpa)	434,78	f_{ck} (MPa)	30,00	f_{ywd} (Mpa)	434,78
f_{cd} (MPa)	20,00	(A_{sw}/s) (mm ² /m)	664,76	f_{cd} (MPa)	20,00	(A_{sw}/s) (mm ² /m)	503,42	f_{cd} (MPa)	20,00	(A_{sw}/s) (mm ² /m)	355,00
b_w (cm)	10,00	$\rho_{w,min}$	0,000876	b_w (cm)	10,00	$\rho_{w,min}$	0,000876	b_w (cm)	10,00	$\rho_{w,min}$	0,000876
d (cm)	39,76	$S_{l,max}$	29,82	d (cm)	48,43	$S_{l,max}$	36,32	d (cm)	59,76	$S_{l,max}$	44,82
θ	30	$(A_{sw}/s)_{min}$ (mm ² /m)	87,64	θ	30	$(A_{sw}/s)_{min}$ (mm ² /m)	87,64	θ	30	$(A_{sw}/s)_{min}$ (mm ² /m)	87,64
cot(θ)	1,73			cot(θ)	1,73			cot(θ)	1,73		
OK		(A_{sw}/s) (mm ² /m)	664,76	OK		(A_{sw}/s) (mm ² /m)	503,42	OK		(A_{sw}/s) (mm ² /m)	355,00
Solicitações		ϕ_t (mm)	8,00	Solicitações		ϕ_t (mm)	8,00	Solicitações		ϕ_t (mm)	8,00
V_{Ed} (kN)	164,82	$A_{s,barra}$ (mm ²)	100,53	V_{Ed} (kN)	152,02	$A_{s,barra}$ (mm ²)	100,53	V_{Ed} (kN)	132,28	$A_{s,barra}$ (mm ²)	100,53
z (cm)	35,79	s (cm)	15,00	z (cm)	43,59	s (cm)	19,00	z (cm)	53,78	s (cm)	28,00
P (kN)	284,99			P (kN)	603,86			P (kN)	704,92		
σ_{ed} (Mpa)	7,17			σ_{ed} (Mpa)	12,47			σ_{ed} (Mpa)	11,80		
fração	0,36			fração	0,62			fração	0,59		
α_{cov}	1,25			α_{cov}	0,94			α_{cov}	1,03		
V_1	0,53	ϕ_t	8,0	V_1	0,53	ϕ_t	8,0	V_1	0,53	ϕ_t	8,0
		//	15			//	19			//	28
$V_{rd,max}$ (kN)	204,55	V_{sd} (kN)	180,62	$V_{rd,max}$ (kN)	187,63	V_{sd} (kN)	173,67	$V_{rd,max}$ (kN)	252,20	V_{sd} (kN)	145,42
Bielas em boas Condições OK				Bielas em boas Condições OK				Bielas em boas Condições OK			

ARMADURA DE PELE															
Seção de análise				Seção de análise				Seção de análise				Seção de análise			
Aolongo	6,00			Aolongo	8,00			Aolongo	10,00			Aolongo	12,00		
f_{cm} (MPa)	2,90			f_{cm} (MPa)	2,90			f_{cm} (MPa)	2,90			f_{cm} (MPa)	2,90		
b_w (cm)	10,00			b_w (cm)	10,00			b_w (cm)	10,00			b_w (cm)	10,00		
y inf (cm)	48,46			y inf (cm)	57,01			y inf (cm)	65,59			y inf (cm)	74,19		
h (cm)	96,00			h (cm)	113,33			h (cm)	130,67			h (cm)	148,00		
k	0,50			k	0,50			k	0,50			k	0,50		
A_{ct} (cm ²)	484,57			A_{ct} (cm ²)	570,15			A_{ct} (cm ²)	655,95			A_{ct} (cm ²)	741,91		
kI	1,50			kI	1,50			kI	1,50			kI	1,50		
kc	1,0			kc	1,0			kc	1,0			kc	1,0		
σ_s (Mpa)	500,00			σ_s (Mpa)	500,00			σ_s (Mpa)	500,00			σ_s (Mpa)	500,00		
$A_{s,pele}/face$ (mm ²)	70,17677			$A_{s,pele}/face$ (mm ²)	82,570469			$A_{s,pele}/face$ (mm ²)	94,996378			$A_{s,pele}/face$ (mm ²)	107,44554		
Ap (mm ²)	735,00			Ap (mm ²)	735,00			Ap (mm ²)	735,00			Ap (mm ²)	735,00		
As (mm ²)	157,08			As (mm ²)	157,08			As (mm ²)	157,08			As (mm ²)	157,08		
Ac,eff (cm ²)	440			Ac,eff (cm ²)	440			Ac,eff (cm ²)	440			Ac,eff (cm ²)	440		
chi1	0,3821656			chi1	0,3821656			chi1	0,3821656			chi1	0,3821656		
rop,eff	0,00601			rop,eff	0,0060097			rop,eff	0,0060097			rop,eff	0,0060097		
S_{max} (cm)	68,47521			S_{max} (cm)	68,475206			S_{max} (cm)	68,475206			S_{max} (cm)	68,475206		
ϕ_t (mm)	5,00			ϕ_t (mm)	5,00			ϕ_t (mm)	5,00			ϕ_t (mm)	5,00		
$A_{s,barra}$ (mm ²)	19,63			$A_{s,barra}$ (mm ²)	19,63			$A_{s,barra}$ (mm ²)	19,63			$A_{s,barra}$ (mm ²)	19,63		
n barras	4			n barras	5			n barras	5			n barras	6		
s (cm)	10			s (cm)	9			s (cm)	11			s (cm)	11		
ϕ_t	5,0	mm		ϕ_t	5,0	mm		ϕ_t	5,0	mm		ϕ_t	5,0	mm	
//	10	cm		//	9	cm		//	11	cm		//	11	cm	
OK				OK				OK				OK			

APÊNDICE B – Folha de cálculo ABNT NBR 6118

Durabilidade (TAB 13.4)	
Classe Agressividade Ambiental (TAB 6.1)	II
Nível de Proteção (TAB 13.4)	Completa
(TAB 13.4)	ELS-F: Rara
	ELS-D: Frequente

Características do agregado (8.2.8)		Tipo de cimento (12.3.3)		Tipo de Seção (17.3.1)	
Tipo de Agregado	α_E	Cimento	s	Seção	Seção I
Basalto ou diabásio	1,20	CP V - ARI	0,20	α_s	1,3

Tamanho do agregado	$d_{máx}$
Brita 1	1,9

Resistência de aderência (9.3.2.2)	
Tipo de fio	De 3 a 7 Fios
Condição de aderência (9.3.1)	Boa
η_{p1}	1,20
η_{p2}	1,00
l_{bp} (m)	2,93
l_{brt} (m)	1,78
l_{bpd} (m)	2,61

Coef. Majoração	
γ_c	1,40
γ_s	1,15

Concreto	
Pré-Fabricado	
28 Dias	Tempo (dias)
10-15	β_1
Abat (cm)	0,84015764
f_{ck} (Mpa)	30
f_{ck} (Mpa)	f_{ck} (Mpa)
E_{ci} (Mpa)	36806,96
E_{ci} (Mpa)	E_{ci} (Mpa)
E_{cs} (Mpa)	32206,09
E_{cs} (Mpa)	E_{cs} (Mpa)
$f_{ct,m}$ (Mpa)	2,90
$f_{ct,m}$ (Mpa)	$f_{ct,m}$ (Mpa)
$f_{ctk,inf}$ (Mpa)	2,03
$f_{ctk,inf}$ (Mpa)	$f_{ctk,inf}$ (Mpa)
$f_{ctk,sup}$ (Mpa)	3,77
$f_{ctk,sup}$ (Mpa)	$f_{ctk,sup}$ (Mpa)
$f_{ct,f}$ (Mpa)	2,64
$f_{ct,f}$ (Mpa)	$f_{ct,f}$ (Mpa)
f_{bpd} (Mpa)	1,74
f_{bpd} (Mpa)	f_{bpd} (Mpa)

Aço Passivo		Aço Ativo	
Longitudinal	f_{yk} (Mpa)	f_{yk} (Mpa)	1900
f_{yk} (Mpa)	500,00	f_{yk} (Mpa)	1710
f_{yk} (Mpa)	434,78	E_p (Mpa)	195500
E_p (Mpa)	210000	α_{ps}	0,875%
α_{ps}			5,794773574
Cord			7 Fios
Tipo			CP190 RB D=15,7mm
Relax.			RB
D (mm)			15,7
A (mm²)			147
f_{yk} (Mpa)	500	A_{pass} (m)	100

Relaxação do Aço (9.6.3.4.5)	
Tabela 8.4	R
	0,762
	3,12
Inicial	Progressivas
$\psi(t-t_0)$ (%)	2,432
$\psi(t-t_\infty)$ (%)	7,789

Fluência do concreto (Anexo A)				Retração do Concreto (Anexo A)			
A_c (cm²)	1870,00	h (m)	0,1482				
U (%)	70 A	f_c (t0)	192,61	t_0, fic (dias)	0,00	t_0, fic (dias)	9,33
uar (cm)	365,69 B	f_c (t ∞)	391,64	t_0, fic (dias)	9,33	t_0, fic (dias)	21291,67
Y	1,45 C		344,20	h (m)	0,1482	β_s (t0)	0,0000
h (m)	0,1482 D	φ_a	6493,26	β_s (t)	0,1520	β_s (t)	1,0012932
		φ_{1c}	2,50			ϵ_{2s}	0,95982
ti (dias)	0	φ_{2c}	1,63			ϵ_{2s}	0,95982
t0 (dias)	8,00	β_f (t)	4,08			ϵ_{cs}	-6,22E-04
t ∞ (dias)	18250,00	β_d (t)	0,40			ϵ_{cs}	-5,97E-04
		φ_d	0,9992			$\epsilon_{cs}(t-t_0)$	-9,08E-05
						$\epsilon_{cs}(t-t_0)$	-5,07E-04

