

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**

**LEONARDO MÜLLER PORTES**

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE COMPARATIVA DE ESFORÇOS E TAXA DE  
ARMADURA PELO *SOFTWARE* TQS: ESTUDO DE CASO PARA LAJE  
PROTENDIDA COM E SEM ADERÊNCIA**

**PATO BRANCO**

**2021**

**LEONARDO MÜLLER PORTES**

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE COMPARATIVA DE ESFORÇOS E TAXA DE  
ARMADURA PELO SOFTWARE TQS: ESTUDO DE CASO PARA LAJE  
PROTENDIDA COM E SEM ADERÊNCIA**

**Design and comparative analysis of efforts and reinforcement rate by the  
software TQS: case study for bonded and unbonded prestressed slab**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentada como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).  
Orientador(a): Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Heloiza Aparecida Piassa Benetti.

**PATO BRANCO**

**2021**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

Esta licença permite remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, para fins não comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es) e que licenciem as novas criações sob termos idênticos. Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

**LEONARDO MÜLLER PORTES**

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE COMPARATIVA DE ESFORÇOS E TAXA DE  
ARMADURA PELO SOFTWARE TQS: ESTUDO DE CASO PARA LAJE  
PROTENDIDA COM E SEM ADERÊNCIA**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação  
apresentado como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 23/novembro/2021

---

Heloiza Aparecida Piassa Benetti  
Doutorado em Engenharia de Produção  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Pato Branco

---

Volmir Sabbi  
Doutorado em Educação  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Pato Branco

---

Tobias Jun Shimosaka  
Mestrado em Engenharia de Materiais  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Pato Branco

**PATO BRANCO**

**2021**

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais Serafim José Portes Neto e Glaci Müller Portes, que sempre acreditaram no meu potencial e por todo o apoio em minha trajetória, especialmente minha mãe, estando comigo nos dias difíceis com palavras de conforto e incentivo.

À Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Heloiza Aparecida Piassa Benetti, pela dedicada orientação para o desenvolvimento deste trabalho e ensinamentos ao longo de toda a minha graduação, sempre de forma cordial e atenciosa, servindo de inspiração para a minha busca pela excelência acadêmica e profissional.

Ao corpo docente do Departamento Acadêmico de Construção Civil da UTFPR, professores que me ensinaram tanto ao longo desses anos. Em especial, aos membros da banca examinadora Prof. Msc. Tobias Jun Shimosaka e Prof. Dr. Volmir Sabbi, pela leitura e contribuições ao trabalho.

Às grandes amizades que a universidade me proporcionou, especialmente Ana Flávia Oliveira, Laura Rorato e Eloísa Alberti, que desde o início estiveram ao meu lado superando os desafios.

Agradeço, também, à Algetec Engenharia por ter fornecido o projeto utilizado para o estudo e à TQS Informática, pela disponibilização do software para realização do trabalho.

Por fim, agradeço a todos que, de alguma forma, fizeram parte da minha trajetória acadêmica.

*“Não adianta  
quebrarem minhas pernas,  
furar meus olhos  
ou falar pelas costas.  
O que sustenta meu corpo  
são as minhas ideias.  
Braços descruzados,  
tenho um cérebro com asas  
e sou todo coração.  
Se me proibirem de andar sobre a água,  
nado sobre a terra.”*

Sérgio Vaz

## RESUMO

O concreto protendido é cada vez mais empregado nos empreendimentos atuais, porém existe uma lacuna quanto à estudos abordando a protensão aderente em edifícios residenciais. O presente trabalho tem como finalidade realizar o dimensionamento e o comparativo de esforços à flexão e taxa de armadura entre uma laje lisa protendida com e sem aderência em um edifício residencial, com o intuito de contribuir para a disseminação de conhecimento técnico na área. Para tal, foi feito o estudo da protensão aderente e não aderente, o dimensionamento à flexão de uma laje lisa protendida com aderência utilizando o *software* TQS, as normas brasileiras ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 6120 (2019), as normas americanas ACI-318-95 e ACI 423.3R-17 e trabalhos acadêmicos. Comparou-se os resultados obtidos com o mesmo projeto originalmente feito em protensão não-aderente e identificou-se a viabilidade técnica de execução da protensão aderente e não-aderente em edifícios residenciais. Os maiores valores de momento fletores obtidos no novo projeto em protensão aderente foram de 21,3 kN.m e -15,6 kN.m, enquanto que no projeto original em protensão não-aderente obteve-se 137,9 kN.m e -73,61 kN.m, mostrando que a protensão aderente conseguiu balancear mais as cargas no pavimento. As taxas de armadura obtidas no novo projeto foram de 6,53 kg/m<sup>2</sup> para armadura ativa, 6,06 kg/m<sup>2</sup> para armadura passiva e 0,945 kg/m<sup>2</sup> para armadura de fretagem, enquanto que originalmente, em protensão não-aderente, os valores foram de 4,08 kg/m<sup>2</sup>, 7,52 kg/m<sup>2</sup> e 0,417 kg/m<sup>2</sup> respectivamente, havendo menor consumo de armadura passiva no novo projeto. Conclui-se que a protensão aderente não se faz viável em edifícios residenciais de pequeno porte por conta dos equipamentos pesados utilizados em sua execução, onde a protensão não-aderente se mostra mais vantajosa pela simplicidade de manuseio.

**Palavras-chave:** laje lisa protendida; esforços de flexão; *software* TQS; protensão aderente.

## ABSTRACT

Prestressed concrete is increasingly used in current constructions, but there is a gap in studies addressing bonded prestressing in residential buildings. This study performs the design and comparative analysis of bending efforts and reinforcement rate between a bonded and unbonded prestressed flat slab in a residential building, in order to contribute to the technical knowledge in the area. For this purpose, the bonded and unbonded prestressed concrete was studied, the bending dimensioning of a bounded prestressed flat slab was performed in the software TQS based on the Brazilian standards ABNT NBR 6118 (2014) and ABNT NBR 6120 (2019), also based on the American standards ACI 318-95 and ACI 423.3R-17 and academic papers. The results obtained were compared with the ones from the same project originally made in unbonded prestressed concrete, and the technical viability of implementing bonded and unbonded prestressing concrete in residential buildings was analyzed. The highest bending moment values obtained in the new project were 21.3 kN.m and -15.6 kN.m, while in the original project 137.9 kN.m and -73.61 kN.m were obtained, showing that the bonded prestressing was more able to balance the loads on the pavement. The armor rates obtained were 6.53 kg/m<sup>2</sup> for active armor, 6.06 kg/m<sup>2</sup> for passive armor and 0.945 kg/m<sup>2</sup> for anchorage armor, while originally had the values of 4.08 kg/m<sup>2</sup>, 7.52 kg/m<sup>2</sup> and 0.417 kg/m<sup>2</sup> respectively, with lower consumption of passive armor in the new project. It was concluded that bonded prestressing concrete is not viable in small residential buildings due to the heavy equipment used in its execution, where unbonded prestressing is more advantageous due to its simplicity of execution.

**Keywords:** prestressed flat slab; bending efforts; software TQS; bonded prestressed concrete.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Esquema da roda de carroça .....	23
Figura 2 – Viga biapoiada de concreto armado submetida à carregamento distribuído.....	24
Figura 3 – Diagrama linear de tensões normais de compressão e forças normais resultantes .....	24
Figura 4 – Tensões normais na seção transversal de uma viga protendida.....	25
Figura 5 – Esquema de pré-tensão na fabricação das peças.....	27
Figura 6 – Esquema de pós-tensão .....	27
Figura 7 – Ancoragem, purgador e bainha metálica no sistema de protensão aderente .....	29
Figura 8 – Cordoalha engraxada para sistema de protensão não-aderente .....	30
Figura 9 – Laje lisa sem capitéis.....	32
Figura 10 – Grelha equivalente de um pavimento com lajes e vigas.....	33
Figura 11 – Cabo de protensão e diagramas de momento de protensão (DMp).....	34
Figura 12 – Diagrama de momento fletor produzido na viga biapoiada com carregamento de baixo para cima .....	35
Figura 13 – Reações hiperestáticas de protensão .....	37
Figura 14 – Concreto de envolvimento da armadura .....	46
Figura 15 – Comportamento da seção transversal do concreto no estágio I ....	49
Figura 16 – Equilíbrio da seção transversal protendida com armadura passiva .....	51
Figura 17 – Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativa .....	52
Figura 18 – Fluxograma das etapas da pesquisa .....	54
Figura 19 – Fachada do edifício de referência.....	55
Figura 20 – Laje dos pavimentos tipo 1 e 2.....	56
Figura 21 – Cordoalhas concentradas (faixas principais) do projeto original...	57
Figura 22 – Cordoalhas distribuídas (faixas distribuídas) do projeto original ..	58
Figura 23 – Ancoragens ativas para 2 e 4 cordoalhas na protensão aderente..	67
Figura 24 – Vista superior e frontal da ancoragem ativa (medidas em mm).....	67
Figura 25 – Ancoragem passiva do tipo “U” para protensão aderente .....	68
Figura 26 – Vista superior e lateral da ancoragem passiva (medidas em mm) .	68
Figura 27 – Equipamentos para injeção de nata de cimento.....	70
Figura 28 – Interface de criação do edifício no <i>software</i> TQS.....	75
Figura 29 – Interface da aba “materiais” na criação do edifício no <i>software</i> TQS .....	76
Figura 30 – Modelagem 3D do edifício .....	77
Figura 31 – Interface do editor de lajes protendidas no <i>software</i> TQS .....	77
Figura 32 – Momentos fletores atuantes na laje antes da protensão .....	80
Figura 33 – Deslocamentos na laje antes da protensão .....	80
Figura 34 – Espaçamentos mínimos entre bainhas no caso de pós-tração .....	82
Figura 35 – Faixas principais de protensão .....	83
Figura 36 – Faixas distribuídas de protensão.....	84
Figura 37 – Interface geral de uma RPU .....	85
Figura 38 – Aba de alterações de excentricidades no editor da RPU.....	88
Figura 39 – Traçado do cabo na faixa distribuída 8 .....	89
Figura 40 – Gráfico de perdas de protensão ao longo da faixa .....	91



Figura 41 – Menu para cálculo do hiperestático de protensão .....	92
Figura 42 – Esforços introduzidos pelo hiperestático de protensão.....	93
Figura 43 – Tensões na seção transversal da faixa para combinação frequente .....	95
Figura 44 – Tensões na seção transversal da faixa para combinação quase permanente.....	96
Figura 45 – Fissuração na seção transversal .....	97
Figura 46 – Análise do ELU-AtoPro dentro da RPU .....	98
Figura 47 – Interface para processamento de lajes protendidas .....	99
Figura 48 – Interface do editor de armaduras passivas.....	100
Figura 49 – Armadura para atendimento ao ELU-AtoPro da faixa principal 3 ..	106
Figura 50 – Diagrama de momentos fletores no plano horizontal da laje .....	107
Figura 51 – Diagrama de momentos fletores no plano vertical da laje .....	108
Figura 52 – Distribuição dos momentos no pórtico espacial.....	109
Figura 53 – Flechas totais obtidas para combinação quase permanente .....	110
Figura 54 – Disposição dos cabos para as faixas principais .....	112
Figura 55 – Disposição dos cabos nas faixas distribuídas .....	113
Figura 56 – Armadura de fretagem nas ancoragens (vista lateral).....	115
Figura 57 – Armadura de fretagem na ancoragem passiva .....	116
Figura 58 – Planta baixa dos pavimentos tipo.....	133
Figura 59 – Elevação dos cabos da faixa principal F1 .....	134
Figura 60 – Elevação dos cabos da faixa principal F2.....	134
Figura 61 – Elevação dos cabos da faixa principal F3 .....	134
Figura 62 – Elevação dos cabos da faixa principal F4.....	135
Figura 63 – Elevação dos cabos da faixa principal F5.....	135
Figura 64 – Elevação dos cabos da faixa principal F6.....	135
Figura 65 – Elevação dos cabos da faixa principal F7.....	135
Figura 66 – Elevação dos cabos da faixa distribuída F8 .....	136
Figura 67 – Elevação dos cabos da faixa distribuída F9 .....	136
Figura 68 – Elevação dos cabos da faixa distribuída F10.....	136
Figura 69 – Elevação dos cabos da faixa distribuída F11.....	136

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de $\Psi_{1000}$ em porcentagem.....	41
Tabela 2 – Combinações de serviço.....	42
Tabela 3 – Coeficientes de combinação de serviço.....	43
Tabela 4 – Exigências relativas à fissuração.....	45
Tabela 5 – Coeficiente de majoração de ações no ELU.....	48
Tabela 6 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	59
Tabela 7 – Classe de agressividade e a qualidade do concreto para elementos protendidos.....	60
Tabela 8 – Cobrimento nominal (mm) correspondente com a classe de agressividade ambiental.....	60
Tabela 9 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto.....	61
Tabela 10 – Especificações da cordoalha de 7 fios CP 190 RB 12,7.....	63
Tabela 11 – Características das bainhas metálicas para protensão aderente...67	
Tabela 12 – Características da ancoragem ativa.....	68
Tabela 13 – Características da ancoragem passiva.....	69
Tabela 14 – Características do equipamento de protensão.....	69
Tabela 15 – Peso da alvenaria de vedação para espessura de revestimento de 1 cm por face.....	72
Tabela 16 – Peso da alvenaria.....	73
Tabela 17 – Resumo das cargas atuantes na laje.....	74
Tabela 18 – Casos de carregamento considerados para dimensionamento no software TQS.....	79
Tabela 19 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes.....	101
Tabela 20 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	101
Tabela 21 – Momentos máximos obtidos no pavimento.....	109
Tabela 22 – Flecha total obtida na combinação quase permanente.....	111
Tabela 23 – Quantidade de armadura ativa nas faixas principais.....	113
Tabela 24 – Quantidade de armadura ativa nas faixas distribuídas.....	114
Tabela 25 – Resumo de armadura ativa.....	114
Tabela 26 – Armadura de fretagem na ancoragem ativa das faixas.....	115
Tabela 27 – Armadura de fretagem nas ancoragens passivas.....	116
Tabela 28 – Peso total de ancoragem e taxa de aço.....	116
Tabela 29 – Armadura positiva.....	117
Tabela 30 – Especificações técnicas da tela soldada nervurada Q196.....	117
Tabela 31 – Área de aço em função da tela nervurada soldada.....	118
Tabela 32 – Armadura negativa nos apoios da laje.....	119
Tabela 33 – Armadura negativa nas regiões entre faixas.....	120
Tabela 34 – Armadura negativa nas bordas entre a laje e as vigas da escada.....	120
Tabela 35 – Taxa de aço da armadura negativa.....	120
Tabela 36 – Armadura nas faixas para o ELU-AtoPro.....	121
Tabela 37 – Comparativo da taxa de armadura ativa.....	121
Tabela 38 – Comparativo da taxa de armadura passiva.....	122
Tabela 39 – Comparativo da taxa de armadura de fretagem.....	122
Tabela 40 – Comparação dos momentos fletores entre o projeto original e o estudo.....	123

<b>Tabela 41 – Quadro resumo da análise comparativa de esforços e taxa de armadura.....</b>	<b>124</b>
<b>Tabela 42 – Deslocamentos limites .....</b>	<b>138</b>
<b>Tabela 43 – Comprimento de ancoragem para detalhamento de barras.....</b>	<b>139</b>

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	Instituto Americano de Concreto ( <i>American Concrete Institute</i> )
ATOPRO	Carregamento no Ato da Protensão
CFREQ	Combinação Frequente
CP I	Cimento Portland Comum
CP II	Cimento Portland Composto
CP III	Cimento Portland de Alto Forno
CP IV	Cimento Portland Pozolânico
CP V-ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
CQPERM	Combinação Quase Permanente
CTNM	Combinação Total Não Majorada de Esforços
ELS	Estado-Limite de Serviço
ELS-DEF	Estado-Limite de Deformações Excessivas
ELS-F	Estado-Limite de Formação de Fissuras
ELS-W	Estado-Limite de Abertura de Fissuras
ELS-D	Estado-Limite de Descompressão
ELU	Estado-Limite Último
ELU-AtoPro	Estado-Limite Último no Ato da Protensão
FORALI	Forças de Alívio de Protensão
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
RB	Relaxação Baixa
RPU	Região de Protensão Uniforme

## LISTA DE SÍMBOLOS

$M$	momento fletor total
$\sigma_{cd}$	tensão normal de compressão
$R_{cc}$	força normal resultante de compressão no concreto
$R_{st}$	força normal resultante de tração na armadura passiva
$A_s$	área de aço
$\sigma_{c,m}$	tensão normal máxima de compressão na fibra superior da seção transversal
$\sigma_{t,m}$	tensão normal máxima de tração na fibra superior da seção transversal
$\sigma_{c,p}$	tensão normal de compressão na base ocasionada pela protensão
$\sigma_{t,p}$	tensão normal de tração na base da seção ocasionada pela protensão
$I_c$	inércia bruta da seção
$I_t$	inércia à torção da seção
$P$	força de protensão no cabo
$M_p$	momento de protensão
$q_{eq}$	carregamento equivalente de protensão
$M_{isost}$	momento isostático de protensão
$e$	excentricidade do cabo
$M_{eq}$	momento gerado pelo carregamento equivalente de protensão
$M_{hiper}$	momento hiperestático de protensão
$\sigma_s$	tensão normal na borda superior da seção de concreto
$\sigma_i$	tensão normal na borda inferior da seção de concreto
$W_s$	módulo de resistência da seção em relação à borda superior
$W_i$	módulo de resistência da seção em relação à borda inferior
$\Delta P_{(x)}$	perda de protensão por atrito
$P_i$	força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração
$\mu$	coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha
$k$	coeficiente de perda por metro
$\Delta\sigma_p$	perda de protensão por encurtamento imediato do concreto
$\alpha_p$	relação entre o módulo de elasticidade do aço $E_p$ e o módulo de elasticidade inicial do concreto $E_{ci}$ ;
$\sigma_{cp}$	tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos
$\sigma_{cg}$	tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão

$\Delta\sigma_{p,c}$	perda de protensão por fluência do concreto
$\sigma_{c,p0g}$	tensão no concreto adjacente ao cabo resultante
$\varphi$	coeficiente de fluência do concreto
$\Delta\sigma_{p,s}$	perda de protensão por retração do concreto
$\varepsilon_{cs}$	deformação específica de retração do concreto
$E_p$	módulo de elasticidade do aço de protensão
$\Delta\sigma_{pr}$	perda de protensão por relaxação pura
$\Psi_{1000}$	coeficiente de relaxação de fios e cordoalhas
$\Psi_0$	fator de redução de combinação para ELU
$\Psi_1$	fator de redução de combinação frequente para ELS
$\Psi_2$	fator de redução de combinação quase permanente para ELS
$M_r$	momento de fissuração
$\alpha$	fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta
$y_t$	distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada
$f_{ct}$	resistência à tração direta do concreto
$f_{cd}$	resistência de cálculo do concreto
$(EI)_{eq}$	rigidez equivalente
$I_{II}$	momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II
$M_a$	momento fletor o momento fletor na seção crítica do vão considerado
$E_{cs}$	módulo de elasticidade secante do concreto
$A_{cri}$	área do concreto de envolvimento
$\gamma_{gi}$	coeficiente de majoração de ações para combinações últimas normais
$\gamma_p$	coeficiente de majoração de ações de protensão para combinações últimas normais
$x$	posição da linha neutra na seção transversal
$\sigma_{cc}$	tensão de compressão nas fibras da seção transversal
$\sigma_{ct}$	tensão de tração nas fibras da seção transversal
$f_{yd}$	tensão de escoamento de cálculo da armadura passiva
$Z$	braço de alavanca
$f_p$	tensão atuante no aço de protensão
$f_{pyk}$	resistência característica ao escoamento do aço de armadura ativa
$f_{ptk}$	resistência característica à tração do aço de armadura ativa
$E_{cs}$	módulo de deformação secante do concreto
$E_{ci}$	módulo de deformação tangente inicial do concreto
$\sigma_{Pi}$	tensão da armadura de protensão na saída do aparelho de tração
$\gamma_c$	coeficiente de ponderação da resistência do concreto
$f_{cd}$	resistência de cálculo do concreto
$f_{ckj}$	resistência característica à compressão do concreto aos j dias

$g_{pp}$	ação devido ao peso próprio
$g_{cp}$	ação devido ao contrapiso
$\gamma_{ap,cp}$	peso específico aparente médio de argamassas de cimento e areia
$g_{rp}$	ação devido ao revestimento do piso
$g_{rt}$	ação devido ao revestimento do teto
$g_{alv,t,d}$	ação devido ao peso de alvenaria
$q_k$	ação devido à carga acidental
$\varnothing_{ext}$	diâmetro externo da bainha
$M_{cabo}$	momento fletor no cabo de protensão
$P_0$	força de protensão no tempo zero
$P_{inf}$	força de protensão no tempo infinito
$\Delta_{P_t(x)}$	perdas progressivas de protensão
$\Delta_{P_0(x)}$	perdas imediatas de protensão
$A_p$	área da seção transversal do cabo resultante
$\ell$	vão médio
$M_{Sd}$	momento fletor solicitante de cálculo
$M_{Rd}$	momento fletor resistente de cálculo

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>20</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>21</b>
1.1.1	Objetivo geral .....	21
1.1.2	Objetivos específicos.....	21
<b>1.2</b>	<b>Justificativa.....</b>	<b>21</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>23</b>
<b>2.1</b>	<b>A protensão.....</b>	<b>23</b>
<b>2.2</b>	<b>Classificação da protensão .....</b>	<b>25</b>
2.2.1	Quanto à intensidade .....	26
2.2.2	Quanto ao tracionamento .....	26
<b>2.3</b>	<b>Estudo da protensão aderente e não-aderente.....</b>	<b>28</b>
<b>2.4</b>	<b>Aspectos históricos .....</b>	<b>30</b>
<b>2.5</b>	<b>Lajes lisas protendidas .....</b>	<b>31</b>
2.5.1	Analogia de grelha.....	32
<b>2.6</b>	<b>Carregamento equivalente de protensão .....</b>	<b>34</b>
2.6.1	Momentos isostáticos e hiperestáticos de protensão .....	36
2.6.2	Tensões normais na seção transversal decorrentes da flexão.....	37
<b>2.7</b>	<b>Perdas de protensão .....</b>	<b>38</b>
2.7.1	Perdas imediatas.....	39
<u>2.7.1.1</u>	<u>Perdas por atrito .....</u>	<u>39</u>
<u>2.7.1.2</u>	<u>Perdas por acomodação da ancoragem.....</u>	<u>39</u>
<u>2.7.1.3</u>	<u>Perdas por encurtamento imediato do concreto .....</u>	<u>39</u>
2.7.2	Perdas progressivas.....	40
<u>2.7.2.1</u>	<u>Perdas por fluência do concreto .....</u>	<u>40</u>
<u>2.7.2.2</u>	<u>Perdas por retração do concreto .....</u>	<u>40</u>
<u>2.7.2.3</u>	<u>Perdas por relaxação do aço.....</u>	<u>41</u>
<b>2.8</b>	<b>Estados-limites de serviço .....</b>	<b>42</b>
2.8.1	Combinações de serviço .....	42
2.8.2	Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) .....	44
2.8.3	Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) .....	45
2.8.4	Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W) .....	45



2.8.5	Estado-limite de descompressão (ELS-D).....	47
<b>2.9</b>	<b>Estados-limites últimos .....</b>	<b>47</b>
2.9.1	Estado-limite último no ato da protensão (ELU-AtoPro) .....	48
2.9.2	Estado-limite último no tempo infinito (ELU).....	50
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>53</b>
<b>3.1</b>	<b>Classificação da pesquisa .....</b>	<b>53</b>
<b>3.2</b>	<b>Etapas da pesquisa .....</b>	<b>53</b>
<b>3.3</b>	<b>Estudo de caso .....</b>	<b>55</b>
3.3.1	Projeto original.....	55
<b>4</b>	<b>CRITÉRIOS DE PROJETO .....</b>	<b>59</b>
<b>4.1</b>	<b>Critérios do concreto estrutural.....</b>	<b>59</b>
4.1.1	Classe de agressividade ambiental .....	59
4.1.2	Qualidade do concreto .....	60
4.1.3	Cobrimento das armaduras .....	60
4.1.4	Resistência à tração .....	61
4.1.5	Módulos de elasticidade .....	61
<b>4.2</b>	<b>Definições preliminares de projeto.....</b>	<b>62</b>
4.2.1	Espessura da laje .....	62
4.2.2	Critérios iniciais de protensão .....	62
<u>4.2.2.1</u>	<u>Aço da armadura ativa .....</u>	<u>62</u>
<u>4.2.2.2</u>	<u>Força de protensão .....</u>	<u>63</u>
<u>4.2.2.3</u>	<u>Resistência do concreto no ato da protensão .....</u>	<u>65</u>
4.2.3	Bainhas metálicas, ancoragens e equipamentos .....	66
<b>4.3</b>	<b>Levantamento do carregamento na estrutura.....</b>	<b>70</b>
4.3.1	Ações permanentes.....	70
<u>4.3.1.1</u>	<u>Peso próprio .....</u>	<u>71</u>
<u>4.3.1.2</u>	<u>Contrapiso .....</u>	<u>71</u>
<u>4.3.1.3</u>	<u>Revestimento de piso .....</u>	<u>72</u>
<u>4.3.1.4</u>	<u>Revestimento de teto.....</u>	<u>72</u>
<u>4.3.1.5</u>	<u>Alvenaria de vedação .....</u>	<u>72</u>
4.3.2	Ações variáveis .....	74
<b>5</b>	<b>DIMENSIONAMENTO E MODELAGEM NO SOFTWARE TQS.....</b>	<b>75</b>
<b>5.1</b>	<b>Critérios do programa.....</b>	<b>75</b>
5.1.1	Modelo estrutural do edifício .....	78

5.1.2	Carregamentos e combinações de ações .....	78
<b>5.2</b>	<b>Distribuição dos cabos em planta .....</b>	<b>79</b>
5.2.1	Prescrições da norma ABNT NBR 6118 (2014) .....	81
<b>5.3</b>	<b>Regiões de protensão uniforme (RPU).....</b>	<b>82</b>
5.3.1	Pré-dimensionamento .....	86
5.3.2	Definição do traçado do cabo .....	88
5.3.3	Perdas de protensão .....	89
<b>5.4</b>	<b>Hiperestático de protensão .....</b>	<b>92</b>
<b>5.5</b>	<b>Estados-limites .....</b>	<b>93</b>
5.5.1	Estados-limites de serviço.....	93
<u>5.5.1.1</u>	<u>Tensões admissíveis .....</u>	<u>94</u>
<u>5.5.1.2</u>	<u>Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W) .....</u>	<u>96</u>
5.5.2	Estado-limite último .....	97
<u>5.5.2.1</u>	<u>Estado-limite último no ato da protensão (ELU-AtoPro) .....</u>	<u>97</u>
<b>5.6</b>	<b>Armaduras passivas .....</b>	<b>98</b>
5.6.1	Armaduras mínimas .....	100
5.6.2	Armadura passiva no estado-limite último para o tempo infinito .....	104
5.6.3	Armadura passiva de protensão no ato da protensão (ELU – AtoPro)...	105
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>107</b>
<b>6.1</b>	<b>Momentos fletores no pavimento .....</b>	<b>107</b>
6.1.1	Flecha total.....	110
<b>6.2</b>	<b>Armadura ativa .....</b>	<b>111</b>
6.2.1	Armadura de fretagem.....	114
<b>6.3</b>	<b>Armadura passiva .....</b>	<b>117</b>
6.3.1	Armadura positiva no ELU no tempo infinito .....	117
6.3.2	Armaduras negativas no ELU no tempo infinito .....	118
6.3.3	Armaduras no ELU-AtoPro.....	120
<b>6.4</b>	<b>Comparação entre taxa de armadura .....</b>	<b>121</b>
<b>6.5</b>	<b>Análise comparativa de esforços.....</b>	<b>123</b>
<b>6.6</b>	<b>Análise da viabilidade técnica de execução .....</b>	<b>124</b>
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>127</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>129</b>
	<b>APÊNDICE A – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO.....</b>	<b>133</b>
	<b>APÊNDICE B – ELEVAÇÃO DOS CABOS NAS FAIXAS .....</b>	<b>134</b>

<b>ANEXO A – DESLOCAMENTOS LIMITES .....</b>	<b>138</b>
<b>ANEXO B – COMPRIMENTO DE ANCORAGEM .....</b>	<b>139</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A construção civil é um dos principais setores impactantes na economia do mundo. Atrelado a ela está o mercado imobiliário que, mesmo havendo momentos de baixas, ainda dita grande parte da demanda no setor. Segundo a Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC), em 2021 a venda de unidades residenciais no primeiro trimestre do ano aumentou em mais de 27% quando comparado à 2020, mostrando que a cada ano o setor da construção deve se superar em termos de produtividade e qualidade (SCHMID, 2009).

Essa demanda de maior produtividade surge da necessidade de empreendimentos que sejam feitos no menor tempo possível e que proporcionem maiores possibilidades arquitetônicas nessas estruturas, inclusive dentro dos próprios imóveis. Além disso, preconiza-se que esses novos empreendimentos atendam aos critérios de segurança e também possuam vantagens do ponto de vista estrutural, de forma que se adequem ao espaço reduzido dos centros urbanos, sem haver alteração da qualidade do produto final. Nesse contexto, uma das técnicas construtivas que vêm sendo frequentemente utilizada na construção civil como resposta a essa demanda é a protensão.

Conforme Pfeil (1984), a protensão (pré-tensão, *prestressing* no Inglês) é um artifício que consiste na aplicação de um estado prévio de tensões em uma estrutura de concreto, proporcionando assim uma maior resistência e melhor comportamento estrutural quando a mesma é submetida à diversas condições de carga. Para Hanai (2005), a técnica pode ser definida como uma forma artificial de se criar reações permanentes a quaisquer ações que sejam adversas ao uso de uma estrutura.

Assim, a utilização do concreto protendido na construção civil foi sendo aperfeiçoada com o passar dos anos. O Brasil, por sua vez, se ateu na utilização da protensão voltada para estruturas especiais, como pontes e viadutos, quando essencialmente é utilizado o sistema de protensão com aderência. Contudo, a utilização da mesma em empreendimentos residenciais foi uma medida recente, na qual existe uma demanda constante devido à sua produtividade em obra (BASTOS, 2021), no entanto, para este sistema utiliza-se a protensão não-aderente.

A primeira etapa do trabalho refere-se à apresentação do referencial bibliográfico sobre o assunto, possuindo ênfase nos principais conceitos necessários

para o entendimento do dimensionamento de uma estrutura em protensão aderente. Ainda nesta seção, serão expostos os critérios estabelecidos pelas normas brasileiras e internacionais quanto ao dimensionamento de estruturas protendidas.

Em seguida, a segunda parte do trabalho conta com o levantamento dos dados do projeto de um edifício residencial a ser utilizado, os critérios de cálculo e a metodologia aplicada para o dimensionamento embasado nas normas.

Na etapa final, será realizada a análise dos dados quanto à taxa de aço e esforços, obtidos no dimensionamento da protensão aderente, bem como a sua viabilidade de execução, comparando os mesmos com os dados fornecidos pelo projeto original em protensão não-aderente.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo geral**

Realizar o comparativo de esforços à flexão e taxa de armadura entre uma laje lisa protendida com e sem aderência em um edifício residencial.

### **1.1.2 Objetivos específicos**

- Estudar as diferenças de dimensionamento e de execução de lajes protendidas com e sem aderência;
- Dimensionar uma laje protendida com aderência em um edifício residencial;
- Identificar a viabilidade técnica de execução na aplicação da protensão com e sem aderência em edifícios residenciais.

## **1.2 Justificativa**

Com o avanço da construção civil ao longo dos anos, surgiram as necessidades de obras que conciliassem a otimização de tempo e economia de insumos, sem que houvesse o comprometimento na qualidade das estruturas. Neste contexto, conforme Veríssimo e César Júnior (1998), a técnica da protensão que nasceu no século 19 mas só foi implantada nos sistemas construtivos no início do

século 20, possibilitou a realização de obras com maior liberdade de concepção arquitetônica e produtividade, executadas em menor tempo quando comparada aos sistemas construtivos usuais em concreto armado (SCHMID, 2009).

As primeiras obras envolvendo a protensão foram realizadas de forma arcaica, com a utilização de cabos, pouco resistentes, sendo tracionados diretamente no concreto, sem conhecimento quanto ao comportamento do aço tracionado e dos efeitos da aderência, fluência e retração do concreto.

Atualmente, Bastos (2021) define que a protensão se tornou uma das mais requisitadas técnicas no setor da construção devido às suas inúmeras vantagens. Entretanto, no âmbito acadêmico, ainda é evidente a lacuna deixada no acesso a esse conhecimento, que não é abordado com efetividade durante a graduação.

Dessa forma, este trabalho procura compreender e demonstrar o sistema, analisando o diferencial da protensão aderente, por meio do dimensionamento de uma laje lisa e a viabilidade da sua aplicação especificamente em edifícios residenciais. Deste modo, evidencia-se a importância deste trabalho destacando a importância do conhecimento desta técnica e das particularidades que ela já apresenta.

A originalidade se mostra pela abordagem da protensão aderente como foco principal, onde a mesma detém certas vantagens estruturais quando comparada à protensão do tipo não-aderente comumente utilizada nas obras residenciais. Contudo, nota-se uma gama reduzida de estudos e informações comparativas entre ambas no meio da engenharia civil.

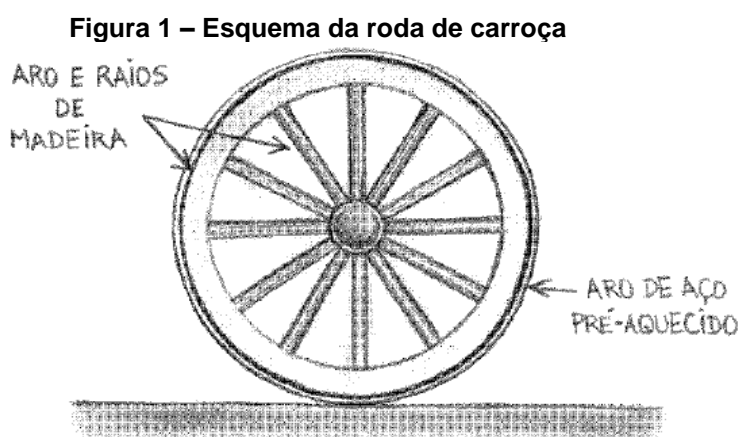
Para o desenvolvimento dos objetivos deste trabalho, será realizado o dimensionamento embasado na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 – *Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos*, contando com contribuições das normas norte-americanas ACI 318-95 – *Building Code Requirements for Structural Concrete* e ACI 423.3R-17 – *Recommendations for Concrete Members Prestressed with Single Strand Unbonded Tendons*, as quais são extremamente difundidas nos materiais bibliográficos e referências conceituais para a realização de projetos de protensão no mundo todo. Ainda, será utilizado o *software* TQS para o dimensionamento e modelagem estrutural, disponível aos estudantes da UTFPR, tornando assim, viável a realização deste estudo.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 A protensão

A protensão ou pré-tensão (em inglês, *prestressing*) segundo Pfeil (1984), é definida como um artifício capaz de gerar em uma estrutura um estado prévio de tensões de modo a melhorar sua resistência e comportamento estrutural sob diversas condições de carga. Em outras palavras, Hanai (2005) explica que a protensão é uma forma artificial de gerar reações permanentes às ações na qual uma estrutura está submetida. Ainda, Hanai (2005) propõe que o princípio da protensão pode ser exemplificado pela roda de carroça, sendo uma das primeiras estruturas protendidas utilizadas pelo ser humano.

A roda, construída inicialmente em madeira, possui suas partes montadas apenas por encaixes e envoltas por um aro de aço exterior, conforme mostra a Figura 1. Este aro possui como função principal a proteção da madeira contra o desgaste e também proporciona a solidarização do conjunto.



Fonte: Hanai, 2005.

Na montagem da roda, o aro de aço é pré-aquecido de forma a ter seu diâmetro aumentado pela dilatação e então colocado em torno da roda de madeira com suas peças já encaixadas. Ao ocorrer o resfriamento do aço, o aro tende a se contrair e voltar ao seu diâmetro original, contudo, tendo como oposição a roda de madeira, gerando assim esforços iniciais sobre a mesma. Essa reação entre o aro e

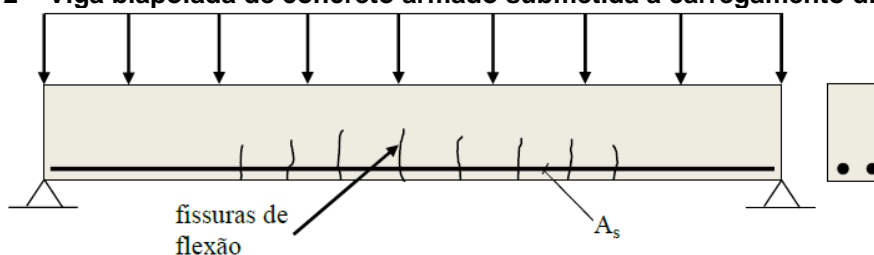
a madeira acaba solidarizando o conjunto e o tornando mais íntegro e resistente, caracterizando o conceito da protensão (HANAI, 2005).

Conforme Pfeil (1984), a resistência à tração do concreto é quantificada como sendo aproximadamente 10% da sua resistência à compressão, sendo pouco eficiente em peças fletidas. Neste contexto, o autor ainda explica que o comportamento do concreto frente à tração da peça pode ser melhorado quando aplicada uma compressão prévia nas regiões solicitadas à tração.

Essa compressão aplicada é a protensão. Quando combinada em elementos de concreto, possibilita a redução da fissuração da estrutura, de maneira que em todas as regiões onde o concreto é tracionado e, considerando as diversas combinações de ações, as tensões atuantes sejam em sua maioria de compressão, sendo dessa forma favoráveis ao comportamento estrutural do concreto (CHUST, 2012).

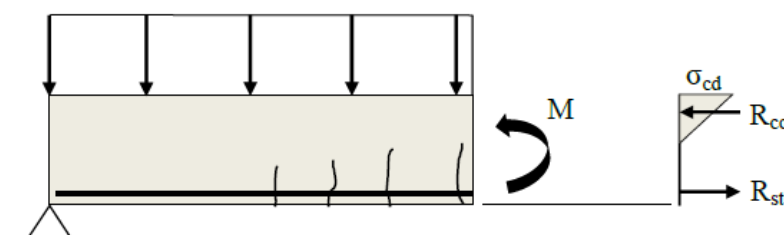
Citando como exemplo uma viga biapoiada de concreto armado, Bastos (2021) explica que, quando a mesma é submetida a um carregamento distribuído uniforme e externo, conforme Figura 2, gera uma solicitação de momentos fletores positivos ( $M$ ) que cria na seção transversal uma tensão normal de compressão na parte superior ( $\sigma_{cd}$ ) e uma tensão normal de tração na parte inferior. Estas, por sua vez, geram forças normais resultantes de compressão no concreto ( $R_{cc}$ ) e tração na armadura longitudinal ( $R_{st}$ ), mostrado pela Figura 3.

**Figura 2 – Viga biapoiada de concreto armado submetida à carregamento distribuído**



Fonte: Bastos, 2021.

