

**UNIEVANGÉLICA**

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ARIEL LEMES DA SILVA**

**GILBERTO MATHEUS MACHADO FILHO**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETO DE ESTRUTURA  
DE LAJE E VIGAS EM CONCRETO PROTENDIDO E  
CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL UTILIZANDO  
FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS**

**ANÁPOLIS / GO**

**2020**

**ARIEL LEMES DA SILVA  
GILBERTO MATHEUS MACHADO FILHO**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETO DE ESTRUTURA  
DE LAJE E VIGAS EM CONCRETO PROTENDIDO E  
CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL UTILIZANDO  
FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

**ORIENTADOR: PROFESSOR ESPECIALISTA AURÉLIO  
CAETANO FELICIANO**

**ANÁPOLIS / GO**

**2020**

**ARIEL LEMES DA SILVA**  
**GILBERTO MATHEUS MACHADO FILHO**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETO DE ESTRUTURA  
DE LAJE E VIGAS EM CONCRETO PROTENDIDO E  
CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL UTILIZANDO  
FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

**APROVADO POR:**

---

**AURÉLIO CAETANO FELICIANO (UniEVANGÉLICA)**  
**(ORIENTADOR)**

---

**WELINTON ROSA DA SILVA, Mestre (UniEVANGÉLICA)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**Leandro Daniel Porfiro, Mestre (UniEVANGÉLICA)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: ANÁPOLIS/GO, 01 de Novembro de 2020**

## **RESUMO**

Sabe-se que o concreto apresenta uma alta resistência em relação a forças de compressão, mas que sua resistência a forças de tração não é tão eficaz, sendo considerada cerca de 10% do valor da compressão. Logo, é necessário a utilização de mecanismos que reduzam essa deficiência, sendo geralmente utilizados armaduras passivas de aço (concreto armado) ou a protensão, que é o ponto aprofundado neste estudo de caso. Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre os métodos citados anteriormente. Para tanto, optou-se por manter a mesma seção, carregamentos, vãos,  $F_{ck}$ , afim de analisar se a protensão, por si só, irá gerar um alívio no deslocamento vertical, aumentando a inercia dos elementos e mostrando-se eficaz. Trata-se de uma laje nervurada com dimensão total de 15,70m x 19,70m, com duas vigas faixas de seção 100x30cm e duas vigas altas de 50x30cm, e vigas de fechamento com dimensão de 20x50cm, apoiando-se em 12 pilares, espaçados de forma simétrica por toda extensão da laje.

### **PALAVRAS-CHAVE:**

Concreto protendido. Protensão. Cordoalhas. Dimensionamento.

## **ABSTRACT**

It is known that concrete has a high resistance to compression forces, but that its resistance to tensile forces is not as effective, being considered about 10% of the compression value. Therefore, it is necessary to use mechanisms that reduce this deficiency, with passive steel reinforcements (reinforced concrete) or prestressing, which is the point discussed in this case study. This work presents a comparative study between the methods previously mentioned. To this end, it was decided to maintain the same section, loads, spans,  $F_{ck}$ , in order to analyze whether the prestressing, alone, will generate a relief in the vertical displacement, increasing the elements' inertia and proving to be effective. It is a ribbed slab with a total dimension of 15.70m x 19.70m, with two 100x30cm crossbeams and two 50x30cm high beams, and 20x50cm closing beams, supported by 12 pillars, spaced apart symmetrically throughout the length of the slab.

## **KEYWORDS:**

Prestressed concrete. Prestressing. Strings. Sizing.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fila de livros. ....	19
Figura 2: Detalhamento de cordoalha engraxada. ....	26
Figura 3: Bainhas circulares e achatadas. ....	27
Figura 4: Ligação de um respiro num ponto intermediário da bainha. ....	28
Figura 5: Corte de um macaco hidráulico simples, com pistão cheio e em coroa de círculo. ....	28
Figura 6: Detalhamento de protensão por processo de pré tração. ....	31
Figura 7: Detalhamento de protensão por processo de pós-tração com aderência posterior. ....	32
Figura 8: Detalhamento de protensão por processo de pós-tração sem aderência. ....	33
Figura 9: Diagrama de tensão e deformação do aço. ....	35
Figura 10: Gráfico de perda de força de protensão inicia ao longo do tempo. ....	37
Figura 11: Detalhamento da perda de força de protensão por atrito. ....	38
Figura 12: Estado limite de descompressão parcial. ....	41
Figura 13: Comportamento do concreto na flexão pura – Estádio 1. ....	42
Figura 14: Comportamento do concreto na flexão pura – Estádio 2. ....	43
Figura 15: Comportamento do concreto na flexão pura – Estádio 3. ....	44
Figura 16: Comportamento do concreto na flexão pura - Estádio 3 – com nova formulação. ....	44
Figura 17: 3D planta de forma. ....	52
Figura 18: Cotas parte inferior da planta de forma. ....	52
Figura 19: Cotas parte inferior da planta de forma. ....	52
Figura 20: Diagrama de momento combinação Quase permanente, RPU 9. ....	54
Figura 21: Diagrama de tensão no ato da protensão, RPU 9. ....	55
Figura 22: Diagrama da armadura mínima no ato da protensão, RPU 9. ....	56
Figura 23: Diagrama de tensão no carregamento frequente, RPU 9. ....	56
Figura 24: Diagrama de armadura mínima no caso Combinação Total não Majorada nos Esforços, RPU 9. ....	57
Figura 25: Diagrama de tensão no carregamento permanente, RPU 9. ....	58
Figura 26: Diagrama de armadura mínima na Envoltória Máxima, RPU 9. ....	58
Figura 27: Diagrama de fissuras na RPU 9. ....	59
Figura 28: Diagrama de momento na combinação Quase Permanente, RPU 11 e 12. ....	61
Figura 29: Diagrama de tensão na combinação do Ato da Protensão, RPU 11 e 12. ....	62
Figura 30: Diagrama da armadura mínima no ato da protensão, RPU 11 e 12. ....	63
Figura 31: Diagrama de tensão no carregamento frequente, RPU 11 e 12. ....	63

Figura 32: Diagrama de armadura mínima na Combinação Total não majorada Esforços, RPU 11 e 12. ....	64
Figura 33: Diagrama de tensão no carregamento permanente, RPU 11 e 12. ....	65
Figura 34: Diagrama de armadura mínima na Envoltória Máxima, RPU 11 e 12. ....	65
Figura 35: Diagrama de fissuras na RPU 11 e 12. ....	66
Figura 36: Diagrama de momento fletor na RPU 13. ....	67
Figura 37: Diagrama de tensão no Ato da Protensão ....	68
Figura 38: Diagrama de armadura mínima no Ato da Protensão, RPU 13. ....	68
Figura 39: Diagrama de tensão no carregamento frequente, RPU 13. ....	69
Figura 40: Diagrama de armadura mínima na Combinação Total não Majorada esforços, RPU 13. ....	70
Figura 41: Diagrama de tensão no carregamento permanente, RPU 13. ....	70
Figura 42: Diagrama de armadura mínima na Envoltória Máxima, RPU 13. ....	71
Figura 43: Diagrama de momento na combinação Quase Permanente, RPU 13. ....	72
Figura 44: Detalhe em forma dos lançamentos dos cabos. ....	73
Figura 45: Visualização 3D dos cabos. ....	73
Figura 46: Detalhe de elevação de viga alta 103. Cordoalhas com elevação de 7cm. ....	74
Figura 47: Detalhe de elevação de viga alta 103. Cordoalhas com rebaixo de 7cm. ....	74
Figura 48: Detalhe de elevação de viga faixa 104 e 105. ....	74
Figura 49: Detalhe de elevação de viga alta 106. ....	74
Figura 50: 3D da planta de forma modelado no EBERICK®. ....	77
Figura 51: Pórtico unifilar com representação dos deslocamentos. ....	78
Figura 52: Flechas da viga 103 e 106. ....	79
Figura 53: Flechas da viga 104 e 105. ....	80
Figura 56: Detalhe das armaduras das vigas 103 e 106. ....	82
Figura 57: Detalhe das armaduras das vigas 104 e 105. ....	83