SEÇÃO MÁXIMA A MEIO VÃO

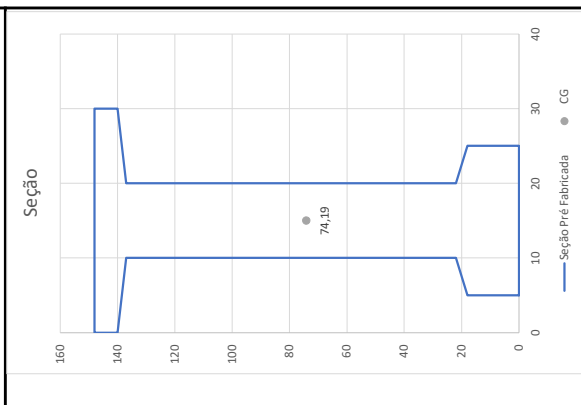
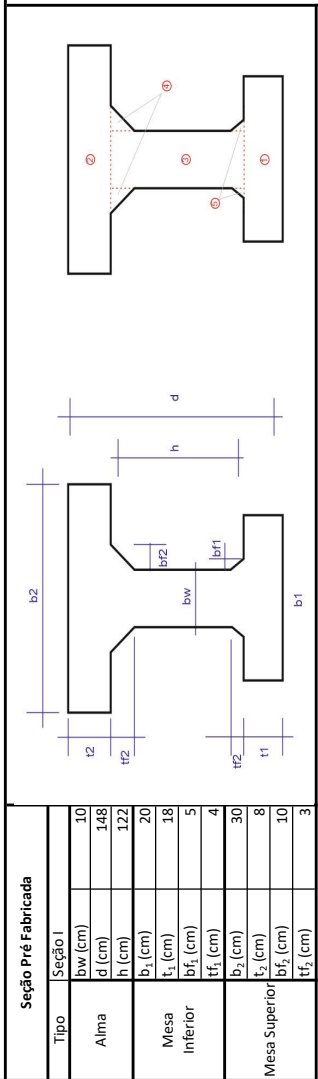


Tabela de Combinações Geométricas					Seção Pré Fabricada				
	A (cm)	V (cm)	A·V	I (cm ⁴)	Δy (cm)	I+Δy ²	b _{max} (cm)	h (cm)	Y _{inf} LN (cm)
1	360,00	9,00	3240,00	9720,00	-65,19	1539659,30	30,00	148,00	74,19
2	240,00	144,00	34560,00	1280,00	69,81	1170880,17			
3	1220,00	79,00	96380,00	1513206,67	4,81	1541424,13			
4	30,00	139,00	4170,00	15,00	64,81	126022,24			
5	20,00	19,33	386,67	17,78	-54,86	60204,46			
							I (cm ⁴)	4438190,31	
							W _s (cm ³)	60130,53	
							W _i (cm ³)	59821,36	

SEÇÃO MÍNIMA NOS APOIOS

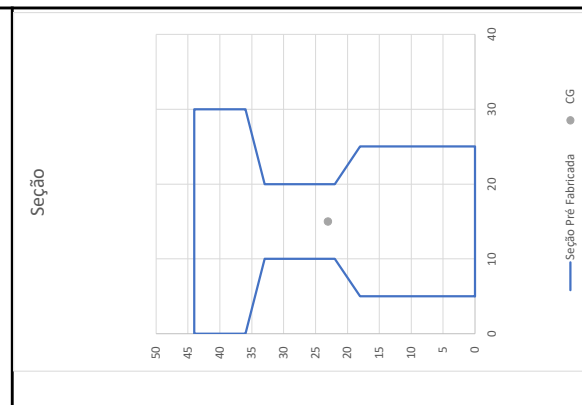
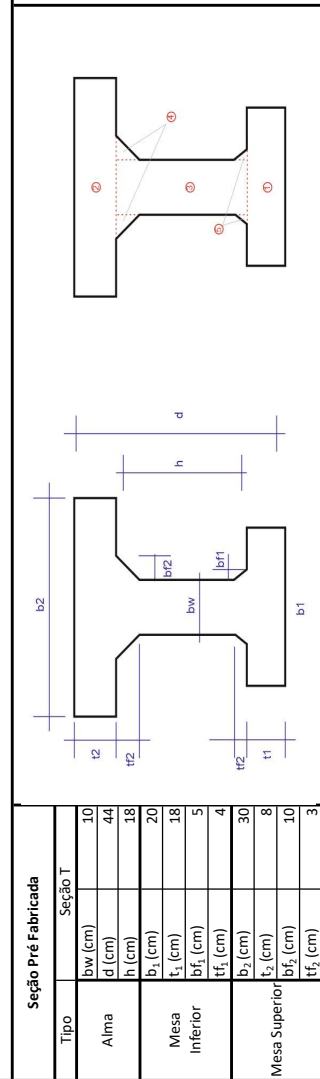


Tabela de Combinações Geométricas					Seção Pré Fabricada				
	A (cm)	V (cm)	A·V	I (cm ⁴)	Δy (cm)	I+Δy ²	b _{max} (cm)	h (cm)	Y _{inf} LN (cm)
1	360,00	9,00	3240,00	9720,00	-14,06	80847,89	30,00	44,00	23,06
2	240,00	40,00	9600,00	1280,00	16,94	70181,96			
3	180,00	27,00	4860,00	4860,00	3,94	7659,61			
4	30,00	35,00	1050,00	15,00	11,94	4294,61			
5	20,00	19,33	386,67	17,78	-3,72	294,98			
							A (cm ²)	830,00	
							I (cm ⁴)	163279,04	
							W _s (cm ³)	7796,07	
							W _i (cm ³)	7081,78	

Dados de projeto		Vão Efectivo	
l	24,00	a1	0,00
l1 (Esq)	0,00	a2	0,00
Comprimento do apoio	0,00	b2	24,00
l2 (Dir)	0,00	lref	24,00
Comprimento da alça de içamento		Esquerdo	3,00
		Direito	3,00

Combinação de Ações	
ELS-F:	Barra
ELS-D:	Frequente

Coef. Majoração	
V _k	1,4
V _e	1,4

Cargas Permanentes Iniciais (PP distribuído em trapézio)	Cargas Permanentes Finais (kN/m)	Cargas Variáveis (kN/m)	ψ0	ψ1	ψ2	Cargas Variáveis Pontuais (kN)			a	ψ0	ψ1	ψ2
						0.4 Sobrecarga 1	0.4 Sobrecarga 2	0.4 Sobrecarga 3				
Peso Próprio de Estrutura	0.00	2.24	1.88	0.70	0.6	0	0	0	0	0	0	0
Cargas Permanente	0.00	1.50	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Cargas Permanente	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
G0 (kN/m)	0.00	3.84	1.88	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0

Projeto	Q (kN/m)			Reações		
	q1 (kN/m)	q2 (kN/m)	q3 (kN/m)	R1 (kN)	R2 (kN)	Q (kN/m)
Movimentação	2.08	4.68	0.00	0.00	0.00	0.00
R1 (kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R2 (kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Ato, Montagem e Serviço

Intervalo de Análise	Mk (kN/m)												Vk (kN)												Misd (kN.m)												Ved (kN)											
	G0	G1	G pont	Q1	Q2	Q3	G pont	G0	G1	G pont	Q1	Q2	Q3	G pont	ELS-F	ELS-D	PP	Ultimo	Prot	Ultimo	Prot	Ultimo																										