**Figura 3 – Diagrama linear de tensões normais de compressão e forças normais resultantes**

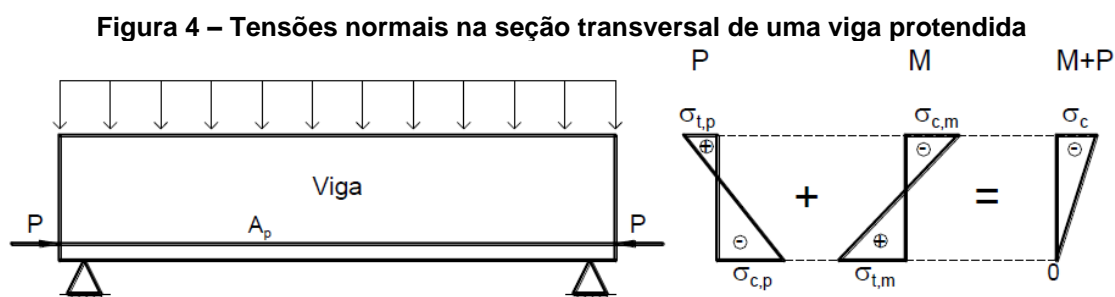


Fonte: Bastos, 2021.



Conforme visto, o concreto não possui resistência significativa à tração, portanto, na parte inferior da seção transversal é a região na qual tende a ocorrer uma fissuração da peça. As barras de aço ( $A_s$ ) servem de transferência dessa tensão entre as fissuras, porém não impedem que as mesmas ocorram (PFEIL, 1984).

Quando aplicada a protensão na estrutura, além das tensões normais máximas de compressão na fibra do topo da seção ( $\sigma_{c,m}$ ) e tração na fibra inferior ( $\sigma_{t,m}$ ) induzidas pelo momento fletor provocado pelo carregamento, são obtidas também tensões normais de compressão na base ( $\sigma_{c,p}$ ) e de tração no topo ( $\sigma_{t,p}$ ) da seção, geradas pela força de protensão  $P$  aplicada à armadura longitudinal. Assim, essa força acaba comprimindo a parte inferior da seção, gerando tensões que servem de reações às originais, culminando na quase eliminação das tensões de tração na seção transversal conforme Figura 4 (BASTOS, 2021).



Fonte: Bastos, 2021.

Bastos (2021) explica que a força  $P$  que comprime a viga é criada por meio do estiramento ou tracionamento do aço até valores de tensão próximos ao limite do regime elástico, onde o mesmo tende voltar à deformação inicial nula, gerando assim a força de compressão na peça. Pfeil (1984) explica que na prática, utilizam-se aços de alta resistência que são ancorados no próprio concreto.

Dessa forma, ao unir concretos e aços de maiores resistências que nas estruturas de concreto armado convencional, a protensão permite eliminar ou diminuir as tensões de tração e a fissuração nas estruturas, resultando em peças mais rígidas e com menores deformações (BASTOS, 2021).

## 2.2 Classificação da protensão

### 2.2.1 Quanto à intensidade

A classificação da protensão quanto à sua intensidade está relacionada com a durabilidade da estrutura e a capacidade de resistir à corrosão. Pode ser classificada como completa, parcial e limitada.

Na protensão completa, conforme Bastos (2021), as tensões de tração no concreto são completamente eliminadas da seção transversal. Chust (2012) explica que são indicadas para locais com agressividade ambiental forte ou muito forte, proporcionando estruturas livres de fissuração como tirantes de pontes, reservatórios protendidos, vigas formadas pela justaposição de peças pré-moldadas.

A protensão parcial ocorre quando as tensões de tração não são restringidas e a peça trabalha fissurada, onde tais esforços são resistidos por uma armadura passiva auxiliar. É uma situação intermediária recomendada para ambientes com uma agressividade fraca ou moderada (BASTOS, 2021).

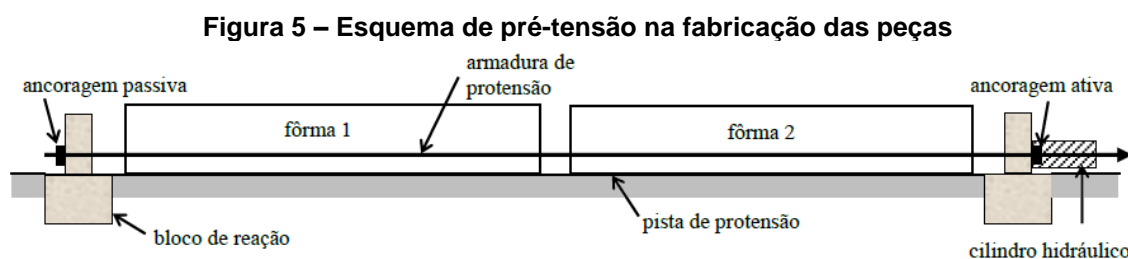
Na protensão do tipo limitada, Veríssimo e César Júnior (1998) explicam que se considera uma probabilidade pequena de fissuração no concreto, ou seja, existe a possibilidade de as tensões de tração ocorrerem na estrutura. Porém, as mesmas são limitadas por um valor de tensão admissível que não pode ser ultrapassado, para que a peça trabalhe livre de fissuração. Conforme Chust (2012), a protensão limitada pode ser recomendada desde ambientes com agressividade moderada até muito forte, normalmente utilizada em estruturas de pontes e passarelas.

### 2.2.2 Quanto ao tracionamento

Uma das classificações da protensão se dá conforme o mecanismo de execução da tração nos cabos de aço. Bastos (2021) define que a protensão pode ser executada antes mesmo da execução da peça ou após o lançamento e endurecimento do concreto.

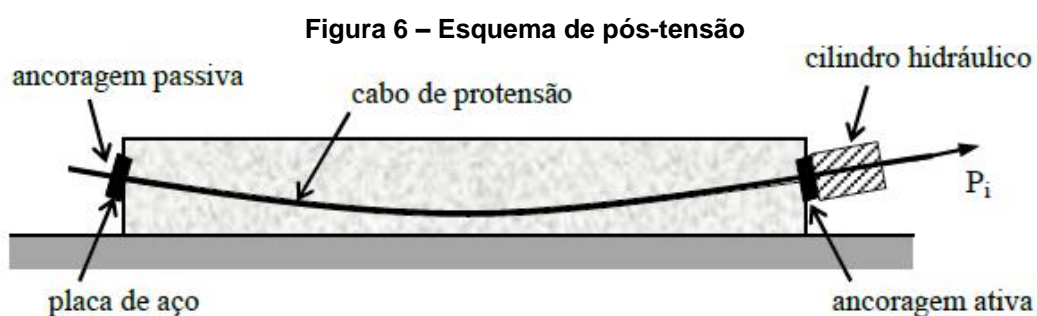
Quando a operação é feita antes da concretagem, trata-se da pré-tensão. A pré-tensão é usualmente realizada na fabricação de peças pré-moldadas, na qual o estiramento da armadura de protensão é feita utilizando um cilindro hidráulico nas chamadas pistas de protensão. Nessas pistas, as peças são fabricadas e ancoradas nas extremidades por dispositivos de fixação, compostos por blocos de reação que são enterrados no solo conforme mostra a Figura 5. Nas extremidades em que ocorre

a aplicação da tração no aço, denominam-se de ancoragens ativas. Nas extremidades que são fixadas, mas não ocorre o estiramento do aço, chamam-se de ancoragens passivas (BASTOS, 2021).



Fonte: Bastos, 2021.

A pós-tensão ou pós-tração ocorre quando a armadura é tensionada após o concreto ter sido lançado e atingido a sua resistência necessária para resistir aos esforços de protensão. É normalmente utilizada em estruturas de vigas, viadutos e pontes rodoviárias de vãos pequenos e médios, bem como em lajes e pisos estruturais. Nesse tipo de execução, são inseridas bainhas que podem ser metálicas ou de polietileno nas peças estruturais, as quais envolvem os aços de protensão em todo seu comprimento de forma a serem ancoradas na própria peça por meio de placas de aço, como mostra a Figura 6 (PFEIL, 1984).



Fonte: Bastos, 2021.

Depois do lançamento do concreto e o seu endurecimento, os cabos são estirados nos locais de ancoragem ativa por meio do cilindro hidráulico e após atingirem o valor de tensão requerida, retira-se o equipamento. A compressão da peça ocorre durante a operação de estiramento das cordoalhas, conforme Figura 6, e as tensões de compressão geradas são transmitidas pela peça (BASTOS, 2021).

### 2.3 Estudo da protensão aderente e não-aderente

Com o passar dos anos no cenário da construção civil, Veríssimo e César Júnior (1998) explicam que inicialmente foi desenvolvida a protensão do tipo aderente, na qual as cordoalhas de aço eram envoltas por uma bainha metálica e em seguida realizada a injeção da nata de cimento para promover a adesão.

A evolução da técnica também possibilitou o desenvolvimento da protensão não-aderente, onde as cordoalhas eram previamente engraxadas e envoltas por um material plástico de alta densidade. Este, por sua vez, permitia o deslizamento dos cabos dentro dessa capa, sem haver a necessidade de realizar a aderência ao concreto (VERÍSSIMO; CÉSAR JÚNIOR, 1998).

O avanço das tecnologias na construção civil tornou a utilização da protensão não-aderente com cordoalhas engraxadas uma opção mais simples de ser executada como expõe Hanai (2005). Porém, quando comparada à técnica com aderência, esta possui vantagens estruturais frente a situações como incêndios ou explosões, sendo também mais resistente à agentes corrosivos, fissuração e cargas dinâmicas, podendo vencer maiores vãos. No entanto, essa técnica ainda é pouco difundida em obras de menor porte, sendo mais utilizada em estruturas especiais como pontes e viadutos (SCHMID, 2009).

Conforme Chust (2012), a pós-tensão pode ainda ser subdividida em: com aderência posterior ou sem aderência. No caso da pós-tensão com aderência posterior (protensão aderente), as cordoalhas são colocadas dentro de bainhas metálicas corrugadas, que ficam inicialmente soltas. O sistema é composto, basicamente, por uma ou mais cordoalhas de aço, ancoragens, bainha metálica e purgadores, que são dutos na bainha para inserção da nata, conforme Figura 7. Após a concretagem da estrutura e a cura do concreto, realiza-se a operação de estiramento do aço e ao final da operação, insere-se uma nata de cimento no interior das bainhas pelos purgadores por meio de equipamento especial, que preenche o espaço e promove a aderência do aço protendido com o concreto (SCHMID, 2009).

**Figura 7 – Ancoragem, purgador e bainha metálica no sistema de protensão aderente**



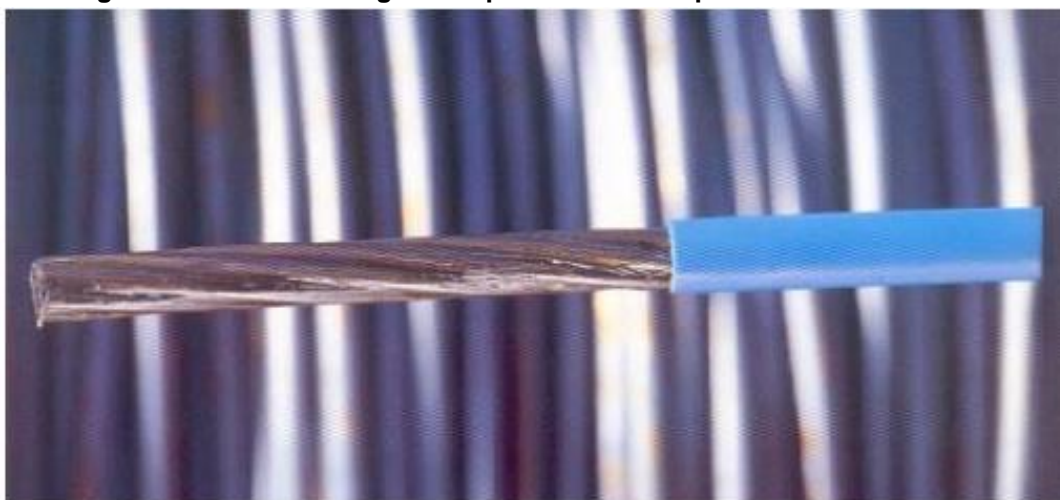
**Fonte: Schmid, 2005.**

Assim, Schmid (2009) salienta que ao garantir a aderência mecânica, os dois materiais trabalham em conjunto e de modo solidário, dessa forma, proporcionando uma maior resistência à flexão e fissuração da peça, além de assegurar a proteção das cordoalhas frente à corrosão. Isso se deve, pois, ao trabalhar de forma integrada, o sistema consegue distribuir e absorver melhor as tensões internas na estrutura.

Caso ocorra o rompimento de algum dos cabos, o autor ainda explica que a estrutura absorve as tensões resultantes do rompimento, assim como, a perda de força da cordoalha será localizada pois, graças à aderência, é permitido que o comprimento do cabo conserve a protensão, gerando estruturas mais seguras. Emerick (2002) explica que a aderência na protensão fornece um melhor comportamento quanto à segurança à ruptura para efeitos localizados, como explosões, incêndios e demolições.

A pós-tensão sem aderência dispensa a utilização da nata de cimento, não havendo a aderência entre o aço de protensão e o concreto. Nesse sistema, as cordoalhas são envoltas por graxa inibidora de corrosão e revestidas com uma capa de polietileno de alta densidade (PEAD), que constitui a bainha do cabo. As bainhas devem ser impermeáveis e resistentes aos danos provocados pelo transporte, instalação e tensionamento, mostrada pela Figura 8 (BASTOS, 2021).

**Figura 8 – Cordoalha engraxada para sistema de protensão não-aderente**



Fonte: Bastos, 2021.

As principais vantagens do sistema conforme Lima (2001) são a rapidez na montagem, cabos leves possibilitando maior desvio de obstáculos, o aumento da excentricidade dos cabos, diminuição das perdas de atrito, sendo facilmente aplicável para obras de pequeno porte como edifícios residenciais com vãos pequenos (3 à 5 metros). Porém, por não haver aderência, o aço protendido e o concreto não trabalham de modo solidário, nesse caso. Assim, as ancoragens nas extremidades das cordoalhas são responsáveis por concentrar a força que comprime a peça e caso ocorram falhas ou problemas na ancoragem, a cabo deixa de colaborar na estrutura. Caso ocorra o rompimento da cordoalha, é provocada a perda total de protensão no cabo, diferente do sistema de protensão aderente. Dessa forma, o sistema de protensão aderente possui vantagens estruturais quando comparado ao sistema não-aderente (SCHMID, 2009).

## **2.4 Aspectos históricos**

Veríssimo e César Júnior (1998) citam que historicamente, a primeira proposta de pré-tensionar o concreto surgiu em 1886 nos Estados Unidos, feita pelo engenheiro P. H. Jackson. Os elementos protendidos eram inicialmente prejudicados devido aos aços de baixas resistências utilizadas e pela falta de conhecimento quanto ao comportamento do aço tracionado e dos efeitos da aderência, fluência e retração

do concreto. Em 1924, o francês Eugene Freyssinet apresentou a importância de tais conceitos e introduziu novos quanto às perdas de protensão.

Na década de 1950 houve um maior desenvolvimento da técnica no mundo todo, no qual surgiram as cordoalhas de fios. O primeiro tipo de protensão realizado em grande escala foi o aderente, no qual colocava-se os cabos de protensão em bainhas no interior da seção de concreto, possibilitando o tensionamento dos cabos apoiados no próprio concreto endurecido e depois estabelecendo a aderência com a injeção de argamassa de cimento. Com ele, foi possibilitado a melhora das estruturas de protensão e execução de estruturas protendidas com grandes vãos (VERÍSSIMO; CÉSAR JÚNIOR, 1998).

Conforme Aalami (2007), inicialmente a protensão estava voltada para estruturas como pontes e viadutos. A partir da década de 1960, desenvolveu-se o método das cargas balanceadas por Tung-Yen Lin, nos Estados Unidos, o que possibilitou a incorporação do sistema de protensão em edifícios.

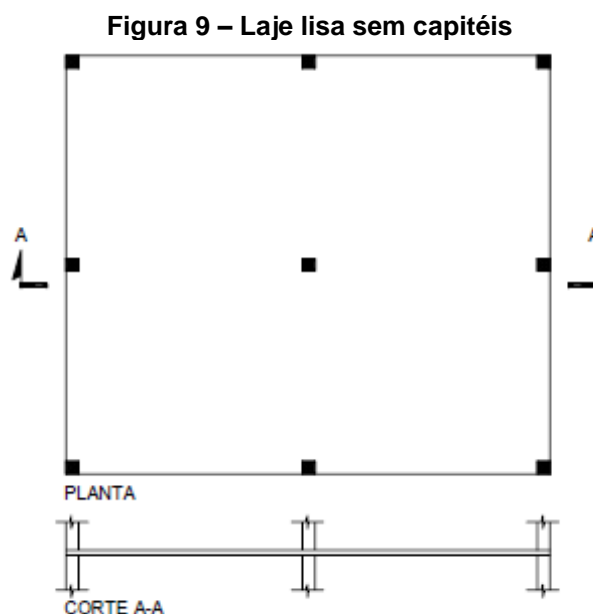
O Brasil, por sua vez, conforme explica Bastos (2021), teve sua primeira estrutura em concreto protendido realizada em 1948, no Rio de Janeiro. A partir de 1952, a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira começou a fabricação de aços de protensão no país. Emerick (2002) define que no país, o sistema de lajes planas protendidas em edifícios residenciais receberam destaque após a introdução das cordoalhas engraxadas e plastificadas no mercado nacional em 1997.

## **2.5 Lajes lisas protendidas**

A ABNT NBR 6118 (2014) define como laje lisa aquela que é apoiada diretamente nos pilares, sem a existência de capitéis. Emerick (2002) explica que, no sistema construtivo de lajes com utilização da protensão, os esquemas estruturais mais utilizados são as lajes lisas com ou sem capitéis, lajes nervuradas com o uso de capitéis e com faixas protendidas e lajes com vigas.

Para Loureiro (2006), as lajes lisas sem capitéis (Figura 9) possuem vantagens do ponto de vista estético e construtivo pois possibilitam uma vasta liberdade arquitetônica e redução de cargas devido à ausência de vigas, o que possibilita que os pilares percam a necessidade de estarem alinhados e também se gera um ganho de execução. Cauduro e Leme (1999) citam que nesse tipo de laje é

possibilitado a utilização de vãos entre pilares de 6 até 8 metros sem que ocorra comprometimento na estrutura.



**Fonte: Emerick, 2002.**

Porém, Loureiro (2006) ainda define que a resistência da laje lisa é limitada pela ligação entre a laje e o pilar, onde ocorre o puncionamento. Nessas ligações, normalmente, é necessária a utilização de aumentos de espessuras da laje para que haja resistência adequada, que são os capitéis. Emerick (2002) explica que, ao se inserir a protensão nas lajes lisas, é possibilitado na estrutura uma redução de flechas e fissurações, bem como, um maior ganho de resistência à punção na região dos pilares, tendendo a diminuir o problema usual da laje lisa sem protensão, evitando o uso de capitéis.

Conforme Carneiro (2015), para o dimensionamento e análise de uma laje lisa protendida, são utilizados diversos métodos de cálculo e análise estrutural, como: método dos pórticos equivalentes, elementos finitos e analogia de grelhas. No trabalho, será utilizado a analogia de grelha, método realizado pelo *software* TQS v22 (2021).

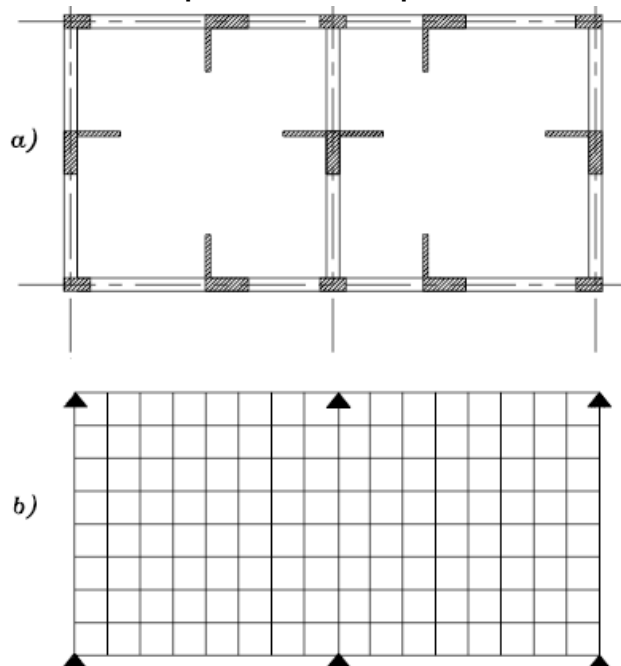
### 2.5.1 Analogia de grelha

Conforme Mello (2005), no processo de analogia de grelha, a laje (também chamada de placa) é substituída por uma malha equivalente de vigas (grelha



equivalente) bidirecional, mostrado pela Figura 10. O uso dessa analogia permite a consideração da deformabilidade e torção de vigas periféricas (de borda) e rotação das bordas do pavimento, por exemplo. Assim, o procedimento calcula um pavimento de lajes, possuindo vigas ou não, considerando-o como um todo, proporcionando resultados próximos do comportamento real da estrutura (CARNEIRO, 2015).

**Figura 10 – Grelha equivalente de um pavimento com lajes e vigas**



**Fonte: Mello, 2005.**

As cargas distribuídas na laje podem ser divididas nos elementos da grelha equivalente de acordo com a área de influência de cada elemento, ou consideradas concentradas nos nós. Cargas concentradas aplicadas na estrutura devem ser aplicadas nos nós das malhas, dessa forma, é necessário realizar uma adequação da malha de forma que as cargas coincidam com os nós.

No processo, é necessário que ao carregar as duas estruturas (a laje real e a grelha equivalente) seja gerado um mesmo estado de deformação e esforços internos nas seções correspondentes às duas estruturas. Isso é gerado considerando que a rigidez à torção e à flexão dos elementos da grelha equivalente são concentrados (MELLO, 2005).

Para os elementos de barra da grelha que representam a laje, a inércia bruta à flexão ( $I_c$ ) é dada pela Equação (1).

$$I_c = \frac{bh^3}{12} \quad (1)$$

Onde a largura  $b$  é equivalente ao espaçamento das barras na grelha e a altura  $h$  corresponde à espessura da laje. A rigidez à torção dos elementos é considerada no estágio I e considera-se o dobro da de flexão, conforme Equação (2).

$$I_t = 2I_c = \frac{bh^3}{6} \quad (2)$$

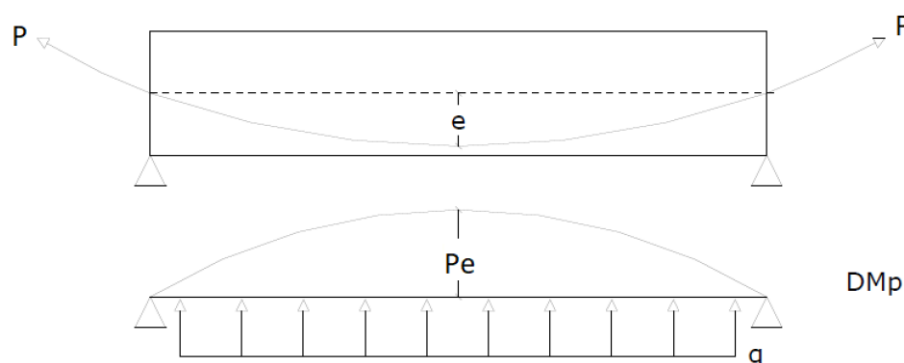
Dessa forma, Mello (2005) explica que a união da analogia de grelha permite resolução de pavimentos de edifícios com vazios internos, lajes com e sem vigas, contornos não regulares e dimensões relativamente grandes. Essa analogia é realizada pelo *software* TQS v22 (2021), utilizado para dimensionamento no trabalho.

## 2.6 Carregamento equivalente de protensão

No trabalho, o dimensionamento feito pelo *software* TQS é realizado com base no conceito de cargas balanceadas ou carregamento equivalente de protensão. Loureiro (2006) define que nesse método, a protensão é tratada como um carregamento externo aplicado à estrutura.

Lima (2001) explica que, quando aplicada a força de protensão  $P$  na extremidade dos cabos parabólicos com uma excentricidade  $e$ , estes tendem a se retificar, criando um carregamento  $q$  oposto às cargas atuantes na estrutura e um momento de protensão  $M_p$ , como mostra a Figura 11.

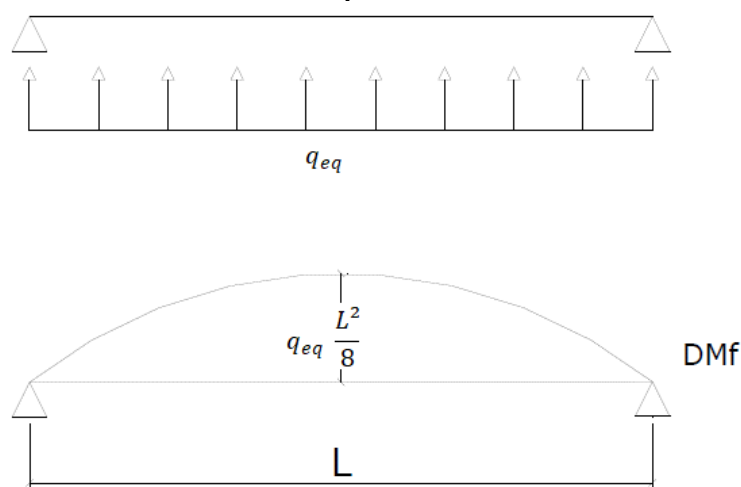
**Figura 11 – Cabo de protensão e diagramas de momento de protensão (DMp)**



Fonte: adaptado de Lima, 2001.

Assim, a autora infere que a ação do cabo sobre a estrutura pode ser definida como um carregamento uniformemente distribuído  $q$ . Considerando uma viga bi apoiada de vão  $L$  na qual possua um carregamento equivalente  $q_{eq}$  de baixo para cima, representando o esforço causado pela retificação dos cabos de protensão, obtém-se a Figura 12:

**Figura 12 – Diagrama de momento fletor produzido na viga biapoiada com carregamento de baixo para cima**



**Fonte: Lima, 2001.**

Assim, Lima (2001) explica que utilizando um cabo parabólico, aplica-se um momento parabólico na viga (ou laje), correspondente à uma carga uniformemente distribuída. Da igualdade dos dois momentos, Equação (3) e (4), obtém-se a carga uniformemente distribuída, Equação (5).

$$M_p = M_{eq} \quad (3)$$

$$P \cdot e = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} \quad (4)$$

$$q_{eq} = \frac{8 P e}{L^2} \quad (5)$$

Dessa forma, para equilibrar uma determinada carga na estrutura, aplica-se uma força de protensão correspondente  $P$  proporcional à excentricidade do cabo e ao vão correspondente. Em outras palavras, o efeito da protensão em uma viga ou laje pode ser considerado como equivalente ao de um carregamento uniformemente distribuído  $q_{eq}$  aplicado na estrutura de baixo para cima, também chamado de carga de protensão.

Essa analogia é realizada pelo *software* TQS que adota um processo numérico considerando, ao longo de uma determinada direção, as diversas barras da grelha equivalente e para cada extremidade destas barras, é obtido um momento fletor atuante devido a presença do cabo (TQS DOCS, 2021).

### 2.6.1 Momentos isostáticos e hiperestáticos de protensão

Mello (2005) explica que os esforços obtidos com o balanceamento das cargas são divididos em duas parcelas: momentos isostáticos e momentos hiperestáticos. Os momentos isostáticos ( $M_{isost}$ ) são referentes aos momentos gerados apenas pelo cabo de protensão, independente das condições de apoio e das cargas equivalentes, sendo obtido pela Equação (6).

$$M_{isost} = P e \quad (6)$$

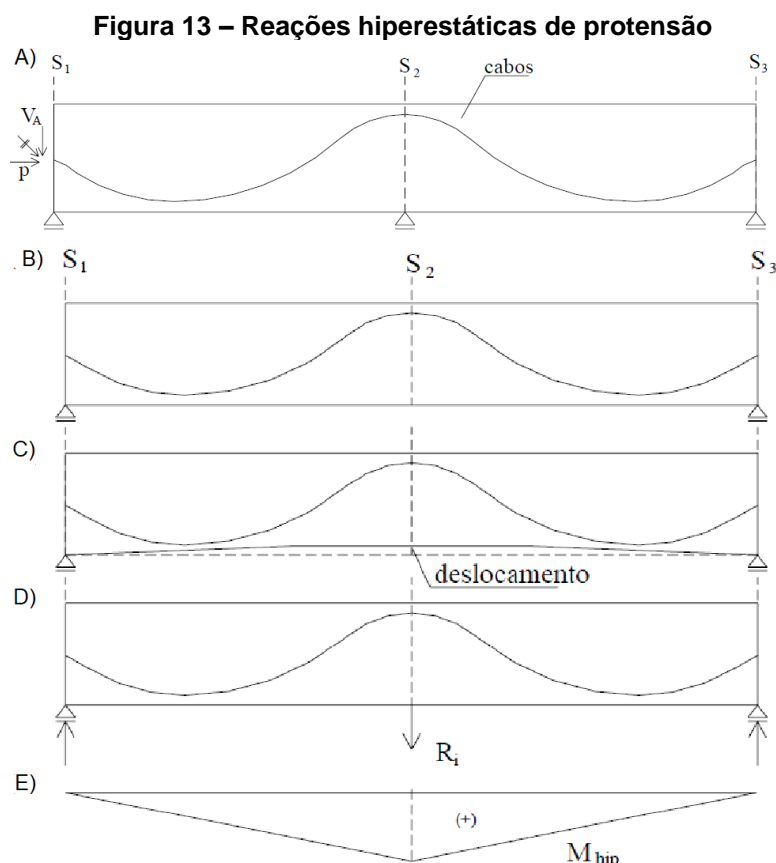
Onde,

$P$  é a força de protensão aplicada;

$e$  é a excentricidade do cabo.

Nas vinculações ou apoios das estruturas hiperestáticas ocorre o impedimento da livre deformação da estrutura, gerando esforços adicionais. Quando inserida a protensão em uma estrutura hiperestática, tais reações devem ser consideradas no dimensionamento, pois dão origem à momentos fletores e esforços cortantes.

Citando como exemplo a viga da Figura 13, ao retirar-se o apoio intermediário (B), a protensão tenderia a deslocar a viga verticalmente (C). Mas devido ao apoio intermediário, tal deslocamento é impedido, surgindo as reações indicadas em (D). Tais reações são chamadas de reações hiperestáticas de protensão e produzem o diagrama de momento fletor em (E), representando o momento hiperestático (MELLO, 2005).



Fonte: adaptado de Mello, 2005.

Emerick (2005) define o efeito hiperestático como sendo reações geradas pela restrição dos deslocamentos verticais da laje nos pontos de ligação laje-pilar. Chust (2012) define que o valor do momento hiperestático é obtido por meio do equilíbrio de forças na seção, podendo ser considerado de forma aproximada pela Equação (7).

$$M_{hiper} = M_{eq} - M_{isost} \quad (7)$$

Onde,

$M_{eq}$  é o momento gerado pelo pelo carregamento equivalente de protensão.

## 2.6.2 Tensões normais na seção transversal decorrentes da flexão

Na seção transversal da peça submetida à flexão, Chust (2012) explica que é necessário o cálculo das tensões normais decorrentes da flexão considerando a protensão. As tensões normais são encontradas pelas Equações (8) e (9).

$$\sigma_s = \frac{P}{A} - \frac{Pe}{W_s} \pm \frac{M}{W_s} \quad (8)$$

$$\sigma_i = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{W_i} \mp \frac{M}{W_i} \quad (9)$$

Onde,

$\sigma_s$  e  $\sigma_i$  são as tensões normais no concreto nas bordas superior e inferior respectivamente;

$P$  é a força de protensão no cabo;

$A$  é a área da seção transversal bruta de concreto;

$M$  é a soma dos momentos fletores na seção devido às ações atuantes para a verificação requerida;

$W_s$  e  $W_i$  são os módulos de resistência da seção em relação à borda superior e borda inferior.

Chust (2012) explica que os sinais de  $M$  dependem se o mesmo causará tração ou compressão nas fibras abaixo do centro de gravidade da seção (momento positivo ou negativo). O módulo de resistência, Equação (10), é dado como a relação entre a inércia à flexão relativa ao eixo central ( $I$ ) e a distância ao centro de gravidade ( $y$ ) da borda analisada.

$$W = \frac{I}{y} \quad (10)$$

No caso de estruturas hiperestáticas, Chust (2012) explica que é necessário a consideração do momento hiperestático, como visto anteriormente.

## 2.7 Perdas de protensão

Ao se aplicar a protensão da armadura, ocorrem diminuições do esforço de protensão ao longo dos cabos, chamadas de perdas de protensão. Existem dois tipos de perdas, as perdas imediatas que ocorrem no ato da protensão e as perdas progressivas, também chamadas de diferidas, que ocorrem ao longo da vida útil da estrutura. As perdas imediatas podem ocorrer pelo encurtamento imediato do concreto, atrito do cabo com a bainha e por acomodação da ancoragem. As perdas progressivas resultam da retração e fluência do concreto e da relaxação do aço (PFEIL, 1984).

## 2.7.1 Perdas imediatas

### 2.7.1.1 Perdas por atrito

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), as perdas por atrito no caso da pós-tensão podem ser calculadas pela Equação (11).

$$\Delta P_{(x)} = P_i [1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)}] \quad (11)$$

Onde,

$P_i$  é a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

$x$  é a abscissa do ponto onde se calcula  $\Delta P$ , medida à partir da ancoragem;

$\Sigma \alpha$  é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e ponto de abscissa  $x$ , em radianos;

$\mu$  é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

$k$  é o coeficiente de perda por metro.

### 2.7.1.2 Perdas por acomodação da ancoragem

A perda por acomodação da ancoragem ocorre durante o processo de cravação das cunhas de ancoragem. O valor do encurtamento, conforme define a ABNT NBR 6118 (2014) é fornecido pelo fabricante dos dispositivos de ancoragem.

### 2.7.1.3 Perdas por encurtamento imediato do concreto

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), na pós-tensão, a protensão sucessiva de vários cabos simultaneamente gera uma deformação no concreto, que afrouxa os cabos anteriormente protendidos. A perda média é obtida pela Equação (12).

$$\Delta \sigma_p = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (12)$$

Onde,

$\alpha_p$  é a relação entre o módulo de elasticidade do aço  $E_p$  e o módulo de elasticidade inicial do concreto  $E_{ci}$ ;

$\sigma_{cp}$  é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de  $n$  cabos;

$\sigma_{cg}$  é tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

$n$  é o número de cabos.

## 2.7.2 Perdas progressivas

### 2.7.2.1 Perdas por fluência do concreto

Ocorrem devido às ações permanentes, que geram tensão de compressão e encurtamento ao redor da armadura ativa, gerando encurtamento do cabo. Conforme Carneiro (2015), a perda da tensão de protensão por fluência do concreto pode ser obtida pela Equação (13).

$$\Delta\sigma_{p,c}(t, t_0) = \sigma_{c,p0g} \varphi(t, t_0) \alpha_p \quad (13)$$

Onde,

$\sigma_{c,p0g}$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante  $t_0$ ;

$\varphi(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência do concreto no instante  $t$  para protensão e carga permanente, aplicadas no instante  $t_0$ .

O coeficiente de fluência pode ser obtido por meio da Tabela 8.2 da ABNT NBR 6118 (2014), nos casos que não houver necessidade de grande precisão, ou então pelo Anexo A da norma, no qual é especificado detalhadamente os passos para cálculo e considerações.

### 2.7.2.2 Perdas por retração do concreto

As perdas por retração do concreto, são provocadas devido ao encurtamento da seção provocado pela retração sofrida pelo concreto, o que causa um encurtamento no cabo. Conforme Bastos (2021), é obtido pela Equação (14).

$$\Delta\sigma_{p,s}(t, t_0) = \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p \quad (14)$$



No qual,

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  é a deformação específica de retração do concreto ao nível do CG da armadura, no tempo considerado;

$E_p$  é o módulo de elasticidade do aço de protensão.

### 2.7.2.3 Perdas por relaxação do aço

Bastos (2021) explica que é a perda que ocorre quando um aço é estirado e mantido com comprimento e temperatura constantes por longo tempo. Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), a intensidade da relaxação do aço é determinada pelo coeficiente  $\Psi(t, t_0)$  obtido pela Equação (15).

$$\Psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (15)$$

Onde  $\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$  é a perda de tensão por relaxação pura desde o instante  $t_0$  do estiramento da armadura até o instante  $t$  considerado.

Para o tempo infinito, o valor de  $\Psi(t, t_0)$  é dado por:

$$\Psi(t_{\infty}, t_0) \cong 2,5 \Psi_{1000} \quad (16)$$

No qual  $\Psi_{1000}$  representa o coeficiente de relaxação de fios e cordoalhas, que depende da tensão inicial aplicada  $\sigma_{p0}$ , do tipo de relaxação do aço (relaxação baixa – RB ou relaxação normal – RN) e do tipo de armadura (cordoalha, fio ou barra), fornecido pela Tabela 1.

**Tabela 1 – Valores de  $\Psi_{1000}$  em porcentagem**

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

Fonte: Tabela 8.4 da ABNT NBR 6118, 2014.

Sendo,  $f_{ptk}$  a resistência característica à compressão do concreto aos  $j$  dias.

## 2.8 Estados-limites de serviço

Os estados-limites de serviço, segundo a ABNT NBR 6118 (2014) são relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade.

### 2.8.1 Combinações de serviço

A verificação dos estados-limites de serviço é feita utilizando as combinações de ações de serviço fornecidas pela Tabela 2.

**Tabela 2 – Combinações de serviço**

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase-permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \Psi_2 F_{qj,k}$
Combinações freqüentes de serviço (CF)	Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor freqüente $\Psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Psi_1 F_{q1k} + \Sigma \Psi_2 F_{qj,k}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\Psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + F_{q1k} + \Sigma \Psi_1 F_{qj,k}$
Onde: $F_{d,ser}$ é o valor de calculo das ações para combinações de serviço $F_{q1k}$ é o valor característico das ações variáveis principais diretas $\Psi_1$ é o fator de redução de combinação freqüente para ELS $\Psi_2$ é o fator de redução de combinação quase-permanente para ELS		

**Fonte: Tabela 11.4 da ABNT NBR 6118, 2014.**

Os coeficientes para as respectivas combinações são obtidos pela Tabela 11.2, mostrada pela Tabela 3.

**Tabela 3 – Coeficientes de combinação de serviço**

Ações		$\gamma_E$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1$ <sup>1)</sup>	$\Psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de levadas concentrações de pessoas <sup>2)</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de levadas concentrações de pessoas <sup>3)</sup>	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
<sup>1)</sup> Para os valores de $\Psi_1$ relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga <sup>2)</sup> Edifícios residenciais <sup>3)</sup> Edifícios comerciais e de escritórios				

**Fonte: Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118, 2014.**

No estado-limite de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação dos componentes é feita pelo momento de fissuração, calculado pela Equação (17).

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad (17)$$

Onde,

$\alpha$  é o fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct}$  é a resistência à tração direta do concreto.

No caso de estruturas protendidas, conforme Mello (2005), a norma brasileira deixa implícito que é necessário a consideração da parcela de tensão de compressão devido à protensão, calculada por:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} + \frac{P I_c}{A y_t} + P e \quad (18)$$

Sendo,

$P$  a força de protensão na seção transversal;

$A$  é a área da seção;

$e$  é a excentricidade do cabo.