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de $\Psi_{1000}$ em porcentagem. ....	22
Tabela 2: Dimensões e pesos dos rolos dos Fios.....	23
Tabela 3: Fios com relaxação normal RN .....	23
Tabela 4: Fios com relaxação baixa RB .....	24
Tabela 5: Cordoalhas de 3 e 7 fios. ....	25
Tabela 6: Dimensões e pesos dos rolos de cordoalha.....	25
Tabela 7: Limite de fissuração em função da classe de agressividade do concreto simples, armado e protendido nível 1. ....	34
Tabela 8: Valores do coeficiente $\gamma_f$ .....	50
Tabela 9: Alterações nas RPU's pelo projetista.....	54
Tabela 10: Resumo das Tensões no Carregamento Permanente – Com Protensão.....	72
Tabela 11: Quantitativo dos cabos de protensão. ....	75
Tabela 12: Resumo do Quantitativo dos Cabos de Protensão .....	76
Tabela 13: Resumo de área de barra de aço para armadura passiva.....	77
Tabela 14: Dimensionamento de armadura positiva das vigas 103 e 106.....	81
Tabela 15: Dimensionamento de armadura negativas das vigas 103 e 106. ....	82
Tabela 16: Dimensionamento de armadura positiva para as vigas 104 e 105.....	82
Tabela 17: Dimensionamento de armadura negativas das vigas 104 e 105. ....	83
Tabela 18: Análise comparativa dos deslocamentos para cada modelo adotado. ....	84
Tabela 19: Área de aço das armaduras passivas ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) para o caso com protensão. ....	84
Tabela 20: Área de aço das armaduras passivas ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) para o caso sem protensão.....	84
Tabela 21: Fissuração nas vigas, comparando os sistemas adotados. ....	86



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Relação de ações nas combinações últimas.....	47
Quadro 2: Relação de ações nas combinações de serviço.....	49

## LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Bw	Largura da alma de uma viga
ELS	Estado Limite de serviço
ELS-CE	Estado-limite de Compressão Excessiva
ELS-D	Estado-limite de Descompressão
ELS-Def	Estado-limite de Deformações Excessivas
ELS-DP	Estado-limite de Descompressão Parcial
ELS-F	Estado –limite de Deformação de Fissuras
ELS-VE	Estado-limite de Vibrações Excessivas
ELS-W	Estado-limite de Abertura das Fissuras
ELU	Estado Limite Último
GO	Goiás
LN	Linha Neutra
NBR	Norma Brasileira
RB	Relaxação Baixa
RD	Resistência de Cálculo
RN	Relaxação Normal
RPU	Região de Protensão Uniforme
SD	Solicitações de Cálculo
Wk	Abertura Característica de fissura na superfície do concreto

## LISTA DE UNIDADE DE MEDIDA E SÍMBOLO

$f_{pyk}$	Resistência ao Escoamento Convencional
$f_{ptk}$	Resistência a Ruptura do aço
Cm	Centímetro
Kg	Kilo grama
KN	Kilo Newton
M	Metro
mm <sup>2</sup>	Milímetro Quadrado
Mpa	Mega Pascal
$f_{ck}$	Resistência Característica do Concreto a Compressão

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
1.1. JUSTIFICATIVA .....	16
1.2. OBJETIVOS .....	17
1.2.1. Objetivo Geral .....	17
1.2.2. Objetivos Específicos .....	17
1.3. METODOLOGIA .....	18
2. REFERENCIAL TEÓRICO.....	19
2.1. Definição de protensão .....	19
2.2. Vantagens e desvantagens do concreto protendido .....	19
2.3. Materiais de protensão .....	20
2.3.1. Concreto .....	20
2.3.2. Aço .....	21
2.3.2.1. Tratamento Do Aço.....	21
2.3.2.2. Tipos De Aço Para Armadura Ativa .....	23
2.3.3. Cordoalhas.....	26
2.3.3.1. Cordoalhas Capazes De Resistir 1900mpa. (CP-190).....	26
2.3.3.2. Cordoalhas Engraxadas .....	26
2.3.4. Barras De Aço-Liga.....	26
2.3.5. Nata De Injeção .....	27
2.3.6. Bainhas .....	27
2.4. Equipamentos de protensão .....	28
2.4.1. Macacos Hidráulicos .....	28
2.4.2. Dispositivos de Ancoragens .....	29
2.4.2.1. Ancoragem Por Aderência .....	29
2.4.2.2. Ancoragem Por Meio De Cunhas.....	30
2.4.2.3. Ancoragem Por Meio De Rosca E Porca .....	30

2.4.2.4. Ancoragem Por Meio de Cabeçotes Apoiados em Calços de Aço ou Argamassa Injetada.....	30
2.5. Sistemas de protensão .....	30
2.5.1. Pré-Tração Com Aderência Inicial .....	31
2.5.2. Pós-Tração Com Aderência Posterior .....	31
2.5.3. Pós-Tração Sem Aderência .....	32
2.6. Tipos de protensão .....	33
2.6.1. Protensão Completa.....	33
2.6.2. Protensão Limitada .....	34
2.6.3. Protensão Parcial .....	34
2.7. Propriedades mecânicas .....	35
2.8. Perda de protensão .....	35
2.8.1. Tipos de Perda de Protensão.....	36
2.8.1.1. Perda de Força de Protensão de Caráter Inicial.....	36
2.8.1.2. Perda de Força de Protensão de Caráter Imediato.....	37
2.8.1.3. Perda de Força de Protensão de Caráter Progressivo.....	38
2.9. Critérios de segurança usados em projetos.....	39
2.9.1. Estado Limite Último (ELU).....	39
2.9.2. Estado Limite De Serviço (ELS).....	39
2.10. Estádios do concreto.....	41
2.10.1. Estádio 1. ....	41
2.10.2. Estádio 2 .....	42
2.10.3. Estádio 3 .....	43
2.11. Ações na estrutura .....	45
2.11.1. Ações permanentes .....	45
2.11.2. Ações permanentes diretas.....	45
2.11.3. Ações permanentes indiretas.....	45

2.11.4.	Ações variáveis .....	46
2.12.	Combinações de ações .....	46
2.12.1.	Combinações Últimas .....	47
2.12.1.1.	Normal .....	47
2.12.1.2.	Especiais ou de construção .....	47
2.12.1.3.	Excepcionais .....	47
2.12.2.	Combinações de Serviço.....	48
2.12.2.1.	Quase permanentes .....	48
2.12.2.2.	Frequentes .....	48
2.12.2.3.	Raras .....	49
3.	projetos de estudo de caso .....	51
3.1.	Elaboração de projeto estrutural com elementos em concreto protendido com auxílio do software TQS®.....	51
3.1.1.	Dados da planta de forma .....	51
3.1.2.	Critérios de dimensionamento .....	53
3.2.	sistema estrutural em concreto protendido .....	53
3.2.1.	Lançamento de elementos protendidos e processamento .....	53
3.2.1.1.	RPU 9 .....	54
3.2.1.2.	RPU 10 .....	60
3.2.1.3.	RPU 11 e 12 .....	60
3.2.1.4.	RUP 13 .....	67
3.2.2.	Lançamento dos cabos.....	72
3.2.3.	Desenho das elevações .....	74
	Figura 46: Detalhe de elevação de viga alta 103. Cordoalhas com elevação de 7cm. ....	74
3.2.4.	Cabos de Protensão.....	75
3.2.5.	Armadura Passiva.....	76
3.3.	Elaboração de projeto estrutural com elementos em concreto convencional com auxílio do software eberick® .....	77

3.3.1.	Dados da planta de forma .....	77
3.3.2.	Critérios de dimensionamento .....	77
3.3.3.	Lançamento .....	78
3.3.3.1.	Deslocamentos .....	78
	Como já era esperado, a estrutura, sem a protensão, apresentou deslocamento consideravelmente maior que o gerado pela estrutura com elementos protendidos.....	78
3.3.3.1.1.	Deslocamento nas vigas 103 e 106 .....	78
3.3.3.1.2.	Deslocamento nas vigas 104 e 105.....	79
	As vigas 104 e 105 (Figura 53) apresentam deslocamento menor se comparado com as vigas 103 e 104 (Figura52), isto deve-se ao fato de que as mesmas apresentam uma seção mais robusta (100x30 cm) se comparada com as vigas 103 e 106 (30x50 cm)..	79
3.3.4.	Armaduras Passivas .....	80
3.3.4.1.	Armaduras Passivas das Vigas 103 e 106.....	81
3.3.4.2.	Armaduras Passivas das Vigas 104 e 105.....	82
4.	resultados e discussões .....	84
5.	Conclusão .....	87
6.	REFERÊNCIAS .....	88

## 1. INTRODUÇÃO

Atualmente é de fácil percepção a presente evolução da engenharia em suas mais diversas vertentes, mostrando-se um crescimento exponencial. Pode ser observado que por meio da ousadia dos projetos arquitetônicos tornou-se necessário a aplicação de métodos que contemplem melhorias quanto à qualidade, bem como sua aplicação e custo benefício dos materiais e insumos utilizados nas obras. O desafio de tornar real o que fora projetado tem incentivado pesquisas cada vez mais aprimoradas no setor da construção civil.