0.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	19.99	22.56	0.00	11.05	0.00	0.00	19.99	44.16	0.00	0.00	21.62	0.00	0.00	53.59	0.00	0.00	19.99	75.03	-35.23	147.30	132.80
1.50	39.43	44.16	0.00	21.62	0.00	0.00	38.32	42.24	0.00	0.00	20.68	0.00	0.00	105.21	0.00	0.00	96.56	39.43	-147.29	141.73	147.30
2.00	58.29	64.80	0.00	31.73	0.00	0.00	37.14	40.32	0.00	0.00	19.74	0.00	0.00	154.82	0.00	0.00	142.13	58.29	-132.46	136.09	147.30
2.50	76.56	84.48	0.00	41.36	0.00	0.00	35.92	38.40	0.00	0.00	18.80	0.00	0.00	202.40	0.00	0.00	185.86	76.56	-173.55	130.36	147.30
3.00	94.20	103.20	0.00	50.53	0.00	0.00	34.64	36.48	0.00	0.00	17.86	0.00	0.00	247.93	0.00	0.00	227.72	94.20	-189.96	124.57	147.30
3.50	111.19	120.96	0.00	59.32	0.00	0.00	33.30	34.56	0.00	0.00	16.92	0.00	0.00	291.37	0.00	0.00	267.68	111.19	-221.44	118.69	147.30
4.00	127.49	137.76	0.00	67.45	0.00	0.00	31.91	32.72	0.00	0.00	15.98	0.00	0.00	332.70	0.00	0.00	305.72	127.49	-255.31	112.74	147.30
4.50	143.09	153.60	0.00	75.20	0.00	0.00	30.47	30.64	0.00	0.00	15.04	0.00	0.00	371.89	0.00	0.00	341.81	143.09	-284.68	106.72	147.30
5.00	157.95	168.48	0.00	82.49	0.00	0.00	28.97	28.80	0.00	0.00	14.10	0.00	0.00	408.92	0.00	0.00	375.92	157.95	-305.69	100.62	147.30
5.50	172.05	182.40	0.00	89.30	0.00	0.00	27.42	26.88	0.00	0.00	13.16	0.00	0.00	443.75	0.00	0.00	408.03	172.05	-325.72	94.44	147.30
6.00	185.36	193.36	0.00	95.65	0.00	0.00	25.81	24.96	0.00	0.00	12.22	0.00	0.00	476.36	0.00	0.00	436.10	185.36	-341.78	88.19	147.30
6.50	197.85	207.36	0.00	101.93	0.00	0.00	24.15	23.04	0.00	0.00	11.28	0.00	0.00	506.73	0.00	0.00	466.12	197.85	-358.85	81.86	147.30
7.00	209.50	218.40	0.00	106.92	0.00	0.00	22.44	21.12	0.00	0.00	10.34	0.00	0.00	534.82	0.00	0.00	492.05	209.50	-375.93	75.45	147.30
7.50	220.28	228.48	0.00	111.86	0.00	0.00	20.67	19.20	0.00	0.00	9.40	0.00	0.00	560.62	0.00	0.00	515.87	220.28	-391.02	68.97	147.30
8.00	230.16	237.60	0.00	116.33	0.00	0.00	18.84	17.28	0.00	0.00	8.46	0.00	0.00	584.08	0.00	0.00	537.55	230.16	-411.02	62.42	147.30
8.50	239.11	245.76	0.00	120.32	0.00	0.00	16.97	15.36	0.00	0.00	7.52	0.00	0.00	605.19	0.00	0.00	557.06	239.11	-431.21	55.79	147.30
9.00	247.11	252.96	0.00	123.85	0.00	0.00	15.04	13.44	0.00	0.00	6.58	0.00	0.00	623.92	0.00	0.00	574.38	247.11	-451.31	49.08	147.30
9.50	254.14	259.20	0.00	126.90	0.00	0.00	13.05	11.52	0.00	0.00	5.64	0.00	0.00	640.24	0.00	0.00	589.48	254.14	-471.41	42.29	147.30
10.00	260.15	264.48	0.00	129.49	0.00	0.00	11.01	9.60	0.00	0.00	4.70	0.00	0.00	654.12	0.00	0.00	602.33	260.15	-491.48	35.43	147.30
10.50	265.14	268.80	0.00	131.62	0.00	0.00	8.92	7.68	0.00	0.00	3.76	0.00	0.00	665.54	0.00	0.00	612.90	265.14	-511.56	28.50	147.30
11.00	269.06	272.16	0.00	133.25	0.00	0.00	6.77	5.76	0.00	0.00	2.82	0.00	0.00	674.47	0.00	0.00	621.17	269.06	-531.63	21.49	147.30
11.50	271.90	274.56	0.00	134.42	0.00	0.00	4.57	3.84	0.00	0.00	1.88	0.00	0.00	680.88	0.00	0.00	627.11	271.90	-551.69	14.40	147.30
12.00	273.62	276.48	0.00	135.13	0.00	0.00	2.31	1.92	0.00	0.00	0.94	0.00	0.00	686.04	0.00	0.00	630.70	273.62	-571.74	7.24	147.30
12.50	273.62	276.48	0.00	135.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	686.04	0.00	0.00	630.70	273.62	-591.78	0.00	147.30
13.00	271.90	274.56	0.00	134.42	0.00	0.00	-2.31	-1.92	0.00	0.00	-0.94	0.00	0.00	680.88	0.00	0.00	627.11	271.90	-611.81	-6.84	147.30
13.50	269.06	272.16	0.00	133.25	0.00	0.00	-4.57	-3.84	0.00	0.00	-1.88	0.00	0.00	674.47	0.00	0.00	621.17	269.06	-631.81	-13.61	147.30
14.00	265.14	268.80	0.00	131.62	0.00	0.00	-6.77	-5.76	0.00	0.00	-2.82	0.00	0.00	665.54	0.00	0.00	612.90	265.14	-651.81	-20.30	147.30
14.50	260.15	264.48	0.00	129.49	0.00	0.00	-8.92	-7.68	0.00	0.00	-3.76	0.00	0.00	654.12	0.00	0.00	602.33	260.15	-671.81	-27.00	147.30
15.00	254.14	259.20	0.00	126.90	0.00	0.00	-11.01	-9.60	0.00	0.00	-4.70	0.00	0.00	640.24	0.00	0.00	589.48	254.14	-691.81	-33.46	147.30
15.50	247.11	252.96	0.00	123.85	0.00	0.00	-13.05	-11.52	0.00	0.00	-5.64	0.00	0.00	623.92	0.00	0.00	574.38	247.11	-711.81	-40.31	147.30
16.00	239.11	245.76	0.00	120.32	0.00	0.00	-15.04	-13.44	0.00	0.00	-6.58	0.00	0.00	605.19	0.00	0.00	557.06	239.11	-731.81	-47.24	147.30
16.50	230.16	237.60	0.00	116.33	0.00	0.00	-16.97	-15.36	0.00	0.00	-7.52	0.00	0.00	584.08	0.00	0.00	537.55	230.16	-751.81	-54.63	147.30
17.00	220.28	228.48	0.00	111.86	0.00	0.00	-18.84	-17.28	0.00	0.00	-8.46	0.00	0.00	560.62	0.00	0.00	515.87	220.28	-771.81	-61.69	147.30
17.50	209.50	218.40	0.00	106.92	0.00	0.00	-20.67	-21.12	0.00	0.00	-9.40	0.00	0.00	534.82	0.00	0.00	492.05	209.50	-791.81	-68.93	147.30
18.00	197.85	207.36	0.00	101.93	0.00	0.00	-22.44	-23.04	0.00	0.00	-10.34	0.00	0.00	506.73	0.00	0.00	466.12	197.85	-811.81	-76.12	147.30
18.50	185.36	193.36	0.00	95.65	0.00	0.00	-24.15	-24.96	0.00	0.00	-11.28	0.00	0.00	476.36	0.00	0.00	436.10	185.36	-831.81	-83.05	147.30
19.00	172.05	182.40	0.00	89.30	0.00	0.00	-25.81	-26.88	0.00	0.00	-12.22	0.00	0.00	443.75	0.00	0.00	408.03	172.05	-851.81	-89.91	147.30
19.50	157.95	168.48	0.00	82.49	0.00	0.00	-27.42	-28.80	0.00	0.00	-13.16	0.00	0.00	408.92	0.00	0.00	375.92	157.95	-871.81	-96.69	147.30
20.00	143.09	153.60	0.00	75.20	0.00	0.00	-30.47	-30.72	0.00	0.00	-15.04	0.00	0.00	371.89	0.00	0.00	341.81	143.09	-891.81	-103.40	147.30
20.50	127.49	137.76	0.00	67.45	0.00	0.00	-31.91	-32.64	0.00	0.00	-15.98	0.00	0.00	332.70	0.00	0.00	305.72	127.49	-911.81	-110.33	147.30
21.00	111.19	120.96	0.00	59.32	0.00	0.00	-33.30	-34.56	0.00	0.00	-16.92	0.00	0.00	291.37	0.00	0.00	267.68	111.19	-931.81	-117.06	147.30
21.50	94.20	103.20	0.00	50.53	0.00	0.00	-34.64	-36.48	0.00	0.00	-17.86	0.00	0.00	247.93	0.00	0.00	227.72	94.20	-951.81	-123.85	147.30
22.00	76.56	84.48	0.00	41.36	0.00	0.00	-35.92	-38.40	0.00	0.00	-18.80	0.00	0.00	202.40	0.00	0.00	185.86	76.56	-971.81	-130.36	147.30
22.50	58.29	64.80	0.00	31.73	0.00	0.00	-37.14	-40.32	0.00	0.00	-19.74	0.00	0.00	154.82	0.00	0.00	142.13	58.29	-991.81	-136.85	147.30
23.00	39.43	44.16	0.00	21.62	0.00	0.00	-38.32	-42.24	0.00	0.00	-20.68	0.00	0.00	105.21	0.00	0.00	96.56	39.43	-1011.81	-143.09	147.30
23.50	19.99	22.56	0.00	11.05	0.00	0.00</															

Dados de projeto	
l (m)	6,5
W _s (cm ³)	31425,72
W _I (cm ³)	30895,23
Ac (cm ²)	1393,33
y (cm)	50,59
e _s (cm)	3,5
ȳ (cm)	10,241
y _{min} (cm)	5,785
e _p (cm)	40,35
ELS-CE (MPa)	21,43
f _{ct} (MPa)	2,64

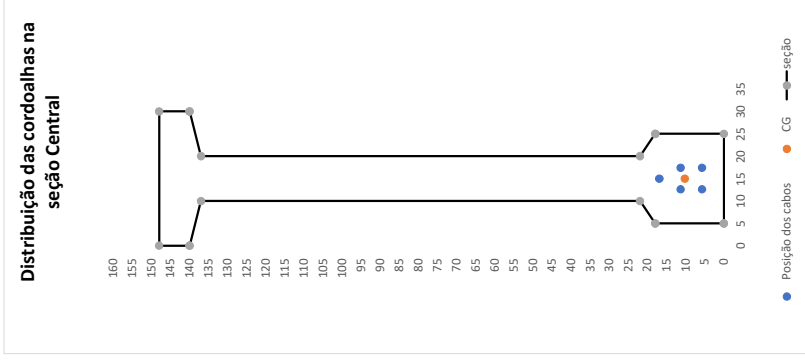
Determinação da força de protensão		
σ _{adm,pre} (1/m ²)	ELS-F P _{ad1} (kN)	ELS-D P _{ad2} (kN)
Sup	5,664	725,12
Inf	-20,238	786,95

Verificação dos Estados limites de serviço				
	Cargas	Tensões (MPa)		Condição
		Proten.	Total	
P _{ad1} (kN)	Sup	-17,02	-12,91	OK
	Inf	17,31	-14,68	OK
	Sup	-15,66	-11,55	OK
P _{ad2} (kN)	Sup	15,93	-14,68	Não respeita o ELS-D
	Inf	-17,02	4,46	OK
	Sup	17,31	-15,93	OK
P _{ad} (kN)	Sup	-15,66	-11,20	OK
	Inf	15,93	-15,93	OK

Estimativa da Força de protensão		Tensão inicial máx. prot (9.6.1.2.1)		Área de protensão	
P _{ad} (kN)	786,95	Cef f _{pk}	0,77	A _p (mm ²)	731,70
A _p (mm ²)	735,00	Coef f _{yk}	0,85	A _{apord} (mm ²)	147,00
σ _t (MPa)	1446,97	σ _{max} (MPa)	1453,5	ρ _{ord}	5
Δσ _p (%)	26,00				
P ₁ (kN)	1063,52				
P ₀ (kN)	966,31				

Espaçamento entre cabos	
a _v (cm)	4
a _h (cm)	4

SOLVER
Excentricidade e perda



Distribuição dos cabos			
Camada	h camada	b camada	Quant. cabos
1	5,79	20	2
2	11,355	20	2
3	16,925	20	2
4	22,495	8,7625	2
5	28,065	10	2
6	33,635	10	2
7	39,205	10	0
8	44,775	10	0
9	50,345	10	0
ȳ (cm)			10,241

Isolamento dos cabos				
Nível	Cabos Isolados	Cabos Isolados	Cabos Isolados	Cabos Isolados
Nível 1	0	0	2	0
Nível 2	0	2	2	0
Nível 3	1	1	1	0
Nível 4	0	0	0	0
Nível 5	0	0	0	0
ȳ (cm)				
e _p (cm)				
P ₁ (kN)				
P ₀ (kN)				
P _{ad} (kN)				

Cabo	camada	ncabo/camada	Distribuição das forças por cabo					Transf. Total	F/m	
			Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4	Nível 5			
1	1	1	Não	Não	Sim	-	-	0	1,784187	108,3196
2	1	2	Não	Não	Sim	-	-	0	1,784187	108,3196
3	2	1	Não	Sim	Sim	-	-	0	1,784187	108,3196
4	2	2	Não	Sim	Sim	-	-	0	1,784187	108,3196
5	3	1	Sim	Sim	Sim	-	-	2	3,784187	108,3196
ȳ _{cab} (m)										
2										
1,78										