### 2.8.2 Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

No item 17.3.2 da ABNT NBR 6118 (2014) é definido que, para estruturas com armaduras ativas pode-se considerar, desde que não ultrapasse o estado-limite de formação de fissuras, que a rigidez equivalente é igual à rigidez bruta do concreto:

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs}I_c.$$

Caso contrário, a análise deve ser feita considerando a rigidez efetiva da laje, a presença de armadura e a existência de fissuras. Conforme a norma, calcula-se  $(EI)_{eq,t0}$  pela Equação (19).

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_{II} \right] \right\} \leq E_{cs}I_c \quad (19)$$

Onde,

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$I_{II}$  é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II,

calculado com  $\alpha_e = E_s/E_{cs}$ ;

$M_a$  é o momento fletor o momento fletor na seção crítica do vão considerado;

$M_r$  é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor é reduzido à metade na utilização de barras lisas;

$E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto.

No cálculo do momento de fissuração para o ELS-DEF conforme Equação (17), considera-se  $f_{ct}$  em seu valor médio ( $f_{ct,m}$ ). Para o cálculo da flecha diferida no tempo na estrutura com armadura ativa, multiplica-se a parcela permanente da flecha imediata obtida por  $(1 + \varphi)$  onde  $\varphi$  é o coeficiente de fluência. Os limites para deslocamentos são fornecidos pela Tabela 13.3 da norma, mostrada no anexo A.

### 2.8.3 Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F)

A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014) define o ELS-F como o estado no qual é iniciada a formação de fissuras na peça, atingida quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual à resistência do concreto à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ). Ainda, a norma brasileira admite no item 8.2.5 que, na falta de dados obtidos por ensaios, pode-se considerar  $f_{ct,f}$  como sendo o valor médio ou característico pelas Equações (20) e (21).

$$f_{ct,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (20)$$

$$f_{ct,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (21)$$

Para concretos de classe até C50,

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (23)$$

Para concretos de classe C55 até C90,

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (24)$$

### 2.8.4 Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

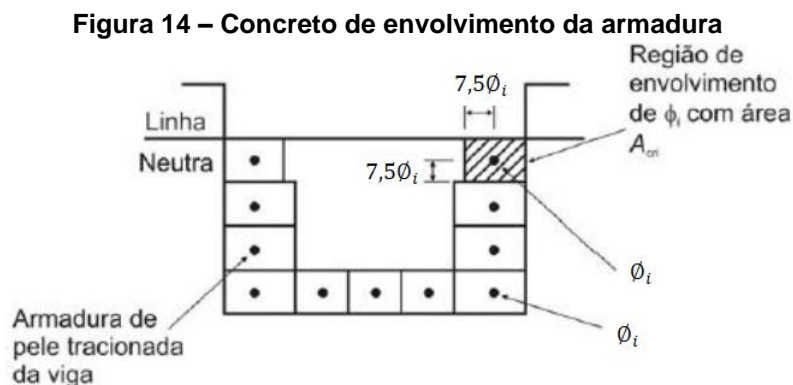
Para verificar as condições de fissuração da estrutura, a norma brasileira estabelece exigências quanto à fissuração com base na classe de agressividade ambiental e tipo de protensão, mostrada pela Tabela 4.

**Tabela 4 – Exigências relativas à fissuração**

Tipos de concreto estrutural	Classe de agressividade Ambiente (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado (sem protensão)	CAA I	ELS-W $\omega_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II a III	ELS-W $\omega_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $\omega_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $\omega_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
	Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	(*) E.L.S-F
			(*) E.L.S-D
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAAIII e IV	(*) E.L.S-F	Combinação Rara
		(*) E.L.S-D	Combinação frequente

Fonte: Tabela 13.4 da ABNT NBR 6118, 2014.

Para os elementos de armadura passiva ou ativa que fornecem controle à fissuração da peça, a norma brasileira orienta a consideração de uma área do concreto de envolvimento ( $A_{cri}$ ) para análise da abertura de fissuras, mostrado pela Figura 14.



Fonte: adaptado de ABNT NBR 6118, 2014.

O valor característico da abertura de fissuras é o menor valor obtido por meio das Equações (25) e (26).

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (25)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (26)$$

Onde,

$\sigma_{si}$ ,  $\phi_i$ ,  $E_{si}$ ,  $\rho_{ri}$  são definidos para cada área de envolvimento analisada;  $\phi_i$  é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

$E_{si}$  é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro  $\phi_i$ ;

$\rho_{ri}$  é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro da bainha) em relação à área de envolvimento ( $A_{cri}$ );

$\sigma_{si}$  é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

### 2.8.5 Estado-limite de descompressão (ELS-D)

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), refere-se ao estado onde em um ou mais pontos da seção transversal da peça a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Bastos (2021) explica que, atende-se ao ELS-D quando a tensão nas bordas da seção transversal não ultrapassa uma tensão máxima de compressão (tensão admissível) que não é definida pela norma brasileira.

A norma americana ACI 318-95, no item 18.4.1 define que a tensão de compressão admissível para combinação de serviço na seção pode ser calculada pela Equação (27).

$$\sigma_{c,lim} = 0,6 f_{ck} \quad (27)$$

## 2.9 Estados-limites últimos

Os estados-limites últimos (ELU) da estrutura, conforme ABNT NBR 6118 (2014), estão relacionados são os estados no qual ocorre o colapso ou ruína da mesma, determinando a paralisação do seu uso. No caso de estruturas protendidas, são necessárias duas verificações: no ato da protensão e no tempo infinito.

As combinações utilizadas para análise do ELU em estruturas protendidas são as combinações últimas normais, as quais necessitam consideração dos efeitos hiperestáticos de protensão. No item 17.2.4.2 a norma brasileira orienta que na verificação do ELU considere-se, além do efeito de outras ações na estrutura, apenas os esforços solicitantes hiperestáticos de protensão, devendo desconsiderar os isostáticos.

Conforme Emerick (2002), as combinações últimas normais podem ser definidas pela Equação (28).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{gik} + \gamma_{gi} \left[ F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{q1j} \right] + \gamma_p F_{hiper} \quad (28)$$

Onde,

$F_{gik}$  são as ações permanentes principais;

$F_{q1k}$  é a ação variável principal;

$F_{q1j}$  é a ação variável secundária;

$F_{hiper}$  é o efeito hiperestático da protensão;

$\gamma_{gi}$  e  $\gamma_p$  são os coeficientes de majoração de ações.

Os coeficientes de ponderações de ações são fornecidos pela Tabela 5:

**Tabela 5 – Coeficiente de majoração de ações no ELU**

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

Onde:  
*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.  
<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

**Fonte: Tabela 11.1 da ABNT NBR 6118, 2014.**

### 2.9.1 Estado-limite último no ato da protensão (ELU-AtoPro)

No ato da protensão, consideram-se apenas as perdas imediatas ocorridas na estrutura. A norma ABNT NBR 6118 (2014) orienta que verificação do ELU-AtoPro pode ser realizada no estágio I do concreto, no qual se encontra não fissurado e possui comportamento elástico linear. As condições devem ser satisfeitas:

- A tensão máxima de compressão na seção do concreto obtida pela ponderação de ações não ultrapasse 70% da resistência característica  $f_{ckj}$  prevista para a idade de protensão;
- A tensão máxima de tração no concreto não pode ultrapassar  $1,2 f_{ct,m}$  correspondente à  $f_{ckj}$  especificado;
- Quando houver tensões de tração na seção transversal, deve haver armadura de tração calculada para o estágio II. Por efeitos de cálculo, a força na armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no estágio I, não podendo provocar na armadura correspondente acréscimos de tensões superiores à 150 MPa no caso de barras lisas e 250 MPa em barras nervuradas.

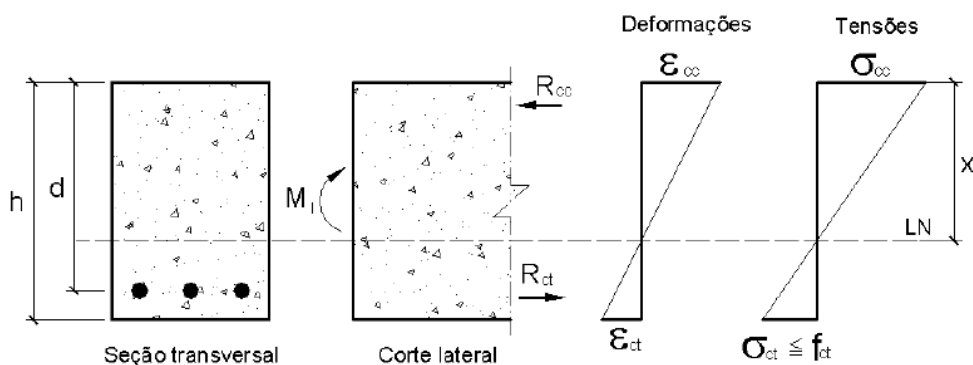


A norma ainda prescreve os seguintes valores para coeficientes de ponderação no ato da protensão:

- $\gamma_c = 1,2$  para o concreto e  $\gamma_s = 1,15$  para o aço;
- $\gamma_p = 1,1$  para pós-tração;
- $\gamma_f = 1,0$  para ações desfavoráveis e  $\gamma_f = 0,9$  para ações favoráveis.

No *software* TQS, utilizado para o dimensionamento, conforme o TQS Docs (2021), essa verificação é realizada automaticamente pelo programa, que analisa a seção transversal da seguinte forma: considera-se que o concreto não está fissurado (estádio I) e a força resultante é obtida por uma semelhança de triângulos, conforme Figura 15.

**Figura 15 – Comportamento da seção transversal do concreto no estágio I**



Fonte: adaptado de Pinheiro, 2007.

Inicialmente, o programa calcula o valor da linha neutra sabendo a altura da seção ( $h$ ) e as tensões de compressão ( $\sigma_{cc}$ ) e tração ( $\sigma_{ct}$ ) da seção transversal, por meio da relação:

$$\frac{x}{h} = \frac{|\sigma_{cc}|}{|\sigma_{cc} + \sigma_{ct}|} \quad (29)$$

Onde,

- $x$  é a posição da linha neutra na seção transversal;
- $h$  é a altura da seção transversal;
- $\sigma_{cc}$  é o valor da tensão de compressão nas fibras da seção;
- $\sigma_{ct}$  é o valor da tensão de tração nas fibras da seção.

Com isso, a força de tração resultante na seção ( $F_t$ ) é calculada através da Equação (30).

$$F_t = \sigma_{ct} b \frac{x}{2} \quad (30)$$

Na qual,  $b$  é a largura da seção.

A área de aço no ato da protensão, então, é definida pela Equação (31).

$$A_{s(ato)} = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (31)$$

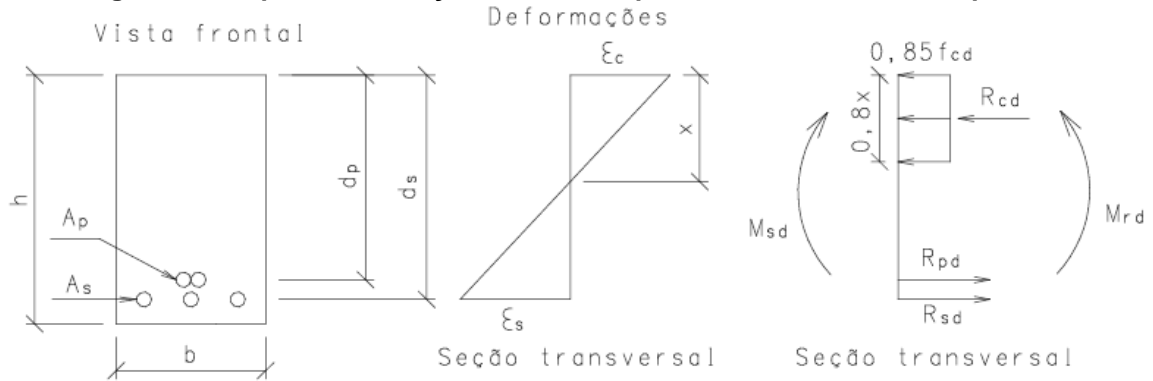
Em que,

$f_{yd}$  é a tensão de escoamento de cálculo da armadura passiva, definida com o valor máximo de 250 MPa, conforme alínea “c” do item 17.2.4.3.2 da ABNT NBR 6118 (2014).

### 2.9.2 Estado-limite último no tempo infinito (ELU)

Para Chust (2012), o estado-limite último no tempo infinito é caracterizado pelo momento em que as deformações específicas de cálculo do concreto e do aço atingem os seus valores últimos referentes às deformações específicas desses materiais.

Conforme Carneiro (2015), o ELU no tempo infinito considera que todas as perdas de protensão ocorreram. Dessa forma, após definir-se a quantidade de armadura ativa pela carga equivalente balanceada na estrutura, deve-se calcular uma área de armadura passiva capaz de gerar um momento fletor resistente de cálculo  $M_{Rd}$  maior ou igual ao momento solicitante de cálculo  $M_{Sd}$ , conforme mostra a Figura 16.

**Figura 16 – Equilíbrio da seção transversal protendida com armadura passiva**

Fonte: Carneiro, 2015.

Mello (2005) explica que o momento solicitante de cálculo ( $M_{sd}$ ) será a soma dos momentos gerados pelos esforços atuantes na estrutura com o momento hiperestático, visto anteriormente. Com base na Figura 16, a força de tração resultante na seção  $R_{st}$  pode ser definida por.

$$R_{st} = R_{pd} + R_{sd} \quad (32)$$

Onde,

$R_{pd}$  é a força da armadura de protensão na seção transversal;

$R_{sd}$  é a força de tração do aço da armadura passiva.

Reescrevendo a Equação (33).

$$\frac{M_{sd}}{Z} = A_p \cdot f_p + A_s \cdot f_{yd} \quad (33)$$

$$A_s = \frac{\left[ \frac{M_d}{Z} - A_p \cdot f_p \right]}{f_{yd}} \quad (34)$$

Onde,

$A_s$  é a armadura passiva da seção;

$M_{sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo na seção;

$Z$  é o braço de alavanca gerado entre a força de tração resultante e a força de compressão;

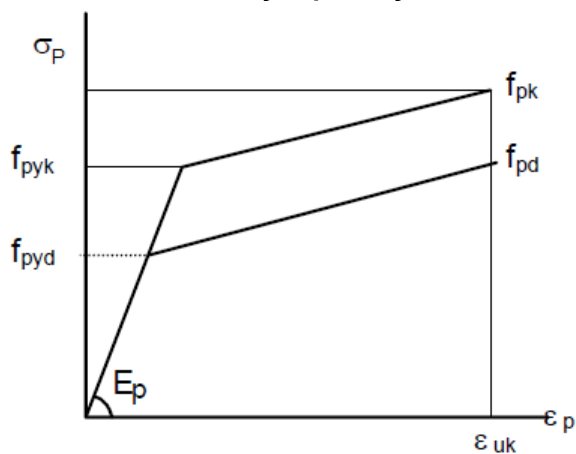
$A_p$  é a área de armadura de protensão na seção;

$f_p$  é a tensão atuante no aço de protensão;

$f_{yd}$  é a tensão de escoamento de cálculo da armadura passiva.

A tensão atuante no aço de protensão é obtido pelo diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas conforme a Figura 17.

**Figura 17 – Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativa**



Fonte: adaptado de ABNT NBR 6118, 2014.

Onde  $f_{pyk}$  e  $f_{ptk}$  são os valores característicos da resistência ao escoamento convencional das cordoalhas, respectivamente, e  $\epsilon_{uk}$  é o alongamento pós ruptura.

### **3 METODOLOGIA**

Esta seção tem como objetivo classificar a pesquisa e definir os métodos utilizados para o desenvolvimento do estudo proposto. O presente trabalho visa realizar o dimensionamento à flexão de uma laje lisa de um edifício residencial com pós-tensão aderente, embasado em um projeto original com pós-tensão não-aderente. Posteriormente, realizar o comparativo de esforços e taxa de armadura entre os dois projetos.

#### **3.1 Classificação da pesquisa**

A natureza desta pesquisa pode ser classificada como exploratória, a qual conforme Gil (2002) são pesquisas que tem como objetivo buscar maior familiaridade com o tema escolhido, tornando-o mais explícito ou construindo hipóteses. Além disso, como o trabalho realiza o comparativo entre dois tipos diferentes de protensão para um mesmo projeto, também pode ser caracterizado como uma pesquisa descritiva pois faz a descrição de características e determinação de associação entre variáveis.

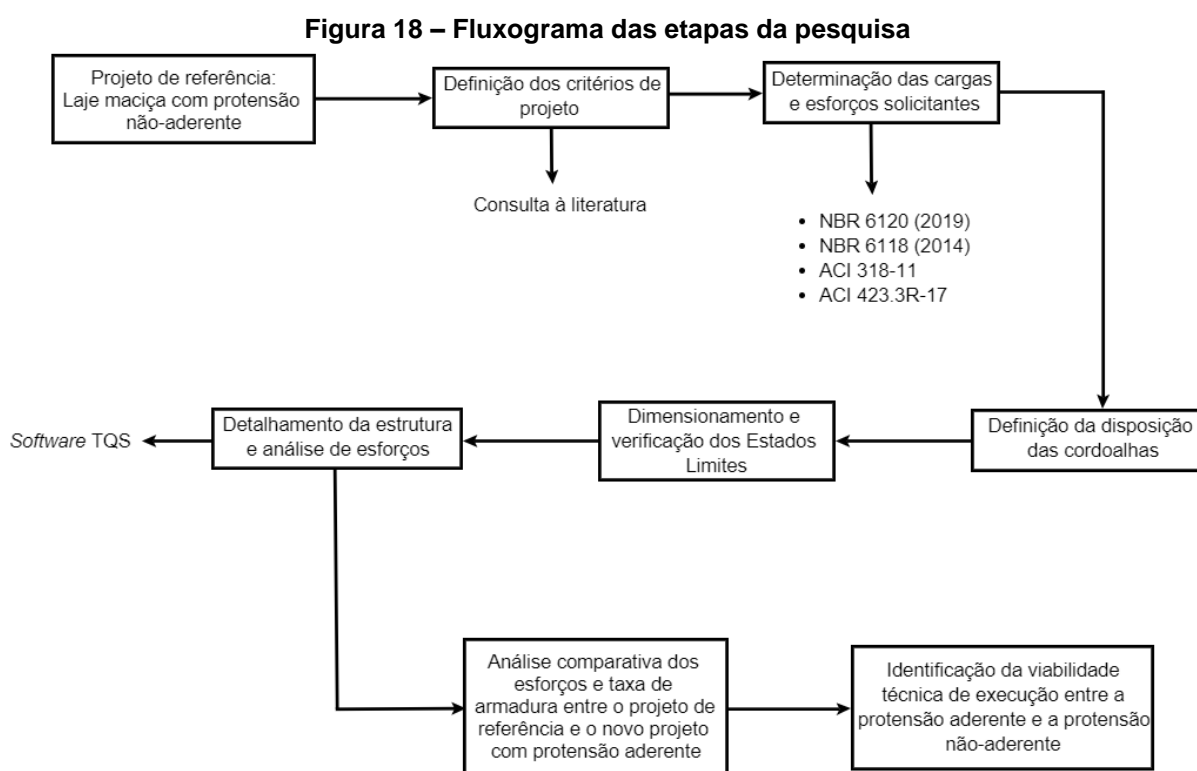
Quanto aos procedimentos técnicos, este trabalho classifica-se como uma pesquisa bibliográfica e um estudo de caso, sendo desenvolvido com base em materiais já elaborados (livros, estudos acadêmicos e normas) e também conta com um projeto original como base para a realização da metodologia, o qual será estudado a fundo. A abordagem é de característica qualitativa e quantitativa, pois além de ter um enfoque na compreensão e explicação das variáveis, procura realizar essa análise por meio da quantificação dos dados, recolhidos por meio do dimensionamento (FONSECA, 2002).

#### **3.2 Etapas da pesquisa**

O trabalho foi desenvolvido inicialmente identificando o problema da falta de acesso acadêmico aos conceitos da protensão. A partir disso, delimitou-se a pesquisa

para a abordagem da protensão aderente, a qual possui uma gama reduzida de estudos e informações comparativas de forma efetiva no âmbito da construção civil.

Essa abordagem, foi realizada por meio do dimensionamento, na protensão aderente de uma laje maciça que foi originalmente projetada em protensão não-aderente. Considerou-se, para fins de dimensionamento e detalhamento, estudos acadêmicos e especificações técnicas das normas brasileiras ABNT NBR 6118 (2014), e contribuições das normas internacionais ACI 318-95 e ACI 423.3R-17. As etapas para o desenvolvimento do estudo são mostradas pela Figura 18.



**Fonte: Autor, 2021.**

A pesquisa foi realizada com base em um projeto de um edifício residencial com 3 pavimentos, o qual possuía lajes originalmente dimensionadas em protensão não-aderente. Para o dimensionamento, utilizou-se como base a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos*.

Considerou-se as contribuições das normas norte-americanas ACI 318-95 – *Building Code Requirements for Structural Concrete* e ACI 423.3R-17 – *Recommendations for Concrete Members Prestressed with Single Strand Unbonded Tendons*, as quais são referências mundiais para o dimensionamento, execução e detalhamento de estruturas em concreto protendido. O dimensionamento e

modelagem estrutural para a análise dos esforços foi realizada por meio do *software* TQS.

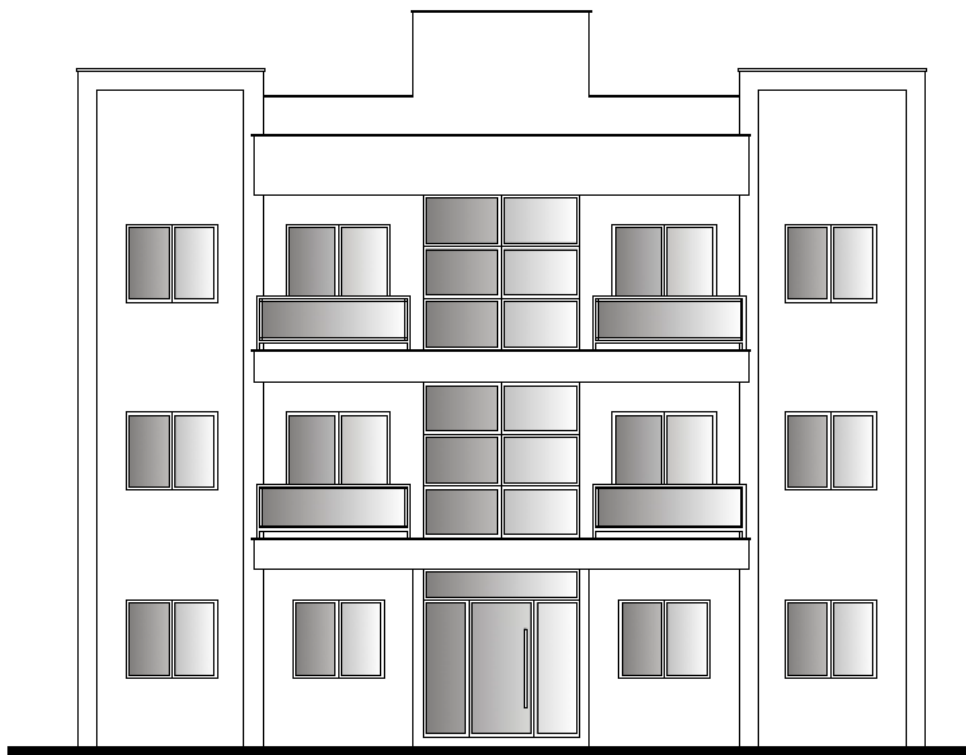
### 3.3 Estudo de caso

#### 3.3.1 Projeto original

O projeto utilizado de base para o estudo é um edifício residencial de três pavimentos, localizado na região urbana da cidade de Pato Branco, no Paraná. Nele, conta-se com um pavimento térreo e dois pavimentos tipos, os quais possuem dois apartamentos cada, e um pavimento cobertura. O edifício possui uma área total de 340,68 m<sup>2</sup> na qual é distribuída da seguinte forma: pavimento térreo com 106,20 m<sup>2</sup>, pavimento tipo 1 e tipo 2 com 117,24 m<sup>2</sup> cada.

A edificação contou com a utilização da protensão não-aderente nos pavimentos tipos e na cobertura, enquanto que o pavimento térreo foi realizado em concreto armado. O edifício não conta com garagens. A fachada frontal do edifício é mostrada pela Figura 19.

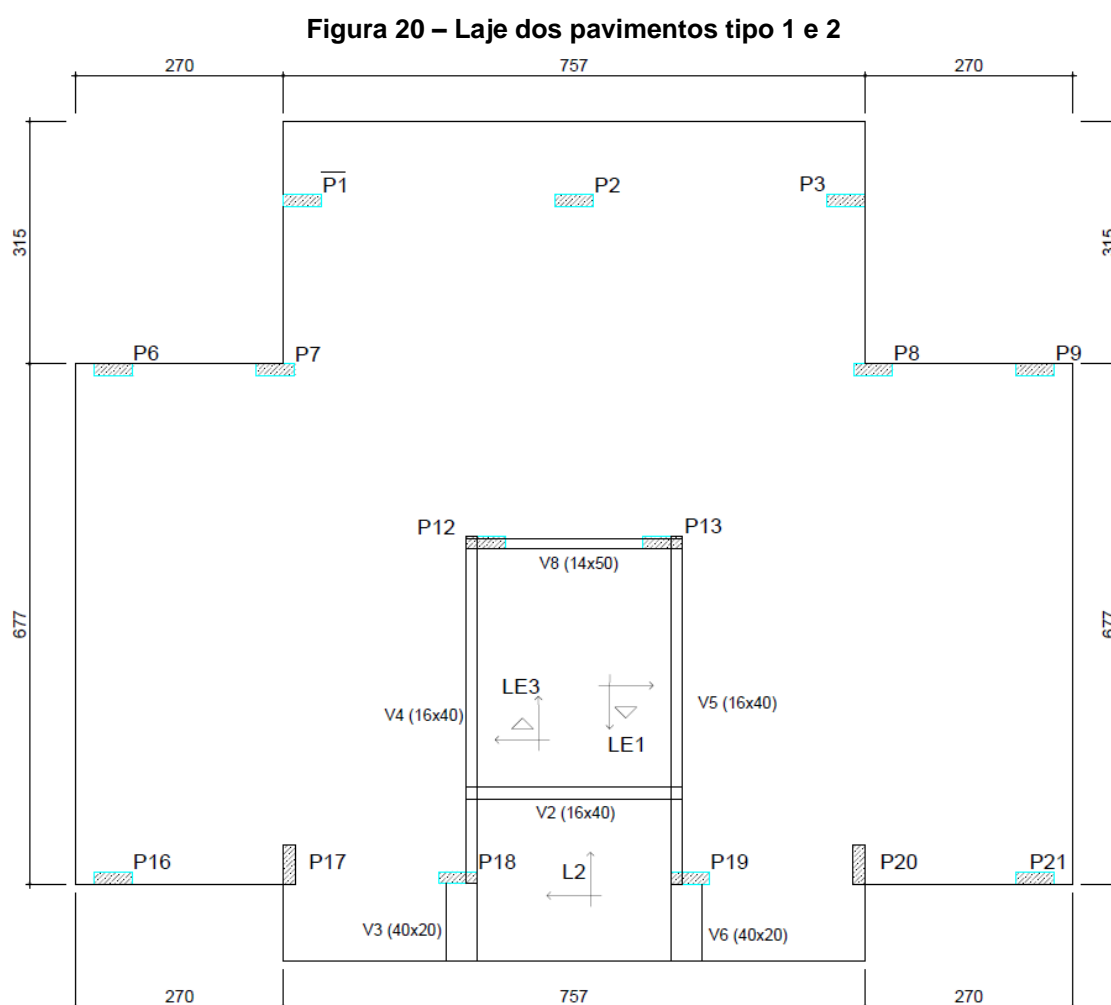
**Figura 19 – Fachada do edifício de referência**



Fonte: Autor, 2021.

Os pavimentos tipo, que serão o foco deste estudo para fins de dimensionamento e comparação com o projeto original, possuem dois apartamentos de 53,3 m<sup>2</sup> cada. O projeto arquitetônico dos pavimentos tipos é mostrado pelo apêndice A.

Tais apartamentos são divididos em: sala de estar, 2 dormitórios, banheiro social, cozinha e área de serviço. Conforme projeto estrutural, o edifício conta com 15 pilares de dimensões 16x50cm que nascem no térreo e morrem no pavimento cobertura. A Figura 20 mostra a planta de fôrmas dos pavimentos tipo 1 e 2.



**Fonte: Autor, 2021.**

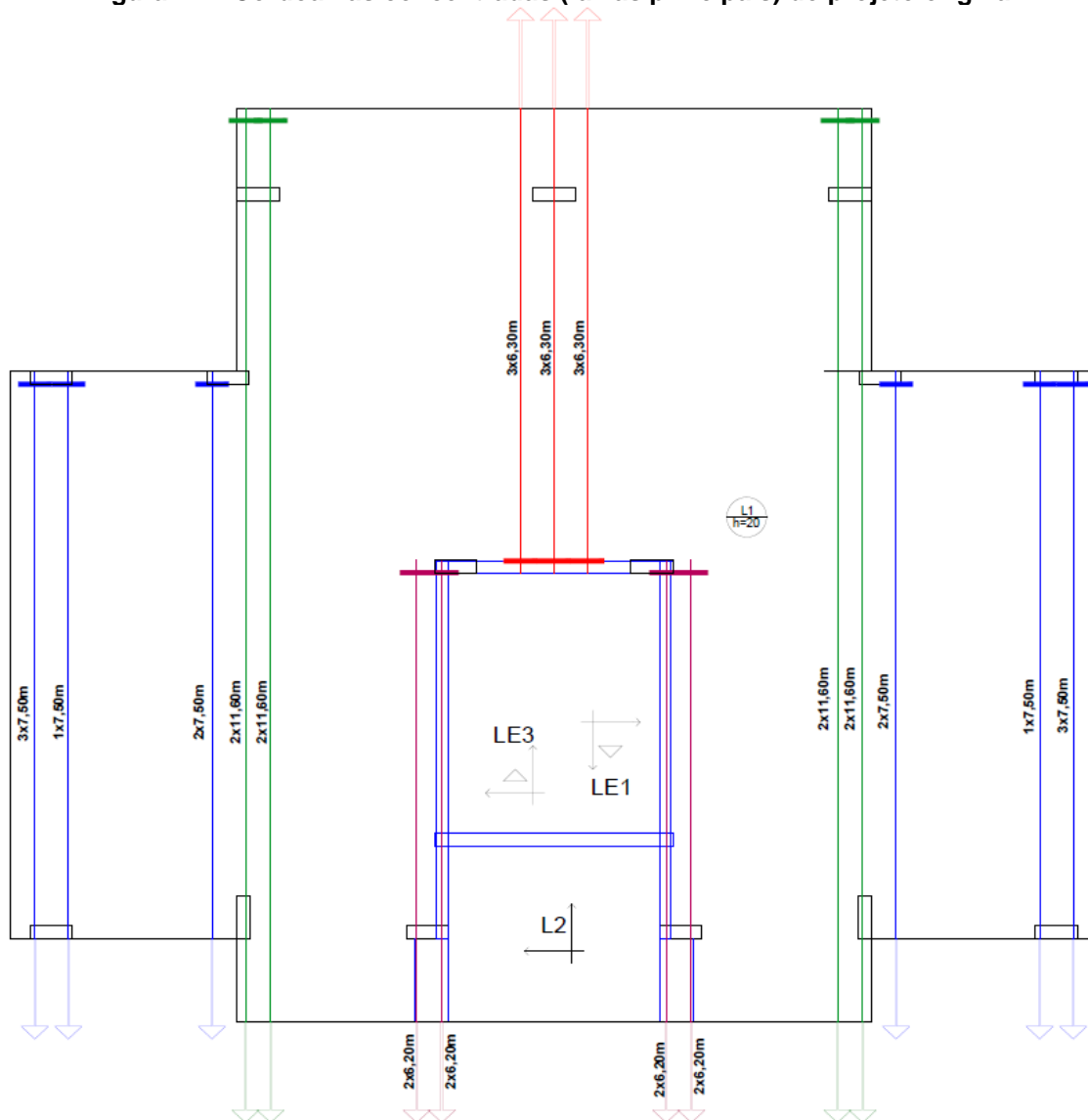
As escadas, definidas como lances LE1, LE3 e laje de patamar L2 não foram consideradas para o dimensionamento da protensão aderente no pavimento. É importante destacar que, o trabalho se atém ao dimensionamento à flexão da laje maciça lisa na qual compreende os apartamentos. Dessa forma, não será abordado o



cálculo e dimensionamento de armaduras de punção, colapso progressivo da laje e escadas.

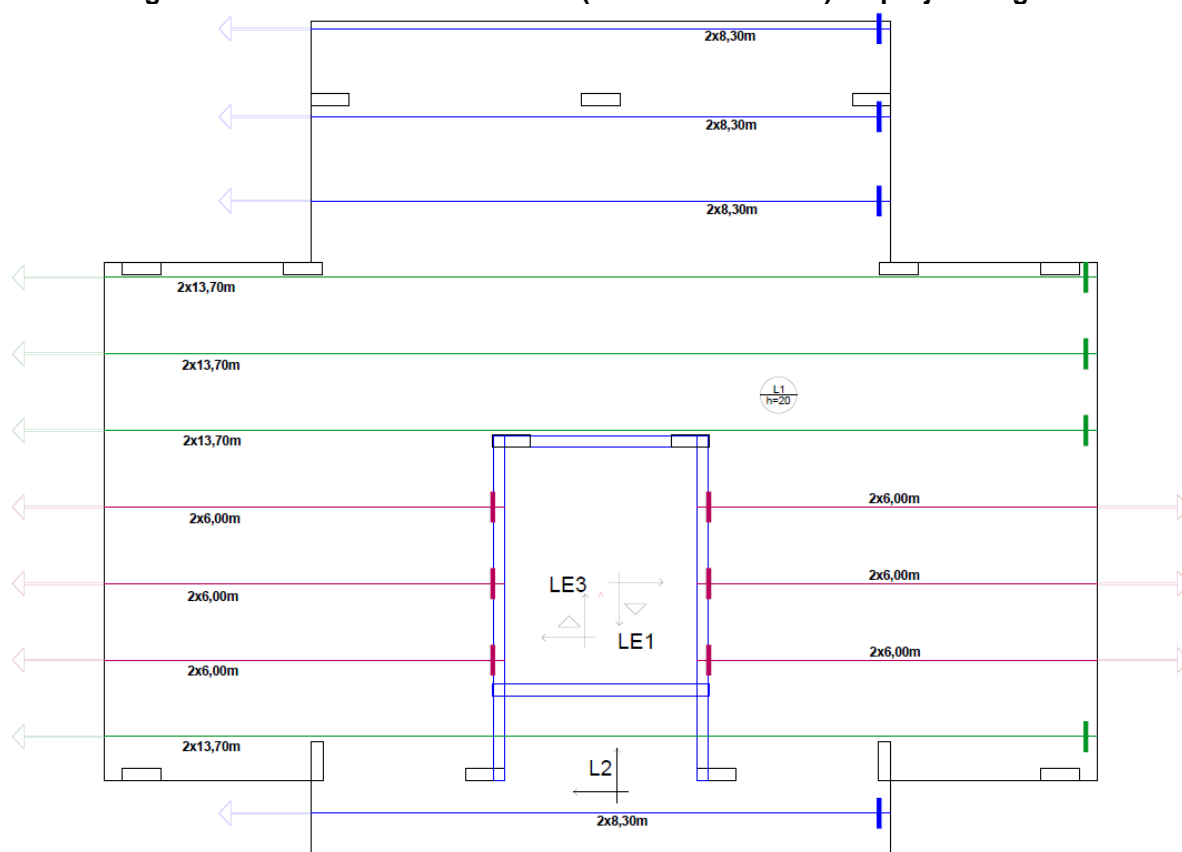
No dimensionamento original, utilizou-se protensão do tipo não-aderente, com cordoalhas engraxadas de aço CP 190 RB 12,7mm. As disposições das cordoalhas principais e distribuídas são mostradas pelas Figuras 21 e 22.

**Figura 21 – Cordoalhas concentradas (faixas principais) do projeto original**



Fonte: Autor, 2021.

**Figura 22 – Cordoalhas distribuídas (faixas distribuídas) do projeto original**



**Fonte: Autor, 2021.**

No projeto original em protensão não-aderente, foram utilizadas 64 cordoalhas no total, distribuídas em feixes de 2, 3 até 4 cordoalhas. As faixas verticais referem-se às faixas principais de protensão e as horizontais às faixas distribuídas.

## 4 CRITÉRIOS DE PROJETO

### 4.1 Critérios do concreto estrutural

Para o dimensionamento da laje maciça em protensão aderente, é necessário estabelecer critérios relacionados à edificação, ao concreto que será utilizado, ao elemento a ser projetado e à protensão escolhida.

#### 4.1.1 Classe de agressividade ambiental

O tipo de concreto a ser utilizado na estrutura é definido, inicialmente, a partir do ambiente no qual a edificação será implantada. O edifício utilizado como referência para o dimensionamento se encontra na região urbana no município de Pato Branco, no Paraná.

Para uma estrutura em ambiente urbano, de acordo com a Tabela 6, classifica-se como uma classe de agressividade ambiental do tipo II (Classe II), na qual a agressividade é moderada, possuindo pequeno risco de deterioração da estrutura quanto às intempéries do ambiente.

**Tabela 6 – Classes de agressividade ambiental (CAA)**

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

**Fonte: Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118, 2014.**

A classe de agressividade ambiental também define o tipo de protensão que será utilizada, servindo de parâmetro para a verificação do estado-limite de serviço. De acordo com o item 13.4.2 da NBR 6118 (2014), concretos estruturais protendidos que estejam em uma classe de agressividade ambiental do tipo II e protensão do tipo pós-tração, considera-se uma protensão do tipo parcial.

#### 4.1.2 Qualidade do concreto

Estabelecida a classe de agressividade ambiental na qual a edificação será construída, a norma brasileira sugere a relação água/cimento e a resistência do concreto à compressão adequada conforme a Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118 (2014). Para elementos estruturais em concreto protendido que façam parte da classe II de agressividade ambiental, indica-se uma relação água/cimento máxima de 0,55 e concreto de classe C30 ou superior (Tabela 7).

**Tabela 7 – Classe de agressividade e a qualidade do concreto para elementos protendidos**

Concreto	Classe de agressividade			
	I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

Fonte: Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118, 2014.

Dessa forma, seguindo as sugestões da norma brasileira, adotou-se para o presente projeto uma classe relação água/cimento de 0,50 e concreto de classe C35.

#### 4.1.3 Cobrimento das armaduras

Conforme a classe de agressividade ambiental, é necessário garantir também o cobrimento das armaduras à fim de proporcionar sua proteção contra agentes corrosivos. O cobrimento nominal das armaduras ( $c_{nom}$ ) é o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ) acrescido de uma tolerância de execução ( $\Delta_c$ ) de 10mm. Para elementos em concreto protendido, conforme prescrição fornecida na Tabela 7.2 da norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014), considera-se que a armadura passiva utilizada no elemento estrutural segue os mesmos cobrimentos respectivos ao concreto armado (Tabela 8).

**Tabela 8 – Cobrimento nominal (mm) correspondente com a classe de agressividade ambiental**

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
Concreto protendido		25	30	40	50

Fonte: Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118, 2014.