Ora, sabe-se que o concreto tem resistência à tração várias vezes inferior à resistência à compressão, e que é necessário que se tomem medidas para evitar ou controlar a fissuração.

Então a protensão pode ser empregada como um meio de se criar tensões de compressão prévias nas regiões onde o concreto seria tracionado em consequência das ações sobre a estrutura. (HANAI, 2005)

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) a Norma Brasileira (NBR) 6118:2014, item 3.1.4, entende-se como elementos de concreto submetidos a protensão “aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU)”.

Dentre os vários motivos da escolha da protensão, vale ressaltar alguns, como a eficácia do método, durabilidade do objeto em questão, possibilidade de vencer grandes vãos, resistência a ambientes agressivos, execução de projetos arquitetônicos mais complexos que exigem curvas mais esbeltas, permite sua aplicação em processos de reforço e recuperação de estruturas.

Em construções mais simples, como residências unifamiliares, ou até mesmo em prédios, o mais comum é a laje protendida. Sabendo que o principal objetivo do uso do método nestes casos é vencer grandes vãos, e muitas das vezes o pilar não é necessário, uma vez que toda estrutura da laje, apenas, consegue desempenhar bem tal função, tornando-se então inviável. Normalmente utiliza-se concreto com armadura ativa pós-tracionada, que segundo a NBR 6118:2014, item 3.1.8, é aquele que o “pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento



estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto de modo permanente, através da injeção das bainhas”.

## 1.1.JUSTIFICATIVA

O uso da solução em concreto protendido para lajes de edifícios tem crescido nos últimos anos no Brasil. Fenômeno esse que se deve em grande parte à utilização do sistema de protensão não-aderente com a entrada da monocordoalha engraxada plastificada no mercado brasileiro. O concreto protendido vem encontrando uma aplicação cada vez maior em estruturas de edifícios devido à necessidade de vencer vão livres de grandes dimensões com elementos de estrutura reduzida. ( EMERICK, 2002)

É de conhecimento comum que quando se está elaborando um projeto estrutural deve ser considerado o melhor método e escolha dos materiais. O método determinará o ótimo desempenho da estrutura em questão, tendo como principal objetivo suportar as cargas que será submetida, e relacionar os materiais necessários para execução, podendo ser armaduras, tipo do concreto, cordoalhas, com seus respectivos quantitativos, visando sempre o custo-benefício dos mesmos.

Justifica-se por meio deste trabalho apresentar um conceção de comparação entre sistemas construtivos distintos em concreto armado convencional e concreto protendido afim de se entender as características particulares de cada quanto seu desempenho estrutural.

## 1.2. OBJETIVOS

### 1.2.1. Objetivo Geral

Apresentar um comparativo de dimensionamento entre duas estruturas em concreto protendido e concreto convencional com o auxílio de ferramentas computacionais comerciais TQS® e EBERICK® afim de se avaliar parâmetros qualitativos e quantitativos de materiais selecionados.

### 1.2.2. Objetivos Específicos

- Apresentar os parâmetros geométricos e mecânicos característicos dos elementos e materiais utilizados em concreto protendido e concreto convencional como sistema construtivo;
- Apresentar uma proposta de dimensionamento de um exemplo genérico em concreto armado convencional com o auxílio do TQS® similar a modelo em concreto protendido disponível na Plataforma da TQS®;
- Analisar as singularidades de cada modelo afim de apontar as vantagens e desvantagens do dimensionamento da mesma estrutura proposta frente a escolha de um dos sistemas construtivos adotados neste estudo.

### 1.3. METODOLOGIA

Este trabalho tem por finalidade apresentar um estudo comparativo por meio da concepção de projeto estrutural em estruturas de concreto protendido e concreto armado convencional com a utilização da ferramenta computacional comercial TQS® 2020 e EBERICK® 2020.

Através da modelagem de uma laje em concreto armado com 15,70 m de comprimento, 19,70 m de largura, contando vigas, e 30 cm de altura com trechos de vigas em concreto protendido com seção de 100 x 30 cm e 30 x 50 cm constituída por cordoalhas engraxadas tipo CP 190 – RB, tal modelo geometricamente caracterizado na plataforma da TQS®, apresenta-se os resultados característicos de tensões identificadas na estrutura projetada juntamente com os resultados observados dos deslocamentos de pontos localizados nas vigas protendidas propostas no dimensionamento.

Concomitantemente, apresenta-se uma modelagem de uma estrutura geometricamente similar em concreto armado convencional. Em que se destaca a adoção de parâmetros característicos do concreto passivo que substituem os parâmetros individuais de uma laje/viga protendida a fim de se respeitar e apresentar um modelo adequado à normativa vigente ABNT NBR 6118:2014 – Projetos de estruturas de concreto – Procedimento. Tal modelo geometricamente dimensionado pela plataforma EBERICK®.

Por fim destaca-se por meio apresentação do detalhamento das estruturas modeladas nos softwares, a quantidade de armaduras ativas e passiva de acordo com o sistema construtivo característico; a quantidade de concreto utilizado em cada laje/viga e os parâmetros de caracterização de cada modelo a fim de de identificar as razões de escolha da opção de sistema construtivo adotado eventual execução dos mesmos.

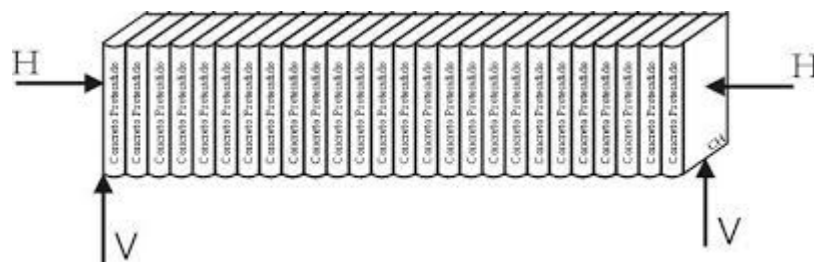
## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. DEFINIÇÃO DE PROTENSÃO

No dicionário Aurélio, a palavra “protensão” é definida como: “processo pelo qual se aplica tensões prévias ao concreto.” Essa definição é correta e bem clara, porém, para facilitar o entendimento do princípio de protensão, existe um exemplo simples que será exposto abaixo. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

Na figura 1 podemos ver vários livros enfileirados que serão erguidos de maneira conjunta. Dessa maneira, antes de realizar a força vertical para erguer os livros, é necessário a aplicação de uma força horizontal (força de compressão), que provoca atrito e evita que os livros caem.

Figura 1: Fila de livros.



Fonte: (ISHITANI; FRANÇA, 2002)

Notando que a força normal foi aplicada antes da força vertical, percebe-se que a força normal causou tensões prévias de compressão no conjunto de livros.