ARMADURA PASSIVA E VERIFICAÇÃO DO ELU

Valores Mínimos e máximos

Md _l .min (kN.m)	180,20
A _{min} (mm ²)	280,5
A _{max} (mm ²)	7480

Dados do Material e Seção

f _{yd} (MPa)	434,78
f _{yd} (MPa)	434,78
f _{pyd} (MPa)	1486,96

SOLVER
Tensões

f _{td} (MPa)	1652,17
f _{ed} (MPa)	21,43

Armadura Passiva Compr.	
2	φ 10
A _s (mm ²)	157,08

Armadura Passiva Tração	
2	φ 10
A _s (mm ²)	157,08
A _p (mm ²)	735,00
A _{total} (mm ²)	1049,16

Deformação da seção	
ε _{cu}	3,50
ε _{sd}	6,09

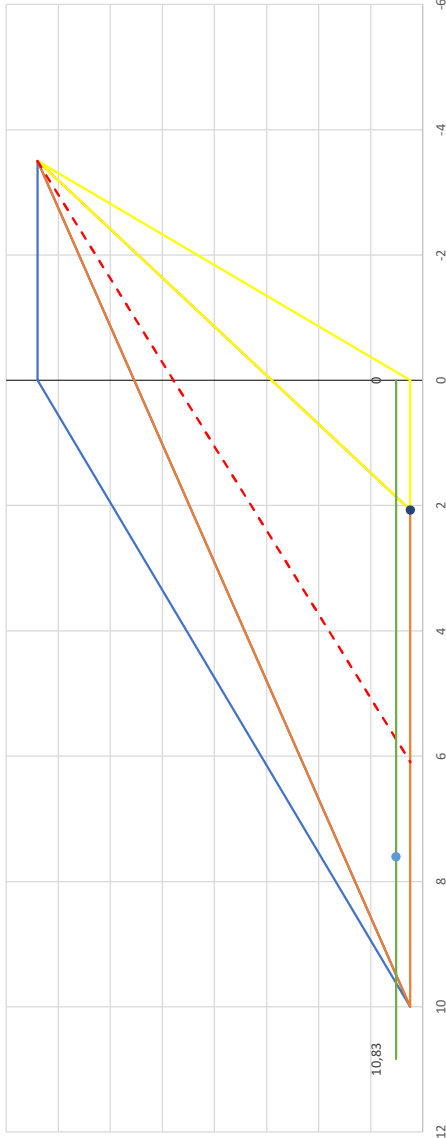
Domínio	
Dom 3	
ε _{pd,ult}	5,73
ε _{pd,lim}	4,93
ε _{pd,enc}	0,17
ε _{pd,tot}	10,83
ε _{sd}	3,50
ε _{sd'}	6,09
ε _{sd''}	3,18

Tensões finais	
σ _{sd'} (MPa)	434,78
σ _{sd} (MPa)	434,78
σ _{sd''} (MPa)	1506,42

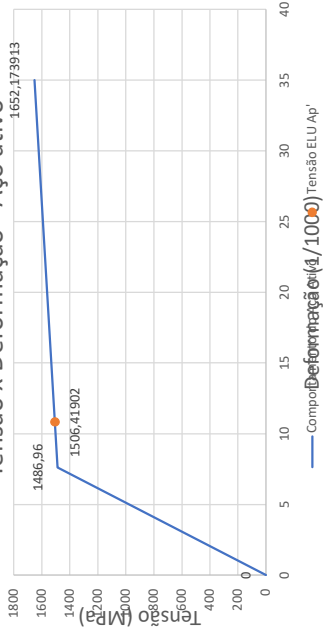
Estado Limite Último - ELU	
Escoamento da Armadura Ativa	
Escoamento da Armadura Passiva	
Esmagamento do Concreto	

M_r > M_{sd} - OK

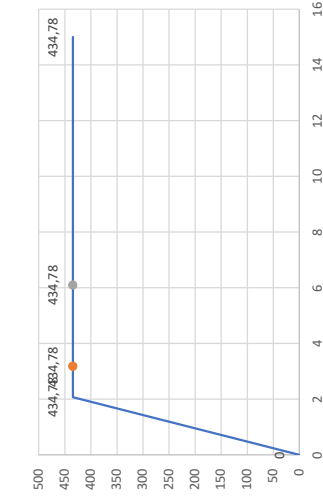
Domínio de deformação



Tensão x Deformação - Aço ativo



Tensão x Deformação - Aço Passivo

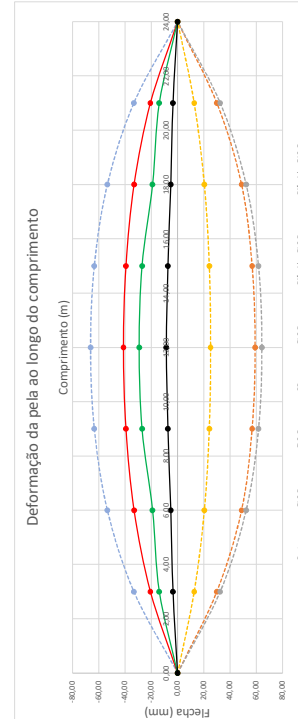
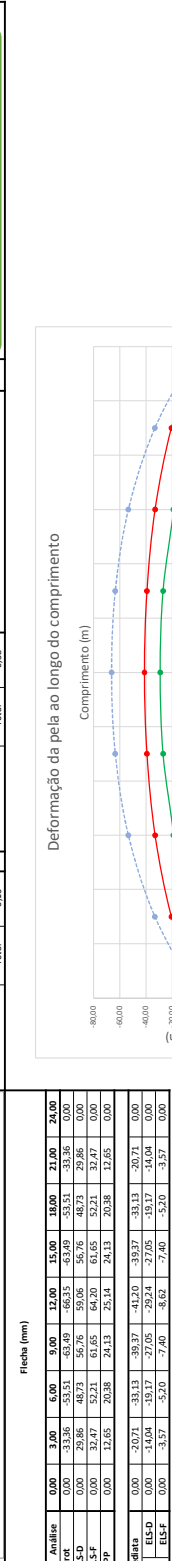
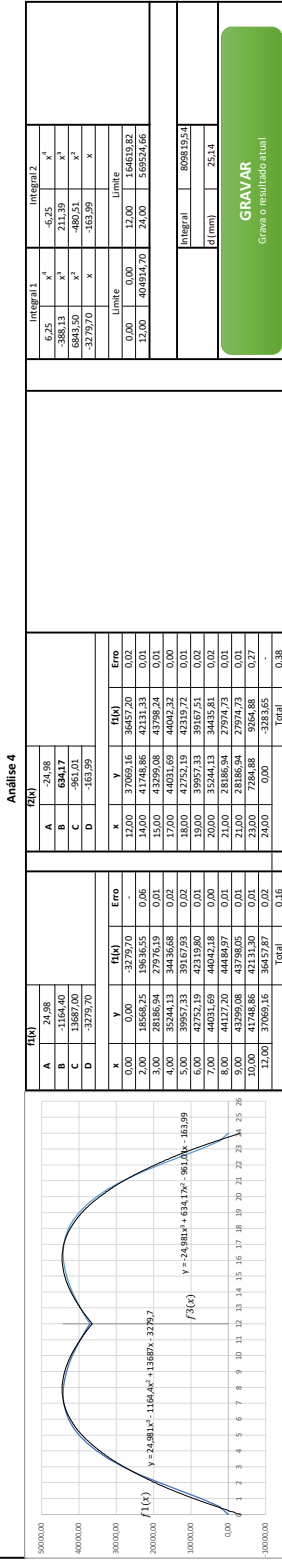
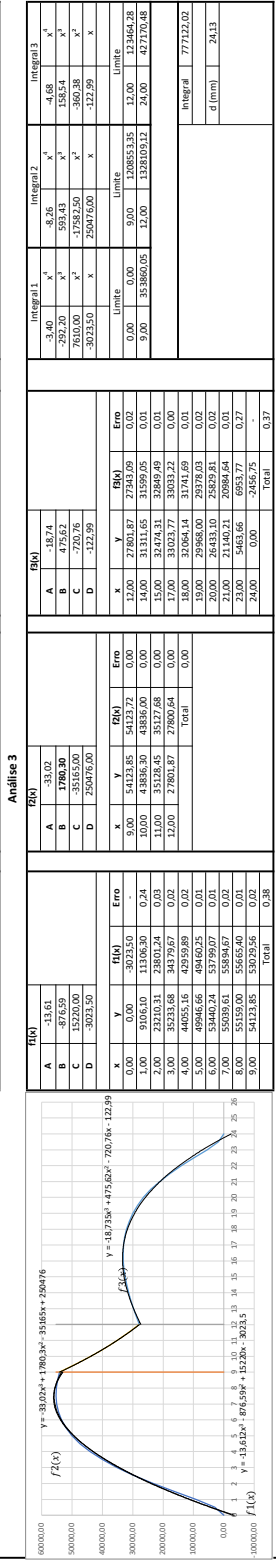
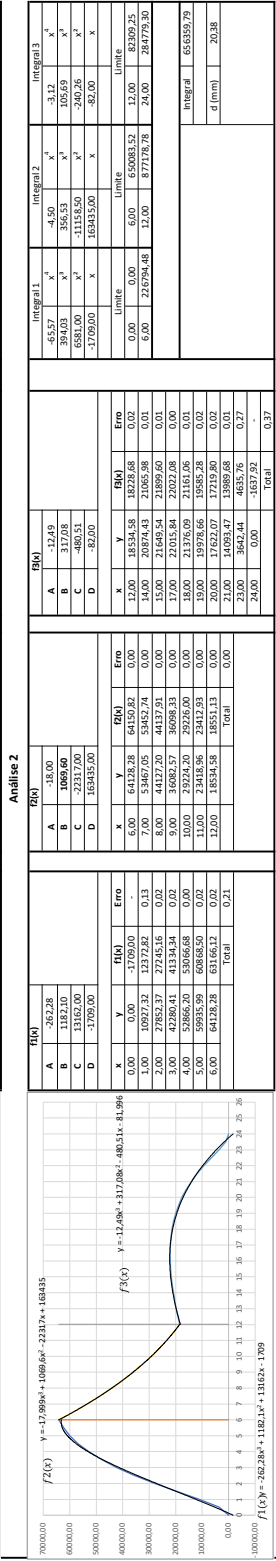
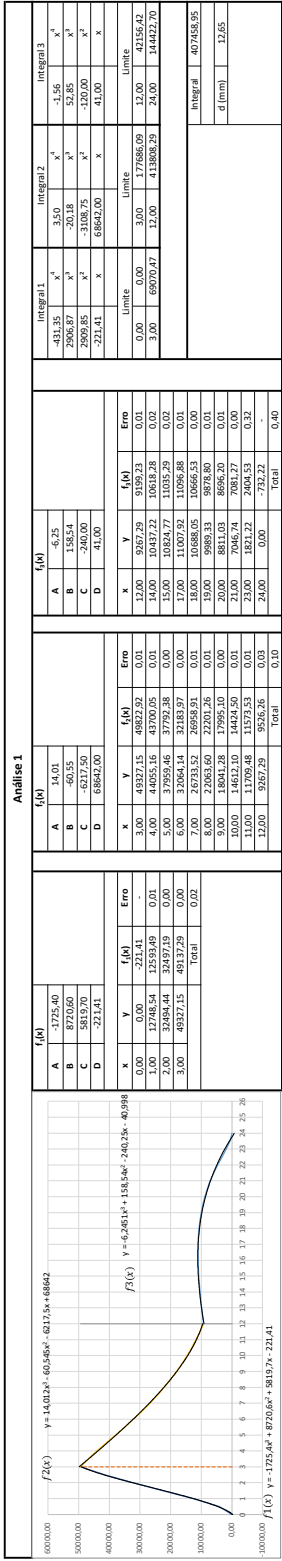