Assim, para a edificação que se encontra em ambiente urbano, adota-se para a laje a ser dimensionada o cobrimento nominal de 30mm para a armadura ativa de protensão e de 25mm para a armadura passiva.

#### 4.1.4 Resistência à tração

Por conta da introdução da protensão em uma seção de concreto, é necessário o conhecimento da resistência à tração do concreto escolhido para as análises. Para concretos de classes até C50, conforme a ABNT NBR 6118 (2014), a resistência média à tração ( $f_{ct,m}$ ) é obtida pela Equação (23).

A resistência à tração característica inferior ( $f_{ctk,inf}$ ) e superior ( $f_{ctk,sup}$ ) são calculadas pelas Equações (20) e (21). Para o concreto da classe C35 utilizado, com  $f_{ck}$  de 35 MPa, pela Equação (23), resultando no valor abaixo:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot 35^{2/3} \quad (23)$$

$$f_{ct,m} = 3,2099 \text{ MPa}$$

Com isso, encontram-se os valores das resistências à tração do concreto, definidos como  $f_{ctk,inf} = 2,25 \text{ MPa}$  e  $f_{ctk,sup} = 4,173 \text{ MPa}$ .

#### 4.1.5 Módulos de elasticidade

O módulo de elasticidade ou de deformação tangente inicial do concreto ( $E_{ci}$ ) e o módulo de deformação secante do concreto ( $E_{cs}$ ) são obtidos por meio da Tabela 8.1 da ABNT NBR 6118 (2014), a qual define os valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, mostrado pela Tabela 9.

**Tabela 9 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto**

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37

Fonte: Tabela 8.1 da ABNT NBR 6118, 2014.

Dessa forma, para o concreto C35 utilizado no projeto, obtém-se os valores  $E_{ci} = 33 \text{ GPa}$  e  $E_{cs} = 29 \text{ GPa}$ .

## 4.2 Definições preliminares de projeto

### 4.2.1 Espessura da laje

Para lajes maciças, a norma ABNT NBR 6118 (2014) estabelece critérios de espessura mínima. Conforme o item 13.2.4.1, alínea “g”, para uma laje maciça lisa, a qual Schmid (2009) define como sendo aquela que não se utiliza de capitéis, nervuras ou engrossamentos, recomenda-se uma espessura mínima de 16 cm. Além disso, a norma americana ACI 423.3R-17 estabelece a recomendação de que, para lajes que possuam sobrecargas entre 2 kN/m<sup>2</sup> à 3 kN/m<sup>2</sup>, a espessura da laje ( $h$ ) pode ser definida em função do maior vão existente entre pilares ( $l$ ), pela relação:

$$h \geq \begin{cases} l/40 \\ l/45 \end{cases}$$

No projeto utilizado, o maior vão entre pilares obtido foi de 7,79 metros. Assim:

$$h \geq \begin{cases} 779/40 = 19,475 \text{ cm} \\ 779/45 = 17,31 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h \geq 19,475 \text{ cm}$$

Dessa forma, à fim de se adequar às prescrições da norma brasileira e americana, bem como manter o parâmetro comparativo com o projeto original, optou-se em adotar para a laje uma espessura de 20 cm.

### 4.2.2 Critérios iniciais de protensão

#### 4.2.2.1 Aço da armadura ativa

Conforme o catálogo técnico de concreto protendido da empresa *Rudloff* (2015), as cordoalhas mais utilizadas no sistema de protensão aderente são as

cordoalhas nuas de 7 fios, produzidas na condição de relaxação baixa (RB), nos diâmetros de 12,7mm e 15,5mm. As especificações das características das cordoalhas necessárias para o dimensionamento são obtidas por meio dos catálogos dos fornecedores de aços para protensão. No dimensionamento, considerou-se a utilização das cordoalhas de 7 fios do tipo CP 190 RB 12,7 fornecidas pela fabricante nacional *ArcelorMittal*, com suas características mostradas pela Tabela 10.

**Tabela 10 – Especificações da cordoalha de 7 fios CP 190 RB 12,7**

Diâmetro nominal (mm)	Área aproximada (mm <sup>2</sup> )	Massa aproximada (kg/1.000m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima à 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)	Módulo de elasticidade (GPa)
12,7	101	792	187	169	3,5	200

Fonte: adaptado de *ArcelorMittal*, 2019.

As características como área, massa, carga mínima de ruptura e de escoamento à tração, alongamento após ruptura e módulo de elasticidade da cordoalha são definidas pela empresa, por meio de ensaios especificados pela norma ABNT NBR 7383:2021 – Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação.

#### 4.2.2.2 Força de protensão

Escolhida a cordoalha a ser utilizada como armadura ativa, é necessário definir a força de protensão inicial ( $P_i$ ) que será aplicada às cordoalhas. A ABNT NBR 6118 (2014) recomenda no item 9.6.1.2.1 os valores limites de tensão na operação de protensão em armaduras pós-tracionadas. Para aços da classe de relaxação baixa, por ocasião da aplicação da força  $P_i$ , a tensão da armadura de protensão na saída do aparelho de tração ( $\sigma_{Pi}$ ) deve obedecer aos limites impostos pela norma, sendo o menor valor encontrado na relação:

$$\sigma_{Pi} \leq \begin{cases} 0,74 f_{ptk} \\ 0,82 f_{pyk} \end{cases}$$

Na qual  $f_{ptk}$  é o valor característico da resistência à tração e  $f_{pyk}$  é o valor característico da resistência ao escoamento convencional.

A resistência à tração da cordoalha é obtida pela Equação (35).

$$f_{ptk} = \frac{F_{rup}}{A_{cord}} \quad (35)$$

Onde,

$F_{rup}$  é a carga mínima de ruptura à tração da cordoalha, fornecida pelo catálogo do fabricante;

$A_{cord}$  é a área da cordoalha.

Assim:

$$f_{ptk} = \frac{187000}{101}$$

$$f_{ptk} = 1851,48 \text{ MPa}$$

De forma análoga, a resistência característica ao escoamento convencional é obtida pela Equação (36).

$$f_{pyk} = \frac{F_{1\% def}}{A_{cord}} \quad (36)$$

Onde,

$F_{1\% def}$  é a carga mínima de escoamento da cordoalha à 1% de deformação, fornecida pelo catálogo do fabricante;

$A_{cord}$  é a área da cordoalha.

Portanto:

$$f_{ptk} = \frac{169000}{101}$$

$$f_{ptk} = 1673,27 \text{ MPa}$$

De posse de tais valores, obtém-se a tensão máxima na saída do aparelho de tração conforme a relação:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot 1851,48 \\ 0,82 \cdot 1673,27 \end{cases}$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 1370,09 \text{ MPa} \\ 1372,08 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi} = 1370,09 \text{ MPa}$$



Dessa forma, a tensão máxima à ser aplicada na cordoalha não pode ultrapassar o valor de 1370,09 MPa. Como tensão é a relação entre força aplicada em uma área, para definir a força de protensão inicial ( $P_i$ ) que será aplicada em cada uma das cordoalhas utiliza-se a Equação (37).

$$P_i = \sigma_{pi} \cdot A_{cord} \quad (37)$$

Onde,  $\sigma_{pi}$  é a tensão da armadura de protensão na saída do aparelho de tração.

De tal forma:

$$P_i = 1370,09 \times 101$$

$$P_i = 138379,61 \text{ N}$$

$$P_i = 138,38 \text{ kN}$$

Portanto, a força a ser aplicada em cada uma das cordoalhas no ato da protensão por meio do equipamento de tracionamento deve ser de 138,38 kN.

#### 4.2.2.3 Resistência do concreto no ato da protensão

Um dos critérios necessários para o dimensionamento é a definição de quando ocorrerá a protensão da estrutura, para assim ser estimada a resistência característica à compressão do concreto aos  $j$  dias ( $f_{ckj}$ ). Tal resistência serve de parâmetro para a verificação do estado-limite último no ato da protensão, bem como nos cálculos das perdas de protensão imediatas. Conforme o item 12.3.3 da ABNT NBR 6118 (2014), quando feita a verificação em data  $j$  inferior a 28 dias, utiliza-se a Equação (38).

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} = \beta_1 \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \quad (38)$$

Sendo,

$f_{cd}$  a resistência de cálculo do concreto;

$\gamma_c$  o coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$\beta_1$  a relação entre  $f_{ckj}/f_{ck}$  dada por  $\beta_1 = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$ , onde:

$s = 0,38$  para concreto de cimento CIII e IV;

$s = 0,25$  para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$  para concreto de cimento CPV-ARI;

$t$  é a idade efetiva do concreto, em dias.

Conforme o projeto original, optou-se por realizar a protensão em um tempo de 5 dias após a concretagem da estrutura. À fim de manter os parâmetros comparativos, manteve-se tal critério. Dessa forma, se faz necessário estimar a resistência do concreto estrutural para o tempo de 5 dias. Considerando a utilização de cimento CII para o concreto:

$$\beta_1 = \exp \left\{ 0,25 \left[ 1 - \left( \frac{28}{5} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (39)$$

$$\beta_1 = 0,7106$$

Como  $\beta_1 = f_{ckj}/f_{ck}$  e  $f_{ck} = 35$  MPa, conforme Equação (38).

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck} \quad (38)$$

$$f_{ckj} = 0,7106 \cdot 35$$

$$f_{ckj} = 24,87 \text{ MPa}$$

Então, definiu-se a resistência do concreto no ato da protensão (5 dias após a concretagem da laje) de 24,87 MPa.

#### 4.2.3 Bainhas metálicas, ancoragens e equipamentos

No projeto, as características das bainhas metálicas utilizadas foram fornecidas pelo catálogo de concreto protendido da *Rudloff*, as quais são fabricadas em barras de 6 metros de comprimento e possuem uma espessura de 0,3mm. Sua superfície possui ondulações helicoidais que permitem flexibilidade sem alterar sua rigidez para suportar o peso do concreto e a força de protensão.

No caso da utilização da protensão aderente em lajes, o catálogo recomenda a utilização de bainhas chatas, que são escolhidas em função da quantidade de cordoalhas. No projeto, definiu-se a utilização de bainhas metálicas chatas contendo 2 e 4 cordoalhas de 12,7mm, com as suas dimensões e características definidas na Tabela 11. A força de protensão indicada pelo catálogo refere-se à força que será aplicada na bainha como um todo.

Tabela 11 – Características das bainhas metálicas para protensão aderente

Nº de cordoalhas	Denominação	Peso (kgf/m)	Força de protensão (kN)	Dimensões da bainha (mm)
2	L 5-2	1,584	276,5	19x35
4	L 5-4	3,168	553,0	22x69

Fonte: adaptado de *Rudloff*, 2015.

Conforme visto, para cada cordoalha deve ser aplicada uma força na ordem de 138,38 kN. Para uma bainha de duas cordoalhas, no total, será aplicado duas vezes o valor da força (138,38 kN para cada cordoalha), totalizando assim uma força próxima de 276,5 kN. De forma análoga, o mesmo ocorre para a bainha com quatro cordoalhas.

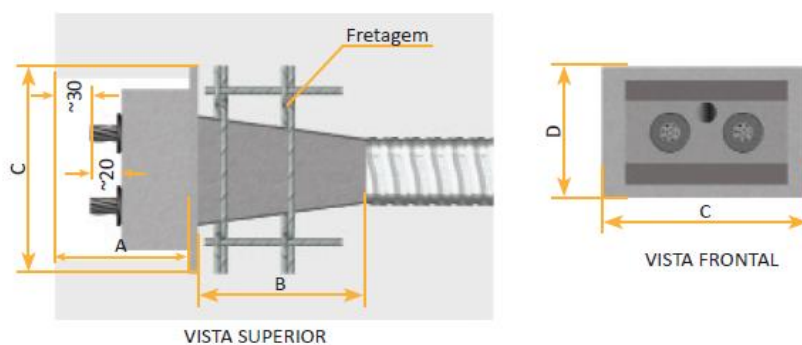
Para as ancoragens ativas, onde ocorre a protensão das cordoalhas, optou-se pela utilização das ancoragens do tipo EL fornecidas pelo catálogo da *Rudloff*, indicadas para utilização em lajes, que são mostradas na Figura 23. A ancoragem para 2 cordoalhas é denominada EL 5-2 e para 4 cordoalhas, EL 5-4. A vista superior e frontal das placas de ancoragens é mostrada pela Figura 24.

Figura 23 – Ancoragens ativas para 2 e 4 cordoalhas na protensão aderente



Fonte: catálogo *Rudloff*, 2015.

Figura 24 – Vista superior e frontal da ancoragem ativa (medidas em mm)



Fonte: catálogo *Rudloff*, 2015.

A distância “A”, indicada na Figura 24, corresponde ao tamanho necessário do nicho de ancoragem, “B” representa o comprimento do funil de transição, enquanto “C” e “D” são as medidas da placa de ancoragem. As dimensões e peso da ancoragem ativa escolhida são informadas pela Tabela 12.

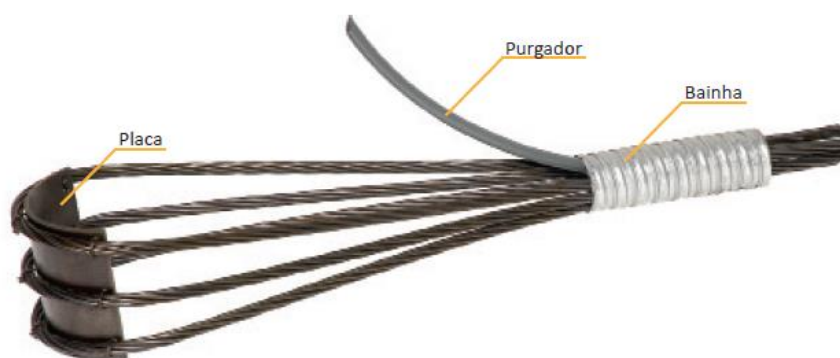
**Tabela 12 – Características da ancoragem ativa**

Tipo	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	Peso do conjunto (kg)
EL 5-2	100	128	140	80	3,0
EL 5-4	100	300	210	110	6,0

Fonte: catálogo *Rudloff*, 2015.

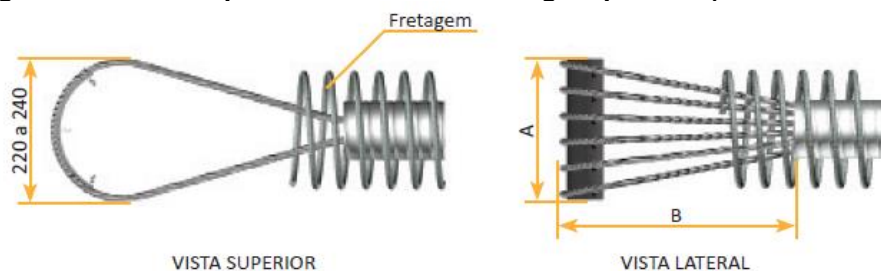
As ancoragens passivas também são fornecidas pelo catálogo da *Rudloff*. Definiu-se a utilização de ancoragem passiva do tipo “U”, Figura 25, a qual realiza a transferência da força de protensão no concreto por meio da aderência ao longo das cordoalhas na parte descoberta e pela tensão de compressão entre a placa de aço curva e o concreto. A vista superior e frontal é mostrada pela Figura 26.

**Figura 25 – Ancoragem passiva do tipo “U” para protensão aderente**



Fonte: catálogo *Rudloff*, 2015.

**Figura 26 – Vista superior e lateral da ancoragem passiva (medidas em mm)**



Fonte: catálogo *Rudloff*, 2015.

A distância “A” corresponde à altura da placa e “B” é o comprimento descoberto. As dimensões e peso são informadas pela Tabela 13.

**Tabela 13 – Características da ancoragem passiva**

<b>Tipo</b>	<b>A (mm)</b>	<b>B (mm)</b>	<b>Peso do conjunto (kg)</b>
U 5-2	38	600	0,4
U 5-4	76	600	0,7

**Fonte: catálogo Rudloff, 2015.**

Depois de definidas as ancoragens, é necessário especificar o equipamento que realizará a protensão. No projeto, considerou-se a utilização de macaco hidráulico do tipo MP 5-4A, fornecido também pelo catálogo de concreto protendido da Rudloff. As características do equipamento são definidas na Tabela 14.

**Tabela 14 – Características do equipamento de protensão**

<b>Nome</b>	<b>Nº cordoalhas</b>	<b>Peso (kg)</b>	<b>Comprimento (mm)</b>	<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Comprimento mín. de pega (mm)</b>	<b>Esforço máximo (tf)</b>	<b>A (cm)</b>	<b>B (cm)</b>
MP 5-4A	2 à 4	69	590	200	690	63	12	110

**Fonte: catálogo Rudloff, 2015.**

O comprimento mínimo de pega corresponde ao prolongamento necessário do cabo a ser protendido, a partir da ancoragem. Assim, nas ancoragens ativas, os cabos devem ter um comprimento externo de no mínimo 69 cm. O esforço máximo gerado pelo equipamento é de aproximadamente 617,82 kN (1 tf = 9,81 kN), atendendo às bainhas de 2 e 4 cordoalhas. Além disso, o equipamento conta com uma bomba hidráulica de 125 kg, com 56 cm de comprimento, 65 centímetros de altura e 53 centímetros de largura, conforme informado no catálogo.

Ainda, é necessário especificar o equipamento utilizado para a injeção da nata de cimento inserida nas bainhas. O catálogo fornece a composição da nata de cimento seguindo os requisitos especificados pela ABNT NBR 6118 (2014), e é feita por um conjunto de equipamentos, dentre eles um misturador, um coletor da nata e uma bomba injetora, mostrados pela Figura 27.

**Figura 27 – Equipamentos para injeção de nata de cimento**

Fonte: catálogo *Rudloff*, 2015.

O conjunto pesa em torno de 503 kg. O catálogo especifica uma relação água/cimento de 0,42 para a nata. Ainda, é sugerido que a operação de injeção seja feita com uma taxa de 0,46L/m nas bainhas de 2 cordoalhas e 1,38 L/m nas bainhas com 4 cordoalhas. Os equipamentos devem ser instalados em local que facilite a operação, de modo a evitar deslocamentos ou comprimentos excessivos de mangueiras para aplicação da nata, que deve ocorrer em até 15 dias após a protensão, conforme sugerido. Além disso, é necessário que os cabos sejam lavados antes da injeção, que não pode ocorrer sob sol forte ou chuva.

### **4.3 Levantamento do carregamento na estrutura**

#### **4.3.1 Ações permanentes**

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), as ações consideradas permanentes são aquelas que ocorrem durante toda a vida útil da estrutura. Os carregamentos considerados para análise foram os mesmos para o projeto original, sendo eles: peso próprio da laje, peso do contrapiso, peso de revestimento de piso, peso de

revestimento do teto e peso de alvenaria, seguindo as recomendações e critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações. As informações necessárias para os cálculos foram obtidas por meio do projeto arquitetônico do edifício.

#### 4.3.1.1 Peso próprio

Como definido anteriormente, a laje a ser dimensionada possui uma espessura de 20 cm. Conforme orienta a ABNT NBR 6118 (2014), o peso específico aparente ( $\gamma_{ap}$ ) do concreto armado no estado endurecido é de 25 kN/m<sup>3</sup>. Assim, o peso próprio da laje ( $g_{PP}$ ) por metro quadrado pode ser calculado pela Equação (39).

$$g_{PP} = \gamma_{ap} \cdot h \quad (39)$$

Onde,  $h$  é a espessura da laje

Dessa forma:

$$g_{PP} = 25 \times 0,2$$

$$g_{PP} = 5 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.3.1.2 Contrapiso

Conforme especificado em projeto arquitetônico, o contrapiso da laje possui espessura de 3 cm. Segundo a ABNT NBR 6120 (2019), o peso específico aparente médio de argamassas de cimento e areia, que é comumente utilizada para a confecção de contrapiso, tem o valor médio de 21 kN/m<sup>3</sup>. O peso gerado pelo contrapiso ( $g_{cp}$ ) é calculado pela Equação (40).

$$g_{cp} = \gamma_{ap,cp} \cdot e_{cp} \quad (40)$$

Onde,

$\gamma_{ap,cp}$  é o peso específico aparente médio de argamassas de cimento e areia

$e_{cp}$  é a espessura do contrapiso.

Assim, de forma análoga ao item anterior, obteve-se um peso de contrapiso de 0,63 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.3.1.3 Revestimento de piso

Para o revestimento do contrapiso será utilizado cerâmica com espessura de 5 cm. A ABNT NBR 6120 (2019) estabelece que, no caso de revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais com espessura de 5 cm, considera-se um peso médio ( $g_{rp}$ ) de 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.3.1.4 Revestimento de teto

No projeto de referência, em todos os pavimentos será utilizado forro de gesso em placas, o qual é fixado na parte inferior das lajes por meio de suportes. Portanto, deve-se também considerar o peso fornecido pelo forro. Conforme a ABNT NBR 6120 (2019), o peso gerado por forros de gesso em placas incluindo a estrutura de suporte ( $g_{rt}$ ) é de 0,15 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.3.1.5 Alvenaria de vedação

No edifício de referência, os pavimentos tipo possuem um pé-direito de 2,70 m. A alvenaria interna e externa possuía a utilização de blocos cerâmicos com espessura variando de 14 e 19 cm.

A ABNT NBR 6120 (2019) define que, para blocos cerâmicos vazados, o peso de alvenarias de vedação em kN/m<sup>2</sup> depende da espessura nominal do bloco e da espessura de revestimento por face. Para fins de cálculo, considerou-se que as paredes irão possuir uma espessura de revestimento por face de 1 cm. A Tabela 15 mostra os valores de referência para o peso dos blocos.

**Tabela 15 – Peso da alvenaria de vedação para espessura de revestimento de 1 cm por face**

<b>Espessura nominal do elemento (cm)</b>	<b>Peso (kN/m<sup>2</sup>)</b>
14	1,5
19	1,8

**Fonte: adaptado de ABNT NBR 6120, 2019**



Para encontrar o peso total de alvenaria ( $g_{alv,t}$ ) que age sobre a laje a ser dimensionada, realizou-se a estimativa da área de alvenaria ( $A_{alv}$ ). Inicialmente, definiu-se o comprimento linear total de alvenaria ( $l_{alv}$ ) para as paredes com espessura de 14 cm e 19 cm.

Depois, foi calculada a área de alvenaria para as respectivas espessuras, multiplicadas pelo pé-direito de 2,70 m do pavimento. Com a área de alvenaria, encontra-se o peso de alvenaria ( $g_{alv}$ ) multiplicando-a pelo valor de referência conforme Tabela 15. Assim, encontrou-se o peso total de alvenaria somando os pesos de alvenaria encontrados para o bloco de 14 e 19 cm, mostrados pela Tabela 16.

**Tabela 16 – Peso da alvenaria**

<b>Espessura do bloco (cm)</b>	<b>Peso referência (kN/m<sup>2</sup>)</b>	$l_{alv}$ <b>(m)</b>	$A_{alv}$ <b>(m<sup>2</sup>)</b>	$g_{alv}$ <b>(kN)</b>	$g_{alv,t}$ <b>(kN)</b>
14	1,5	78,67	212,41	318,61	411,88
19	1,8	19,19	51,81	93,26	

**Fonte: Autor, 2021.**

De posse do peso total de alvenaria sob a laje encontrado, transformou-se o peso total em uma carga distribuída ao longo da área da laje, por meio da Equação (41).

$$g_{alv,t,d} = \frac{g_{alv,t}}{A_l} \quad (41)$$

Onde,

$g_{alv,t,d}$  é a carga distribuída de alvenaria;

$g_{alv,t}$  é a o peso total de alvenaria;

$A_l$  é a área da laje.

A área total da laje a ser dimensionada é de 117,24 m<sup>2</sup>. Dessa forma, obteve-se:

$$g_{alv,t,d} = \frac{411,88}{117,24}$$

$$g_{alv,t,d} = 3,5131 \text{ kN/m}^2$$

### 4.3.2 Ações variáveis

Segundo a ABNT NBR 6120 (2019), as ações variáveis podem ser definidas como aquelas decorrentes de cargas acidentais previstas para o uso da construção a ser projetada. Para a laje a ser dimensionada, a qual abrangerá apenas os apartamentos residenciais e não áreas em comum, considerou-se uma sobrecarga de utilização ( $q_k$ ) de 2 kN/m<sup>2</sup>, referente a áreas de serviço, lavanderia e despensas, sendo o valor mais desfavorável. O quadro resumo das ações permanentes e acidentais levantadas para o dimensionamento é mostrado pela Tabela 17.

**Tabela 17 – Resumo das cargas atuantes na laje**

Cargas permanentes (kN/m <sup>2</sup> )		Cargas acidentais (kN/m <sup>2</sup> )	
Peso próprio ( $g_{pp}$ )	5		
Contrapiso ( $g_{cp}$ )	0,63		
Revestimento do piso ( $g_{rp}$ )	1,0	Sobrecarga de utilização ( $q_k$ )	2
Revestimento de teto ( $g_{rt}$ )	0,15		
Alvenaria ( $g_{alv,t,d}$ )	3,5131		

**Fonte: Autor, 2021.**

De posse do levantamento das cargas atuantes na laje, é realizado o seu devido dimensionamento e modelagem estrutural pelo *software* TQS.

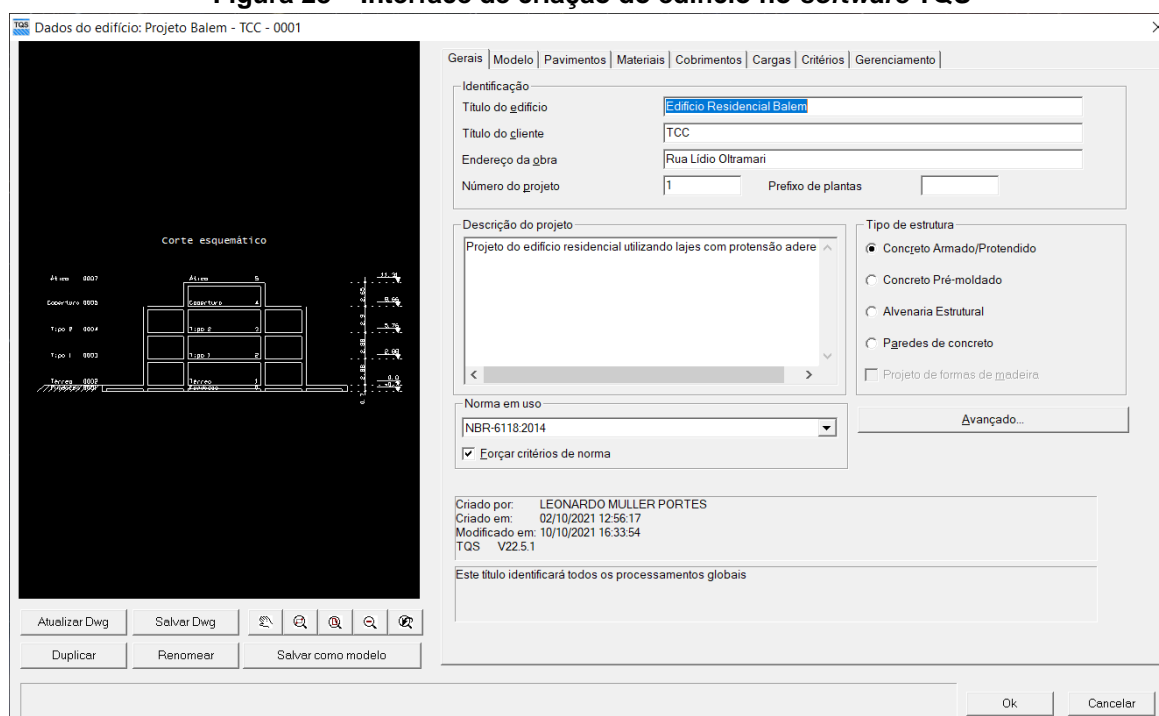
## 5 DIMENSIONAMENTO E MODELAGEM NO SOFTWARE TQS

Neste trabalho, o dimensionamento da laje em protensão aderente, modelagem e devidas verificações foram realizadas utilizando-se o *software* TQS v22, no qual foi disponibilizado pela própria empresa uma licença para trabalhos acadêmicos.

### 5.1 Critérios do programa

Para a realização do dimensionamento da laje protendida, inicialmente é preciso realizar a modelagem do edifício. Na criação do edifício no *software* TQS, deve-se estabelecer todas as informações referentes ao uso do projeto, ao tipo de estrutura (concreto armado, protendido, alvenaria estrutural, pré-moldado, etc), a quantidade de pavimentos e suas informações (pé-direito, se há elementos inclinados e pisos auxiliares como escadas ou patamares), bem como os critérios de materiais (classe de concreto, classe de agressividade ambiental), cobrimentos e cargas. A interface de criação do edifício é mostrada pela Figura 28.

**Figura 28 – Interface de criação do edifício no *software* TQS**



Fonte: Autor, 2021.

Assim, inicialmente foram reunidas e inseridas todas as informações do edifício para a modelagem. Os pavimentos foram definidos com seus respectivos pés-direitos, obtidos por meio do projeto arquitetônico, e deve-se informar em quais deles será dimensionado utilizado a protensão (pavimentos tipos e a cobertura), para que o programa realize as devidas combinações de ações considerando a protensão.

As informações referentes às fundações, aos elementos em concreto armado e demais estruturas do edifício foram retirados dos projetos estruturais e arquitetônicos originais. Os critérios iniciais de concreto estrutural e cobrimentos, definidos anteriormente, foram inseridos na aba “materiais” e “cobrimentos” (Figura 29). O concreto utilizado para os elementos em concreto armado foi definido como classe C35, o mesmo utilizado na protensão.

**Figura 29 – Interface da aba “materiais” na criação do edifício no software TQS**

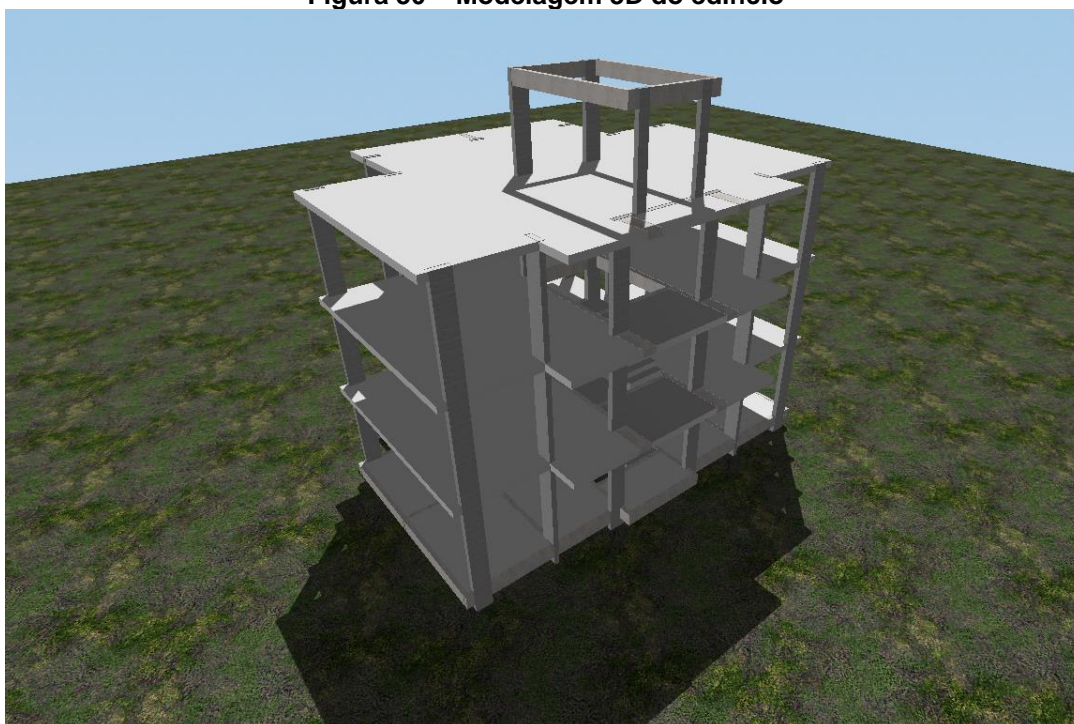
The screenshot displays the 'materiais' tab in the TQS software. The interface is organized into several sections:

- Modo de fornecimento de fck:** Two radio buttons are present: 'Definir valores em MPa' (unselected) and 'Usar somente valores tabelados' (selected).
- Concreto para elementos estruturais em:** Two radio buttons: 'Concreto armado' (unselected) and 'Concreto protendido' (selected).
- Classe de agressividade ambiental:** A dropdown menu is set to 'II - Moderada - Urbana', with an 'Alterar' button below it.
- fcks gerais:** A section with a 'Classe' dropdown menu set to 'C35'. Below it are three dropdown menus for 'Vigas/Lajes', 'Pilares', and 'Fundações', all set to 'C35'. A checkbox 'Desativar a verificação de fck mínimo' is unchecked.
- fcks diferenciados por piso/planta:** Two buttons labeled 'Vigas/Lajes' and 'Pilares' are visible.
- Elementos pré-moldados:** A button labeled 'Alterar' is present.

At the top of the window, a navigation bar includes tabs for 'Gerais', 'Modelo', 'Pavimentos', 'Materiais', 'Cobrimentos', 'Cargas', 'Critérios', and 'Gerenciamento', with 'Materiais' currently selected.

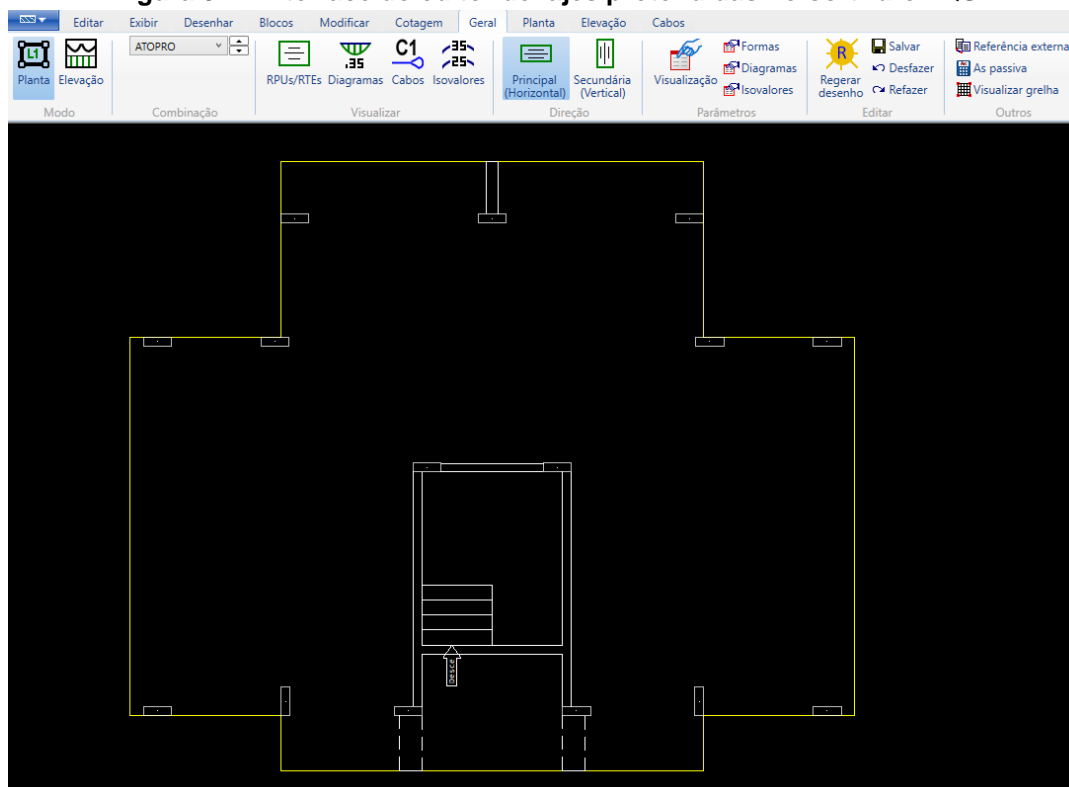
**Fonte: Autor, 2021.**

É importante frisar que o TQS é programado para realizar as devidas verificações e critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014). Quaisquer verificações que sejam feitas seguindo outras normas ou recomendações, devem ser alteradas nos critérios do programa. A modelagem estrutural do edifício é mostrada pela Figura 30.

**Figura 30 – Modelagem 3D do edifício**

Fonte: Autor, 2021.

Com a modelagem do edifício, o dimensionamento da laje protendida é feito pelo editor de lajes protendidas. A interface do editor é mostrada pela Figura 31.

**Figura 31 – Interface do editor de lajes protendidas no software TQS**

Fonte: Autor, 2021.

No modelo “planta”, na aba superior, é realizado todo o lançamento das faixas de protensão, ancoragens e geração dos cabos. O dimensionamento das faixas é feito no modelo “elevação” onde, após definidas onde serão as faixas, o programa realiza um pré-dimensionamento. Então, analisa-se os critérios como quantidade de cabos, esforços obtidos, estados-limites e demais verificações necessárias.

#### 5.1.1 Modelo estrutural do edifício

A realização dos cálculos de esforços, deslocamentos e toda a análise estrutural realizada na modelagem do TQS foi realizada dentro do modelo de cálculo tipo IV. Neste modelo de cálculo, conforme explica o TQS Docs (2021), o edifício é modelado por um pórtico espacial, que é composto de barras que simulam as vigas e pilares da estrutura. Assim, considera-se que cada pavimento é independente dos demais.

No sistema de lajes protendidas, o *software* adota a analogia de grelha equivalente por meio de um processo numérico que, ao longo de uma certa direção, considera que exista um momento fletor atuante nas extremidades das barras devido a presença do cabo de protensão. Tais esforços são integrados e aplicados aos nós do pórtico espacial. Dessa forma, a distribuição das cargas das lajes no pórtico espacial é realizada por meio da transferência das reações das barras simuladas, discretizando a laje em um sistema de grelha (TQS DOCS, 2021).

#### 5.1.2 Carregamentos e combinações de ações

As ações atuantes na estrutura, obtidas anteriormente, devem ser definidas durante a modelagem. Para a verificação das lajes protendidas, o dimensionamento é realizado sob as combinações de ações fornecidas pelo programa, que são geradas automaticamente no modelo de cálculo ao definir-se que o pavimento será calculado com protensão. A Tabela 18 mostra os casos de carregamento considerados para o dimensionamento de lajes protendidas, geradas automaticamente pelo *software*.

**Tabela 18 – Casos de carregamento considerados para dimensionamento no software TQS**

<b>Denominação</b>	<b>Caso de carregamento</b>
HIPER	Hiperestático de protensão
FORALI	Forças de alívio de protensão
ATOPRO	Carregamento no ato da protensão
CQPERM	Combinações quase permanentes
CFREQ	Combinações frequentes
CTNM	Combinação total não majorada de esforços

**Fonte: Autor, 2021.**

O caso de carregamento HIPER corresponde ao carregamento hiperestático gerado pela protensão, explicado no capítulo 2. Esse carregamento é gerado após a inserção da protensão no pavimento e executado o comando do cálculo do hiperestático no editor de lajes protendidas, que será abordado adiante.