### 2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO CONCRETO PROTENDIDO

Ao optar pelo concreto protendido, o indivíduo estará diante de uma forma construtiva inteligente, pois é um processo que aproveita ao máximo a resistência dos principais materiais, concreto e aço, diminuindo drasticamente suas quantidades. Sendo assim, é possível vencer grandes vãos com menores pesos. Além disso, é um processo duradouro, pois possibilita uma longa vida útil. Como se não bastasse todas essas vantagens, o custo-benefício é excelente, sendo que tal procedimento exige baixa ou, muitas vezes, nenhuma manutenção. (RUDLOFF, 2012)

De um ponto de vista técnico pode-se descrever outros fatores vantajosos importantes do concreto protendido. As tensões de tração, principais responsáveis pelas fissuras da estrutura, podem ser eliminadas. A eliminação dessas seções fissuradas, diminui a flecha, pois elimina sua queda de rigidez a flexão. Por outro lado, quando permitidas as fissuras, existe um método eficiente utilizado para controle das mesmas. (ORTEGA, 2017)

Como desvantagem, o concreto protendido exige que o concreto seja de alta resistência, o que requer melhor controle de execução. O aço deve ser de alta qualidade, podendo chegar ao triplo do valor do aço habitual. Além disso é exigido um planejamento muito cuidadoso e um equipamento caro e especializado nas ancoragens. O posicionamento dos cabos deve ser feito com muita cautela, pois, como a protensão trabalha com grandes forças, um pequeno deslocamento no posicionamento que foi definido em projeto, pode causar esforços não previstos e chegar até ao colapso. (ORTEGA, 2017)

### 2.3. MATERIAIS DE PROTENSÃO

Como no concreto armado convencional, os materiais principais a serem observados na protensão são o concreto e os aços resistentes, porém, deverão ser lembrados também as ancoragens e as bainhas utilizados no processo.

#### 2.3.1. Concreto

Para executar uma estrutura protendida de forma correta, é rigorosamente indispensável que haja um controle de qualidade de concreto. Devem ser sempre realizados ensaios prévios, e fiscalização constante na criação do concreto. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

O concreto utilizado em peças protendidas, geralmente, terá uma resistência maior que o utilizado no concreto armado convencional. Enquanto o concreto armado é trabalhado com  $f_{ck}$  entre 20 e 30mpa, o concreto protendido terá  $f_{ck}$  entre 30 e 40mpa. De acordo com HANAI, 2005, são fatores que justificam resistências elevadas:

- A introdução da força de protensão pode causar solicitações prévias muito elevadas, frequentemente mais altas que as correspondentes a uma situação de serviço;
- O emprego de concreto e aço de alta resistência permite a redução das dimensões das peças, diminuindo seu peso próprio;

- Concretos de alta resistência possuem, em geral, módulo de deformação mais elevado, o que diminui tanto as deformações imediatas como as que ocorrem ao longo do tempo. Isso reduz os efeitos de perda de protensão oriundos da retração e fluência do concreto.

Além da resistência, para conseguir à proteção adequada contra a corrosão das armaduras, é preciso que o concreto possua bons parâmetros de compacidade e baixa permeabilidade, pois, devido as altas tensões as quais a armadura ativa deve suportar, ela acaba sendo mais vulnerável à corrosão. (HANAI, 2005)

Visto todas as recomendações, chegamos à conclusão que, em uma estrutura de concreto protendido, deve-se observar as tecnologias da produção do concreto, utilizar os mais adequados tipos de cimento, utilizar agregados devidamente selecionados quanto a origem mineralógica e a granulometria, determinar proporções adequadas entre, cimento, água, agregados e aditivos, utilizar aditivos que não prejudiquem a integridade da armadura, e por fim, ter cuidado com a cura.(VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

### **2.3.2. Aço**

O aço a ser usado na protensão deve atender os seguintes requisitos: grande resistência à tração e alto limite elástico. Sabe-se que devido às altas forças de tração, em níveis mais baixos da estrutura, ocasionam, eventualmente, em fissuras, então, com o devido controle da mesma é possível reduzir tais movimentos. De modo semelhante, é indicado um material de alto limite elástico pois possibilita submetê-lo a altas forças de tensão, aumentando consequentemente o índice de resistência a escoamento. (CARNEIRO, 2007; ISHITANI; FRANÇA, 2002; VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

#### **2.3.2.1. Tratamento Do Aço**

Devido a alta tensão que o aço será submetido, tornou-se necessário realizar um tratamento do mesmo afim de melhorar sua capacidade de resistir as forças.

A relaxação do aço é a deformação constante que ocorre devido ao alta força de tração sobre a peça, geralmente acima de 50% da sua resistência a ruptura ( $f_{ptk}$ ), ocasionando assim em uma perda de tensão.(ISHITANI; FRANÇA, 2002)

Esse fenômeno ocorre naturalmente no decorrer do tempo, então tornou-se necessário desenvolver uma solução afim de reduzir o mesmo. Para tanto deve submetê-lo a condições

extremas forçando o relaxamento e então tratando-o com objetivo de amenizar o valor dessas perdas.

Por meio da trefilação e exposição a temperatura de 20°C durante 1000 horas consecutivas possibilita o aumento do teor de carbono, garantindo melhor desempenho. (CARNEIRO, 2007)

Podendo ser classificadas em relaxação normal (rn) e relaxação baixa (rb), sendo que o rn trabalha por alívio, quando submetido inicialmente a trefilação e depois à altas temperaturas estabilizando as tensões residuais geradas anteriormente e o rb trabalha por envelhecimento acelerado que reduz a possível perda de carga devido a relaxação, o que faz com que o limite de elasticidade aumente e também aliviando as tensões residuais. (NBR6118, 2014; EMERICK, 2002; RUDLOFF, 2012)

Por meio de estudos e testes a NBR 7482 e NBR 7483 estabeleceu valores médios para o índice de relaxação de cada tipo de aço em função a porcentagem de tensão de proteção de tração característica, representado na seguinte tabela:

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

$\sigma_{po}$	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	1,5
$0,7f_{ptk}$	7,0	2,5	5	2	4
$0,8f_{ptk}$	12,0	3,5	8,5	3	7

Onde:

Rn: Relaxação normal;

Rb: Relaxação baixa.

---

Fonte: NBR 6118, 2014 – Adaptada.

Analisando a tabela vale observar que a relaxação baixa tem melhor desempenho do que a relaxação normal e quanto mais o aço for submetido aos esforços de tração, mais será seu relaxamento.

Em resumo, pode ser representado pela seguinte expressão:



<b>Diâmetro nominal do fio (mm)</b>	<b>Diâmetro interno (cm)</b>	<b>Diâmetro externo (cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>	<b>Peso (Kg)</b>
4,0	150	180	18	700
5,0-6,0-7,0-8,0-9,0	180	210	18	700

$$\Delta\sigma_{pri}(t, t_0) = \Psi(t, t_0) \times \sigma_{pi}$$

Onde:

$\Delta\sigma_{pri}(t, t_0)$  = Perda de tensão por relaxação pura (com comprimento constant) desde o instate  $t_0$  do estiramento da armadura até o instante  $t$  considerado.

$\sigma_{pi}$  = Tensão na armadura de protensão no instante de seu estiramento.

### 2.3.2.2. Tipos De Aço Para Armadura Ativa

- Fios e Cordoalhas.

No Brasil, os fios lisos e entalhados e as cordoalhas de dois, três e sete fios são sempre fabricados pela companhia siderúrgica belgo-mineira. Os fios entalhados são constituídos de marcas em baixo relevo, afim de melhor a sua aderência ao concreto. (HANAI, 2005)

**Tabela 2: Dimensões e pesos dos rolos dos Fios.**

Fonte: (HANAI, 2005)

As tabelas a seguir mostram as principais características das cordoalhas e dos fios. Os coeficientes de relaxação apresentados serão utilizados nos cálculos de perda de protensão.

**Tabela 3: Fios com relaxação normal RN**

<b>Designação (ABNT)</b>	<b>Diâmetro nominal (mm)</b>	<b>Área nominal (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Área mínima (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Massa nominal (Kg/Km)</b>	<b>(<i>f<sub>ptk</sub></i>) Limite resistência à tração (MPa)</b>	<b>(<i>f<sub>pyk</sub></i>) Tensão min. A 1% alongam. (MPa)</b>	<b>Alongamento 10Ø após ruptura (%)</b>
CP-170 RN E	7	38,5	37,9	302	1.700	1.450	5
CP-175 RN E	4	12,6	12,3	99	1.750	1.490	5

<b>CP-175 RN E</b>	5	19,6	19,2	154	1.750	1.490	5
<b>CP-175 RN E</b>	6	28,3	27,8	222	1.750	1.490	6
E = entalhado para aumento da aderência ao concreto *Considerada equivalente à tensão a 0,2% de deformação permanente $f_{ptk}=0,85$ Módulo de elasticidade 210.000 MPa Dobramentos alternados (mínimo): Fios lisos – 3; Fios entalhados – 2					Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20° C para carga inicial = 80% da carga de ruptura: RN = 8,5% e RB = 3% Coeficiente de relaxação $\Psi$ sob comprimento constante (1.000 h, 20°C)		