Dados da Seção

d ₁ (cm)	137,76
d ₂ (cm)	143,20
d ₃ (cm)	4,80
α _c (17.2.2)	0,85
λ (17.2.2)	0,80
x' (cm)	52,24
x'' (cm)	25,33
x (cm)	52,24

z _p	116,86
z ₁	122,31
z ₂	16,09

M _r (kN.m)	1435,84
M _{sd} (kN.m)	960,46



x	Fretes variáveis (N/mm²)			
	3.00	6.00	9.00	12.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	19.59	0.44	0.85	0.31
1.00	39.43	0.88	1.75	0.63
1.50	58.29	1.31	2.64	0.95
2.00	76.56	1.75	3.53	1.27
2.50	94.20	2.19	4.42	1.59
3.00	111.24	2.63	5.31	1.91
3.50	127.69	3.07	6.20	2.23
4.00	143.54	3.51	7.09	2.55
4.50	158.79	3.95	7.98	2.87
5.00	173.44	4.39	8.87	3.19
5.50	187.59	4.83	9.76	3.51
6.00	201.24	5.27	10.65	3.83
6.50	214.39	5.71	11.54	4.15
7.00	227.04	6.15	12.43	4.47
7.50	239.19	6.59	13.32	4.79
8.00	250.84	7.03	14.21	5.11
8.50	262.00	7.47	15.10	5.43
9.00	272.65	7.91	15.99	5.75
9.50	282.80	8.35	16.88	6.07
10.00	292.45	8.79	17.77	6.39
10.50	301.60	9.23	18.66	6.71
11.00	310.25	9.67	19.55	7.03
11.50	318.40	10.11	20.44	7.35
12.00	326.05	10.55	21.33	7.67
12.50	333.20	10.99	22.22	7.99
13.00	340.35	11.43	23.11	8.31
13.50	347.00	11.87	24.00	8.63
14.00	353.15	12.31	24.89	8.95
14.50	358.80	12.75	25.78	9.27
15.00	363.95	13.19	26.67	9.59
15.50	368.60	13.63	27.56	9.91
16.00	372.75	14.07	28.45	10.23
16.50	376.40	14.51	29.34	10.55
17.00	379.55	14.95	30.23	10.87
17.50	382.20	15.39	31.12	11.19
18.00	384.35	15.83	32.01	11.51
18.50	386.00	16.27	32.90	11.83
19.00	387.15	16.71	33.79	12.15
19.50	387.80	17.15	34.68	12.47
20.00	387.95	17.59	35.57	12.79
20.50	387.60	18.03	36.46	13.11
21.00	386.75	18.47	37.35	13.43
21.50	385.40	18.91	38.24	13.75
22.00	383.55	19.35	39.13	14.07
22.50	381.20	19.79	40.02	14.39
23.00	378.35	20.23	40.91	14.71
23.50	375.00	20.67	41.80	15.03
24.00	371.15	21.11	42.69	15.35
24.50	366.80	21.55	43.58	15.67
25.00	361.95	21.99	44.47	15.99
25.50	356.60	22.43	45.36	16.31
26.00	350.75	22.87	46.25	16.63

x	Análise 1				Análise 2				Análise 3				Análise 4			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
0.00	631.13	3.40	3.00	177686.09	631.13	3.40	3.00	177686.09	631.13	3.40	3.00	177686.09	631.13	3.40	3.00	177686.09
0.50	2954.87	20.18	18.00	413868.29	2954.87	20.18	18.00	413868.29	2954.87	20.18	18.00	413868.29	2954.87	20.18	18.00	413868.29
1.00	2909.85	31.08	27.00	413868.29	2909.85	31.08	27.00	413868.29	2909.85	31.08	27.00	413868.29	2909.85	31.08	27.00	413868.29
1.50	221.41	41.00	36.00	413868.29	221.41	41.00	36.00	413868.29	221.41	41.00	36.00	413868.29	221.41	41.00	36.00	413868.29
2.00	0.00	0.00	3.00	177686.09	0.00	0.00	3.00	177686.09	0.00	0.00	3.00	177686.09	0.00	0.00	3.00	177686.09
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47
3.00	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.29	68070.47	12.00	413868.2				

APÊNDICE C – Estudo comparativo de vão variável

Tabela 87 – Comparação de valores com estruturas de vão variável

I (m)	NBR					EC					Diferença Percentual (%)				
	P_{∞} (kN)	P_i (kN)	A_p (mm ²)	σ_i (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	P_{∞} (kN)	P_i (kN)	A_p (mm ²)	σ_i (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	P_{∞}	P_i	A_p	σ_i	$\Delta\sigma_p$
10	194,02	239,05	294,00	813,09	18,83	169,39	194,32	147,00	1321,92	12,83	12,7%	18,7%	50,0%	38,5%	31,9%
11	234,77	279,30	294,00	950,00	15,94	204,96	245,78	294,00	836,00	16,61	12,7%	12,0%	0,0%	12,0%	4,0%
12	279,39	335,16	294,00	1140,00	16,64	243,92	286,47	294,00	974,39	14,86	12,7%	14,5%	0,0%	14,5%	10,7%
13	327,90	400,62	294,00	1362,66	18,15	286,26	331,69	294,00	1128,18	13,69	12,7%	17,2%	0,0%	17,2%	24,6%
14	380,29	479,53	441,00	1087,37	20,70	332,00	382,59	294,00	1301,34	13,22	12,7%	20,2%	33,3%	16,4%	36,1%
15	436,55	536,81	441,00	1217,26	18,68	381,12	442,53	294,00	1505,21	13,88	12,7%	17,6%	33,3%	19,1%	25,7%
16	496,70	616,18	441,00	1397,23	19,39	433,63	504,19	441,00	1143,29	14,00	12,7%	18,2%	0,0%	18,2%	27,8%
17	560,73	686,70	588,00	1167,86	18,34	489,53	566,71	441,00	1285,07	13,62	12,7%	17,5%	25,0%	9,1%	25,8%
18	628,64	783,01	588,00	1331,66	19,72	548,81	637,77	441,00	1446,18	13,95	12,7%	18,5%	25,0%	7,9%	29,3%
19	713,48	898,42	735,00	1222,34	20,58	611,48	712,04	588,00	1210,96	14,12	14,3%	20,7%	20,0%	0,9%	31,4%
20	790,56	998,22	735,00	1358,12	20,80	677,54	788,11	588,00	1340,33	14,03	14,3%	21,0%	20,0%	1,3%	32,6%
21	882,56	1156,85	882,00	1311,63	23,71	746,99	874,71	588,00	1487,61	14,60	15,4%	24,4%	33,3%	11,8%	38,4%
22	968,61	1243,82	882,00	1410,23	22,13	835,63	976,65	735,00	1328,78	14,44	13,7%	21,5%	16,7%	5,8%	34,7%
23	1068,27	1375,08	1029,00	1336,33	22,31	932,10	1100,70	735,00	1497,55	15,32	12,7%	20,0%	28,6%	10,8%	31,3%
24	1171,15	1564,08	1176,00	1330,00	25,12	1045,85	1237,45	882,00	1403,01	15,48	10,7%	20,9%	25,0%	5,2%	38,4%
25	1270,78	1669,94	1176,00	1420,02	23,90	1162,66	1384,48	1029,00	1345,46	16,02	8,5%	17,1%	12,5%	5,3%	33,0%
26	1396,80	1849,73	1323,00	1398,13	24,49	1274,37	1530,98	1029,00	1487,83	16,76	8,8%	17,2%	22,2%	6,0%	31,6%
27	1526,13	2039,58	1470,00	1387,47	25,17	1399,99	1689,92	1176,00	1437,01	17,16	8,3%	17,1%	20,0%	3,4%	31,8%
28	1659,14	2240,15	1617,00	1385,37	25,94	1545,98	1879,88	1323,00	1420,92	17,76	6,8%	16,1%	18,2%	2,5%	31,5%
29	1796,06	2452,09	1764,00	1390,07	26,75	1695,76	2078,30	1470,00	1413,81	18,41	5,6%	15,2%	16,7%	1,7%	31,2%
30	1952,31	2699,31	1911,00	1412,51	27,67	1849,65	2285,57	1617,00	1413,46	19,07	5,3%	15,3%	15,4%	0,1%	31,1%

Fonte – Autoria própria

ANEXOS

ANEXO A – Tabelas NP EN 1992 - 1

Quadro 7 – Valores dos coeficientes α

Factor de influência	Tipo de amarração	Armadura para betão armado	
		Traccionada	Comprimida
Forma dos varões	Recta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Outra, não recta	$\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3\phi$	$\alpha_1 = 1,0$
Recobrimento das	Recta	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi$	$\alpha_2 = 1,0$
	Outra, não recta	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi$	$\alpha_2 = 1,0$
Cintagem das armaduras transversais não soldadas à armadura principal	Todos os tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$	$\alpha_3 = 1,0$
Cintagem das armaduras transversais soldadas	Todos os tipos, posições e diâmetros, como representado na Figura 8.1	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 1,0$
Cintagem por compressão transversal	Todos os tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$	-

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010).