O caso FORALI refere-se às cargas equivalentes geradas pela protensão, que o software denomina como forças de alívio. ATOPRO é o carregamento no ato da protensão, o qual considera a atuação do peso próprio da estrutura e as forças de alívio de protensão. CQPERM e CFREQ tratam-se das combinações de serviço quase-permanentes e frequentes respectivamente, utilizadas para a verificação dos ELS. CTNM refere-se à combinação total não majorada, que considera a ação de todas as cargas permanente e acidentais, utilizada para a obtenção dos esforços solicitantes e dimensionamento da armadura passiva.

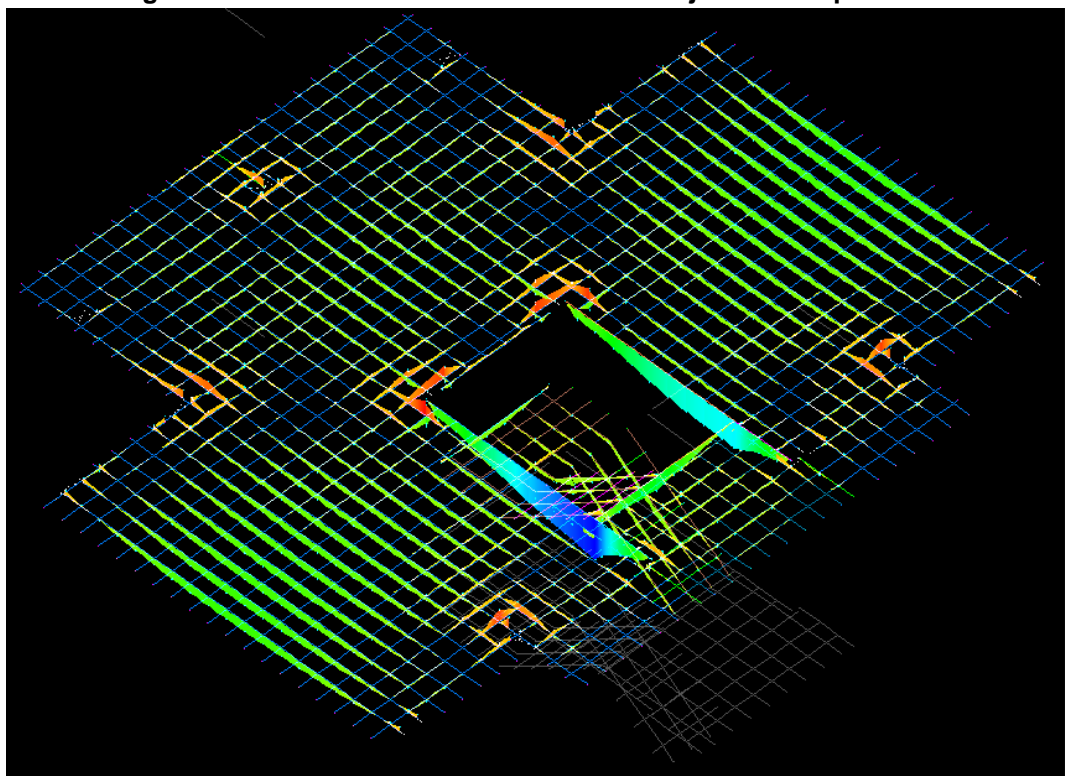
Com os casos gerados, são obtidos os esforços e demais informações necessárias ao dimensionamento. As combinações de ações para ELU e ELS são feitas com seus respectivos coeficientes de majoração definidos pela ABNT NBR 6118 (2014) para o tipo de combinação feito (combinações últimas normais ou combinações de serviço), conforme abordado pelo capítulo 2.

## **5.2 Distribuição dos cabos em planta**

Mello (2005) explica que, para trazer um melhor balanceamento de cargas na laje, recomenda-se a concentração de cabos nas faixas dos pilares. Inicialmente, após a realização da modelagem do pavimento, foi possível obter os momentos fletores (Figura 32) e os deslocamentos (Figura 33) sem a atuação da protensão na laje,

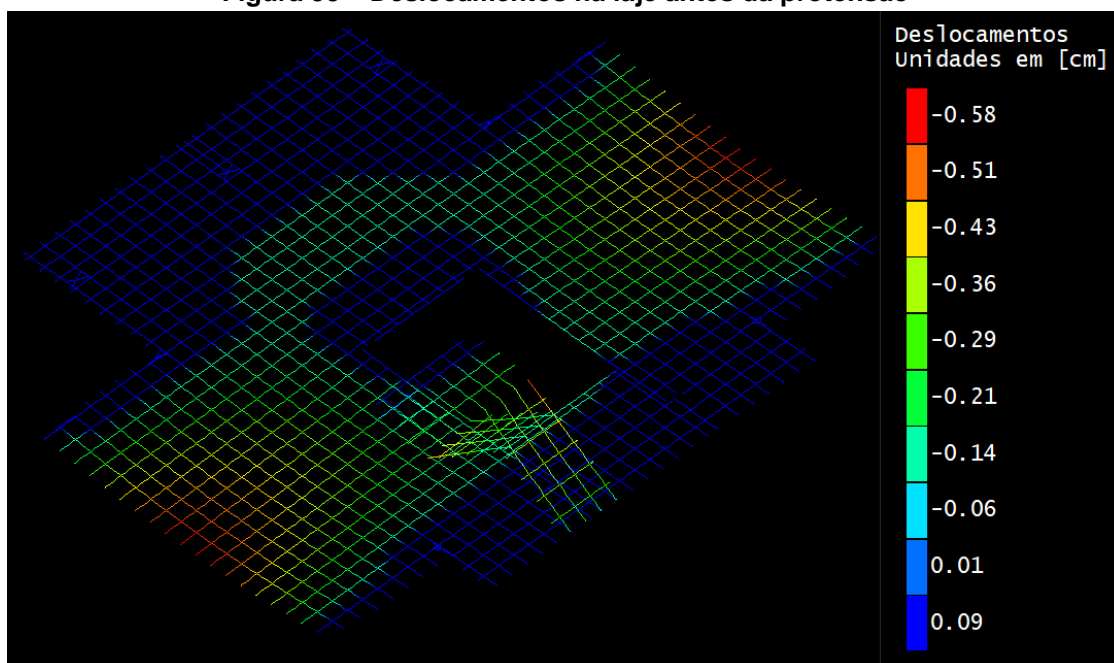
apenas com os valores iniciais de peso próprio, cargas permanentes e acidentais características.

**Figura 32 – Momentos fletores atuantes na laje antes da protensão**



Fonte: Autor, 2021.

**Figura 33 – Deslocamentos na laje antes da protensão**



Fonte: Autor, 2021.



Nota-se que os maiores valores de momentos da laje se encontram nos pilares e nos vãos laterais, enquanto que os deslocamentos se concentram nos vãos laterais da laje, ambos na direção vertical da laje. Dessa forma, como critério de projeto, optou-se por utilizar como faixas principais de protensão (cabos concentrados) aquelas em que passavam pelos pilares na direção vertical, e os cabos distribuídos na direção horizontal da laje. O maior vão vertical vencido pelas faixas principais escolhidas foi de 10,92 metros e para as faixas de cabos distribuídos foi o vão de 12,97 m. Dentro do *software* TQS, a definição das faixas de protensão na laje ocorre com a inserção das regiões de protensão uniforme (RPU).

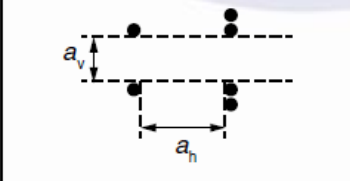
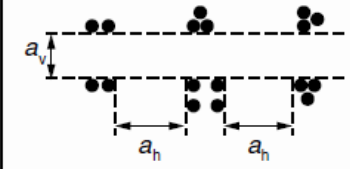
### 5.2.1 Prescrições da norma ABNT NBR 6118 (2014)

No item 20.3.2 da norma ABNT NBR 6118 (2014), são estabelecidas prescrições quanto à disposição dos cabos de protensão em planta. Recomenda-se que o espaçamento entre cordoalhas, cabos ou feixe de cabos deve ser no máximo o valor de  $6h$ , não excedendo o valor de 120 cm. No projeto, com uma laje de espessura de 20 cm, o espaçamento máximo deve ser de 120 cm. Além disso, a norma define que é necessário que o espaçamento entre os cabos resulte em uma tensão de compressão média mínima de 1 MPa, considerando todas as perdas. Tal verificação é feita após o dimensionamento da quantidade de cabos na região, que será abordado posteriormente.

Nas faixas principais verticais que passam pelos pilares, a largura máxima para disposição dos cabos não pode ultrapassar a medida transversal do pilar à faixa, acrescida de  $3,5h$  para cada um dos lados do pilar. Dessa forma, no projeto considerase a largura máxima de 70 cm a partir das faces dos pilares para disposição dos cabos nas faixas principais.

Quanto aos espaçamentos mínimos, entre cabos e armaduras passivas deve-se respeitar um espaçamento mínimo de 5 cm. O cobrimento de cabos em relação à face de aberturas deve ser no mínimo 7,5 cm. No dimensionamento, desconsiderouse a existência de aberturas na laje, como no projeto original. Ainda, conforme o item 18.6.2.3 da ABNT NBR 6118 (2014), no caso de pós-tração, é necessário também que as bainhas possuam espaçamento mínimo vertical e horizontal, mostrada pela Figura 34.

Figura 34 – Espaços mínimos entre bainhas no caso de pós-tração

Disposição das bainhas	Espaço livre	
	$a_h$ (horizontal)	$a_v$ (vertical)
	$\geq \phi_{ext}$  $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq \phi_{ext}$  $\geq 5 \text{ cm}$
	$\geq 1,2 \phi_{ext}$  $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq 1,5 \phi_{ext}$  $\geq 5 \text{ cm}$

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Pela Figura 34,  $\phi_{ext}$  corresponde ao diâmetro externo da bainha. No trabalho, utilizou-se apenas de bainhas metálicas achatadas contendo duas e quatro cordoalhas. Dessa forma, considera-se o diâmetro externo sendo a altura da bainha. As prescrições da norma são fornecidas ao *software* que, automaticamente, define o traçado dos cabos respeitando os espaçamentos.

A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014), também exige que nas extremidades dos cabos é necessário que os mesmos possuam segmentos retos, alinhados com os dispositivos de ancoragem de no mínimo 100 cm.

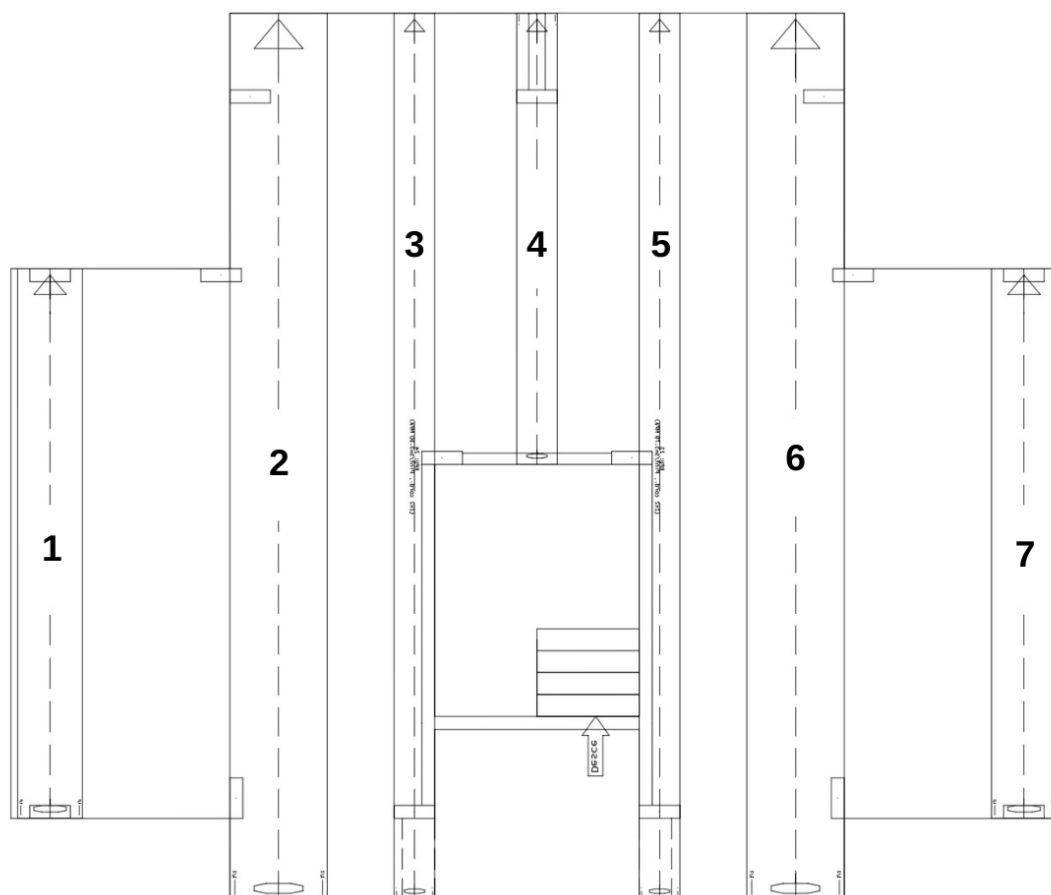
### 5.3 Regiões de protensão uniforme (RPUs)

Com a definição da distribuição dos cabos de protensão escolhida no pavimento, as faixas de protensão são inseridas no modelo estrutural por meio do que é denominado pelo *software* TQS como regiões de protensão uniforme (RPUs). As RPUs são definidas pelo TQS Docs (2021) como as regiões poligonais da laje para quais são adotados espaçamentos, diâmetro, força de protensão, perfil em elevação e traçados iguais para todos os cabos inseridos nela.

Inicialmente, lançou-se as faixas principais e distribuídas de protensão em planta no pavimento, mostrado pelas Figuras 35 e 36. O critério utilizado para definir o tamanho das faixas verticais foi o que abrangesse no mínimo o tamanho do maior

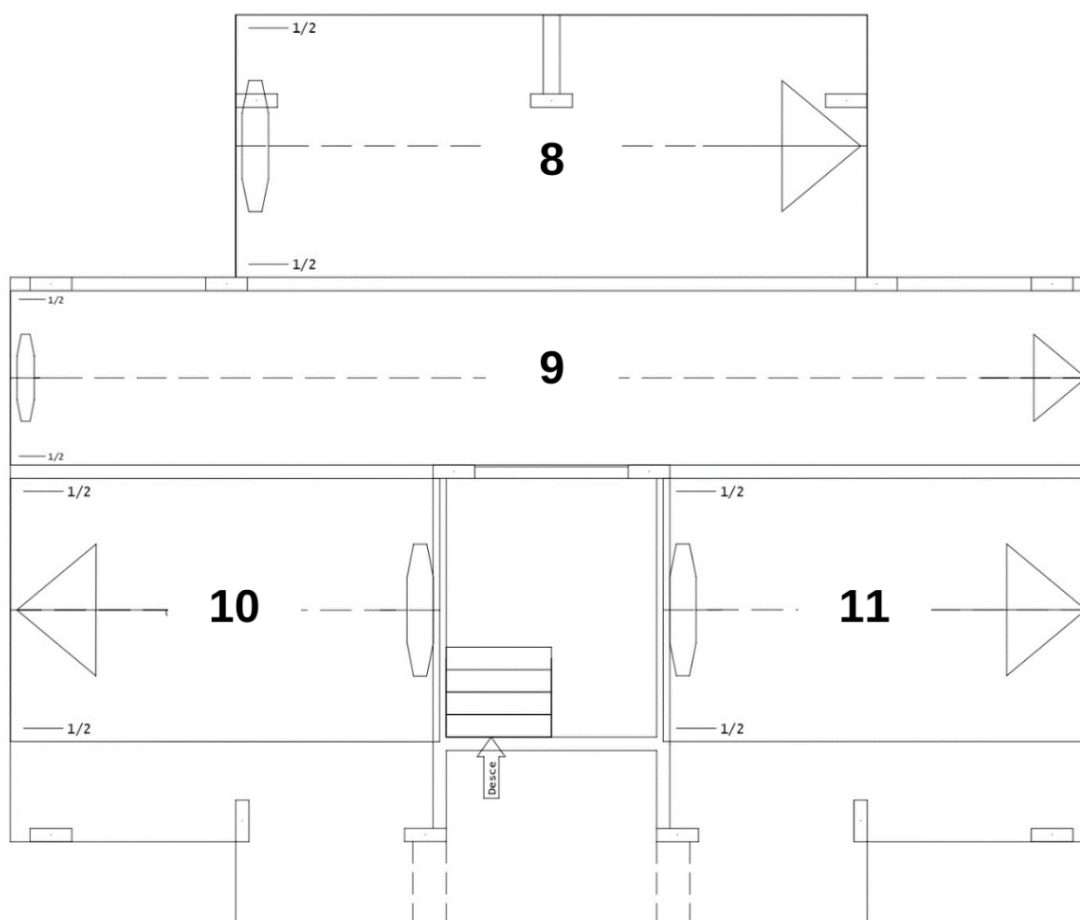
pilar locado na direção, e sua largura não ultrapassasse o tamanho definido de 70 cm da face desse pilar.

**Figura 35 – Faixas principais de protensão**



**Fonte: Autor, 2021.**

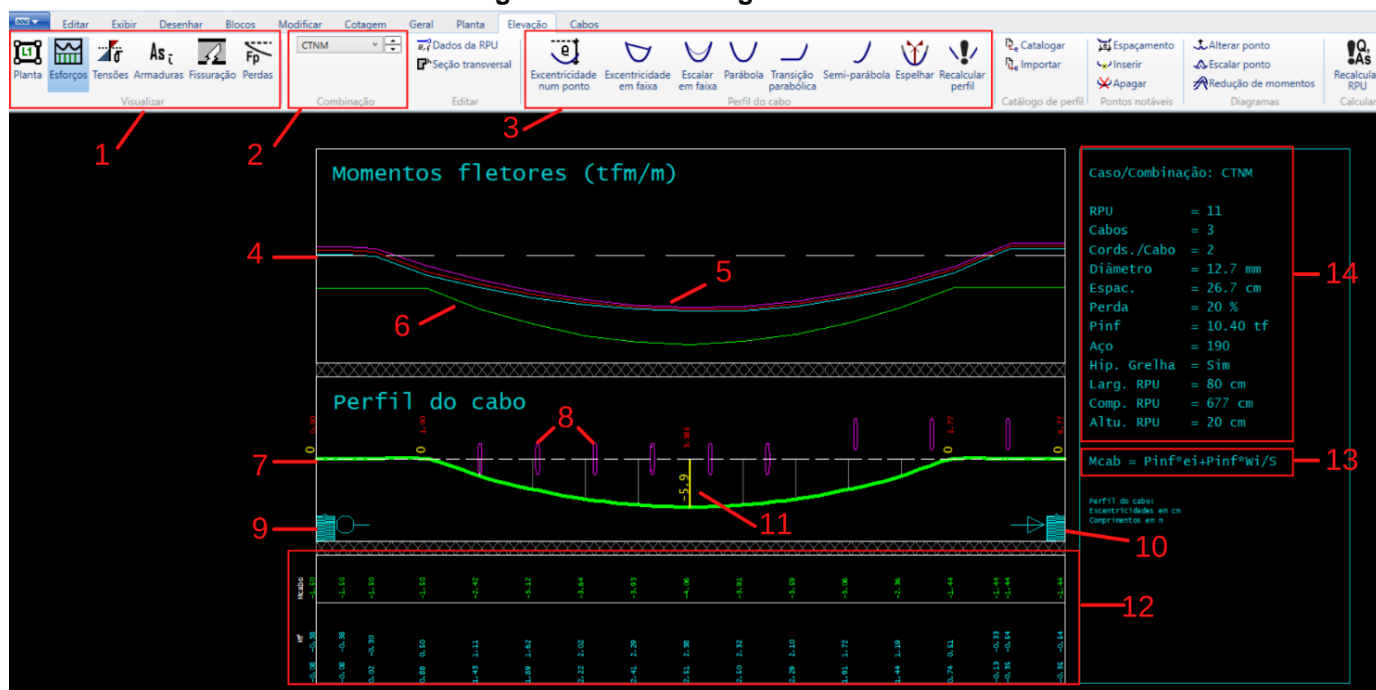
Foram definidas 7 faixas principais verticais. As faixas distribuídas são mostradas pela Figura 36, e seu tamanho foi definido de forma a abranger todo o vão em que fosse inserido, causando o mínimo de interferência com os cabos das faixas principais. As setas mostradas ao longo das faixas representam o sentido no qual será realizado a protensão, assim, definiu-se como critério de projeto que as ancoragens ativas principais se encontram na extremidade superior da laje. Já, para as faixas distribuídas (secundárias), as ancoragens ativas ocorrerão na extremidade direita da laje, com exceção da faixa 10, que será à esquerda. As faixas 10 e 11 terão suas ancoragens passivas localizadas nas vigas da escada.

**Figura 36 – Faixas distribuídas de protensão**

Fonte: Autor, 2021.

Após o lançamento das RPU, realiza-se o dimensionamento dentro do modo de visualização “elevação”. Inicialmente, o TQS realiza o pré-dimensionamento das faixas automaticamente, sugerindo a disposição e quantidades dos cabos com base nos esforços obtidos e nos critérios de espaçamento. A interface de uma RPU em elevação é mostrada pela Figura 37. A explicação da metodologia utilizada pra dimensionamento será realizada em cima da faixa principal 1. As unidades de momento são fornecidas pelo programa em tf.m, por metro de faixa.

Figura 37 – Interface geral de uma RPU



Fonte: Autor, 2021.

A aba visualizar, identificada por “1”, gerencia a visualização dos esforços, as tensões, as armaduras no ELU, as condições de fissuração no ELS e perdas de protensão obtidos na seção transversal da faixa analisada. A aba de combinações, indicada por “2”, refere-se à combinação de carregamento escolhida para ser analisada, conforme fornecidas na Tabela 18 do item 5.1.2. As alterações de traçados e excentricidade do cabo são feitas em “3”.

Na visualização dos esforços obtidos, a linha tracejada em “4” representa o centro de gravidade da seção transversal e os diagramas de momentos fletores da seção ao longo da faixa são mostrados por “5”, nos quais são divididos em três linhas que representam o momento máximo, médio e mínimo. O TQS calcula uma envoltória de momentos e realiza o seu dimensionamento com base no valor de momento médio, como critério do programa. Em “6”, é mostrado o diagrama de momento fletor total produzido por todos os cabos da seção, no qual o software possui a convenção contrária de sinal do diagrama, ou seja, é desenhado de forma a se visualizar o quanto o momento gerado pelos cabos está cobrindo os momentos dos esforços na seção.

Em “7”, localiza-se o valor da ordenada do cabo em amarelo, em cm, e logo acima a distância daquele ponto ao longo do comprimento da faixa, em metros. Os cabos das faixas distribuídas que passam na mesma seção são mostrados em “8”. A

ancoragem passiva e ativa é representada com um círculo e uma seta em “9” e “10”, respectivamente.

As excentricidades dos cabos em relação ao centro de gravidade da seção são indicadas por “11”. Os valores dos momentos fletores produzidos pelos carregamentos externos e pelos cabos são mostrados em “12”. A expressão utilizada para o cálculo dos momentos no cabo se encontra em “13”. Os dados referentes ao dimensionamento da faixa como quantidade de cabos, feixes, diâmetro da cordoalha, espaçamentos, perdas, consideração de hiperestáticos entre outros, são informados em “14”.

Dessa forma, o TQS realiza um pré-dimensionamento no qual sugere a quantidade de cabos e a excentricidade máxima necessária para atender aos momentos fletores na faixa. No projeto, optou-se sempre pela utilização de bainhas contendo duas ou quatro cordoalhas. Em resumo, o dimensionamento das faixas dentro das RPU's seguiu o seguinte roteiro:

1. Definição da faixa de protensão;
2. Análise do pré-dimensionamento fornecido pelo programa, obtendo os esforços e as excentricidades máximas;
3. Definição da quantidade de bainhas e cordoalhas na faixa;
4. Definição do traçado dos cabos;
5. Execução do cálculo do hiperestático de protensão;
6. Verificação das tensões e fissuração (ELS e ELU-AtoPro);
7. Transferência dos esforços obtidos para cálculo da armadura passiva nos ELU.

### 5.3.1 Pré-dimensionamento

No dimensionamento dentro das RPU's, inicialmente definia-se a combinação a ser analisada. Como critério de projeto, optou-se por analisar primeiro a combinação CTNM, pois gerava os maiores valores de momento, e posteriormente analisar as demais combinações. Com base nos valores e diagramas obtidos de momento fletor (indicados por “5” e “12” na Figura 37), define-se a quantidade de bainhas e cordoalhas de forma a superarem os valores de momento médio da seção e as demais verificações de tensões e fissuração.

Trabalhou-se de forma a utilizar a excentricidade máxima encontrada no pré-dimensionamento nos pontos de momento máximo nas faixas principais sempre que possível, pois quanto maior a excentricidade, maior é o momento equivalente fornecido dos cabos. As faixas principais tendem a resistir aos maiores esforços da laje conforme definido no item 5.2.

O momento nos cabos é encontrado conforme duas situações: para as combinações de serviço (CFREQ, CQPERM) e a combinação total não majorada (CTNM), e para o caso de combinação última ATOPRO. O momento no cabo para a combinação ATOPRO ( $M_{cabo,0}$ ) é calculado pela Equação (42).

$$M_{cabo,0} = P_0 \cdot e_i + P_0 \cdot \frac{W_i}{s} \quad (42)$$

Onde,

$P_0$  é a força na armadura de protensão no tempo zero;

$e_i$  é a excentricidade do cabo;

$W_i$  é o módulo de resistência da seção à flexão na borda inferior da seção transversal,

$s$  é a área da seção transversal por largura da RPU.

O módulo de resistência da seção à flexão é obtido pela relação  $W_i = I/y_i$ , onde  $I$  é a inércia à flexão relativa ao eixo baricêntrico e  $y_i$  é a distância do centro de gravidade da seção à borda inferior. A força de protensão no tempo zero na abscissa  $x$  é obtida pela Equação (43).

$$P_0(x) = P_i - \Delta_{P_0(x)} \quad (43)$$

Onde,

$P_i$  é a força máxima inicial aplicada à armadura de protensão, definida como 138,38 kN;

$\Delta_{P_0(x)}$  são as perdas imediatas de protensão, medida a partir de  $P_i$  no tempo  $t = 0$  na seção de abscissa  $x$ .

O momento no cabo para as combinações de serviço e a total não majorada ( $M_{cabo}$ ) é calculado pela Equação (44).

$$M_{cabo} = P_{inf} \cdot e_i + P_{inf} \cdot \frac{W_i}{s} \quad (44)$$

Onde,  $P_{inf}$  é a força na armadura de protensão no tempo infinito.

A força de protensão no tempo infinito é obtida pela Equação (45).

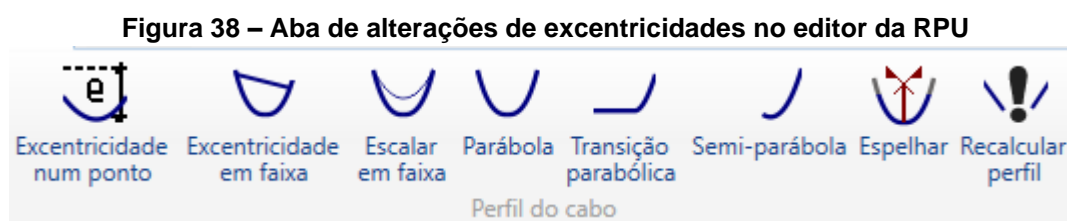
$$P_t(x) = P_0(x) - \Delta_{P_t(x)} \quad (45)$$

Na qual,

$\Delta_{P_t(x)}$  são as perdas de protensão no tempo t, na seção de abscissa x, calculadas após o tempo t=0.

### 5.3.2 Definição do traçado do cabo

Após definida a excentricidade que fornecesse um momento no cabo que superasse os momentos médios da seção, analisa-se o traçado do cabo. Conforme sugerido por Mello (2005), o traçado ideal para um cabo é aquele que consiste na saída reta do cabo no centro da peça (com o espaçamento especificado no item 5.2.1) e forneça transições parabólicas nos pontos de inflexão. Como os esforços na laje são uniformemente distribuídos gerando assim diagramas de momentos parabólicos, utilizando-se de um cabo parabólico aplica-se um carregamento contrário equivalente, conforme explicado anteriormente. O traçado do cabo era melhorado pelo item “3” da Figura 37, por meio da opção “transição parabólica”, assim como a mudança de excentricidade caso necessário, conforme Figura 38.

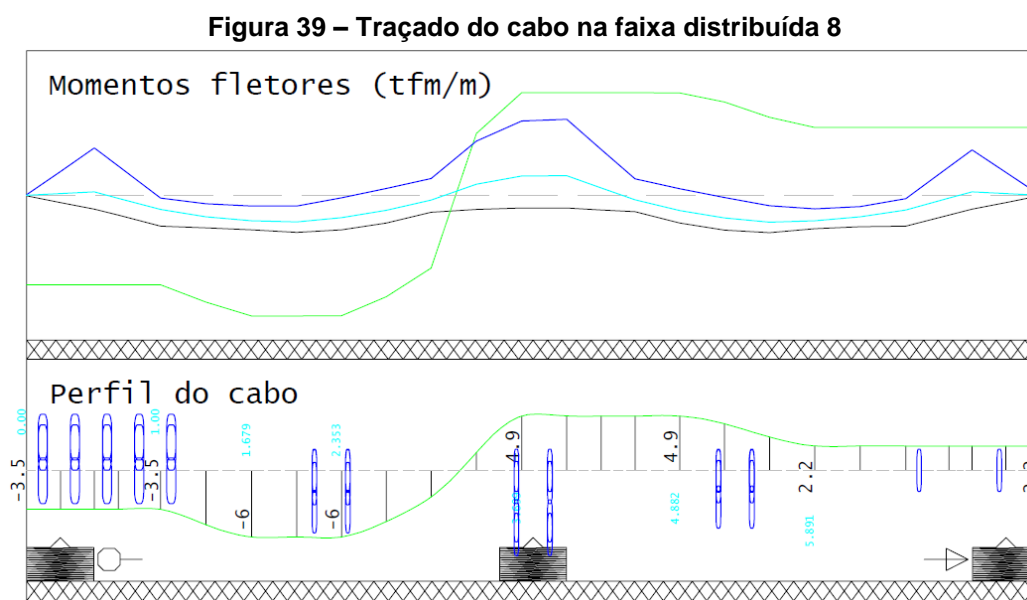


Fonte: Autor, 2021.

Caso houvesse interferência, optou-se que a mudança das excentricidades ocorresse nos cabos das faixas distribuídas. Esse critério foi tomado pois, nas faixas principais, como visto, tende-se a encontrar os maiores valores de momentos e deslocamentos e logo, maiores valores de excentricidade. À fim de concentrar os esforços equivalentes para tais regiões, que trabalham com as excentricidades máximas, altera-se nas distribuídas, sempre obedecendo os cobrimentos de armadura.



Tal situação ocorreu, por exemplo, na faixa distribuída 8 da Figura 36, que abrangia três das faixas principais. Assim, alterou-se as excentricidades de modo a atender, quando possível, os momentos médios (linha do meio no gráfico). Porém, apesar de atender aos momentos, é necessária a verificação quanto às tensões atuantes na seção e fissuração, que são as verificações dos estados-limites, que será abordado posteriormente. Nesse caso, o traçado (linha verde) não superou os momentos médios na ancoragem passiva, pois caso superasse, ocorreria tensões de tração altas ou fissuração na seção. O traçado final do cabo é mostrado pela Figura 39.



Fonte: Autor, 2021.

Feito o dimensionamento da quantidade de cabos na combinação escolhida quanto aos momentos fletores, realiza-se a análise dos estados-limites para análise, caso a quantidade de bainhas e cordoalhas atende às verificações. Esse processo é repetido para todos os outros casos de carregamento.

### 5.3.3 Perdas de protensão

Conforme abordado no capítulo 2.8, as perdas de protensão podem ser divididas entre perdas imediatas ( $\Delta P_{0(x)}$ ) e progressivas ( $\Delta P_{t(x)}$ ). As perdas imediatas ocorrem por encurtamento imediato do concreto, atrito e acomodação da ancoragem.

Já, as perdas progressivas decorrem da retração do concreto, da fluência e da relaxação do aço de protensão.

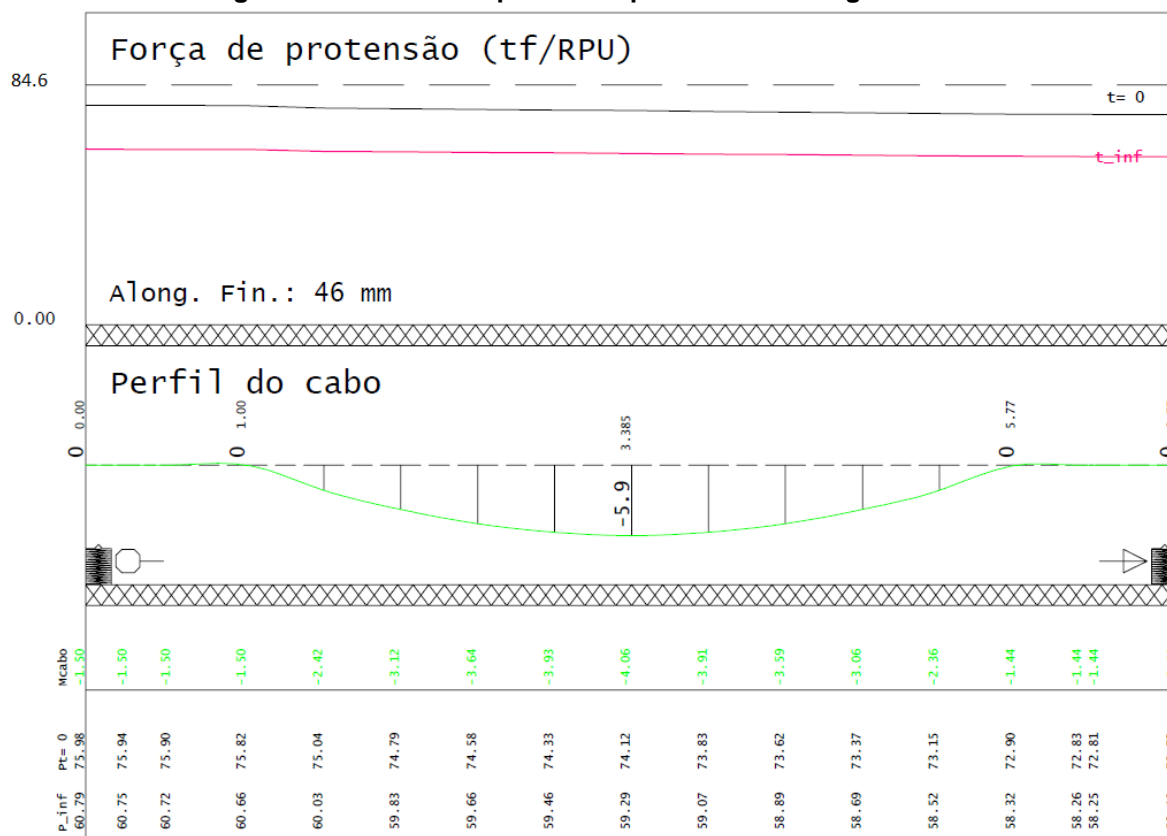
Ao definir os critérios de força inicial ( $P_i$ ) aplicada às cordoalhas, o TQS calcula automaticamente as perdas imediatas de protensão. O programa solicita, inicialmente, uma estimativa da porcentagem das perdas progressivas de protensão que ocorrerão na estrutura. Emerick (2002) admite que as perdas imediatas podem ser estimadas em 6%, enquanto que as finais em 12%. Mello (2005) também determina 6% para perdas imediatas, mas 15% para perdas finais. Ambos autores estudaram protensão não-aderente. Assim, como critério de projeto, estimou-se um valor total de perdas progressivas em 20% para fins de cálculo.

Após computar as perdas imediatas, é obtido a força de protensão no tempo infinito ( $P_{t(x)}$ ) e assim, as perdas progressivas totais. O programa, por sua vez, solicita a inserção dos coeficientes referentes às perdas por atrito. Para cordoalhas aderentes, conforme definido no item 9.6.3.3.2.2. da ABNT NBR 6118 (2014), o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha  $\mu$ , em 1/rad, é de 0,20. O coeficiente de perda por metro  $k$  é fornecido pelo catálogo de concreto protendido da *Rudloff*, o qual sugere o valor de 0,002/m.

As informações referentes às perdas de protensão, com base no traçado e quantidade dos cabos, então, são geradas na aba “perdas” da RPU. O valor de  $P_i$  foi informado inicialmente como sendo 138,38 kN. O programa realiza sua conversão para tf, totalizando 14,1 tf. Assim, o programa gera um diagrama informando a relação das perdas obtidas, mostrado pela Figura 40.

Utilizando o exemplo da faixa 1, no início do diagrama que corresponde à ancoragem passiva, na parte superior, é informado o valor da força  $P_i$  total aplicada na faixa, ou seja, o valor de 14,1 tf multiplicado para cada uma das cordoalhas. Neste caso, a faixa conta com 3 bainhas de duas cordoalhas, totalizando uma força de 84,6 tf.

Figura 40 – Gráfico de perdas de protensão ao longo da faixa



Fonte: Autor, 2021.

O gráfico das perdas imediatas ( $t = 0$ ) ao longo da faixa são mostradas pela primeira linha, e a segunda linha representa as perdas progressivas ( $t = \infty$ ). Os valores das forças  $P_0(x)$  e  $P_t(x)$  são informadas na parte inferior da tela.

O alongamento necessário do cabo para a protensão também é informado no gráfico, o qual é obtido pela Lei de Hooke.

$$\sigma = E_p \cdot \varepsilon \quad (46)$$

Onde,

$\sigma$  é a tensão atuante na peça;

$E_p$  é o módulo de elasticidade do aço de protensão;

$\varepsilon$  é a deformação específica do material, definida pela relação entre o alongamento total ( $\Delta_L$ ) e o comprimento total ( $L$ ) do cabo.

A tensão atuante que atuará na cordoalha no tempo zero, considerando as suas perdas imediatas, pode ser reescrita pela Equação (47).

$$\sigma = \frac{P_0}{A_{cord}} \quad (47)$$

Igualando (46) e (47), obtém-se o alongamento total ( $\Delta_L$ ) da cordoalha:

$$E_P \frac{\Delta_L}{L} = \frac{P_0}{A_{cord}}$$

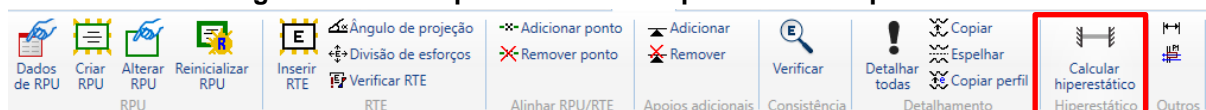
$$\Delta_L = \frac{P_0 L}{A_{cord} E_P} \quad (48)$$

#### 5.4 Hiperestático de protensão

A quantidade e traçado dos cabos definida no pavimento, inicialmente, é realizada considerando apenas o momento isostático existente na estrutura. A partir do ponto em que todos os cabos são definidos no pavimento, é necessário realizar o cálculo do efeito hiperestático de protensão. O momento hiperestático de protensão é utilizado para o dimensionamento da seção no ELU, que será abordado posteriormente.

O cálculo é feito por meio da opção “calcular hiperestático” no menu do editor de lajes protendidas do TQS, mostrado pela Figura 41.