Fonte: (HANAI, 2005)

**Tabela 4: Fios com relaxação baixa RB**

<b>Designação (ABNT)</b>	<b>Diâmetro nominal (mm)</b>	<b>Área nominal (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Área mínima (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Massa nominal (Kg/Km)</b>	<b>(<math>f_{ptk}</math>) Limite resistência à tração (MPa)</b>	<b>(<math>f_{pyk}</math>) Tensão min. A 1% alongam. (MPa)</b>	<b>Alongamento 10Ø após ruptura (%)</b>
<b>CP-145 RB L</b>	9	63,6	62,9	500	1.450	1.310	6
<b>CP-150 RB L</b>	8	50,3	49,6	395	1.500	1.350	6
<b>CP-170 RB E</b>	7	38,5	37,9	302	1.700	1.530	5
<b>CP-170 RB E</b>	7	38,5	37,9	302	1.700	1.530	5
<b>CP-175 RB E</b>	4	12,6	12,3	99	1.750	1.580	5
<b>CP-175 RB E</b>	5	19,6	19,2	154	1.700	1.530	5
<b>CP-175 RB E</b>	6	28,3	27,8	222	1.700	1.530	5
<b>CP-175 RB L</b>	5	19,6	19,2	154	1.750	1.580	5
<b>CP-175 RB L</b>	6	28,3	27,8	222	1.750	1.580	5
L=Liso; E = entalhado para aumento da aderência ao concreto *Considerada equivalente à tensão a 0,2% de deformação permanente $f_{ptk}=0,90$ Módulo de elasticidade 210.000 MPa Dobramentos alternados (mínimo): Fios lisos – 3; Fios entalhados – 2					Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20° C para carga inicial = 80% da carga de ruptura: RN = 8,5% e RB = 3% Coeficiente de relaxação $\Psi$ sob comprimento constante (1.000 h, 20°C)		

Fonte:(HANAI, 2005)

**Tabela 5: Cordoalhas de 3 e 7 fios.**

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal (m)	Área nominal (mm <sup>2</sup> )	Área mínima (mm <sup>2</sup> )	Massa nominal (Kg/Km)	Carga mínima de ruptura (KN)	Carga mínima a 1% de alongamento (KN)	Alongamento sob carga (em 610mm) (%)
CP-190 RB 3x3,0	6,5	21,8	21,5	171	40,8	36,7	3,5
CP-190 RB 3x3,5	7,6	30,3	30,0	238	57,0	51,3	3,5
CP-190 RB 3x4,0	8,8	38,3	37,6	304	71,4	64,3	3,5
CP-190 RB 3x4,5	9,6	46,5	46,2	366	87,7	78,9	3,5
CP-190 RB 3x5,0	11,1	66,5	65,7	520	124,8	112,3	3,5
CP-190 RB 9,5	9,5	55,5	54,8	441	104,3	93,9	3,5
CP-190 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	792	187,3	168,6	3,5
CP-190 RB 15,2	15,2	143,5	140,0	1.126	265,8	239,2	3,5
*Coeficiente entre a carga a 1% de alongamento e a área nominal de aço é considerado equivalente a $f_{ptk}=0,90$ Módulo de elasticidade: 202.000 MPa, $\pm 3\%$ .					Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20° C para carga inicial = 80% da carga de ruptura: RN = 8,5% e RB = 3% Coeficiente de relaxação $\Psi$ sob comprimento constante (1.000 h, 20°C)		

Fonte: (HANAI, 2005)

**Tabela 6: Dimensões e pesos dos rolos de cordoalha**

Cordoalha	Peso nominal líquido (Kg)	Diâmetro interno (cm)	Diâmetro externo (cm)	Largura do rolo (cm)
-----------	---------------------------	-----------------------	-----------------------	----------------------

<b>3 e 7 fios</b>	3.000	76	139	79
-------------------	-------	----	-----	----

Fonte: (HANAI, 2005)

### 2.3.3. Cordoalhas

#### 2.3.3.1. Cordoalhas Capazes De Resistir 1900mpa. (CP-190)

Dentre todos, vale resaltar a CP-190, pois é o mais maior utilização.

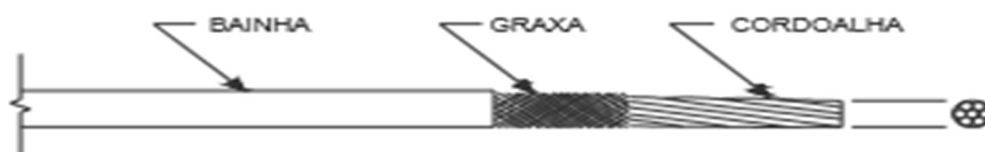
São aqueles dos quais o aço possui resistência mínima à ruptura, se submetido a uma força de tração, de  $f_{ptk} = 190 \text{ kgf/mm}^2$ , que é o mesmo que 1900MPa. (BASTOS, 2019)

Para fios essa resistência é total, ou seja, efetiva, sabendo que o mesmo é responsável por garantir toda força, e para cordoalhas, uma vez que a tensão não se distribui uniformemente por todos fios, que a constituem, pode ser considerado uma resistência convencional, adotada para todo o agrupamento de fios.(BASTOS, 2019)

#### 2.3.3.2. Cordoalhas Engraxadas

As cordoalhas engraxadas são utilizadas no processo de protensão sem aderência ao concreto. Como o próprio nome diz, as cordoalhas engraxadas são banhadas de graxa e mineral e revestidas de polietileno de alta densidade. No brasil, são comercializadas cordoalhas de 12,7 e 15,2mm em aço cp-190 rb. (HANAI, 2005)

**Figura 2: Detalhamento de cordoalha engraxada.**



Fonte: HANAI, 2005.

### 2.3.4. Barras De Aço-Liga

As barras de aço-liga, geralmente, são utilizadas no sistema de protensão dywidag. Suas barras mais comuns têm diâmetro de 32mm de aço st 85/105 ( $f_{pyk}=850\text{mpa}$ ;  $f_{ptk}=1050\text{mpa}$ ). São formadas com um tipo de rosca de passo de 16mm por todo o comprimento

que, além de melhorar a aderência ao concreto, serve para realizar a ancoragem através de porcas e emendas com luvas. (HANAI, 2005)

### 2.3.5. Nata De Injeção

Esse elemento é indispensável nas estruturas de protensão com aderência posterior. Ela proporciona a aderência entre armadura e concreto e protege a armadura ativa de corrosão. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

A NBR 7681 especifica várias condições para a calda e para os materiais constituintes da mesma, que será utilizada para preencher as bainhas das estruturas de protensão.

Segundo Veríssimo, “de acordo com a lei alemã, din4227, para concreto protendido, as natas para injeção constituídas de cimento devem satisfazer as seguintes exigências:

- Dentro do possível, a deposição por sedimentação e retração deve ser pequena; a contração volumétrica deve ser no máximo 2%;
- Devem ter boa fluidez, a qual deve permanecer até a conclusão da injeção;
- Resistência a compressão da ordem de 20 mpa aos 7 dias e 30 mpa aos 28 dias, determinadas a partir de corpos de prova cilíndricos 10x12cm;
- Não devem sofrer aumento do volume no caso de congelamento.

### 2.3.6. Bainhas

São tubos por onde passarão a nata de injeção e a armadura de protensão sem que haja atrito. Essas bainhas são utilizadas no caso de protensão com aderência posterior, feitas no aço laminado com ondulações transversais que lembram uma barra roscada, porém, oca. Essas ondulações, facilitam a utilização de luvas roscadas para criação de emendas, e melhora a aderência entre o concreto e a nata de injeção. No caso de protensão sem aderência, são utilizadas também bainhas plásticas lisas. (HANAI, 2005)

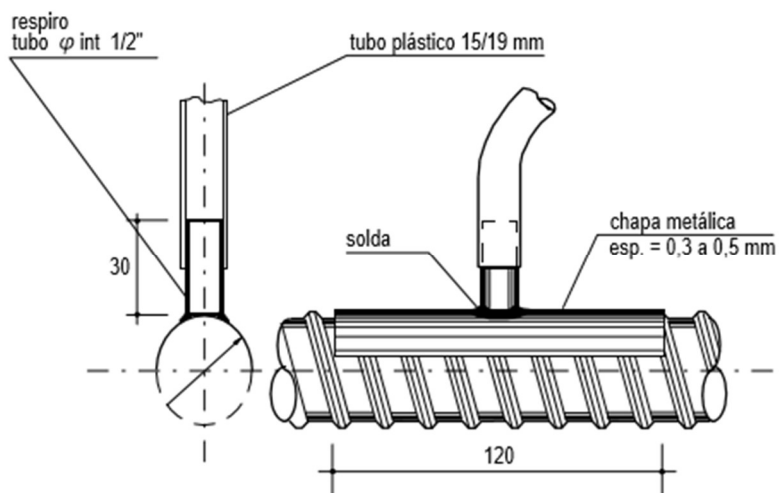
**Figura 3: Bainhas circulares e achatadas.**



Fonte: HANAI, 2005.