Quadro 8 – Classe de exposição de acordo com a EN 206

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
1 Nenhum risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
2 Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2
3 Corrosão induzida por cloretos		
XD1	Humidade moderada	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas Elementos de betão expostos a águas industriais contendo cloretos
XD3	Alternadamente húmido e seco	Elementos de pontes expostos a pulverizações contendo cloretos Pavimentos Lajes de parques de estacionamento
4 Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar		
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas
5 Ataque gelo/degelo		
XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF4	Saturação elevada em água, com produtos descongelantes ou com água do mar	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes Superfícies de betão expostas a pulverizações directas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo
6 Ataque químico		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1.	Terrenos naturais e água do terreno
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1.	Terrenos naturais e água do terreno
XA3	Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1.	Terrenos naturais e água do terreno

Fonte – NP EN 1992-1-1 (2010).

ANEXO B – Dados extra do projeto

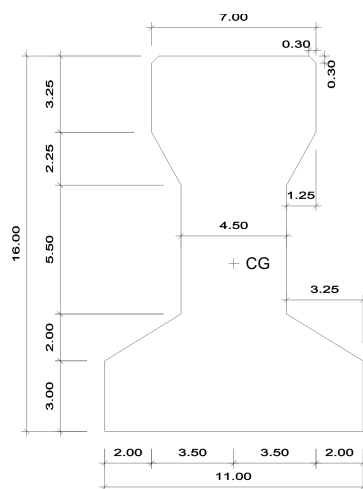


Figura 69 – Seção das madres

Fonte – Autoria própria

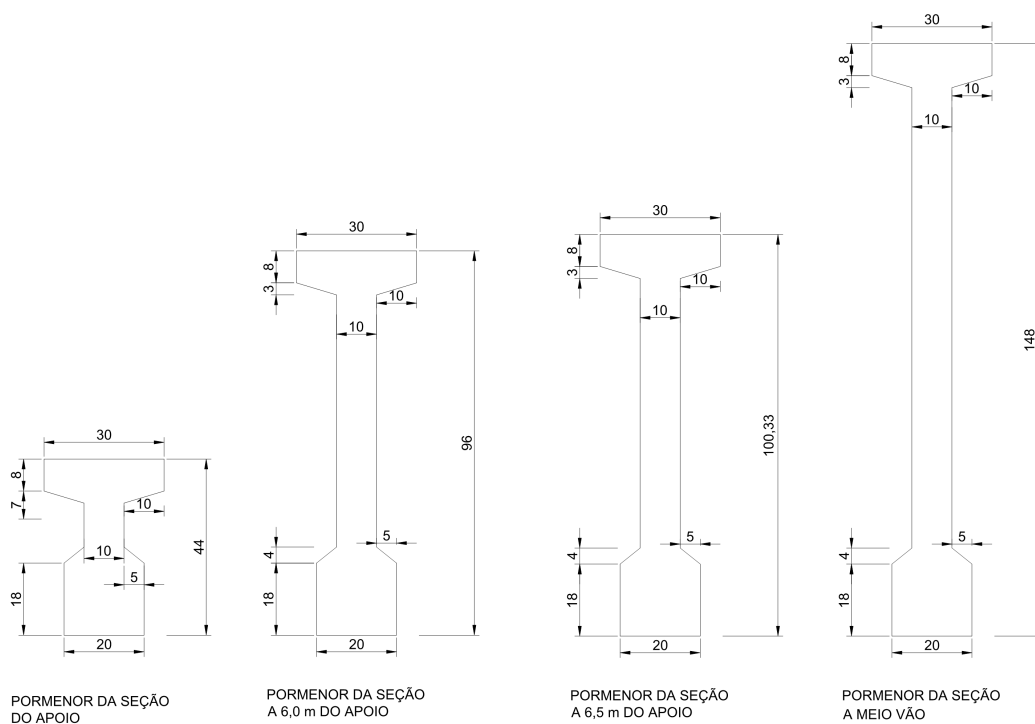


Figura 70 – Principais seções das vigas

Fonte – Autoria própria

ESPECIFICAÇÕES DOS PRODUTOS – CORDOALHAS PARA PROTENSÃO							
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalhas de 3 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 3 X 3,0	6,5	22	22	171	41	37	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 3,5	7,6	30	30	238	57	51	
Cord. CP 190 RB 3 X 4,0	8,8	38	38	304	71	64	
Cord. CP 190 RB 3 X 4,5	9,6	47	46	366	88	79	
Cord. CP 190 RB 3 X 5,0	11,1	67	66	520	125	112	
Cordoalhas de 7 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 9,50	9,5	56	55	441	104	94	3,5
Cord. CP 190 RB 12,70	12,7	101	99	792	187	169	
Cord. CP 190 RB 15,20	15,2	143	140	1.126	266	239	
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1.172	279	246	
Cordoalhas de 7 fios CP 210							
Cord. CP 210 12,70*	12,7	101	99	792	203	183	3,5
Cord. CP 210 15,20*	15,2	143	140	1.126	288	259	

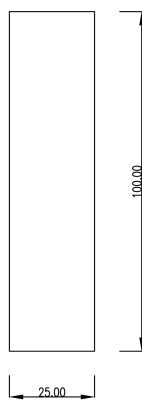
* Os fios podem ser fabricados sob consulta. As cordoalhas CP 210 serão cintadas com cinta metálica cinza azulada.



As cordoalhas são fornecidas em rolos sem núcleo, nas dimensões da tabela.

Figura 71 – Características do aço de pré-esforço apresentadas pelo fabricante

Fonte – Catálogo Arcelor Mittal - 2015



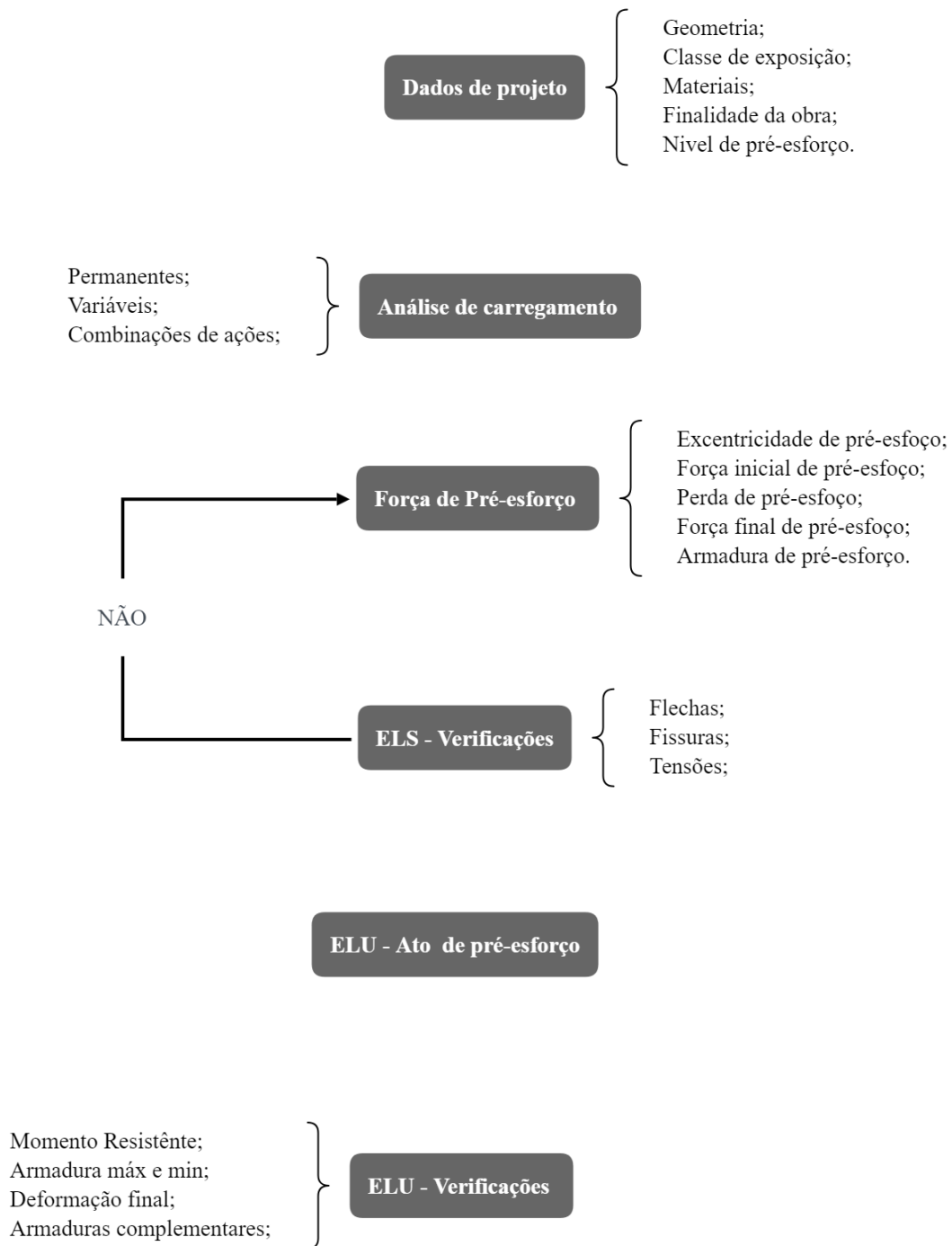
SEÇÃO RETANGULAR PARA ANÁLISE
DE VARIAÇÃO DO VÃO

Figura 72 – Seção retangular

Fonte – Autoria própria

ANEXO C – Fluxograma de Metodologia

Figura 73 – Fluxograma



Fonte – Bastos (2019), adaptado.