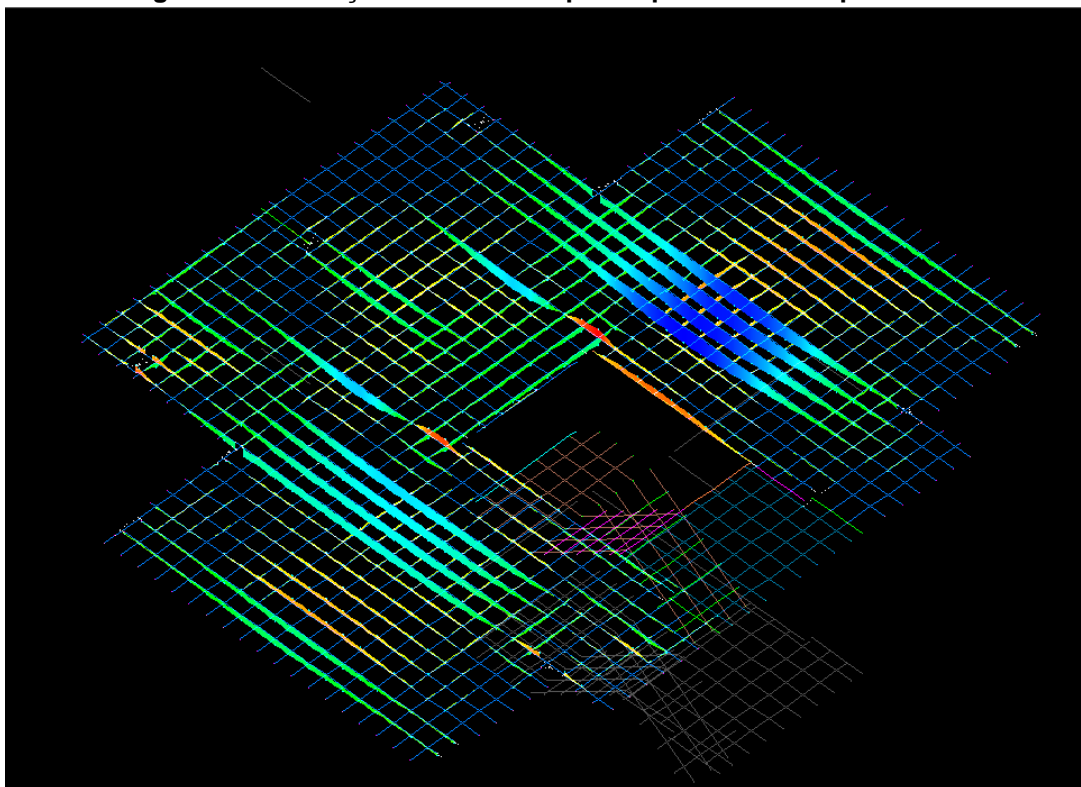
**Figura 41 – Menu para cálculo do hiperestático de protensão**



Fonte: Autor, 2021.

Conforme o TQS Docs (2021), para a obtenção dos esforços hiperestáticos no pavimento é realizado um processo numérico no qual discretiza a peça em elementos finitos. Dessa forma, como se trata de uma laje lisa, nos pontos de apoio da laje nos pilares tendem a surgirem reações devido à protensão e além disso, nas faixas de protensão concentradas, o hiperestático pode gerar esforços que alterem a resistência da seção. Isso afetará o dimensionamento das faixas, sendo necessária uma nova verificação quanto aos esforços e tensões na seção. A Figura 42 mostra os esforços de momento gerados pelo hiperestático de protensão.

Figura 42 – Esforços introduzidos pelo hiperestático de protensão



Fonte: Autor, 2021.

Com a geração do hiperestático no pavimento, analisa-se novamente todas as faixas para verificar se há necessidade de alteração da quantidade de cabos, bem como, excentricidade dos cabos.

## 5.5 Estados-limites

A verificação dos estados-limites últimos e de serviços é feita dentro da RPU em elevação, conforme visto, pelas por meio das abas “tensões” e “fissuração” da Figura 37. É importante destacar que, os estados-limites eram avaliados concomitantemente ao dimensionamento das faixas.

### 5.5.1 Estados-limites de serviço

A verificação dos estados-limites de serviço ocorre inicialmente com base na classificação da protensão, como visto no capítulo 2.2. No projeto, para classe de agressividade ambiental II e concreto protendido com pós tração, conforme a Tabela 13.4 da ABNT NBR 6118 (2014), classifica-se o concreto estrutural em concreto

protendido nível 1 (protensão parcial). Conforme Bastos (2021), na protensão parcial, as tensões de tração existem e são restringidas, resistidas pela armadura passiva, fazendo assim com que a peça trabalhe fissurada.

Ainda em relação às prescrições da norma brasileira, conforme a Tabela 4, na protensão parcial exige-se a verificação do estado-limite de serviço para abertura de fissuras (ELS-W) para combinações frequentes. Dessa forma, para atender a segurança ao ELS é necessário que a seção possua uma abertura de fissuras menor ou igual à 0,2 mm considerando as combinações frequentes (CFREQ) e também, que as tensões obtidas na seção transversal para combinações frequentes e quase permanentes não ultrapassem os valores admissíveis de tensões.

#### 5.5.1.1 Tensões admissíveis

Para as combinações quase permanentes e frequentes de serviço, os valores admissíveis de tensões nas seções são calculados com base nos conceitos de resistência dos materiais, vistos anteriormente. A ABNT NBR 6118 (2014) não fixa os valores para tensões admissíveis para o ELS.

No TQS, a análise das tensões obtidas é realizada de forma conjunta na seção, onde são mostradas as tensões nas fibras superiores e inferiores da seção transversal ao longo da faixa. A tensão de tração admissível na seção para os estados-limites de serviço é definida pela Equação (49).

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = \alpha f_{ctk,inf} \quad (49)$$

Onde,

$\alpha$  é o fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta.

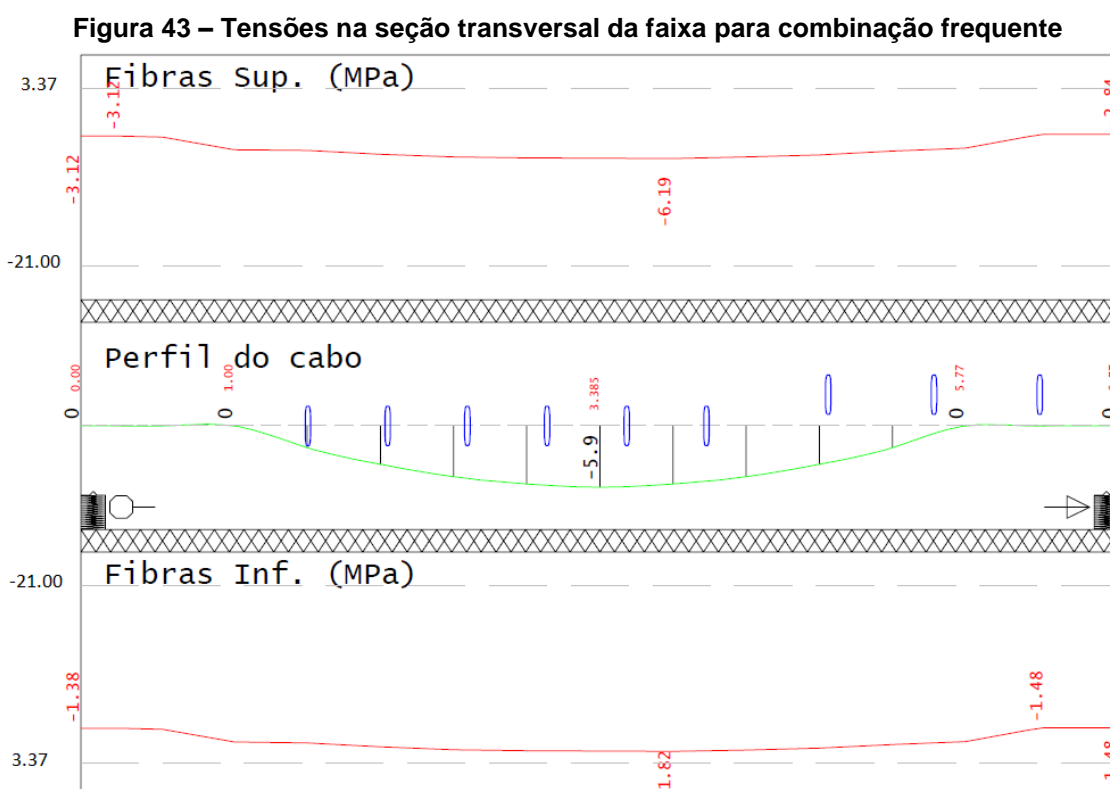
Para seções retangulares, define-se que  $\alpha = 1,5$  conforme a ABNT NBR 6118 (2014). O programa realiza o cálculo com base no valor característico inferior de resistência à tração ( $f_{ctk,inf}$ ), que é o menor valor de resistência direta. Assim, gera-se uma margem de segurança nas verificações. Como calculado anteriormente,  $f_{ctk,inf} = 2,25$  MPa. Dessa forma, obtém-se  $\sigma_{t,m\acute{a}x} = 3,37$  MPa.

A tensão de compressão admissível para combinação de serviço na seção é calculada pela Equação (50).

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0,6 f_{ck} \quad (50)$$

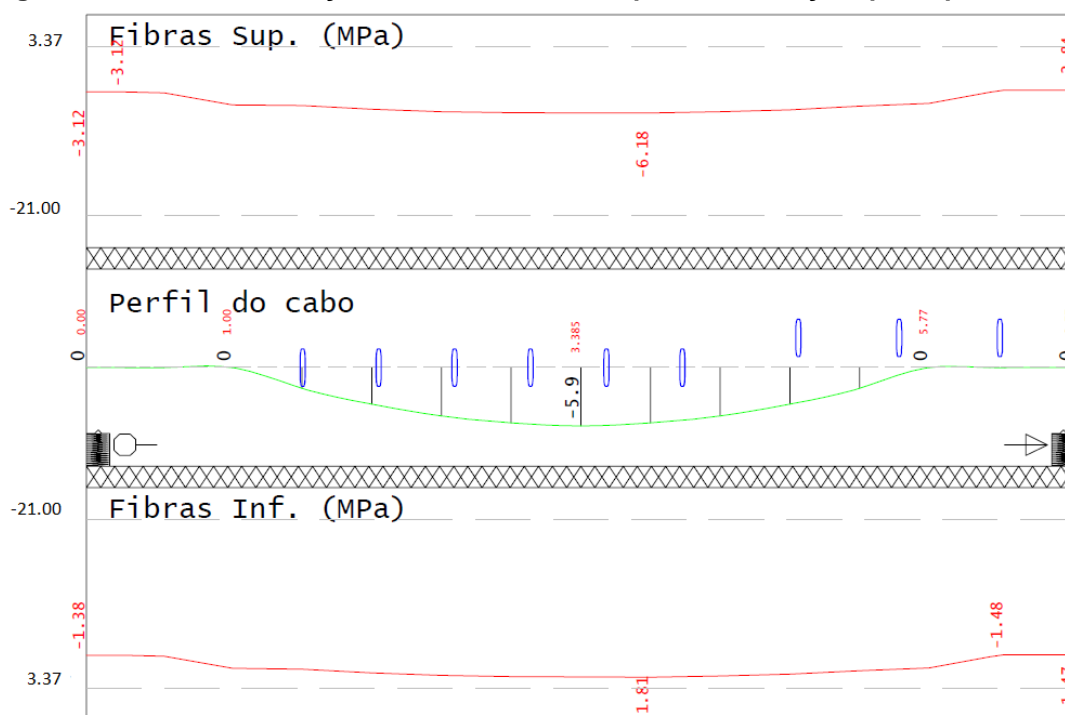
Por critério do programa, a verificação da tensão de compressão admissível é calculada conforme a Equação (50) que é uma sugestão da norma americana ACI 318-95, sugerida no item 18.4.1. Assim, para a classe de concreto C35, obtém-se  $\sigma_{c,m\acute{a}x} = 21$  MPa.

Portanto, admite-se segurança na seção quanto ao ELS, quando as tensões obtidas nas fibras superiores e inferiores das seções não ultrapassam os limites de 3,37 MPa na tração e 21 MPa na compressão. As tensões são obtidas conforme mostradas pelo capítulo 2. As Figuras 43 e 44 mostram a aba de tensões na seção para a combinação frequente e quase permanente da faixa principal 1, respectivamente.



Fonte: Autor, 2021.

**Figura 44 – Tensões na seção transversal da faixa para combinação quase permanente**



Fonte: Autor, 2021.

Por meio dos gráficos, analisa-se as tensões fornecidas pelo programa. Se as tensões forem menores que as tensões admissíveis, há segurança. Nos locais onde houver tensão de tração, conforme visto, será necessária uma armadura passiva, que é estimada pelo programa ao final do dimensionamento. Então, realiza-se a análise para o ELS-W para combinações frequentes (CFREQ).

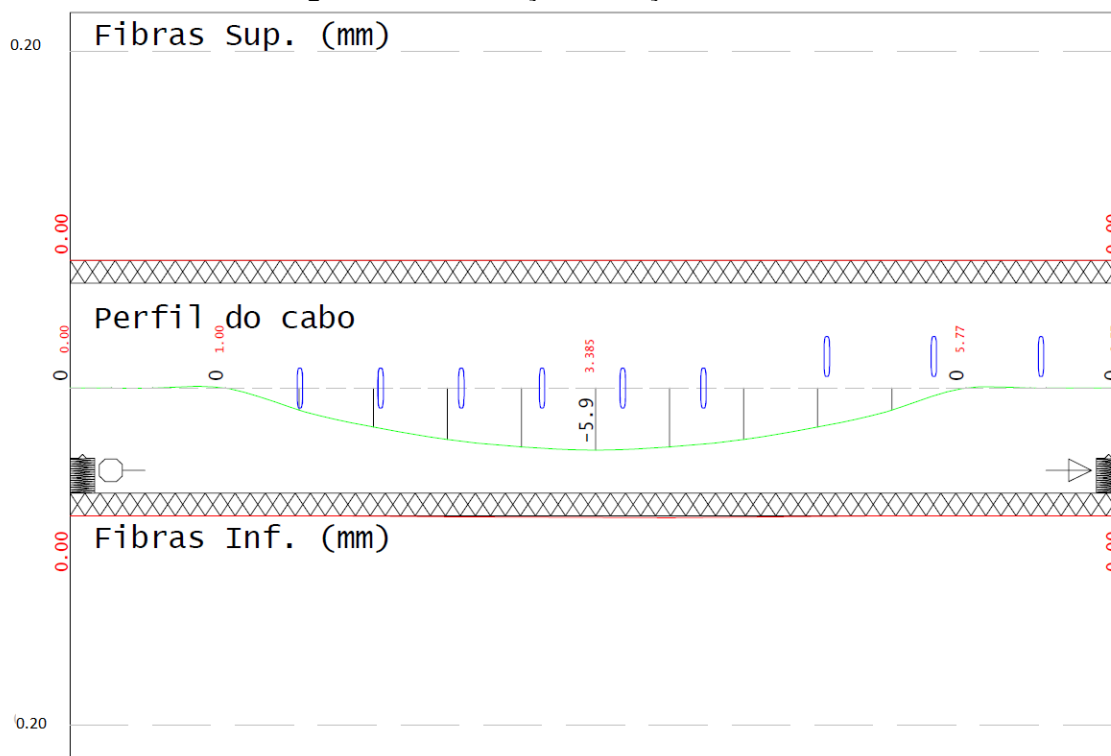
#### 5.5.1.2 Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

A análise do ELS-W dentro do TQS é realizada pela aba “fissuração”, conforme Figura 37. Para a protensão parcial, considera-se apenas a combinação (CFREQ) para a verificação, na qual deve-se existir uma abertura de fissuras menor ou igual ao valor de 0,2mm como visto anteriormente. A estimativa dos valores da abertura de fissuras é calculada automaticamente conforme a ABNT NBR 6118 (2014), exposto no capítulo 2 do trabalho.

Com a definição do traçado dos cabos e quantidade de cordoalhas feitas, analisa-se se houve abertura de fissuras na seção e caso houver, se atende ao limite máximo de 0,2mm. A Figura 45 mostra a interface da aba “fissuras” para a faixa principal 1.



Figura 45 – Fissuração na seção transversal



Fonte: Autor, 2021.

São mostradas as aberturas respectivas para as fibras superiores e inferiores, assim como o limite estabelecido para ambas. Dessa forma, realiza-se a análise ao ELS-W para todas as faixas. Quando não atendido, altera-se a excentricidade dos cabos de forma a diminuir a fissuração, mas verificando se as tensões normais na seção transversal são atendidas. Em último caso, altera-se a quantidade de cordoalhas. O processo se faz por tentativas, até que se encontre a configuração que atenda à todas as verificações.

## 5.5.2 Estado-limite último

### 5.5.2.1 Estado-limite último no ato da protensão (ELU-AtoPro)

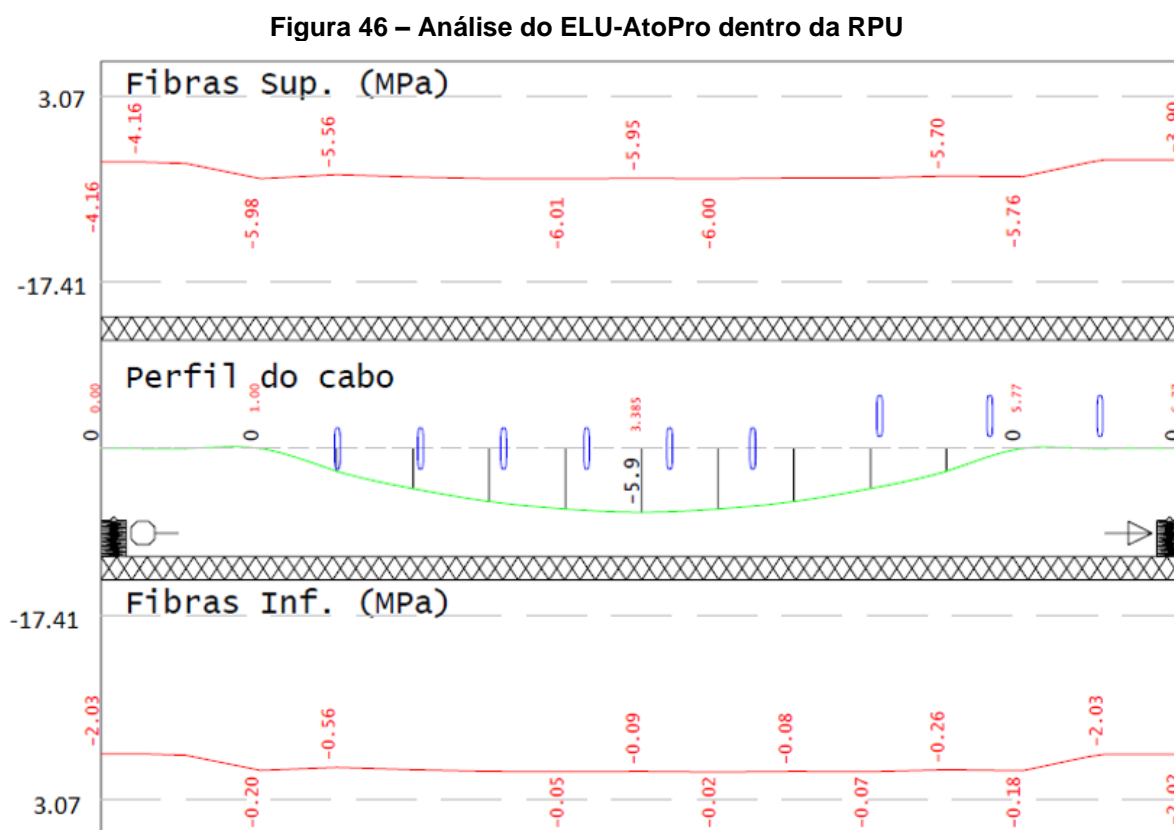
A verificação do ELU-AtoPro é realizada dentro da RPU, dentro da aba “tensões”. Para o ato de protensão em 5 dias, como visto,  $f_{ckj} = 24,87$  MPa. Os limites para atendimento ao ELU-AtoPro são fornecidos pelo item 17.2.4.3.2 da ABNT NBR 6118 (2014), sendo eles:

$$\begin{cases} \sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 0,7f_{ckj} \\ \sigma_{t,m\acute{a}x} \leq 1,2f_{ctm} \end{cases}$$

Onde  $f_{ctm} = 0,3 f_{ckj}^{2/3}$ . Assim:

$$\begin{cases} \sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 3,07 \text{ MPa} \\ \sigma_{t,m\acute{a}x} \leq 17,41 \text{ MPa} \end{cases}$$

Os valores das tensões nas fibras superiores e inferiores obtidas dentro da seção transversal das faixas devem respeitar tais tensões limites. A análise das tensões dentro da RPU da faixa principal 1 no ELU-AtoPro, como exemplo, é mostrada pela Figura 46.



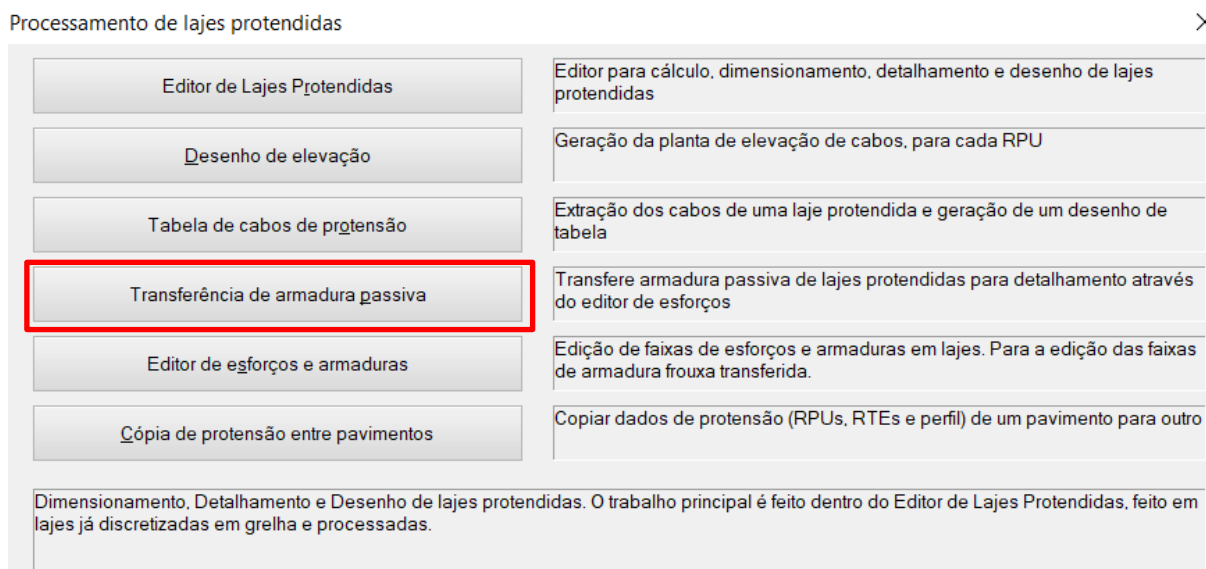
Fonte: Autor, 2021.

Nas seções onde houver tensão de tração é necessário o cálculo da armadura passiva no estágio II de fissuração, que será abordado adiante. Caso as seções não atendam aos limites, altera-se as excentricidades ou quantidade de cabos, fazendo as demais verificações.

## 5.6 Armaduras passivas

Com base nos valores de esforços obtidos pelo dimensionamento da laje protendida, é realizada a transferência de esforços para o cálculo da armadura passiva. Esse comando é mostrado pela Figura 47.

**Figura 47 – Interface para processamento de lajes protendidas**

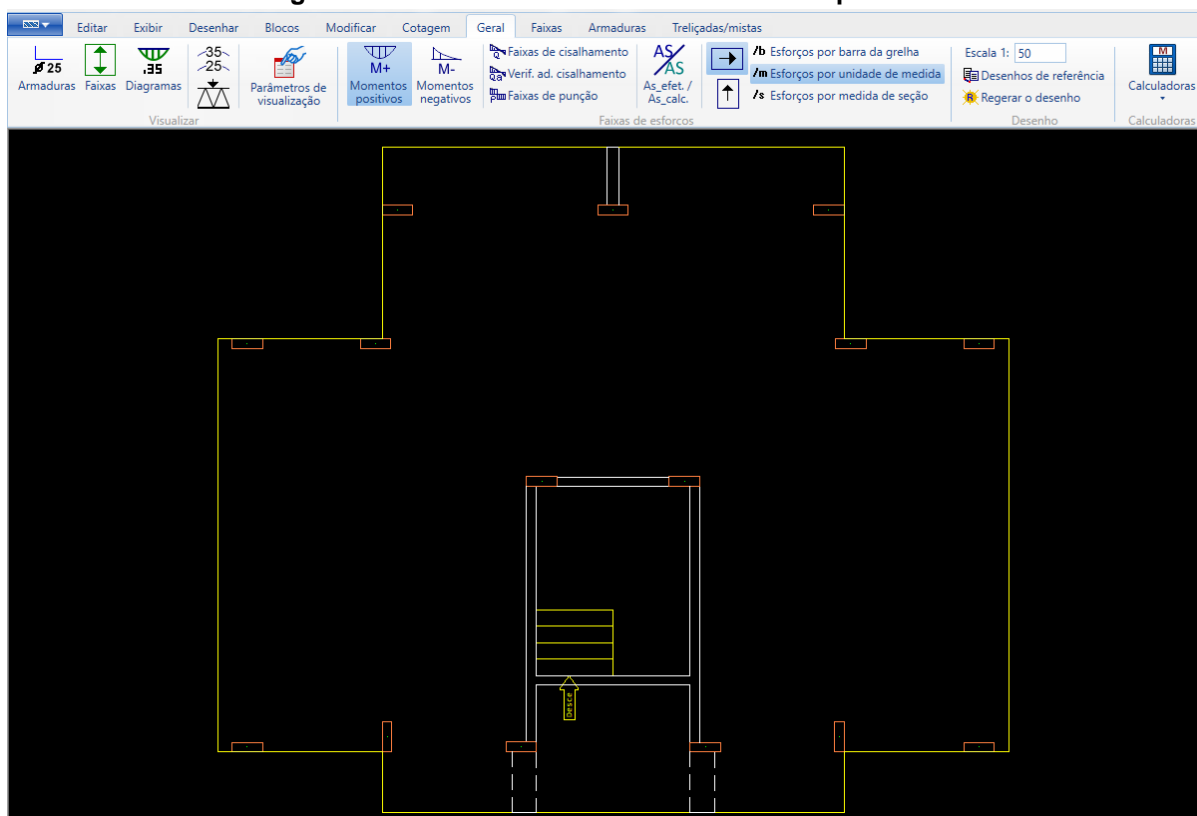


**Fonte: Autor, 2021.**

Conforme o TQS Docs (2021), a armadura passiva calculada no editor refere-se ao caso de carregamento CTNM (combinação total não majorada). O *software* transfere os esforços obtidos e encontra os valores de momento solicitante de cálculo ( $M_{Sd}$ ) com as respectivas majorações conforme capítulo 2, e calcula-se uma área de armadura passiva que, em conjunto com a armadura ativa, obtenha um momento fletor resistente último ( $M_{Rd}$ ) igual ou superior, atendendo à segurança no ELU.

Após a transferência, realiza-se o dimensionamento das armaduras passivas no editor de armaduras, o qual tem a interface mostrada pela Figura 48. O TQS calcula as armaduras necessárias para cada faixa e apoio, com base nas prescrições da ABNT NBR 6118 (2014).

**Figura 48 – Interface do editor de armaduras passivas**



Fonte: Autor, 2021.

Na parte superior, são mostrados os comandos no editor. À critério do projetista, pode-se alterar as faixas consideradas de cálculo, as bitolas utilizadas e demais considerações no dimensionamento da armadura passiva. Por meio da função “diagramas”, é possível obter os diagramas de momento na laje com seus respectivos valores. Para facilitar a visualização e cálculos, optou-se por considerar as mesmas faixas referentes às faixas de protensão inicialmente definidas.

### 5.6.1 Armaduras mínimas

A ABNT NBR 6118 (2014) estabelece que, à fim de controlar a fissuração e otimizar o desempenho das estruturas à flexão, é necessário a consideração de valores mínimos de armadura passiva. Os valores para as armaduras mínimas passivas em elementos estruturais com armadura ativa aderentes são fornecidos pela Tabela 19.

**Tabela 19 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes**

<b>Armadura</b>	<b>Elementos estruturais com armadura ativa aderente</b>
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$

**Fonte: Tabela 19.1 da ABNT NBR 6118, 2014.**

Onde  $\rho_s$  corresponde à taxa de aço de armadura passiva, definido pela Equação (51).

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w h} \quad (51)$$

Na qual,

$A_s$  é a área de aço calculada;

$b_w$  é a largura da seção transversal;

$h$  é a altura da seção transversal.

A taxa de armadura ativa ( $\rho_p$ ) é fornecida pela Equação (52).

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_w h} \quad (52)$$

Sendo que,  $A_p$  é a área da seção transversal do cabo resultante.

Na definição dos valores de armadura, foi considerado na taxa uma largura de seção correspondente à 1 metro de laje e a altura correspondente à espessura da laje (20 cm). O valor da taxa geométrica mínima de aço da armadura de flexão ( $\rho_{min}$ ) é fornecida pela Tabela 17.3 da ABNT NBR 6118 (2014), a qual pressupõe o uso de CA-50, uma relação entre  $d/h = 0,8$  e coeficientes de majoração  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ , condições que são atendidas considerando as alturas úteis obtidas para armaduras positivas e negativas. A Tabela 20 mostra os valores das taxas mínimas.

**Tabela 20 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas**

<b>Classe do concreto</b>	<b>C20</b>	<b>C25</b>	<b>C30</b>	<b>C35</b>	<b>C40</b>	<b>C45</b>	<b>C50</b>
<b>Valores de <math>\rho_{min}</math> (%)</b>	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208

**Fonte: Tabela 17.3 da ABNT NBR 6118, 2014.**

Como o projeto em questão possui concreto de classe C35, portanto, define-se uma taxa de armadura mínima de 0,164%, que pode ser definida pela Equação (53).

$$\rho_{mín} = \frac{A_{s,mín}}{A_c} \quad (53)$$

Onde,

$A_{s,mín}$  é a área de aço mínima;

$A_c$  é a área da seção bruta de concreto, definida por  $A_c = b_w h$ .

Para definir a taxa de armadura ativa considerando uma faixa de 1 metro de laje, é necessário definir a área das cordoalhas. A área de uma cordoalha do tipo CP 190 RB, utilizada no trabalho corresponde à 1,01 cm<sup>2</sup>. Como critério de projeto, utilizou-se apenas bainhas metálicas que alojassem duas ou quatro cordoalhas.

Dessa forma, para um metro de laje contendo uma bainha para duas cordoalhas:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_w h} \quad (52)$$

$$\rho_p = \frac{1,01}{100.20} \times 2$$

$$\rho_p = \mathbf{0,101\%}$$

De forma análoga, para uma bainha com quatro cordoalhas obtém-se uma taxa de 0,202%.

Nota-se que, pela maior quantidade de cabos, a taxa geométrica de armadura ativa também aumenta. Assim, durante a definição das armaduras mínimas nas seções transversais, uma bainha metálica com 4 cordoalhas leva à uma redução na taxa de armadura passiva mínima. Além disso, podem ocorrer casos que em uma faixa de laje exista mais do que uma bainha com 2 ou 4 cordoalhas.

O dimensionamento dentro do *software* TQS realiza tais considerações e calcula automaticamente as demais taxas de armaduras mínimas. Sabendo disso, como critério de projeto para conferência final dos resultados obtidos pelo programa, optou-se por considerar a taxa de armadura ativa nas seções referente à bainha com duas cordoalhas. Essa decisão serve para fins de conferência final das armaduras fornecidas pelo programa, bem como, gerar uma margem de segurança na definição

das mesmas, pois quanto maior a taxa de armadura ativa, menor será a taxa de armadura passiva mínima.

Para as armaduras positivas, considerando a relação fornecida pela Tabela 19:

$$\begin{aligned}\rho_s &\geq 0,67 \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min} & (54) \\ \rho_s &\geq 0,67 \cdot 0,164 - 0,101 \geq 0,5 \cdot 0,164 \\ \rho_s &\geq 0,00888 \% \geq 0,082\% \\ \rho_{s(+)} &= \mathbf{0,082\%}\end{aligned}$$

A área mínima de aço, para uma faixa de laje de 1 metro, conforme Equação (51).

$$\begin{aligned}\rho_s &= \frac{A_s}{b_w h} & (51) \\ A_s &= \rho_s b_w h \\ A_s &= \frac{0,082}{100} \cdot 100 \cdot 20 \\ A_{s(+)} &= \mathbf{1,64 \text{ cm}^2/\text{m}}\end{aligned}$$

Quanto às armaduras negativas, conforme Tabela 19:

$$\begin{aligned}\rho_s &\geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min} & (55) \\ \rho_s &\geq 0,164 - 0,101 \geq 0,67 \cdot 0,164 \\ \rho_s &\geq 0,063\% \geq 0,109\% \\ \rho_{s(-)} &= \mathbf{0,109\%}\end{aligned}$$

Para uma faixa de 1 metro de laje:

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{0,109}{100} \cdot 100 \cdot 20 \\ A_{s(-)} &= \mathbf{2,197 \text{ cm}^2/\text{m}}\end{aligned}$$

No caso de lajes lisas com armadura ativa não-aderente, a ABNT NBR 6118 (2014) estabelece que a armadura negativa passiva nos apoios deve ter um valor mínimo calculado em função do vão e da altura da laje. A norma brasileira não especifica tal consideração para os apoios de armaduras ativas aderentes. Porém, a norma internacional ACI 318-95 é mais abrangente quanto a essa consideração, não

especificando a condição apenas para protensão não-aderente. Dessa forma, realizou-se a mesma verificação embasada na norma internacional ACI 318-95.

Nas regiões de apoios, a área mínima de armadura passiva negativa é definida pela Equação (56).

$$A_s \geq 0,00075 h \ell \quad (56)$$

Na qual,

$h$  é a altura da laje;

$\ell$  é o vão médio da laje, medido na direção da armadura a ser colocada.

Além disso, a norma ACI 318-95 estabelece que a armadura em apoios deve ser distribuída na região transversal a ela, compreendida pela dimensão dos apoios acrescida de  $1,5 h$  para cada lado a partir da face do apoio (30 cm). Ainda, a norma americana orienta que exista no mínimo 4 barras distribuídas em cada direção, as quais devem ter o comprimento de pelo menos  $\ell/6$  da face dos pilares.

### 5.6.2 Armadura passiva no estado-limite último para o tempo infinito

Conforme visto, o cálculo das armaduras passivas no estado-limite último para o tempo infinito é realizado no editor de armaduras do *software*, após a transferência de esforços obtidos.

O TQS Docs (2021) explica que, para a definição do momento de cálculo necessário a resistir a flexão no tempo infinito, o TQS transfere os esforços obtidos pelo carregamento CTNM que corresponde ao estado-limite último e a ele é somado o resultado do hiperestático multiplicado pelos fatores de ponderação do ELU. Isso se deve pois, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), na verificação ao ELU devem ser considerados além dos efeitos das ações permanentes e acidentais, apenas os esforços solicitantes hiperestáticos de protensão.

O momento de cálculo ( $M_{Sd}$ ) considerado na determinação da armadura passiva é referente ao carregamento CTNM e a ação do momento hiperestático, calculado pela Equação (57).

$$M_{Sd} = \gamma_f \cdot M_{CNTM} + \gamma_p \cdot M_{hiper} \quad (57)$$

No qual,

$M_{CNTM}$  é o momento solicitante obtido pela combinação CTNM;



$M_{hiper}$  é o momento gerado pelo efeito hiperestático de protensão.

Os valores de  $\gamma_f$  e  $\gamma_h$  são obtidos pela Tabela 11.1 da ABNT NBR 6118 (2014), na qual para ações desfavoráveis  $\gamma_p = 1,2$  e nas favoráveis  $\gamma_p = 0,9$ . Conforme a Equação (34) do capítulo 2.9, a área de aço passiva no tempo infinito é calculada por:

$$A_s = \frac{\left[ \frac{M_{Sd}}{Z} - A_p \cdot f_p \right]}{f_{yd}} \quad (34)$$

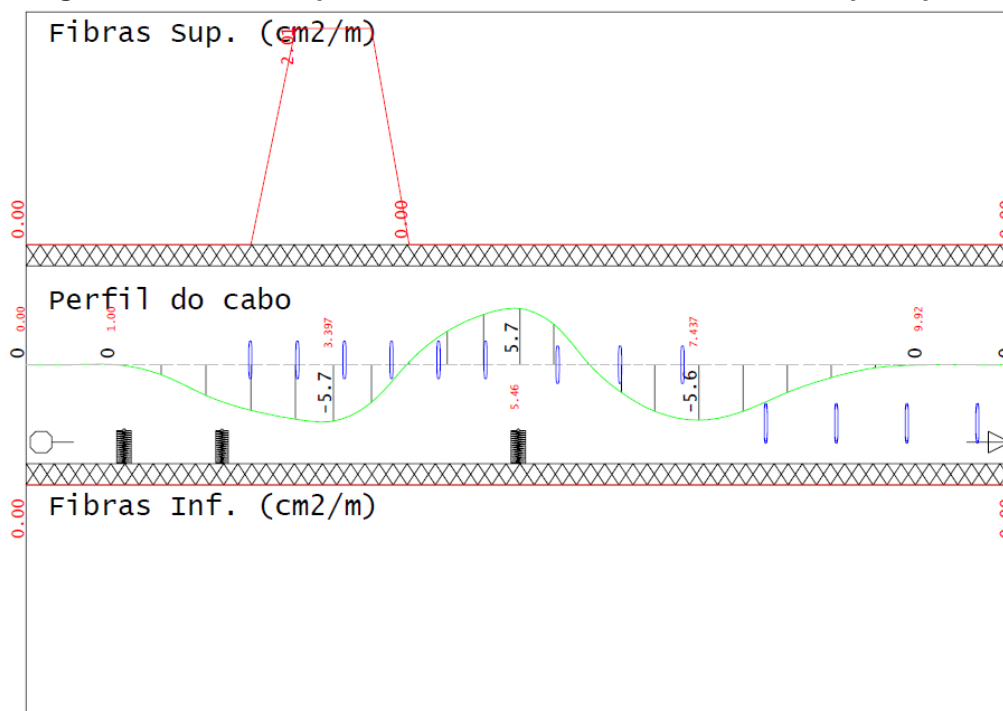
Os valores de  $Z$ , da linha neutra da seção transversal e da tensão do aço de protensão, são encontrados pelo *software* por meio de um processo iterativo utilizando o método de Newton-Raphson, conforme explica o TQS Docs (2021).

### 5.6.3 Armadura passiva de protensão no ato da protensão (ELU – AtoPro)

Além das condições estabelecidas no capítulo 2, para o ELU-AtoPro, caso exista tensões de tração nas seções transversais, o estado-limite último no ato da protensão é atendido se houver, no mínimo, o valor da armadura calculada no estágio II. Para fins de cálculo, a norma orienta que possa ser considerado que a força nessa armadura seja igual à resultante de tensões de tração no concreto no estágio I.