Para que seja injetada a nata de cimento, as bainhas possuem um respiro, que são colocados em pontos estratégicos, sendo os pontos de injeção nos locais mais baixos e os respiros nos pontos mais altos do cabo.(VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

**Figura 4: Ligação de um respiro num ponto intermediário da bainha**



Fonte: VERÍSSIMO, 1998.

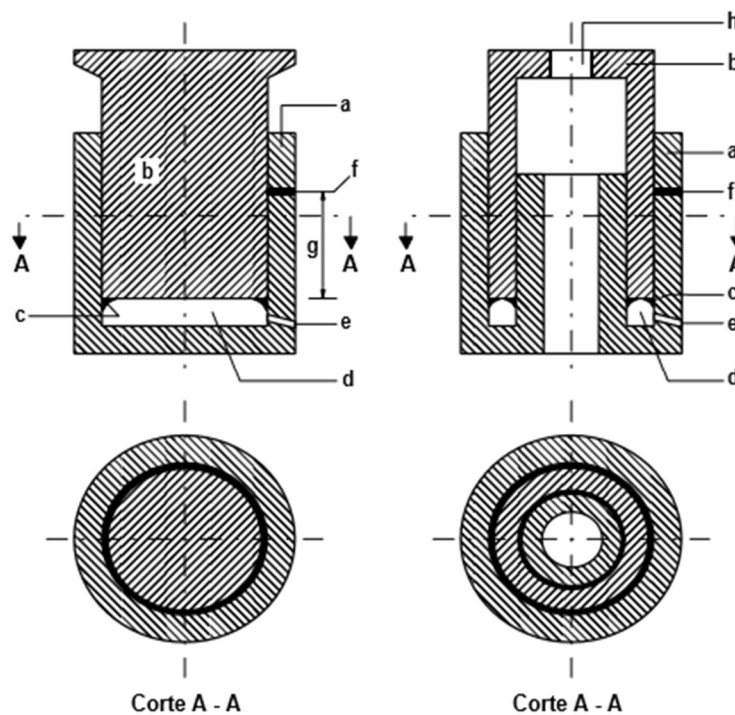
## 2.4. EQUIPAMENTOS DE PROTENSÃO

### 2.4.1. Macacos Hidráulicos

São macacos especiais, que foram criados no fim da segunda guerra mundial, para o acionamento dos trens de aterrissagem de aviões. São necessárias grandes forças para a protensão, portanto, foi preciso buscar soluções para chegar a essas forças. Os macacos hidráulicos foram vistos como a maneira mais simples de conseguir esse feito. Esses macacos são conectados a bombas especiais, que juntos, podem exercer uma pressão da ordem de  $50\text{kn/cm}^2$ , equivalente a uma coluna d'água de 5000m de altura.

Os macacos hidráulicos, são constituídos de um cilindro, de um pistão em seção cheia ou coroa circular e entre eles existe uma borracha especial para vedação.

**Figura 5: Corte de um macaco hidráulico simples, com pistão cheio e em coroa de círculo.**



Fonte: VERÍSSIMO, 1998. (a- Cilindro; b- Pistão; c- Vedação; d- Espaço para fluido; e- Ligação com a tubulação; f- Respiro de segurança; g- Alongamento de protensão; h- Abertura para a barra de protensão.

Vale ressaltar o cuidado que deve se ter ao utilizar tal equipamento, pois, se haver rompimento da cordoalha, pode ser que aconteça uma ejeção de parte da mesma ou até das ancoragens, em uma velocidade alta. Caso apareça alguém na trajetória do projétil ejetado, pode acontecer sérios danos.(VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

#### 2.4.2. Dispositivos de Ancoragens

São dispositivos que prendem os cabos tensionados na protensão, para manter a carga que foi aplicada pelo macaco hidráulico, impossibilitando que o mesmo fique frouxo.

Existem vários tipos de ancoragem que são:

- Ancoragem por aderência;
- Ancoragem por meio de cunhas;
- Ancoragem por meio de rosca e porca;
- Ancoragem por meio de cabeçotes apoiados em calços de aço ou argamassa injetada.

##### 2.4.2.1. Ancoragem Por Aderência

É utilizada na protensão com aderência inicial, processo no qual se exige uma força de protensão muito grande. Então, para que a ancoragem seja efetiva, é necessário desenvolver uma aderência mecânica, utilizando nervuras na armadura que vai criar um endenteamento entre armadura de protensão e concreto. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

#### 2.4.2.2. Ancoragem Por Meio De Cunhas

É um processo no qual os cabos são ancorados através de 2 materiais, sendo um cone macho e um cone fêmea. Basicamente, existem 2 tipos de cunhas. No primeiro, os fios vão deslizar entre o cone macho e a fêmea. No outro, o cone macho é repartido e possui um furo longitudinal por onde passará os fios. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

#### 2.4.2.3. Ancoragem Por Meio De Rosca E Porca

Nesse caso, deve-se fazer uma ligação entre os fios e alguma peça roscada. É um sistema simples, no qual o macaco vai estar ligado à barra roscada, e vai esticar o cabo. Quando a força de protensão chegar ao valor estabelecido em projeto, basta apertar a porca contra o apoio e o cabo se manterá tensionado. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

2.4.2.4. Ancoragem Por Meio de Cabeçotes Apoiados em Calços de Aço ou Argamassa Injetada.

É simplesmente, quando se deseja protender uma peça em apenas uma extremidade. Desse modo, na extremidade que não será protendida, coloca-se uma ancoragem fixa conhecida como ancoragem morta. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

### 2.5. SISTEMAS DE PROTENSÃO

O processo de protensão nas cordoalhas, pode ser executado antes ou depois da concretagem. Esse conceito origina os 3 sistemas de protensão que serão abordados: pré-tração com aderência inicial, pós-tração com aderência posterior e pós-tração sem aderência. (ORTEGA, 2017)

A princípio, vale compreender o que seria aderência, pode ser definida como “a propriedade que impede que haja escorregamento de uma barra em relação ao concreto que a

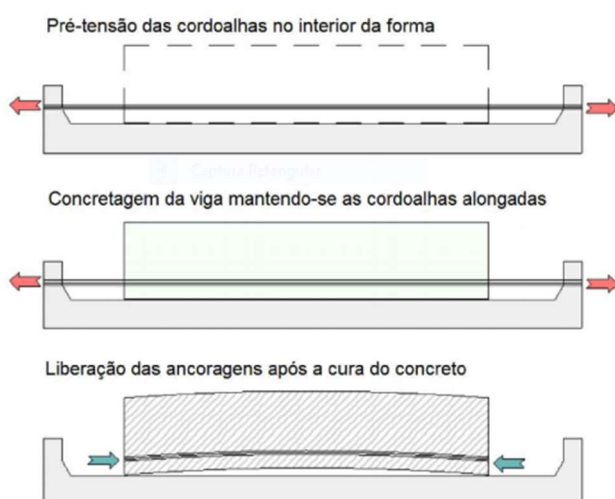


envolve. É, portanto, responsável pela solidariedade entre o aço e o concreto, fazendo com que esses dois materiais trabalhem em conjunto.”(PINHEIRO; MUZARDO, 2003)

### 2.5.1. Pré-Tração Com Aderência Inicial

A pré-tração só é feita com aderência, normalmente, em peças de concreto pré-fabricadas ou em pistas de protensão. Nesse processo, as ancoragens serão fixadas em apoios independentes e a armadura ativa será tracionada antes da concretagem do elemento. A força de protensão será transmitida por aderência, após o endurecimento do concreto. (ORTEGA, 2017)