ANEXO D – Carregamentos

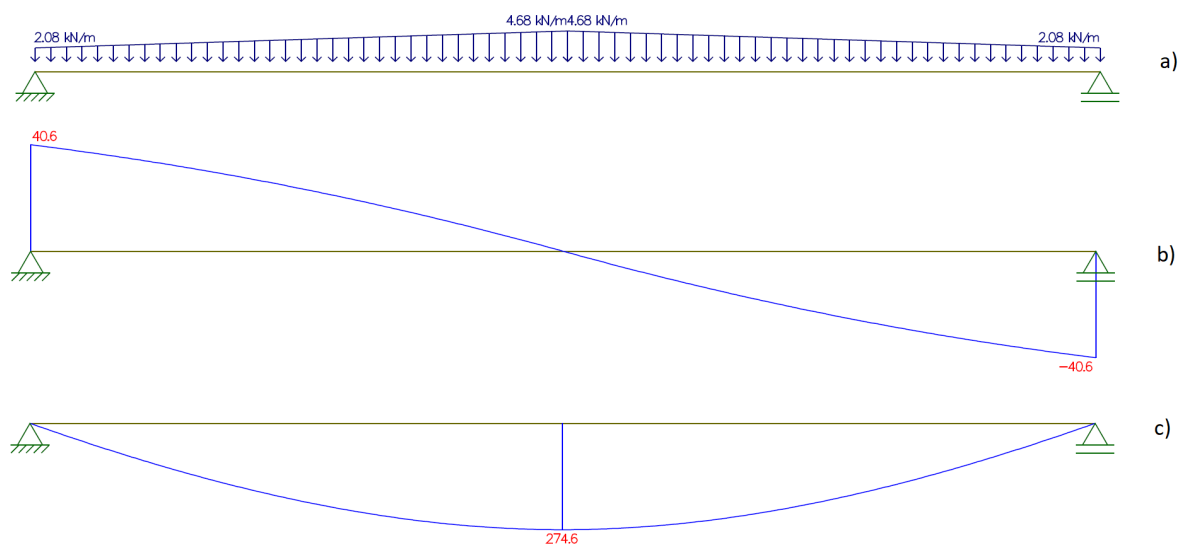


Figura 74 – Avaliação do carregamento de peso próprio através do *software* Ftool. a) Carregamento; b) Transverso [kN]; c) Momento fletor [kN.m].

Fonte – Autoria própria

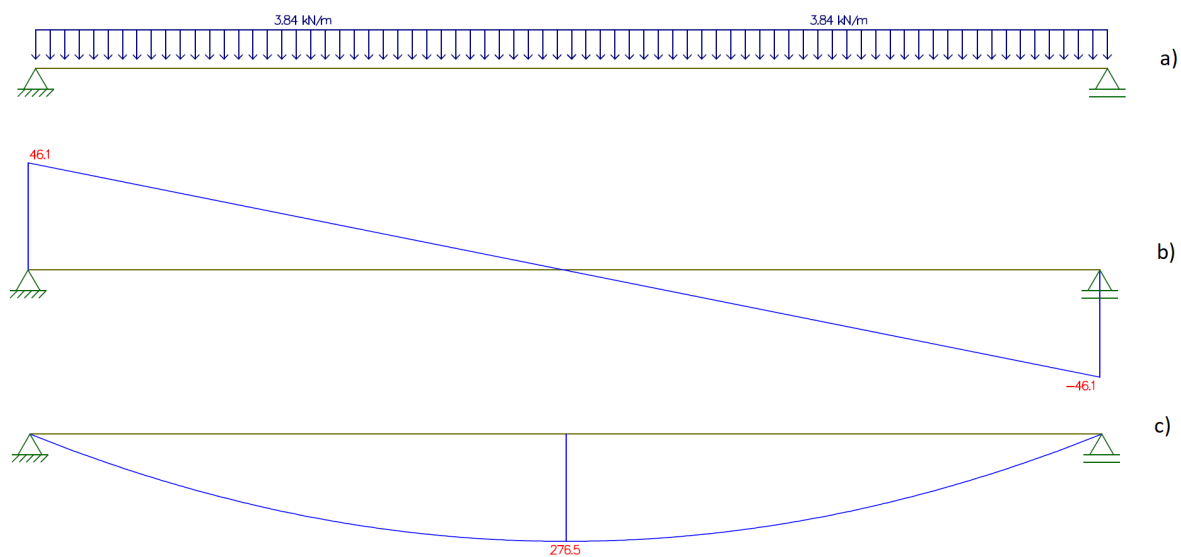


Figura 75 – Avaliação do carregamento permanentes através do *software* Ftool. a) Carregamento; b) Transverso [kN]; c) Momento fletor [kN.m].

Fonte – Autoria própria

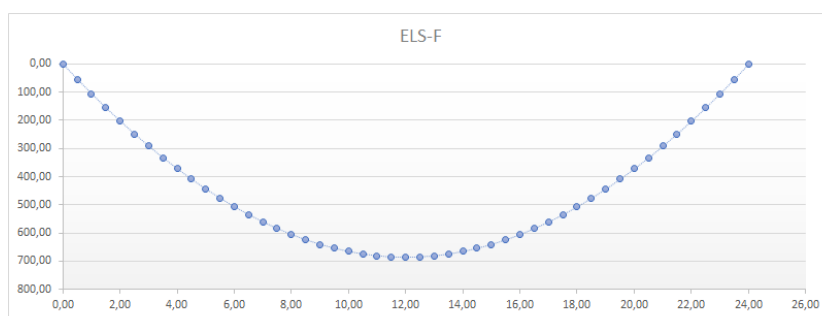


Figura 76 – Momento fletor para a combinação de ELS-F da NBR 6118 (2014)

Fonte – Autoria própria

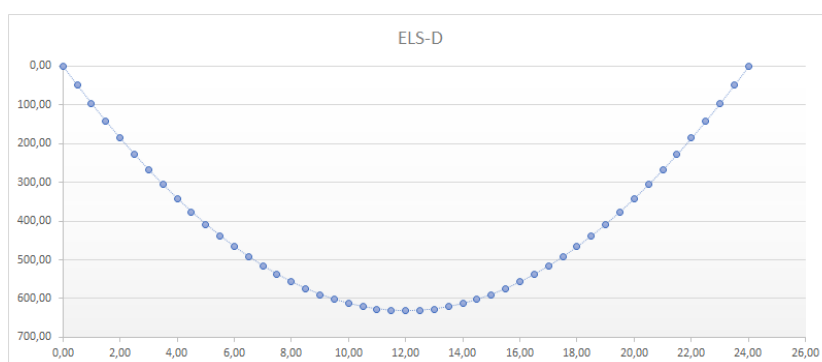


Figura 77 – Momento fletor para a combinação de ELS-D da NBR 6118 (2014)

Fonte – Autoria própria

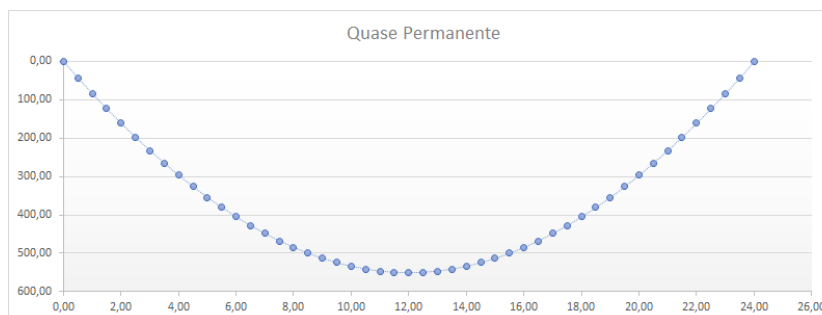


Figura 78 – Momento fletor para a combinação quase permanente da NP EN 1992-1-1 (2010)

Fonte – Autoria própria

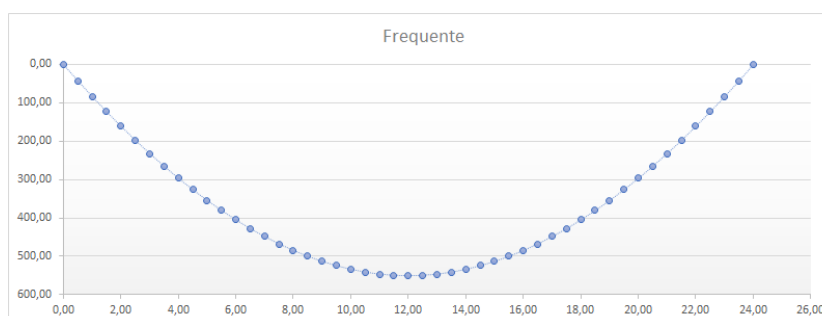


Figura 79 – Momento fletor para a combinação quase permanente da NP EN 1992-1-1 (2010)

Fonte – Autoria própria

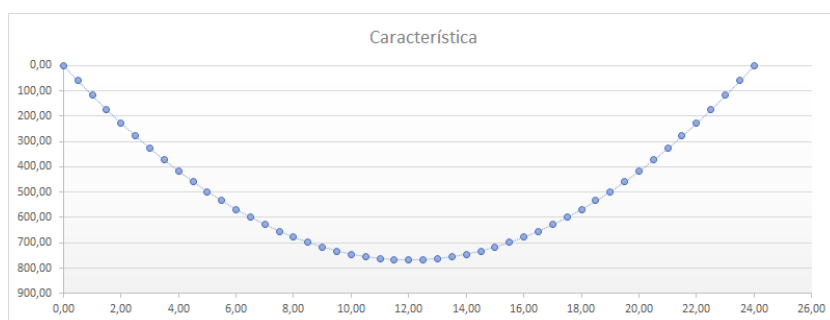


Figura 80 – Momento fletor para a combinação característica da NP EN 1992-1-1 (2010)

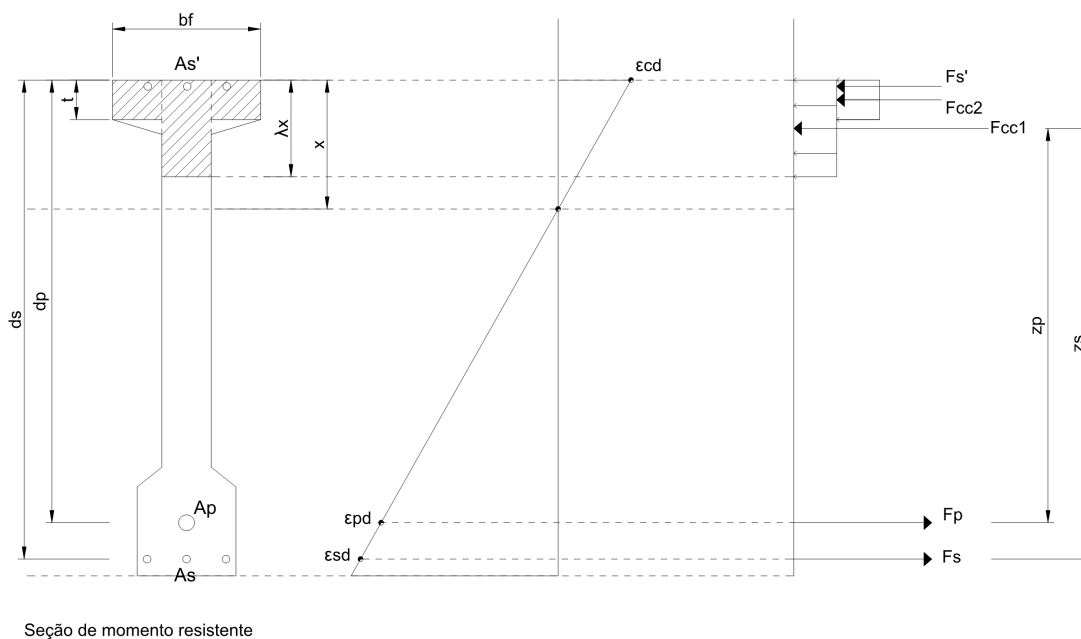
Fonte – Autoria própria

ANEXO E – Momento resistente

Conforme Hanai (2005) o método de análise do momento resistente das peças em estado limite último parte do princípio do equilíbrio das forças que o aço e o betão podem resistir para cada seção. Para essa análise o betão é considerado totalmente fissurado nos pontos de tração da peça. Assim no caso de seções I pode existir duas situações para a profundidade da linha neutra x :

- Abaixo da mesa superior: a profundidade deve levar em consideração a diferença entre a largura da alma e da mesa;
- Na mesa superior: o calculo da profundidade pode ser considerado da mesma forma que em vigas retangulares.