Então, durante as verificações no dimensionamento da protensão dentro das RPU's, por meio da aba "armaduras", são fornecidos os valores mínimos necessários da área de aço no ato da protensão que satisfaçam o ELU, como exemplo que ocorreu na faixa principal 3 mostrada pela Figura 49.

**Figura 49 – Armadura para atendimento ao ELU-AtoPro da faixa principal 3**



Fonte: Autor, 2021.

Assim, como exemplo, na faixa principal F3 será necessária armadura na borda superior, à 3,39m da ancoragem passiva, no valor de 2,01  $\text{cm}^2/\text{m}$ .

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 6.1 Momentos fletores no pavimento

Após realizada a transferência de esforços, obteve-se os diagramas de momentos fletores na laje. Os momentos fletores no plano horizontal são mostrados pela Figura 50.

Figura 50 – Diagrama de momentos fletores no plano horizontal da laje

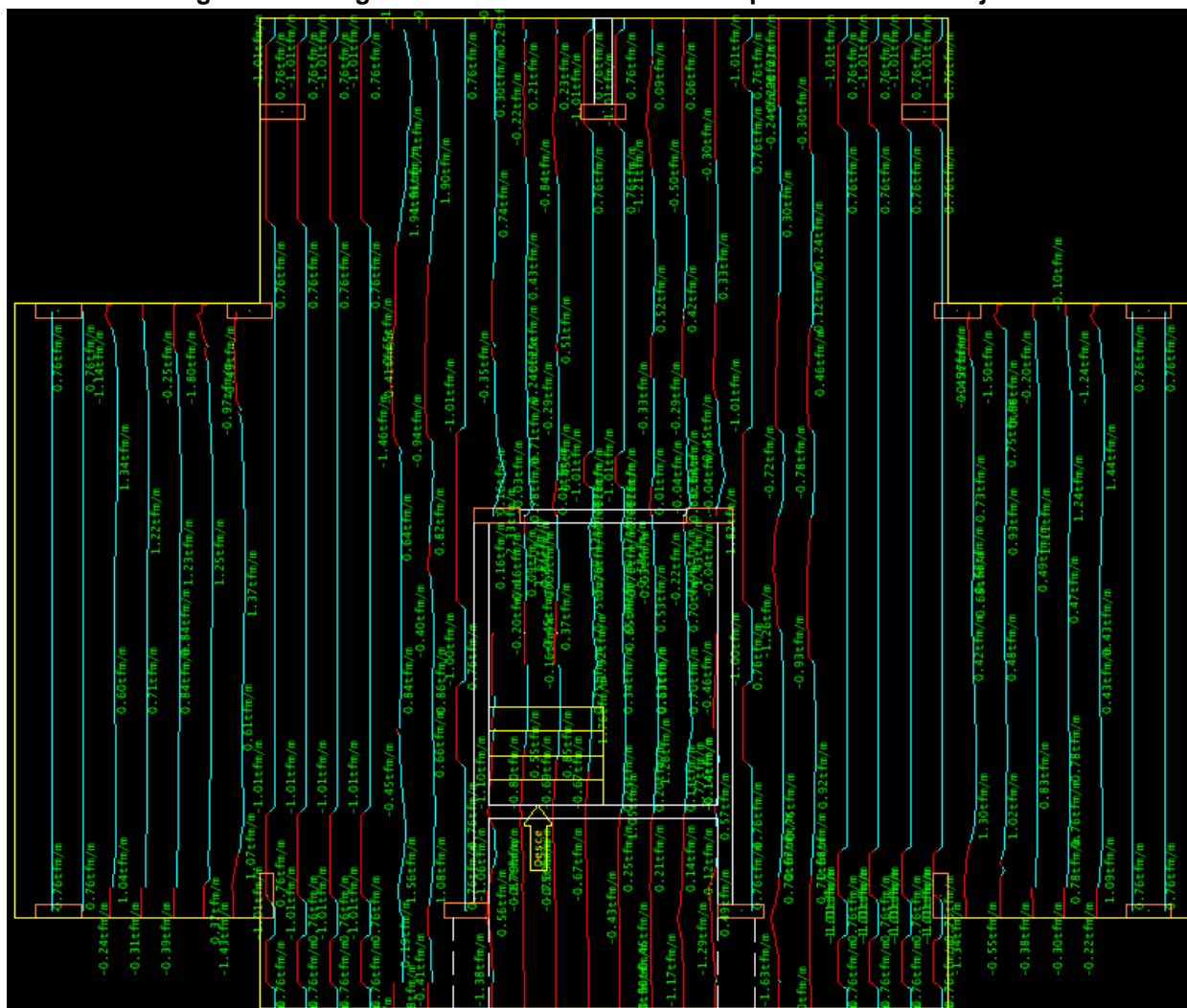


Fonte: Autor, 2021.

Nota-se que foram obtidos momentos fletores negativos nas regiões entre as faixas verticais principais e nas bordas das escadas. Uma das explicações a esse fenômeno é a própria inserção da protensão no pavimento. Esses locais estão nas faixas principais ou próximos a elas, e como visto, são os lugares onde tendem a

possuir as maiores excentricidades para balancear as cargas na região. Por isso, pode haver um excesso de força na região por conta da protensão e também do hiperestático de protensão, de forma a gerar momentos negativos no local. A Figura 51 mostra o diagrama de momentos fletores da grelha no plano vertical da laje.

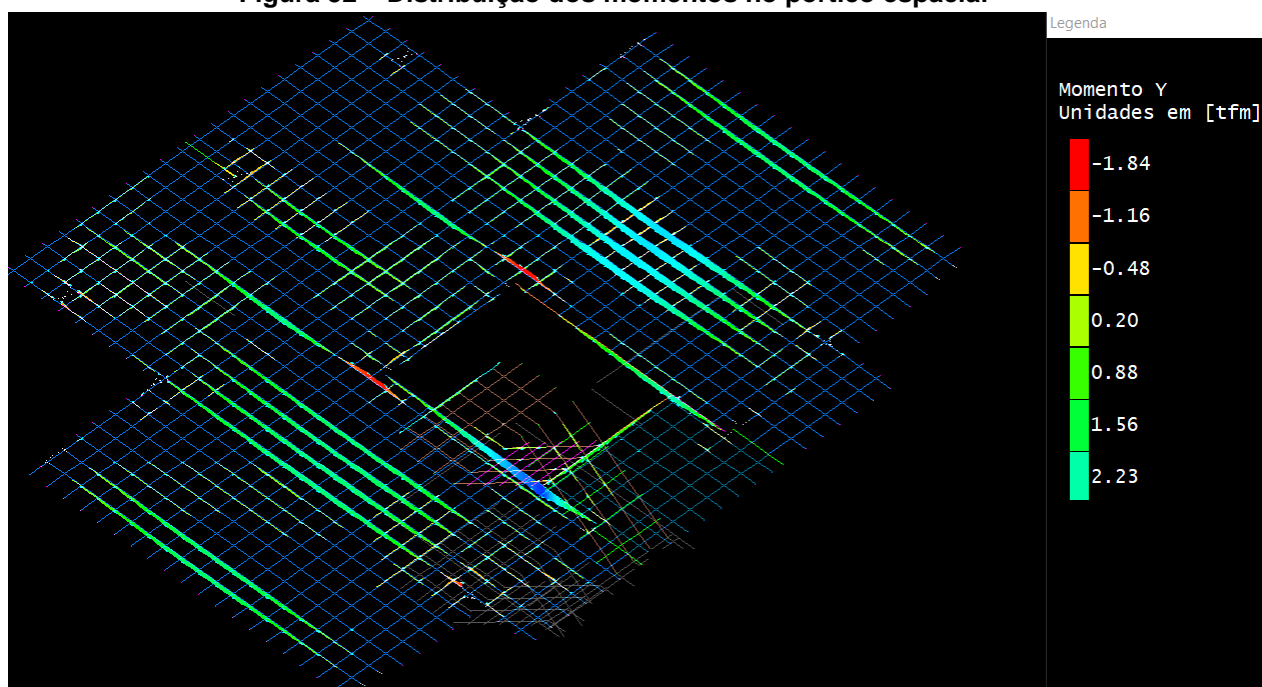
Figura 51 – Diagrama de momentos fletores no plano vertical da laje



Fonte: Autor, 2021.

No plano vertical, obteve-se momentos fletores negativos próximos às regiões de apoios e nas escadas. Um ponto a ser analisado é que os momentos negativos no meio da laje aparecem principalmente onde as faixas principais e distribuídas se encontram. A distribuição dos momentos no pórtico espacial é mostrada pela Figura 52.

**Figura 52 – Distribuição dos momentos no pórtico espacial**



Fonte: Autor, 2021.

Os maiores valores de momentos encontrados no dimensionamento da laje são mostrados pela Tabela 21.

**Tabela 21 – Momentos máximos obtidos no pavimento**

Momento máximo	Local	Momento (tf.m)	Momento (kN.m)
Positivo	F2 - F3	2,17	21,3
Negativo	P8, P12, P13	1,59	15,6

Fonte: Autor, 2021.

O maior momento positivo obtido no pavimento encontra-se sob a faixa distribuída F8, no vão entre as faixas principais F2 e F3, na parte superior da laje. Conforme a Figura 39, a faixa F8 foi um dos locais em que as excentricidades dos cabos tiveram que ser alteradas de modo a diminuir a interferência dos cabos com as faixas principais. Assim, infere-se que um dos possíveis motivos para um valor alto de momento positivo pode ter ocorrido pelo fato das excentricidades, mesmo que atendendo às condições de fissuração e tensões, não atenderam os esforços na sessão, como comentado anteriormente.

Os maiores momentos negativos estão localizados nos pilares P8, P12 e P13. Apesar de o pórtico espacial mostrar o valor máximo de 1,84 tf.m, na análise de grelha utilizada para o dimensionamento obteve-se 1,59 tf.m, o que pode ser explicado por

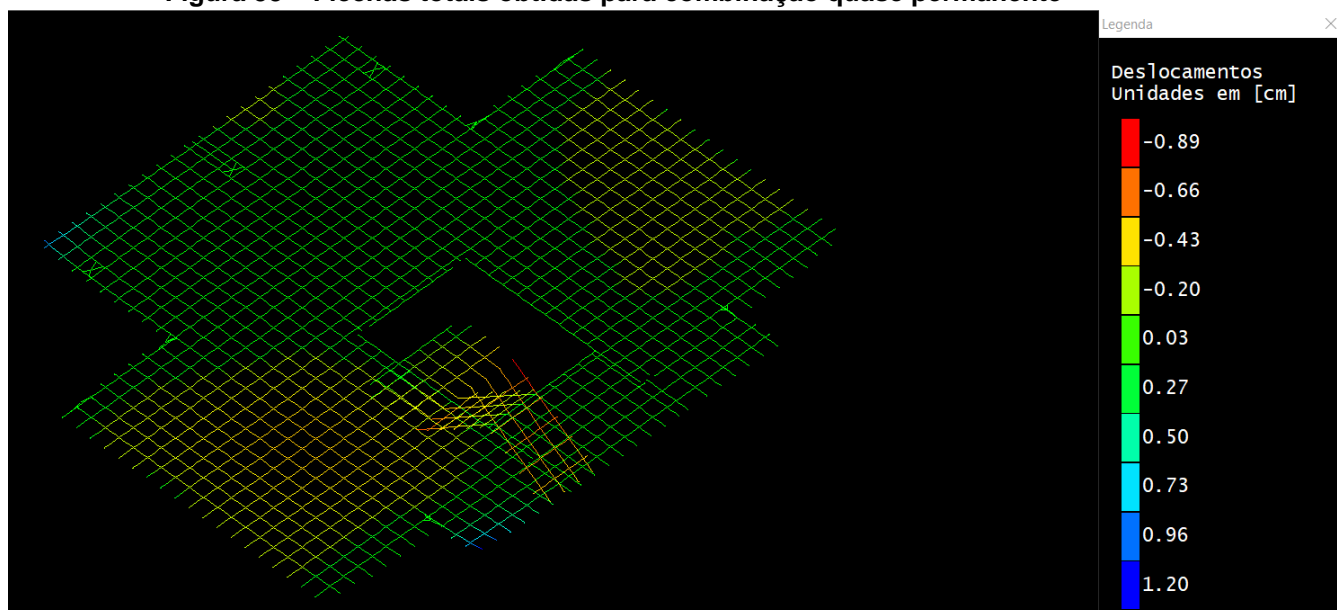
erro de modelagem ou de processamento da grelha. Nota-se que nesses apoios ocorre grande concentração de cabos, o que acaba gerando cabos principais e distribuídos muito próximos. Nesses locais, portanto, gera-se uma grande concentração de força, que pode ser ainda mais evidenciada pela atuação do hiperestático.

De forma geral, comparando com a modelagem inicial da Figura 32 do item 5.2, infere-se que houve uma diminuição na distribuição dos momentos no pavimento após a inserção da protensão. É importante destacar também que, ao tratar-se de um *software* de modelagem estrutural, mesmo com sua otimização de resultados, a possibilidade de esforços gerados incorretamente pela grelha também pode ocorrer. Erros durante a modelagem do edifício podem gerar esforços que não aconteceriam naturalmente.

#### 6.1.1 Flecha total

As flechas totais obtidas para combinação de serviço quase permanentes são calculadas automaticamente e fornecida pelo pórtico espacial, mostrada pela Figura 53.

**Figura 53 – Flechas totais obtidas para combinação quase permanente**



Fonte: Autor, 2021.

Verificando o deslocamento limite para os vãos que possuíam os deslocamentos críticos (faixa F10 e F11), considerando aceitabilidade sensorial e limitação visual conforme Tabela 42 no Anexo A, a Tabela 22 mostra a verificação ao dos deslocamentos limites.

**Tabela 22 – Flecha total obtida na combinação quase permanente**

Local	Vão (cm)	Deslocamento limite (cm)	Flecha total (cm)
F10 e F11	x 509	2,036	0,48
	y 677	2,708	

**Fonte: Autor, 2021.**

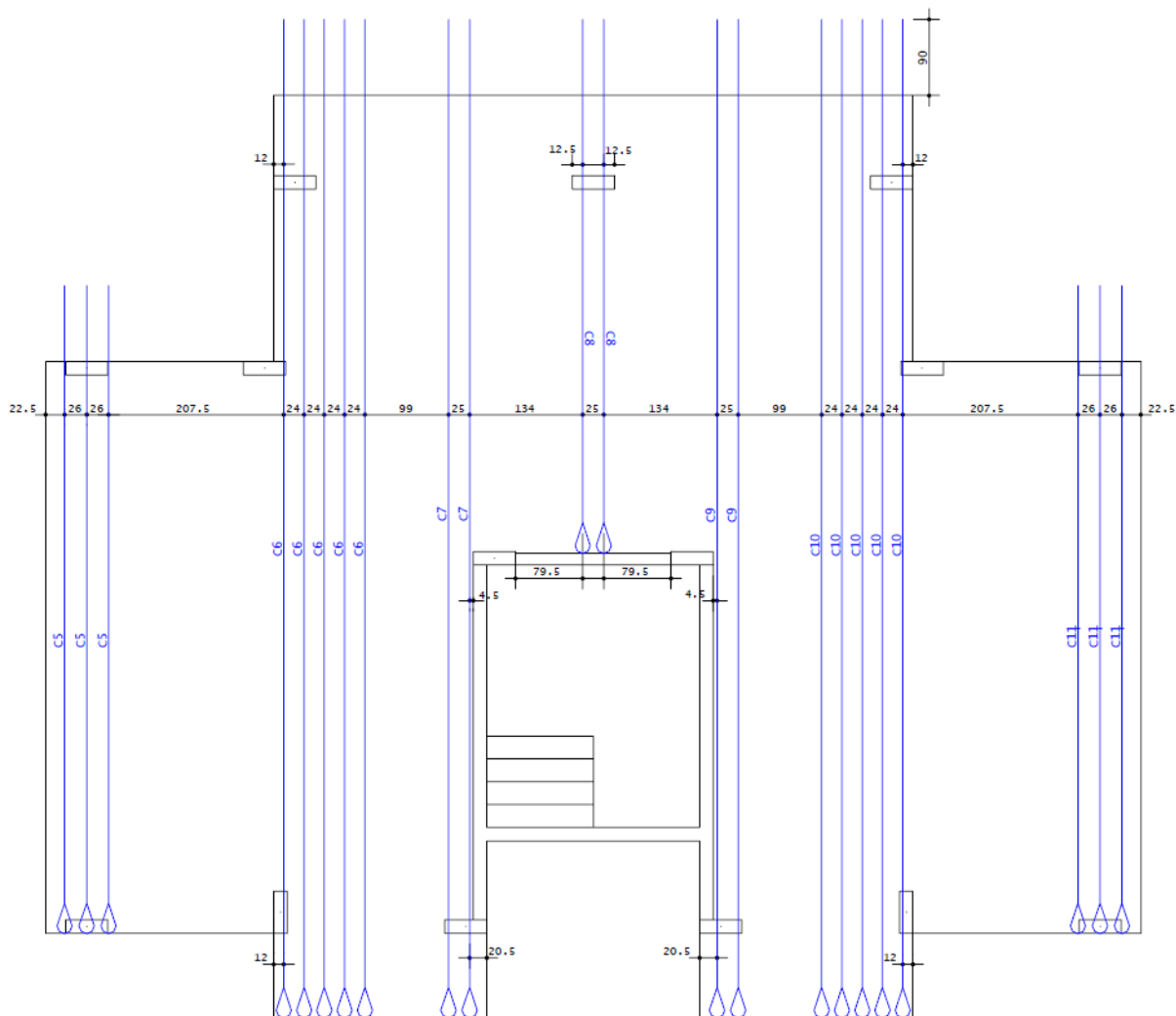
Com base na Figura 33 do item 5.2, nota-se que após a protensão ocorreu uma melhor distribuição das flechas, onde a maioria dos deslocamentos são próximos de 0, quando comparado com os deslocamentos iniciais obtidos pelas cargas permanentes e acidentais.

## 6.2 Armadura ativa

O traçado final obtido dos cabos de protensão no pavimento para as faixas principais e distribuídas são mostrados pelas Figura 54 e 55. O desenho da elevação dos cabos nas faixas é mostrado no apêndice B do trabalho.

É importante destacar que o projeto utilizado para estudo não havia uma boa configuração estrutural para a disposição de cabos de protensão aderente. O projeto em questão possui um grande número de pilares dispostos de forma não simétrica, formando vãos pequenos na maior parte da estrutura, o que não é funcional para protensão aderente, que necessita de 1 metro de comprimento reto do cabo nas ancoragens. Além disso, os pilares possuíam as dimensões de 16x50cm, tendo a menor dimensão abaixo do mínimo estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2014) que é de 19 cm.

**Figura 54 – Disposição dos cabos para as faixas principais**

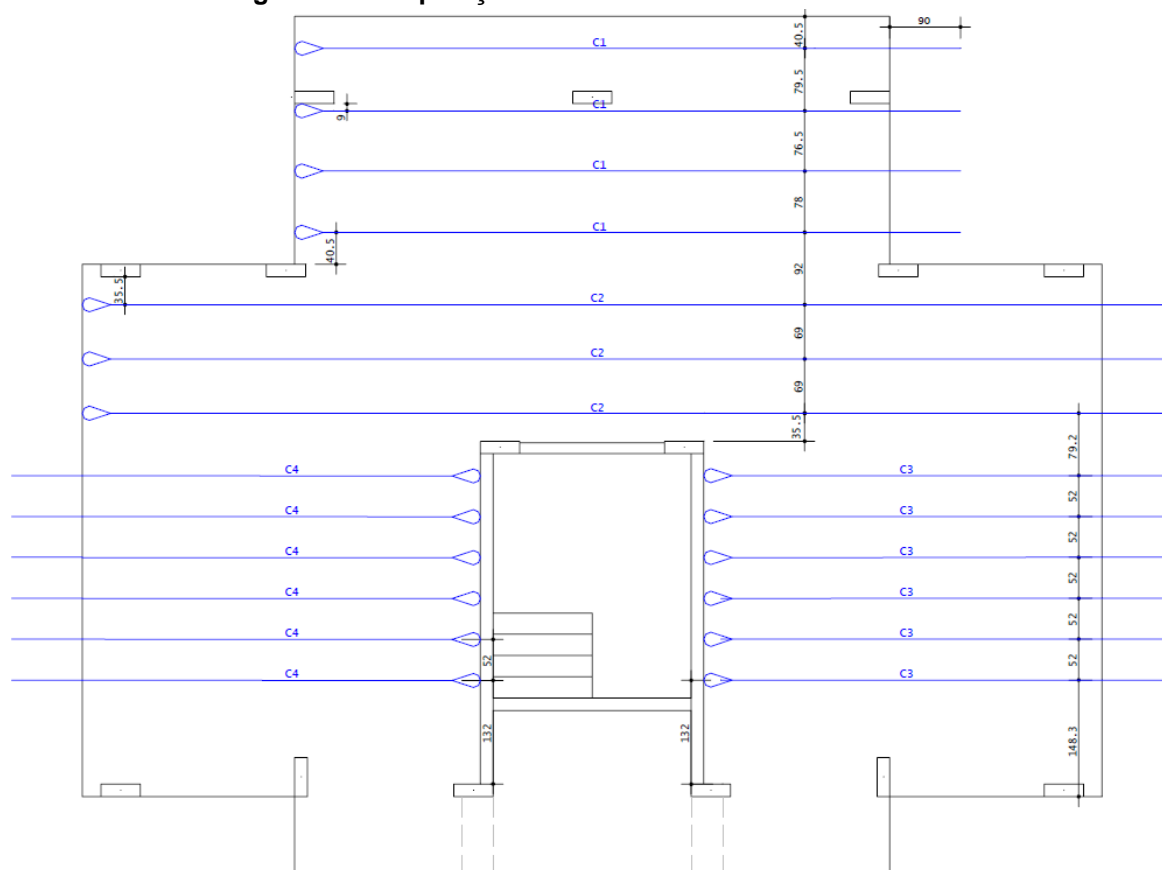


**Fonte: Autor, 2021.**

A Figura 55 mostra a disposição dos cabos para as faixas distribuídas. Devido à grande interferência dos cabos de protensão aderente que precisam de um trecho de 1 metro em comprimento reto nas ancoragens, as faixas distribuídas não foram levadas até a parte inferior da laje, pois havia conflito com a grande quantidade de cabos concentrados.



Figura 55 – Disposição dos cabos nas faixas distribuídas



Fonte: Autor, 2021.

Os cabos indicados por C1 até C11 são nomeados automaticamente pelo TQS. No total, foram utilizadas 102 cordoalhas de diâmetro 12,7mm. Adotou-se um prolongamento de 90 cm nos cabos nas ancoragens ativas, para o equipamento de protensão. O quadro resumo com a quantidade de armadura ativa obtida nas faixas principais, bem como a designação dos cabos na planta, comprimento unitário dos cabos e da bainha, e o seu alongamento final são mostrados pela Tabela 23.

Tabela 23 – Quantidade de armadura ativa nas faixas principais

Faixa	Cabo	Ø (mm)	Comprimento (m)		Nº bainhas	Bainha (m)	Alongamento (mm)
			Unitário	Total			
F1	C5	2 Ø 12.7	7,5	22,6	3	19,6	46
F2	C6	4 Ø 12.7	11,7	58,4	5	53,4	73
F3	C7	2 Ø 12.7	11,7	23,3	2	21,3	70
F4	C8	2 Ø 12.7	6,3	12,6	2	10,6	37
F5	C9	2 Ø 12.7	11,7	23,3	2	21,3	71
F6	C10	4 Ø 12.7	11,7	58,4	5	53,4	73
F7	C11	2 Ø 12.7	7,5	22,6	3	19,6	46

Fonte: Autor, 2021.

A Tabela 24 mostra a quantidade de armadura ativa obtida nas faixas distribuídas.

**Tabela 24 – Quantidade de armadura ativa nas faixas distribuídas**

Faixa	Cabo	Ø (mm)	Comprimento (m)		N° bainhas	Bainha (m)	Alongamento (mm)
			Unitário	Total			
F8	C1	2 Ø 12.7	8,3	33,3	4	29,3	51
F9	C2	2 Ø 12.7	13,7	41,2	3	38,2	79
F10	C3	2 Ø 12.7	5,9	35,4	6	29,4	34
F11	C4	2 Ø 12.7	5,9	35,4	6	29,4	34

Fonte: Autor, 2021.

O resumo de protensão com o comprimento total, peso, e comprimento total das bainhas para os cabos com 2 e 4 cordoalhas é fornecido pela Tabela 25.

**Tabela 25 – Resumo de armadura ativa**

Ø (mm)	Comprimento (m)	Peso		Bainha	
		kg	kg/m	Dimensão (mm)	Comprimento (m)
2 Ø 12.7	250	395	1,584	3.5x1.9	219
4 Ø 12.7	117	370	3,168	6.9x2.2	107
<b>Total</b>	<b>367</b>	<b>765</b>	-	-	<b>326</b>

Fonte: Autor, 2021.

De posse do peso total da armadura ativa obtido de 765 kg fornecido pelo *software* e a área total da laje sendo 117,24 m<sup>2</sup>, obtém-se uma taxa de armadura ativa no pavimento de 6,53 kg/m<sup>2</sup>.

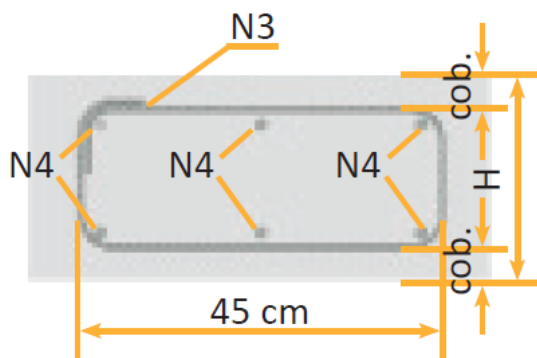
### 6.2.1 Armadura de fretagem

Nos locais de ancoragem, conforme Chust (2012), são instaladas armaduras a fim de evitar que ocorra abertura de fissuras pela tração transversal no concreto, absorvendo os esforços de tração de intensidade razoável que surgem nas zonas de ancoragem. Essas armaduras são chamadas de armaduras de fretagem.

Nas ancoragens fornecidas pelo catálogo da *Rudloff*, é especificado a armadura necessária de fretagem em função da ancoragem escolhida, pois as ancoragens são dimensionadas pelo fabricante em função da força atuante na bainha escolhida, conforme a Tabela 11 no item 4.2.3 que mostra as forças nas bainhas de 2

e 4 cordoalhas. Assim, para a ancoragem ativa escolhida conforme item 4.2.1, a disposição das armaduras de fretagem é mostrada pela Figura 56.

Figura 56 – Armadura de fretagem nas ancoragens (vista lateral)



Fonte: catálogo *Rudloff*, 2015.

Sendo N3 um estribo de 6,3mm e N4 uma barra de 10mm, ambos em CA-50. A altura de cada estribo, respeitando o cobrimento da armadura passiva, será de 15 cm. Os estribos devem ser espaçados à cada 20 cm ao longo das zonas ancoradas, e o ferro N4 abrange toda a zona ancorada. A Tabela 26 mostra a quantidade de ferro utilizado na ancoragem ativa por faixa.

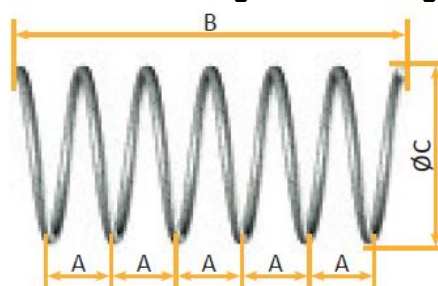
Tabela 26 – Armadura de fretagem na ancoragem ativa das faixas

Faixa	Bainha x cordoalhas	Comprimento da ancoragem (cm)	Comprimento unitário (cm)		Quantidade		Comprimento por faixa (cm)		Comprimento final (cm)	
			N3	N4	N3	N4	N3	N4	N3	N4
F1=F7	3x2	60	120	60	3	6	360	360	720	720
F2=F6	5x4	120	120	120	7	6	840	720	1680	1440
F3=F5	2x2	60	120	60	3	6	360	360	720	720
F4	2x2	60	120	603	3	6	360	360	360	360
F8	4x2	234	120	20	2	6	240	480	240	480
F9	3x2	138	120	20	2	6	240	480	240	480
F10=F11	6x2	65	120	20	2	6	240	720	480	1440
<b>TOTAL</b>									4440	5640

Fonte: Autor, 2021.

No total, serão utilizadas 37 barras N3 (6,3 mm) e 66 barras N4 (10 mm). Na ancoragem passiva, conforme mostrada no capítulo 4.2.3, utiliza-se uma armadura de fretagem espiral, mostrada pela Figura 57.

Figura 57 – Armadura de fretagem na ancoragem passiva



Fonte: catálogo *Rudloff*, 2015.

Conforme o catálogo, o diâmetro da barra é de 10mm, o comprimento do espiral (B) para as bainhas é de 25 cm, o diâmetro do espiral  $\varnothing C$  é 14 cm e as distâncias A são 5, totalizando 5 voltas. O comprimento total da barra de um espiral é de 220 cm. A Tabela 27 mostra a quantidade de armadura utilizado nas ancoragens passivas, por faixa.

Tabela 27 – Armadura de fretagem nas ancoragens passivas

Faixa	Nº de ancoragens por faixa	Comprimento da barra (cm)	Comprimento por faixa (cm)	Nº de ancoragens totais	Comprimento total (cm)	
F1=F7	3	220	660	6	1320	
F2=F6	5		1100	10	2200	
F3=F5	2		440	4	880	
F4	2		440	2	440	
F8	4		880	4	880	
F9	3		660	3	660	
F10=F11	6		1320	12	2640	
<b>TOTAL</b>				41	10560	

Fonte: Autor, 2021.

No total, serão utilizadas 41 ancoragens passivas do tipo espiral. Conforme fornecido pela Gerdau, a massa nominal dos aços de diâmetro 6,3 mm e 10 mm em kg/m pode ser definida como 0,245 e 0,617 kg/m, respectivamente. A Tabela 28 mostra o peso de aço de fretagem obtido e a taxa de aço na laje, que possui área de 117,24 m<sup>2</sup>.

Tabela 28 – Peso total de ancoragem e taxa de aço

Diâmetro (mm)	Comprimento total (m)	Massa nominal (kg/m)	Peso (kg)	Peso total de ancoragem (kg)	Taxa de aço (kg/m <sup>2</sup> )
6,3	44,4	0,245	10,88	110,832	0,945
10	162	0,617	99,95		

Fonte: Autor, 2021.

Dessa forma, a ancoragem da armadura ativa proporciona um peso total de 110,8 kg e uma taxa de aço de 0,945kg/m<sup>2</sup>.

### 6.3 Armadura passiva

#### 6.3.1 Armadura positiva no ELU no tempo infinito

Com base no que foi fornecido pelo TQS, analisou-se novamente as áreas de aço e comparou-se com o valor mínimo de armadura positiva de 1,64 cm<sup>2</sup>/m, estabelecido no capítulo 5.6.1. A Tabela 29 mostra a relação da armadura positiva obtida.

**Tabela 29 – Armadura positiva**

Faixa	Direção	M <sub>sd</sub> (tf.m)	A <sub>s</sub> TQS (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> adotada (cm <sup>2</sup> /m)
F8	x	0,87	1,65	1,64	1,65
F9		1,48	2,98		2,98
F10		0,87	1,65		1,65
F11		0,87	1,65		1,65
F1	y	1,11	3		3
F2		2,17	4,57		4,57
F3, F4, F5		1,87	3,90		3,90
F6		0,87	1,45		1,45
F7		1,16	2,4		2,4

Fonte: Autor, 2021.

A fim de facilitar a execução em obra, optou-se pela utilização de tela soldada nervurada Q196 em CA-50 fornecida pela *Gerdau*. A tela é distribuída ao longo de toda a laje de forma a atender a área de aço necessária em cada faixa, com cada barra da tela possuindo diâmetro de 5 mm, espaçamento das barras da tela de 10 cm transversal e longitudinal, fornecendo uma área de aço de 1,96 cm<sup>2</sup>/m. As especificações técnicas são fornecidas pela Tabela 30.

**Tabela 30 – Especificações técnicas da tela soldada nervurada Q196**

Espaçamento entre barras (cm)	Diâmetro (mm)	Área de aço (cm <sup>2</sup> /m)	Largura (m)	Comprimento (m)	Área da tela (m <sup>2</sup> )	kg/m <sup>2</sup>	kg/peça
10	5	1,96	2,45	6	14,7	3,11	45,72

Fonte: *Gerdau*, 2021.

A Tabela 31 mostra a relação de telas necessárias em cada uma das faixas para atender a área de aço.

**Tabela 31 – Área de aço em função da tela nervurada soldada**

Faixa	Direção	A <sub>s</sub> adotada (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> Q196 (cm <sup>2</sup> /m)	Quantidade de telas	A <sub>s</sub> efetiva (cm <sup>2</sup> /m)		
F8	x	1,65	1,96	1	1,96		
F9		2,98		2	3,92		
F10		1,65		1	1,96		
F11		1,65		1	1,96		
F1	y	3		2	3,92		
F2		4,57		3	5,88		
F3, F4, F5		3,90		2	3,92		
F6		1,45		1	1,96		
F7		2,4		2	3,92		
<b>Total</b>				<b>23,44</b>	<b>-</b>	<b>15</b>	<b>29,4</b>

Fonte: Autor, 2021.

Assim, seriam totalizadas 15 telas para atender à área de aço das faixas. Porém, considerando que haverá pontos de intersecção entre as faixas, que compartilharão da mesma tela e sabendo que a área total de aço necessária para atender aos momentos positivos é 23,44 cm<sup>2</sup>/m e a área efetiva de 15 telas é 29,4 cm<sup>2</sup>/m, existe um acréscimo de 5,96 cm<sup>2</sup>/m em área de aço, aproximadamente 3 telas. Portanto, a quantidade efetiva de telas Q196 que serão usadas no pavimento são 12.

Como cada tela possui um peso de 45,72 kg, 12 telas totalizam 548,64 kg de armadura positiva. A área da laje dimensionada é de 117,24 m<sup>2</sup>, dessa forma, a taxa de armadura passiva positiva obtida no dimensionamento é de 4,68 kg/m<sup>2</sup>.

### 6.3.2 Armaduras negativas no ELU no tempo infinito

Para as armaduras negativas nos apoios, comparou-se a armadura fornecida pelo programa com os valores de armadura mínima em função do vão e de 2,197 cm<sup>2</sup>/m, de acordo com o item 5.6.1, e adotou-se o maior valor encontrado. As armaduras serão dispostas à 70 cm da face dos pilares, para as direções x e y, e as barras devem ter um comprimento máximo do vão médio dividido por 6.

Considerou-se gancho reto nas extremidades e comprimento de ancoragem de 30 cm conforme Tabela 43 no anexo B do trabalho, com o comprimento reto do gancho de no máximo 17,5 cm em função da espessura de 20 cm da laje e cobrimento de 2,5 cm da armadura passiva. Optou-se por trabalhar com bitolas de 10mm, e cada

apoio deve ter no mínimo 4 barras dispostas em ambas as direções, assim, a armadura efetiva mínima obtida é de 4,0 cm<sup>2</sup>/m. A Tabela 32 mostra a relação da armadura negativa nos pilares.

**Tabela 32 – Armadura negativa nos apoios da laje**

Faixa	Apoio	Direção	Vão médio (m)	M <sub>Sd</sub> (tf.m)	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> TQS (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Disposição de barras
F1	P6	x	1,05	1,1600	1,58	0	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 11cm C = 88
		y	3,305		4,96	3,33	<b>5,33</b>	7 Ø10mm c/ 15cm C = 104
	P16	x	1,05	0	1,58	0	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 11cm C = 88
		y	3,305	4,96	3,53	<b>5,33</b>	7 Ø10mm c/ 15cm C = 104	
F2	P17	x	1,105	1,16	1,66	3,3	<b>4,00</b>	6 Ø10mm c/ 20cm C = 67
		y	3,22		4,83	3,33	<b>5,33</b>	5Ø10mm c/ 15cm C = 136
	P7	x	3,895	1,16	5,84	3,03	<b>6,40</b>	6 Ø10mm c/ 12,5cm C = 147
		y	3,22		4,83	3,53	<b>5,33</b>	7 Ø10mm c/ 15cm C = 102
	P1	x	1,77	1,06	2,66	3,03	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 109
		y	1,75		2,63	3,25	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 77
F3	P18	x	1,105	1,16	1,66	2,26	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 90
		y	0,54		0,81	3,33	<b>4,00</b>	6 Ø10mm c/ 20cm C = 58
	P12	x	1,15	1,59	1,73	0	<b>3,20</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 95
		y	2,74		4,11	3,33	<b>5,33</b>	7 Ø10mm c/ 15cm C = 92
F4	P2	x	3,04	1,16	4,56	3,3	<b>5,00</b>	5 Ø10mm c/ 16cm C = 99
		y	1,845		2,77	3,33	<b>4,00</b>	6 Ø10mm c/ 20cm C = 113
F5	P19	x	1,105	1,29	1,66	2,26	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 90
		y	0,54		0,81	3,34	<b>4,00</b>	6 Ø10mm c/ 20cm C = 58
	P13	x	1,15	1,59	1,73	0	<b>3,20</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 90
		y	2,74		4,11	3,33	<b>5,33</b>	7 Ø10mm c/ 15cm C = 92
F6	P20	x	1,105	1,34	1,66	3,03	<b>4,00</b>	6 Ø10mm c/ 20cm C = 64
		y	3,22		4,83	3,33	<b>5,33</b>	5 Ø10mm c/ 15cm C = 136
	P8	x	3,895	1,59	5,84	3,11	<b>6,15</b>	6 Ø10mm c/ 13cm C = 147
		y	3,22		4,83	3,33	<b>5,00</b>	7 Ø10mm c/ 16cm C = 102
	P3	x	1,77	1,16	2,66	3,3	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 112
		y	1,75		2,63	3,33	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 78
F7	P9	x	1,05	1,16	1,58	0	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 88
		y	3,305		4,96	3,33	<b>5,33</b>	7 Ø10mm c/ 15cm C = 104
	P21	x	1,05	0	1,58	3,11	<b>4,00</b>	4 Ø10mm c/ 20cm C = 98
		y	3,305	4,96	3,33	<b>5,33</b>	7 Ø10mm c/ 15cm C = 104	

Fonte: Autor, 2021.

A área de aço nas regiões entre as faixas F1 e F2 e sob a faixa F6, as quais surgiram momentos negativos, mostradas pelo diagrama de momento fletor na Figura 50, é mostrada pela Tabela 33. Na região da faixa F4, o momento no meio do vão é atendido pela área de aço fornecida no pilar P2 e pela borda entre a laje e a viga V8.

**Tabela 33 – Armadura negativa nas regiões entre faixas**

Faixa	Direção	Distribuída em (cm)	M <sub>Sd</sub> (tf.m)	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> TQS (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Disposição de barras
F1/F2	x	438	1,16	2,197	3,3	3,57	7 Ø8mm c/ 14cm
F6		346	1,16		3,03	3,57	7 Ø8mm c/ 14cm

Fonte: Autor, 2021.

O cálculo da área de aço nas bordas entre a laje e as vigas da escada se deu considerando a condição de apoio conforme item 5.6.1. Comparou-se também a área mínima de apoios com 2,197 cm<sup>2</sup>/m. A área de aço é mostrada pela Tabela 34.