**Figura 6: Detalhamento de protensão por processo de pré tração.**

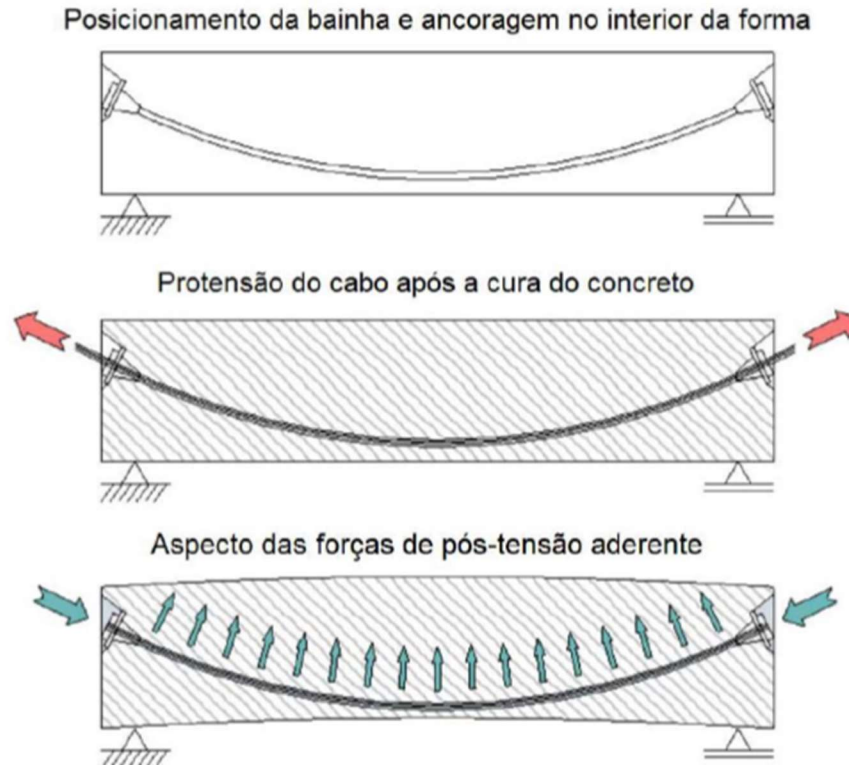


Fonte: ORTEGA, 2017.

### 2.5.2. Pós-Tração Com Aderência Posterior

Diferentemente da pré-tração, a pós-tração é feita após a concretagem do elemento estrutural. Nesse processo, as ancoragens serão postas no próprio elemento estrutural e é necessário que, antes da concretagem, sejam instaladas bainhas metálicas, por onde passarão os cabos de protensão (cordoalhas). Quando a concretagem estiver sendo concluída, as cordoalhas serão instaladas dentro das bainhas, e tracionadas. Então será aplicada uma nata de cimento que servirá de proteção para as cordoalhas e estabelecerá a aderência entre armadura e concreto. (ORTEGA, 2017)

**Figura 7: Detalhamento de protensão por processo de pós-tração com aderência posterior.**

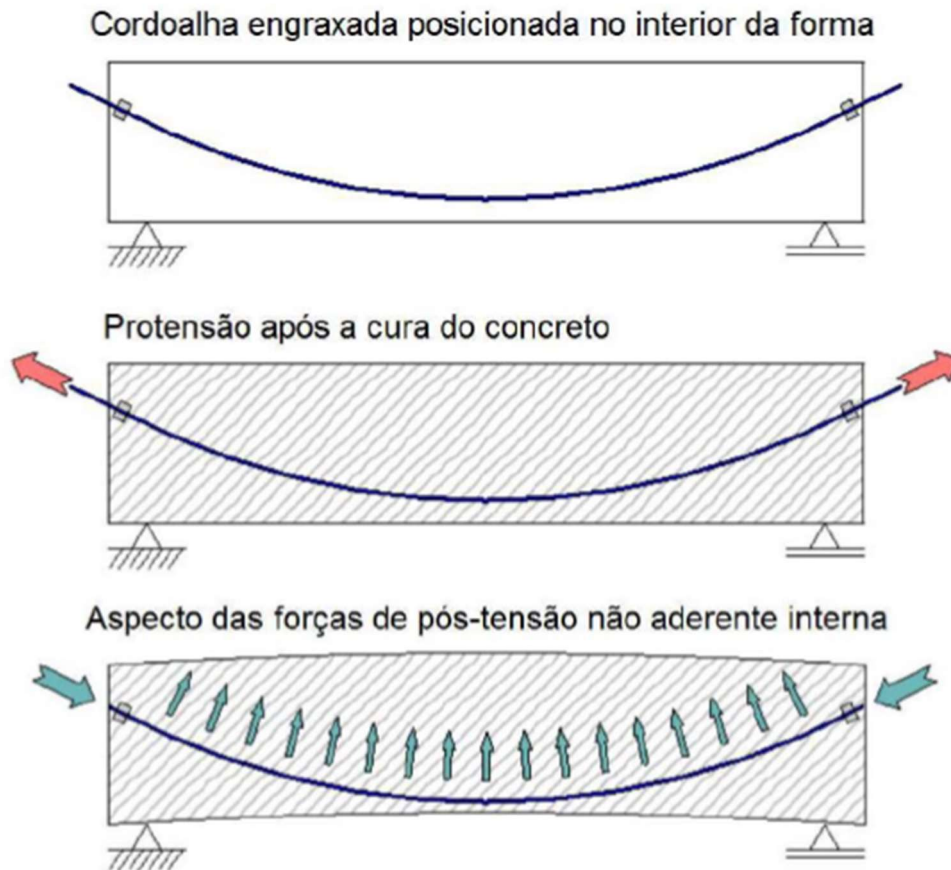


Fonte: ORTEGA, 2017.

### **2.5.3. Pós-Tração Sem Aderência**

Nesse processo, a tração também será aplicada após a concretagem da estrutura e as ancoragens também serão fixadas na mesma. A diferença é que não haverá aderência com o concreto, pois serão adotadas cordoalhas engraxadas. (ORTEGA, 2017)

**Figura 8: Detalhamento de protensão por processo de pós-tração sem aderência.**



Fonte: ORTEGA, 2017.

## 2.6. TIPOS DE PROTENSÃO

Existem 3 tipos de protensão: completa, limitada e parcial. A escolha está relacionada com a agressividade ao meio ambiente e aos estados limites de utilização de fissuração.

### 2.6.1. Protensão Completa

Possui excelentes condições de proteção de armaduras contra a corrosão, e equilibra as flutuações de tensão no aço a valores moderados. Dessa maneira, é recomendável esse tipo de protensão em locais muito agressivos, como por exemplo: tirantes em concreto protendido, reservatórios protendidos e vigas formadas pela justaposição de peças pré-moldadas, sem armadura suplementar nas seções das juntas. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

### 2.6.2. Protensão Limitada

São vigas dimensionadas para tensões moderadas de tração em serviço, levando em consideração que haja uma pequena probabilidade do elemento fissurar. As fissuras abertas, são fechadas após a passagem da carga, devido a uma atuação de sobrecarga transitória, pelo fato das seções continuarem comprimidas pelo efeito das cargas quase permanentes. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

Geralmente, a protensão limitada é utilizada em pontes, passarelas, etc. Nesse caso, as peças de concreto sofrem menos tensão de protensão do que sofreriam na protensão completa.

### 2.6.3. Protensão Parcial

Processo parecido com a protensão limitada, porém, nesse caso, é permitido tensões de tração maiores no concreto, formando de tal maneira, fissuras de maior abertura. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)

Ainda sobre Protensão Parcial, vale resaltar os limites adotados pela NBR no que diz respeito aos valores de fissuração máxima

**Tabela 7: Limite de fissuração em função da classe de agressividade do concreto simples, armado e protendido nível 1.**

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto Simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto Armado	CAA I	ELS-W $W_k \leq 0,4$ mm	Combinação Frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $W_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $W_k \leq 0,2$ mm	
Concreto Protendido Nível 1	Pré-tração com CAA I, ou	ELS-W $W_k \leq 0,2$ mm	Combinação Frequente

(protensão parcial)	Pós-tração com CAA	
	I e II	

Fonte: NBR 6118 – Adaptado.

## 2.7. PROPRIEDADES MECÂNICAS

$f_{ptk}$  – Capacidade característica do aço resistir à ruptura por tração do aço protendido.