Partindo das equações de equilíbrio, o caso de linhas neutras a baixo da mesa superior da peça tem o esquema apresentado na figura 81 e profundidade x apresentada pela equação (E.1).



Seção de momento resistente

Figura 81 – Seção de momento resistente

Fonte – Bastos (2019), Adaptado

$$\Sigma F_H = 0 \rightarrow F'_s + F_{cc} = F_p + F_s \rightarrow \sigma'_{sd} \cdot A'_s + \sigma_{cd} \cdot A_{cc} = \sigma_{pd} + \sigma_{sd} \cdot A_s$$

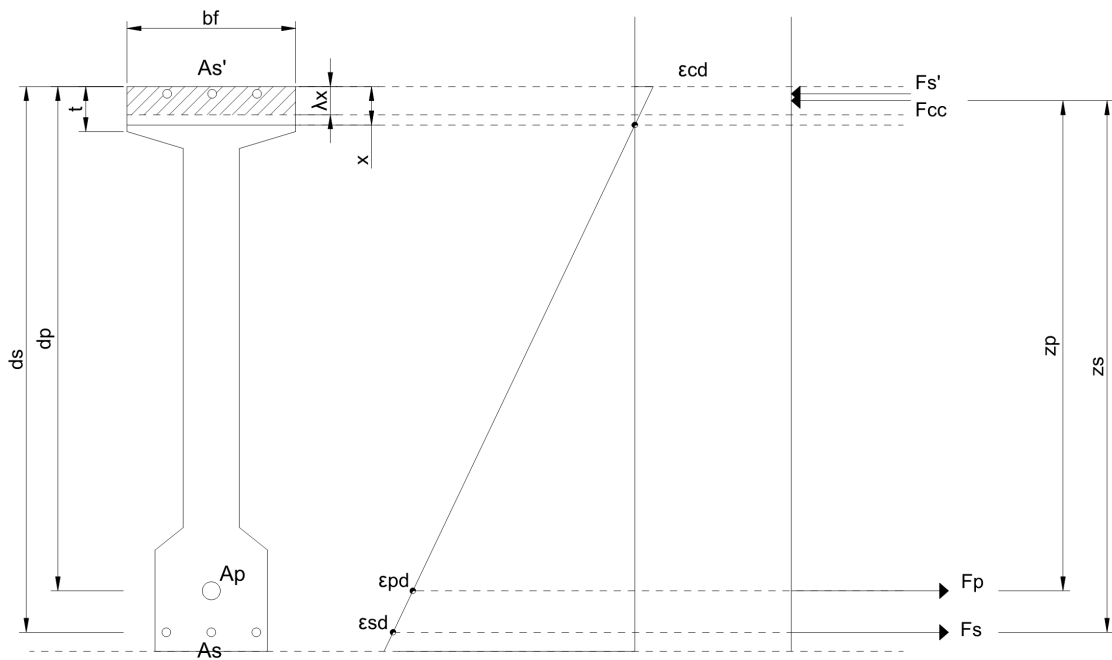
$$x = \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p + \sigma_{sd} \cdot A_s - \sigma'_{sd} \cdot A'_s - \sigma_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot t}{\sigma_{cd} \cdot \lambda \cdot b_w} \quad (E.1)$$

$$\Sigma M_{cc} = M_{rd} \rightarrow F_p \cdot z_p + F_s \cdot z_s + F_{cc} \cdot \left(\frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{t}{2} \right) + F'_s \cdot z'_s = M_{rd}$$

$$M_{rd} = \sigma_{pd} \cdot A_p \cdot z_p + \sigma_{sd} \cdot A_s \cdot z_s + \sigma_{cd} \cdot A_{c2} \cdot \left(\frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{t}{2} \right) + \sigma'_{sd} \cdot A'_s \cdot z'_s \quad (\text{E.2})$$

Assim:

Da mesma maneira, foi deduzida a equação (E.3) para casos onde x se encontra na mesa superior como mostra a figura 82.



Seção de momento resistente

Figura 82 – Seção de momento resistente

Fonte – Bastos (2019), Adaptado

$$\Sigma F_H = 0 \rightarrow F'_s + F_{cc} = F_p + F_s \rightarrow \sigma'_{sd} \cdot A'_s + \sigma_{cd} \cdot A_{cc} = \sigma_{pd} + \sigma_{sd} \cdot A_s$$

$$x = \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p + \sigma_{sd} \cdot A_s - \sigma'_{sd} \cdot A'_s}{\sigma_{cd} \cdot \lambda \cdot b_f} \quad (\text{E.3})$$

$$\Sigma M_{cc} = M_{rd} \rightarrow F_p \cdot z_p + F_s \cdot z_s + F'_s \cdot z'_s = M_{rd}$$

$$M_{rd} = \sigma_{pd} \cdot A_p \cdot z_p + \sigma_{sd} \cdot A_s \cdot z_s + \sigma'_{sd} \cdot A'_s \cdot z'_s \quad (\text{E.4})$$

ANEXO F – Metodologia de cálculo de deformação

O princípio do trabalho virtual foi desenvolvido por John Bernoulli em 1717 e, como outros métodos de análise, baseia-se na conservação de energia. (HIBBELER, 2009). Esse método permite a determinação de deformações causadas em elementos por um carregamento externo real, que por meio das condições de equilíbrio de um elemento estático, geram deformações internas nesse corpo.

Quanto ao processo de cálculo das deformações, este método consiste na aplicação de uma carga pontual de valor unitário no ponto de análise na mesma direção da possível deformação, que gera esforços virtuais na parte interna do elemento. Assim, é aplicada a equação F.1 que relaciona o carregamento virtual com o real, além das características geométricas e de materiais.

$$1.\delta = \int_0^L \frac{m.M}{E.I} dx \quad (F.1)$$

Em que,

1 é o valor da carga virtual externa que age sobre o elemento;

m é o momento virtual interno interior a viga em função de x ;

M é o momento causado pelo carregamento externo real em função de x ;

E é o módulo de elasticidade do material;

I é o momento de inércia da seção calculado em torno do eixo neutro.

Para o presente trabalho as forças virtuais foram aplicadas em diferentes locais na direção perpendicular a viga. Apesar dessa força gerar esforços cortantes, segundo Hibbeler (2009), para vigas os esforços transversos causam deflexões desprezíveis comparadas as causadas pela flexão, justificando assim o uso da equação F.1.

Portanto, com o intuito de facilitar a automatização da análise dos elementos a parte interna da equação (F.1) foi reduzida a uma equação $f(x)$ que com o auxílio do *software* Excel foram determinados trechos nos quais $f(x)$ descreve o comportamento da relação entre o momento virtual, real e as características do elemento através de uma equação polinomial de 3º grau (figura 83). Assim, a equação (F.1) foi substituída pela equação (F.2), resultando assim no valor da deflexão do elemento no ponto de análise.

$$\delta = \frac{1}{E} \int_0^a f1(x) dx + \frac{1}{E} \int_a^{L/2} f2(x) dx + \frac{1}{E} \int_{L/2}^L f3(x) dx \quad (F.2)$$

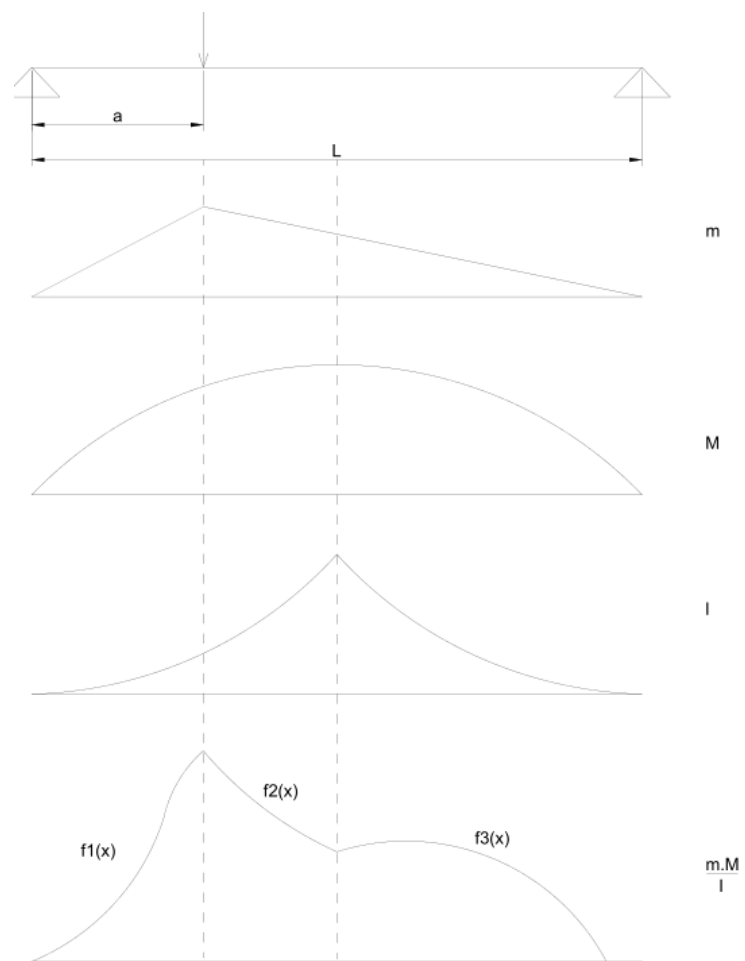


Figura 83 – Esquema para o cálculo de PTV

Fonte – Autoria própria

ÍNDICE

AAA, 194