**Tabela 34 – Armadura negativa nas bordas entre a laje e as vigas da escada**

Borda	Direção	Vão médio (m)	M <sub>Sd</sub> (tf.m)	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> TQS (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Disposição de barras
V3/L1	x	1,105	1,16	1,66	2,26	4,0	4 Ø10mm c/ 20cm C = 48
V4/L1		2,545	1,16	3,82	3,3	4,0	18 Ø10mm c/ 20cm C = 73
V5/L1		2,545	1,16	3,82	3,3	4,0	18 Ø10mm c/ 20cm C = 73
V6/L1	y	1,105	1,16	1,66	2,26	4,0	4 Ø10mm c/ 20cm C = 48
V8/L1		2,155	1,16	3,23	3,33	4,0	6 Ø10mm c/ 20cm C = 100

Fonte: Autor, 2021.

Sabendo que o peso nominal das barras de 8mm e 10mm é de 0,395 kg/m e 0,617 kg/m, respectivamente, e que a área da laje é de 117,24 m<sup>2</sup>, a Tabela 35 mostra os comprimentos totais obtidos, peso e a taxa de aço de armadura negativa.

**Tabela 35 – Taxa de aço da armadura negativa**

Diâmetro (mm)	Comprimento total (m)	Massa nominal (kg/m)	Peso (kg)	Peso total de aço (kg)	Taxa de aço (kg/m <sup>2</sup> )
8	130,45	0,395	51,53	161,8	1,38
10	178,73	0,617	110,28		

Fonte: Autor, 2021.

Assim, a taxa de aço fornecida por toda a armadura negativa na laje é de 1,38 kg/m<sup>2</sup>.

### 6.3.3 Armaduras no ELU-AtoPro



Conforme visto, em algumas regiões das faixas de protensão onde existir tensões de tração nas fibras da seção, é necessário a armadura para atender o ELU-AtoPro. A Tabela 36 mostra os locais que necessitam de armadura fornecido pelo *software* durante o dimensionamento, bem como, a armadura obtida na respectiva seção.

**Tabela 36 – Armadura nas faixas para o ELU-AtoPro**

	<b>Faixa</b>	<b>Ponto</b>	<b>A<sub>s</sub> AtoPro (cm<sup>2</sup>/m)</b>	<b>A<sub>s</sub> no local (cm<sup>2</sup>/m)</b>
Armadura na borda superior	F3	Sobre a viga V4	2,01	4,0
	F5	Sobre a viga V5	2,01	4,0
	F8	Sobre o pilar P1	2,01	4,0
Armadura na borda inferior	F7	3,4m da ancoragem passiva	1,5	3,92
	F8	Ao longo da faixa	1,5	1,96
	F9	Ao longo da faixa	1,5	1,96
	F10	De V4 até 3m	1,5	1,96

**Fonte: Autor, 2021.**

Portanto, a área de aço para atender o ELU-AtoPro é verificada em todas as faixas.

#### **6.4 Comparação entre taxa de armadura**

No projeto original, foram utilizadas no total 65 cordoalhas CP 190 RB 12,7mm. A Tabela 37 mostra o comparativo entre a armadura ativa do projeto original com o novo dimensionamento, para a laje de 117,24 m<sup>2</sup>.

**Tabela 37 – Comparativo da taxa de armadura ativa**

<b>Armadura ativa</b>	<b>Peso (kg)</b>	<b>Taxa de aço (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Projeto original: protensão não aderente	478,1	4,08
Projeto novo: protensão aderente	765	6,53

**Fonte: Autor, 2021.**

Com a utilização da protensão aderente, o dimensionamento resultou em um aumento de aproximadamente 60% em armadura ativa. Uma possível explicação pode ser quanto às perdas de protensão. Estimou-se uma perda total de 20%,

conforme visto. A protensão aderente tende a possuir mais perdas por conta do atrito entre cabo e bainha, conforme visto. Dessa forma, se torna necessário uma maior quantidade de cordoalhas para atender aos esforços ao longo da vida útil da estrutura.

Quanto à armadura passiva positiva e negativa, a Tabela 38 mostra o comparativo de peso total e taxa de armadura passiva.

**Tabela 38 – Comparativo da taxa de armadura passiva**

	Peso (kg)		Taxa de aço (kg/m <sup>2</sup> )		Peso total (kg)	Taxa de aço final (kg/m <sup>2</sup> )
	Positiva	Negativa	Positiva	Negativa		
Projeto original: protensão não aderente	579,2	302,7	4,94	2,58	881,9	<b>7,52</b>
Projeto novo: protensão aderente	548,64	161,8	4,68	1,38	710,44	<b>6,06</b>

**Fonte: Autor, 2021.**

Com a utilização da protensão aderente, houve um decréscimo na taxa de aço de armadura passiva de aproximadamente 20%. Conforme Schmid (2009), a aderência na protensão fornece uma redução na taxa de armadura passiva. Isso se deve pois a protensão aderente, conforme visto, distribui melhor os esforços pois solidariza-se com a estrutura. Nota-se também que no novo projeto, a principal diferença está na armadura negativa. Optou-se pela utilização de barras de 10mm, enquanto que no projeto original, utilizou-se barras de 12,5mm. A escolha das barras traz um significativo aumento nas taxas de aço finais devido ao peso nominal.

A relação entre as armaduras de fretagem para os dois projetos é informada na Tabela 39.

**Tabela 39 – Comparativo da taxa de armadura de fretagem**

Armadura de fretagem	Peso total (kg)	Taxa de aço (kg/m <sup>2</sup> )
Projeto original: protensão não aderente	48,9	0,417
Projeto novo: protensão aderente	110,83	0,945

**Fonte: Autor, 2021.**

Por conta da grande quantidade de bainhas na protensão aderente (41 ao total), há um acréscimo de armadura de fretagem. Infere-se que a protensão não-

aderente possui vantagem na disposição dos aços nas ancoragens, gerando menor consumo para o caso estudado.

O resultado das taxas de aço finais mostra que, existe um grande consumo de armadura ativa ao comparar-se os dois tipos de protensão em uma mesma estrutura. Em contrapartida, há uma economia em armadura passiva que é de extrema relevância no contexto atual da construção civil, visto que o preço do aço é um dos fatores determinantes na escolha da melhor solução estrutural. A escolha de qual sistema utilizar, porém, não deve ater-se apenas à taxa de aço, é necessário levar em consideração também a qualidade estrutural que a mesma fornece, a necessidade de manutenção e viabilidade de execução.

## 6.5 Análise comparativa de esforços

A Tabela 40 mostra os valores máximos obtidos de momentos fletores para o projeto original analisado e o novo projeto em protensão aderente.

**Tabela 40 – Comparação dos momentos fletores entre o projeto original e o estudo**

	<b>Momento máximo</b>	<b>Local</b>	<b>Momento (tf.m)</b>	<b>Momento (kN.m)</b>
Projeto original: protensão não aderente	Positivo	F7	14,06	137,9
	Negativo	P20	-7,51	- 73,61
Projeto novo: protensão aderente	Positivo	F2 - F3	2,17	21,3
	Negativo	P8, P12, P13	- 1,59	-15,6

**Fonte: Autor, 2021.**

Os maiores momentos fletores obtidos originalmente, utilizando a protensão não-aderente com cordoalhas engraxadas, foram de 14,06 tf.m para o momento positivo, localizado no vão correspondente à faixa F7, e o maior momento fletor negativo de -7,51 tf.m localiza-se no pilar P20.

No projeto original, a região com momento máximo positivo possui uma faixa com 4 cordoalhas e excentricidade dos cabos de 2 cm, enquanto que no novo projeto, foram utilizadas 3 bainhas com 2 cordoalhas com excentricidade de 5,9 cm. Essa é uma possível explicação pela diferença de valores, pois como visto, a quantidade e excentricidade dos cabos é um dos fatores determinantes na carga a ser balanceada, sendo diretamente proporcional no momento equivalente fornecido pelo cabo.

Quanto aos momentos fletores negativos, o maior valor originalmente foi respectivo ao pilar P20. O mesmo está numa área de influência abrangida por três faixas de protensão conforme as Figuras 21 e 22 do capítulo 3, bem como, está muito próximo às ancoragens ativas. De forma análoga, o mesmo ocorre com os pilares P8, P12 e P13 do novo projeto, todos próximos de faixas e ancoragens. Em tais pontos, devido à inserção da protensão no pavimento, as reações hiperestáticas se tornam muito evidentes, o que pode fornecer maiores valores de momentos.

O quadro resumo dos esforços e taxa de armadura finais obtidas é informado pela Tabela 41.

**Tabela 41 – Quadro resumo da análise comparativa de esforços e taxa de armadura**

	<b>Momentos máximos (kN.m)</b>		<b>Taxa de armadura (kg/m<sup>2</sup>)</b>		
	<i>Positivo</i>	<i>Negativo</i>	<i>Ativa</i>	<i>Passiva</i>	<i>Fretagem</i>
Projeto original: protensão não aderente	137,9	-73,61	4,08	7,52	0,417
Projeto novo: protensão aderente	21,3	-15,6	6,53	6,06	0,945

**Fonte: Autor, 2021.**

No estudo, os maiores momentos foram em média 5,5 vezes menores do que os valores obtidos originalmente, provando que, para uma mesma estrutura, a utilização da protensão aderente no pavimento consegue fornecer um maior balanceamento das cargas quando comparada à protensão não-aderente. Conforme Schmid (2009), a aderência solidariza a armadura ativa com o concreto, fornecendo uma melhor resposta estrutural e estruturas mais seguras.

Assim, é possível inferir que, além da solução utilizando aderência ou cordoalhas engraxadas, o traçado dos cabos, sua excentricidade e os locais de ancoragem interferem diretamente nos esforços atuantes na estrutura. É necessário, também, a consideração da qualidade estrutural que a solução pode oferecer, a necessidade de manutenção e viabilidade de execução.

## **6.6 Análise da viabilidade técnica de execução**

No sistema de protensão aderente, conforme visto, utiliza-se de bainhas metálicas que posteriormente são preenchidas por uma nata de cimento após a

operação de protensão das cordoalhas. A composição da nata de cimento é especificada pelo fabricante e é feita por um conjunto de equipamentos, dentre um misturador, um coletor da nata e uma bomba injetora.

Utilizando o catálogo de concreto protendido da *Rudloff* (2015) como referência, o peso do conjunto misturador, coletor e bomba injetora é de 503 kg, no qual a nata é conduzida por uma mangueira aos purgadores, os pontos no qual será inserida. Além disso, é necessário o controle das propriedades da nata, a qual não deve ser executada em sol forte ou durante chuva.

Portanto, um dos principais pontos na qual a viabilidade técnica de execução da protensão aderente em edifícios residenciais pode ser comprometida refere-se ao manuseio dos seus materiais em obra. Além do equipamento para a injeção de nata, é necessário também o macaco hidráulico com seu sistema de bombeamento para a operação de protensão, como visto no capítulo 4, pesando em torno de 200kg.

Em obras de pequeno porte, a sua execução acaba não sendo promissora pois é necessária uma estrutura no canteiro de obras que comporte todo o equipamento. Durante a execução do serviço também deve-se prever uma estrutura de escoramento forte o suficiente para atender, com segurança, o equipamento de tração que é apoiado na borda da laje, e também é necessário um maior número de funcionários para a execução do serviço (EMERICK, 2002).

Durante a execução da protensão aderente, pode-se realizar o tensionamento de múltiplas cordoalhas ao mesmo tempo, diferente da protensão não-aderente, a qual é tracionada apenas uma cordoalha por vez. A macaco hidráulico para tração em monocordoalhas, conforme Schmid (2009), possui um peso de 25kg. Em termos de execução, quando comparado com a solução em protensão aderente, torna-se vantajoso pela utilização de equipamentos leves e facilmente aplicáveis em obras de pequeno até grande porte (CAUDURO, 2005).

Além disso, um dos pontos que inviabiliza a execução da protensão aderente em edifícios residenciais são os vãos pequenos. A ABNT NBR 6118 (2014) estabelece como necessário que a bainha, nas ancoragens, possua um comprimento reto de 1 metro. Dessa forma, 2 metros de vão são perdidos e em obras de pequeno porte que possuam vãos pequenos, as bainhas acabam não aproveitando as excentricidades e pode ocorrer uma grande interferência de cabos, gerando transtornos na execução. Esse problema não ocorre com sistemas em protensão não-aderente, o qual deve obter um comprimento reto nas ancoragens de 50 cm (SCHMID, 2009).

Por fim, a pós-tensão aderente se faz muito benéfica em estruturas de grandes vãos, que tenha a possibilidade de ser executado em um canteiro de obras que comporte todo o equipamento necessário ao processo de injeção de nata de cimento e protensão e também, em obras que necessitem de maiores desempenhos estruturais. Nos edifícios residenciais, mesmo se fornecidos grandes vãos, na maioria dos casos o canteiro se localiza de forma vertical na própria obra, o que gera um empecilho no manuseio de equipamentos pesados, tornando inviável a utilização da protensão aderente.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho possuiu como principal objetivo realizar a análise comparativa de esforços à flexão e taxa de armadura entre uma laje lisa protendida com aderência e sem aderência em um edifício residencial. Para atingir tais resultados, realizou-se a investigação desses dois tipos de protensão, o dimensionamento da laje lisa em protensão aderente por meio do *software* TQS embasado na norma brasileira e americana, e a identificação da viabilidade técnica de sua execução em edifícios residenciais.

Como visto, cada vez necessitam-se de mais empreendimentos que forneçam segurança, rapidez e possibilidades arquitetônicas. A protensão serve como resposta à essa demanda, que em contrapartida, não é abordada com efetividade no meio acadêmico, na qual observa-se a restrição de estudos apenas para a protensão não-aderente. Dessa forma, a escolha do tema trabalhado contribui para a disseminação do conhecimento acerca da técnica, em especial, da protensão aderente.

Realizar o dimensionamento de uma laje em protensão aderente proporcionou uma visão das suas principais características e peculiaridades, bem como os principais pontos que a diferem da protensão não-aderente. Entre eles, cita-se: maior capacidade de resistência à esforços de flexão, melhor resposta à fissuração, menor consumo de armadura passiva e a execução em obra.

Por meio deste estudo, provou-se que para uma mesma estrutura com as mesmas condições, a protensão aderente foi capaz de balancear maior parte dos esforços de flexão, na qual os maiores valores de momentos positivos e negativos na laje foram em média 5 vezes menores do que os obtidos pelo projeto original com cordoalhas engraxadas.

Quanto às taxas de armadura, o dimensionamento em protensão aderente resultou em um consumo 60% maior de armadura ativa e aproximadamente o dobro de armadura de fretagem no pavimento. Em contrapartida, pode-se provar que o consumo de armadura passiva, quando utilizado da protensão aderente, se torna menor. Neste caso, houve uma redução de aproximadamente 20% na taxa de armadura passiva.

Do ponto de vista executivo, a realização de lajes lisas com protensão aderente só se faz viável em edifícios residenciais que necessitem de melhores

comportamentos estruturais à flexão e possuam grandes vãos, bem como, se existir uma estrutura em canteiro de obras que atenda aos equipamentos necessários à realização da protensão e da injeção de calda de cimento. Nesse ponto, a protensão não-aderente se torna mais viável, pois não necessita de equipamento especial para injeção de nata e pode ter o tensionamento das cordoalhas realizada com poucos funcionários, utilizando macacos hidráulicos leves, facilitando sua instauração em obras residenciais que possuam pouco espaço. É necessário, portanto, que o engenheiro responsável realize uma avaliação do que é necessário preconizar: comportamento estrutural, economia de armadura passiva ou viabilidade de execução.

A principal dificuldade encontrada neste estudo foi referente ao acesso a informações claras sobre o dimensionamento de lajes lisas utilizando a protensão aderente, principalmente quanto às verificações dos estados-limites. Por isso, reforça-se a necessidade de estudos que abordem o dimensionamento de estruturas em protensão aderente de forma clara, explicando seus principais pontos, diferenças, vantagens e desvantagens quando comparada à protensão não-aderente.

Com base nisso, são feitas algumas sugestões para estudos futuros, tais como: realização do dimensionamento e verificação de uma laje com protensão aderente considerando o efeito de punção nos pilares; análise comparativa do dimensionamento de estruturas em protensão aderente considerando a protensão parcial, limitada e completa, a fim de abordar as diferenças entre os estados-limites de serviço; comparação entre o cronograma de execução de uma estrutura com protensão aderente e não aderente, verificando se existe uma grande interferência no cronograma final da obra e análise da viabilidade econômica da utilização da protensão aderente em edifícios residenciais, estudando os gastos com armadura passiva.



## REFERÊNCIAS

- AALAMI, B. O. **Critical Milestones in Development of Post-Tensioned Buildings**. Concrete International, 2007; p. 52-56.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 423.3R-17 – Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbounded Tendons**. Committee 423. Farmington Hills, 2017.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-95 – Building Code Requirements for Structural Concrete**. Committee 318. Farmington Hills, 1995.
- ARCELORMITTAL. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido – Aços Longos (2019)**. Catálogo, 12p. Disponível em: <https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/fios-e-cordoalhas>. Acesso em: 28 jul. 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7483 – Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2021.
- BASTOS, Prof. Dr. Paulo Sérgio. Fundamentos do Concreto Protendido. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2021. *E-book*. (**Apostila da disciplina**). Disponível em: [https://www.feb.unesp.br/pbastos/pag\\_protendido.htm](https://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_protendido.htm). Acesso em: 28 jul. 2021.
- BASTOS, Prof. Dr. Paulo Sérgio. Lajes de Concreto Armado. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2021. *E-book*. (**Apostila da disciplina**). Disponível em: <https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>. Acesso em: 28 jul. 2021.
- CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO. Coletiva de Imprensa: Indicadores Imobiliários Nacionais – 1º trimestre de 2021. **CBIC**, Brasília, 2021.
- CARNEIRO, A. L. **Análise e dimensionamento de lajes lisas protendidas sem aderência**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.
- CAUDURO, E.L.; LEME, A. J. H. A Protensão em Edifícios sem Vigas – Novas Técnicas Aumentam a Qualidade e Reduzem o Custo Total do Edifício – **41º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON**, Salvador, 1999.
- CAUDURO, E. L. **Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas**. 2 ed. Belgo Bekaert, 2005.

CHUST, Roberto. **Estruturas em concreto protendido**. 1. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2012.

EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**. 1 ed. Brasília: Editora Interciência, 2002. 192 p.

FONSECA, J. J. S. Metodologia da pesquisa científica. Fortaleza: Universidade Estadual do Ceará, 2002. *E-book*. (**Apostila da disciplina**). Disponível em: <http://www.ia.ufrj.br/ppgea/apostilaMetodologia.pdf>. Acesso em: 25 jun. 2021.

GERDAU. **Tela soldada nervurada**. Catálogo. Disponível em: <https://www2.gerdau.com.br/produtos/telas-gerdau>. Acesso em: 28 jul. 2021.

GIL, Antonio C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4ª ed. São Paulo: Atlas, 2002.

HANAI, João Bento de. Fundamentos do Concreto Protendido. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2005. *E-book*. (**Notas de aula**).

LIMA, J. S. A. **Concreto Protendido**. 2001. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

LOUREIRO, G. J. Projeto de Lajes Protendidas com Cordoalhas Engraxadas. **VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**, São Paulo, p. 1734-1755, 2006.

MELLO, A. L. V. **Cálculo de lajes lisas com protensão parcial e limitada**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

PINHEIRO, L. M. Fundamentos do Concreto e Projetos de Edifícios. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007. *E-book*. (**Notas de aula**)

PFEIL, W. **Concreto protendido, vol. 1**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora LTDA., 1984.

RUDLOFF. **Concreto Protendido**. Catálogo, Rev. 6 – 11/2015, 32 p. Disponível em: [http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo\\_concreto\\_protendido\\_rev-06.pdf](http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf). Acesso em: 28 jul. 2021.

SCHMID, M. T. **Lajes Planas Protendidas**. 3. ed. São Paulo: Rudloff Sistema de Protensão Ltda., 2009. 30 p.

SCHMID, M. R. L. Orientações básicas para a execução de obras em concreto Protendido. **Revista Concreto**, São Paulo, p. 56-62, 2005.

TQS DOCS. Concreto Protendido – Aspectos teóricos. TQS Informática, São Paulo, 2021. Disponível em: <http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3224&language=pt-b>. Acesso em: 15 set. 2021.

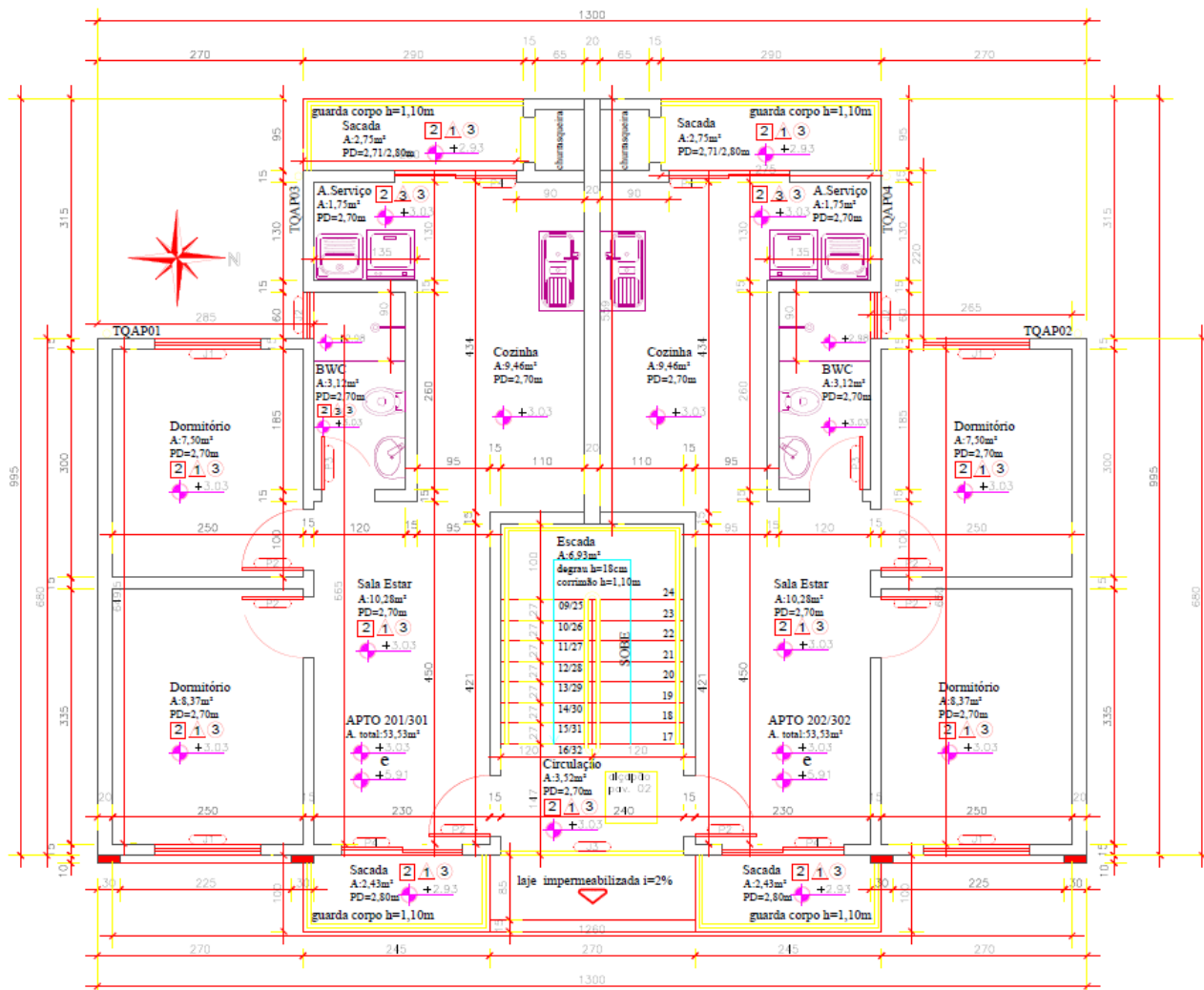
TQS DOCS. Lajes Protendidas. **TQS Informática**, São Paulo, 2021. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=1631009215&language=pt-BR>. Acesso em: 15 set. 2021.

VERÍSSIMO, G. S; CÉSAR JÚNIOR, K. M. L. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. 4. ed. Universidade Federal de Viçosa, Departamento de Engenharia Civil, Viçosa – MG, 1998.

## APÊNDICES

## APÊNDICE A – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO

Figura 58 – Planta baixa dos pavimentos tipo

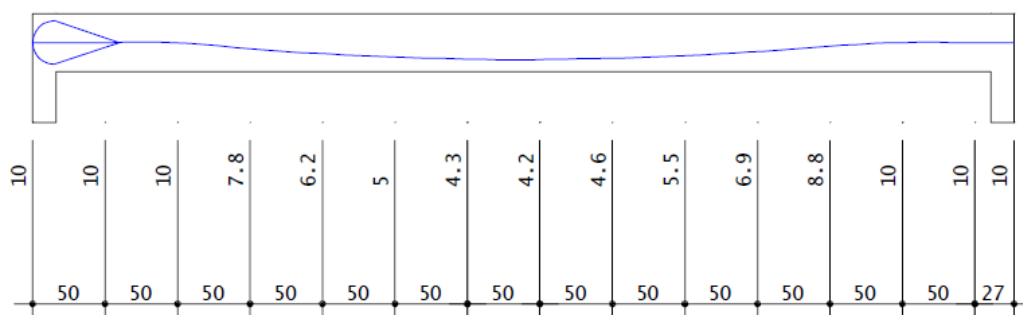


Fonte: Autor, 2021.

## APÊNDICE B – ELEVAÇÃO DOS CABOS NAS FAIXAS

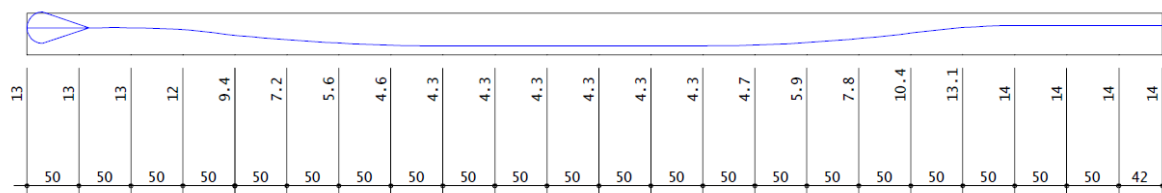
As elevações dos cabos nas faixas são mostradas pelas figuras abaixo. As medidas verticais representam as alturas dos cabos naquele ponto em relação ao fundo da laje, em escala 1:25. As medidas horizontais definem as distâncias ao longo da faixa, na escala 1:50. Todas as medidas estão em centímetros.

**Figura 59 – Elevação dos cabos da faixa principal F1**



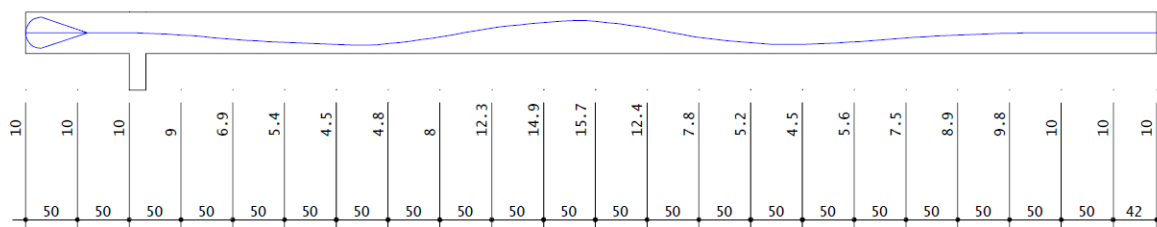
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 60 – Elevação dos cabos da faixa principal F2**



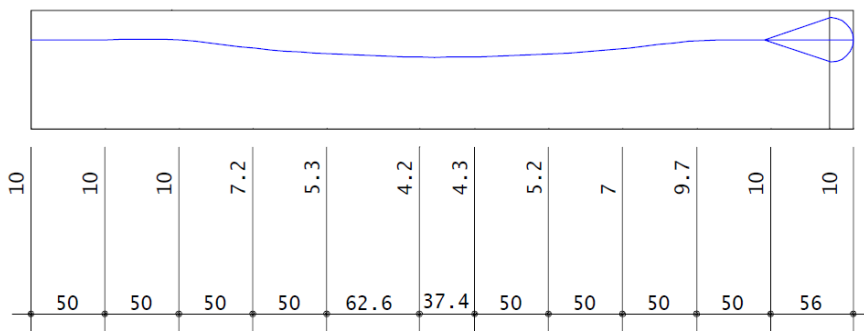
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 61 – Elevação dos cabos da faixa principal F3**



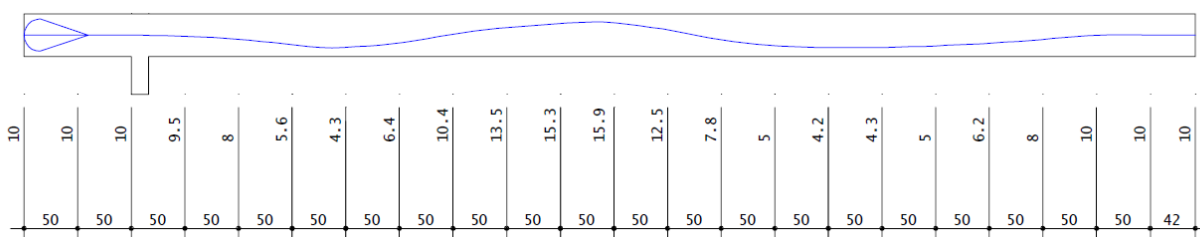
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 62 – Elevação dos cabos da faixa principal F4**



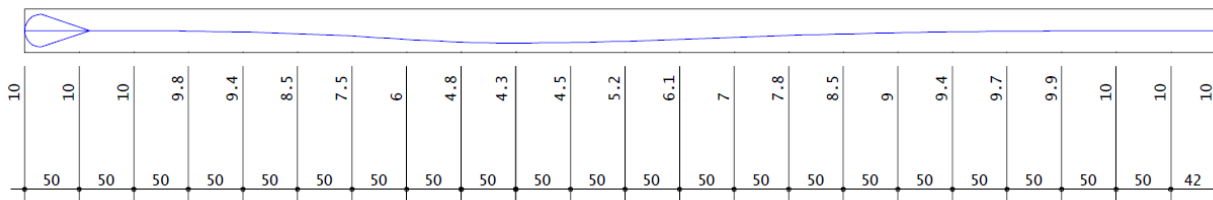
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 63 – Elevação dos cabos da faixa principal F5**



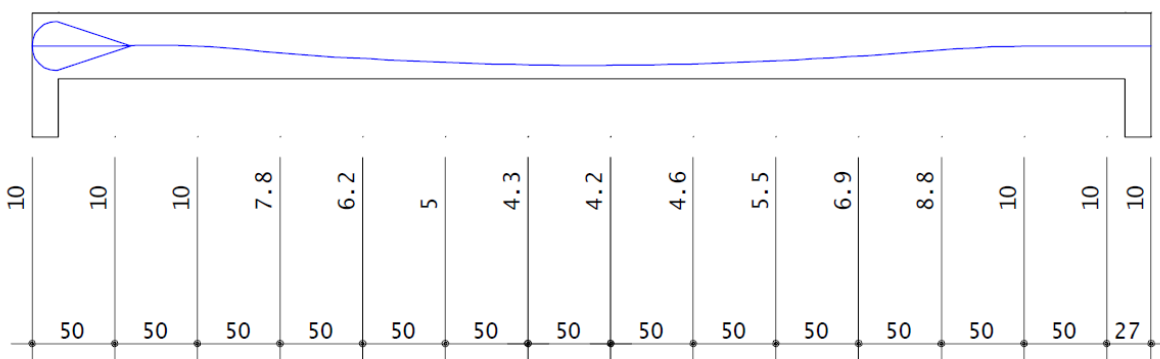
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 64 – Elevação dos cabos da faixa principal F6**



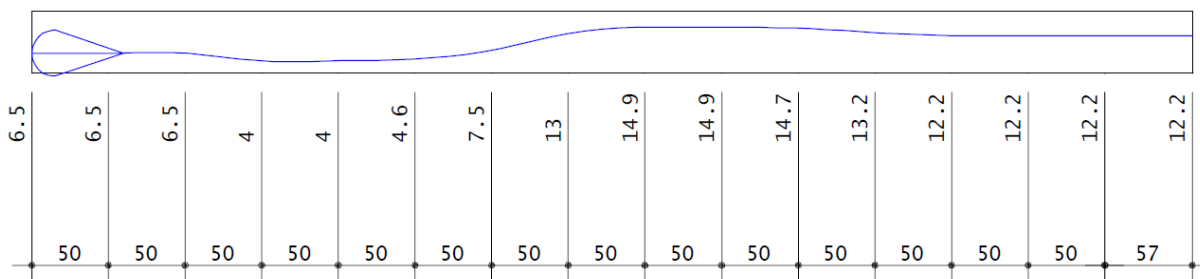
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 65 – Elevação dos cabos da faixa principal F7**



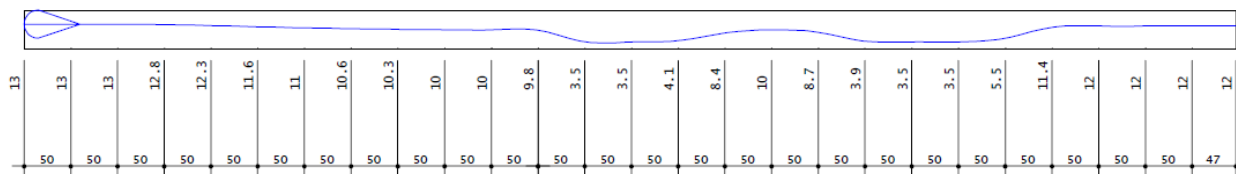
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 66 – Elevação dos cabos da faixa distribuída F8**



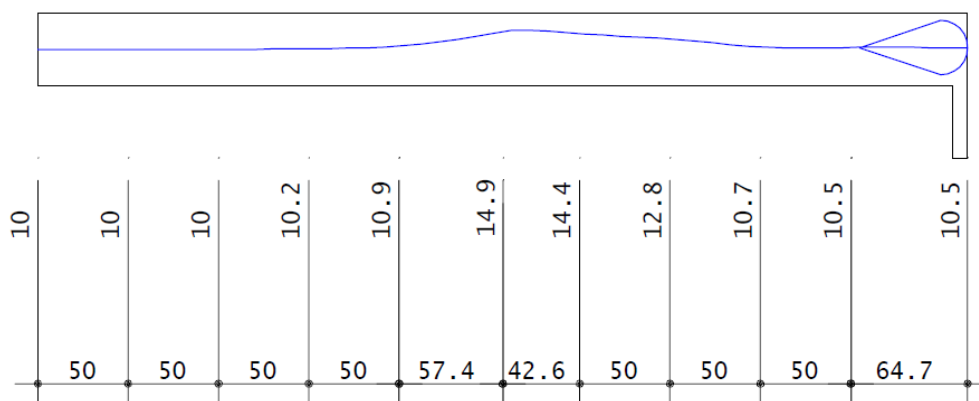
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 67 – Elevação dos cabos da faixa distribuída F9**



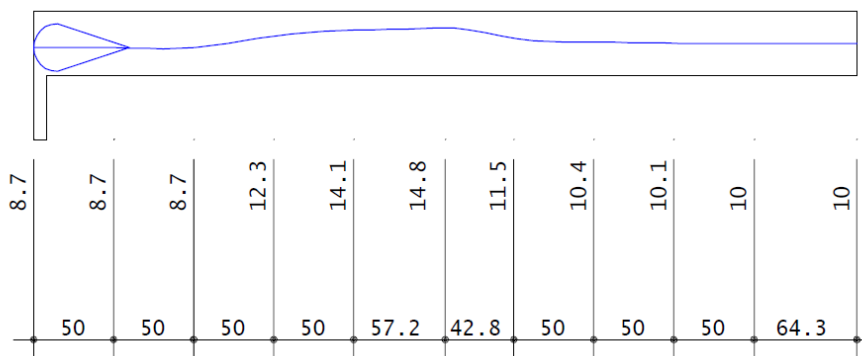
Fonte: Autor, 2021.

**Figura 68 – Elevação dos cabos da faixa distribuída F10**



Fonte: Autor, 2021.

**Figura 69 – Elevação dos cabos da faixa distribuída F11**



Fonte: Autor, 2021.



**ANEXOS**

## ANEXO A – DESLOCAMENTOS LIMITES

**Tabela 42 – Deslocamentos limites**

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350+$ contraflecha <sup>b</sup>
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ( $\psi_1 = 0,30$ )	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos <sup>f</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400^g$ e 15 mm
Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos em elementos não estruturais	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$\ell/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

<sup>a</sup> As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

<sup>b</sup> Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que  $\ell/350$ .

<sup>c</sup> O vão  $\ell$  deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

<sup>d</sup> Rotação nos elementos que suportam paredes.

<sup>e</sup>  $H$  é a altura total do edifício e  $H_i$  o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

<sup>f</sup> Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando  $H_i$  representa o comprimento do lintel.

<sup>g</sup> O valor  $\ell$  refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

1 Todos os valores-limites de deslocamentos supõem elementos de vão  $\ell$  suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor  $\ell$  é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na Seção 11.

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

Fonte: Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118, 2014.

## ANEXO B – COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

**Tabela 43 – Comprimento de ancoragem para detalhamento de barras**

<b>Tabela A-27</b>																
COMPRIMENTO DE ANCORAGEM $\ell_b$ (cm) para $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ e aço CA-50 nervurado																
$\phi$ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21	27	19	25	17	23	16	21	15
	33	23	28	19	24	17	21	15	19	13	17	12	16	11	15	10
8	61	42	50	35	43	30	38	27	34	24	31	22	29	20	27	19
	42	30	35	24	30	21	27	19	24	17	22	15	20	14	19	13
10	76	53	62	44	54	38	48	33	43	30	39	28	36	25	34	24
	53	37	44	31	38	26	33	23	30	21	28	19	25	18	24	17
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42	54	38	49	34	45	32	42	30
	66	46	55	38	47	33	42	29	38	26	34	24	32	22	30	21
16	121	85	100	70	86	60	76	53	69	48	63	44	58	41	54	38
	85	59	70	49	60	42	53	37	48	34	44	31	41	29	38	27
20	151	106	125	87	108	75	95	67	86	60	79	55	73	51	68	47
	106	74	87	61	75	53	67	47	60	42	55	39	51	36	47	33
22,5	170	119	141	98	121	85	107	75	97	68	89	62	82	57	76	53
	119	83	98	69	85	59	75	53	68	47	62	43	57	40	53	37
25	189	132	156	109	135	94	119	83	108	75	98	69	91	64	85	59
	132	93	109	76	94	66	83	58	75	53	69	48	64	45	59	42
32	242	169	200	140	172	121	152	107	138	96	126	88	116	81	108	76
	169	119	140	98	121	84	107	75	96	67	88	62	81	57	76	53
40	303	212	250	175	215	151	191	133	172	120	157	110	145	102	136	95
	212	148	175	122	151	105	133	93	120	84	110	77	102	71	95	66

Valores de acordo com a NBR 6118/14  
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência  
 $\ell_b$  Sem e Com ganchos nas extremidades  
 $A_{s,ef}$  = área de armadura efetiva ;  $A_{s,calc}$  = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo:  $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100mm \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$  ;  $\gamma_s = 1,15$

Fonte: Bastos, 2021