$f_{pyk}$  – Ponto máximo (limite) que determina o escoamento convencional.

$\varepsilon_p$  – Valor do módulo de elasticidade.

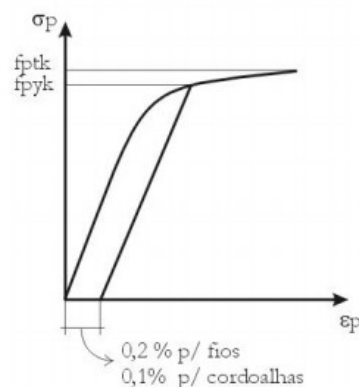
Geralmente tal valor é fornecido pelo fabricante. Sendo que para fios e cordoalhas são diferentes, sendo eles:

- Fios: 205000 MPa;
- Cordoalhas: 195000 MPa.

Entretanto, a NBR 6118 e a CEB (comitê euro-internacional de concreto) aconselham que seja adotado 200000 MPa, para os dois casos, devido a possibilidade da ausência de valores mais precisos.

De forma simplificada, para possibilitar melhor entendimento de como o aço comporta diante as forças de tensão, pode-se utilizar o diagrama de força de tensão x deformação:

**Figura 9: Diagrama de tensão e deformação do aço**



Fonte: (ISHITANI; FRANÇA, 2002)

Conforme foi padronizado pela NBR7482, o valor de  $f_{pyk}$  é correspondente a 0,2% de deformação para os fios e 0,1% de deformação para as cordoalhas.

## 2.8. PERDA DE PROTENSÃO

Define-se como perda de protensão o fenômeno que representa a dissipação da tensão ao longo do tempo na armadura protendia. Tal perda pode ser gerada antes, durante ou depois do tracionamento. O que ocorre é a diminuição do alongamento da armadura, sendo que tal circunstância pode ser originada por diversos fatores.(BASTOS, 2019)

É de extrema importância considerar perda de tensão no momento do cálculo, afim de considerar a força de protensão efetiva, ou seja, aquela que realmente irá atuar na estrutura. (BASTOS, 2019)

A NBR 6118:2014 aconselha que “o projeto deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor, ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).”

### **2.8.1. Tipos de Perda de Protensão.**

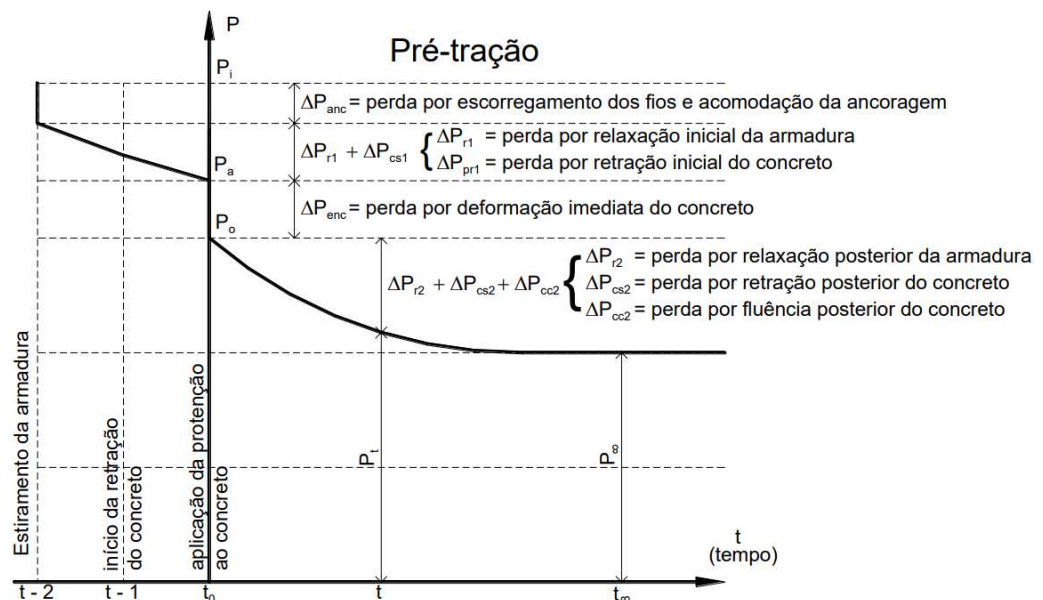
#### **2.8.1.1. Perda de Força de Protensão de Caráter Inicial.**

São aquelas que ocorrem antes mesmo que a armadura seja tracionada (nbr 6118), sem mesmo que ocorra transferência de protensão para a peça. (Dimensionamento de vigas de concreto armado) A NBR 6118 descreve quatro circunstancias que ocorrem perda de protensão de caráter inicial, são elas:

- **Atrito:** Ocorre devido o contato com os pontos de desvio da armadura longitudinal. Deve ser verificado por meio de testes em laboratório, afim de prever tal situação.
- **Escorregamento na Ancoragem:** Logo quando é realizado o estiramento da armadura de protensão (dimensionamento de vigas de concreto armado), a mesma escorrega alguns milímetros até encaixar perfeitamente.
- **Relaxação:** A armadura é tracionada gerando tensões, possibilitando assim a relaxação. Seu valor está relacionado com o tempo que permanecerá alongada até fazer a liberação do dispositivo responsável pelo tracionamento.
- **Retração inicial do concreto:** Por um motivo qualquer, geralmente evaporação de água, o concreto reduz seu volume, juntamente com a armadura protendia.

O seguinte gráfico faz uma demonstração de como ocorre a perda da força de protensão ao longo do tempo:

Figura 10: Gráfico de perda de força de protensão inicia ao longo do tempo.



Fonte: HANAI, 2005.

#### 2.8.1.2. Perda de Força de Protensão de Caráter Imediato.

São aquelas que ocorrem no momento de transferência da força de tração.

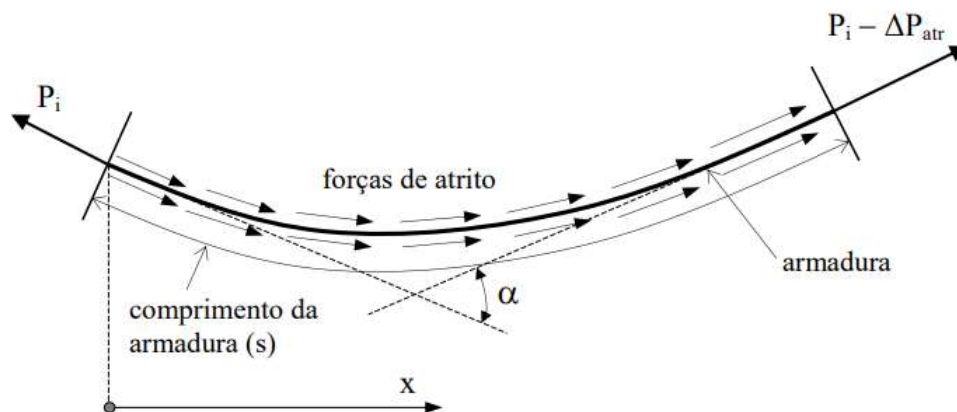
A NBR6118 (item 9.6.3.3.2) define como: “para os sistemas usuais de protensão, as perdas imediatas são as devidas ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem, como detalhado em 9.6.3.3.2.1 a 9.6.3.3.2.3.”

- Encurtamento elástico imediato do concreto: Assim que a cordoalha ou o fio é solto ocorre uma aplicação de força de compressão na estrutura, transferindo assim a força de protensão para a peça, e seu imediato encurtamento, afrouxando assim os cabos que antes foram protendidos. (NBR6118, 2014; BASTOS, 2019)

- Perda por atrito: Devido a movimentação das cordoalhas dentro da bainha, ocorre uma força contrária ao movimento de protensão, diminuindo o alongamento da armadura e conseqüentemente a tensão aplicada. (BASTOS, 2019)

Representação de como a força de atrito se comporta dentro da bainha, por meio do movimento da mesma:

Figura 11: Detalhamento da perda de força de protensão por atrito.



Fonte: (BASTOS, 2019)

#### 2.8.1.3. Perda de Força de Protensão de Caráter Progressivo.

- Retração.

Nesse segundo momento há um avanço da perda de protensão por retração, uma vez que o mesmo iniciou-se ainda no momento de pré tração, a chamada retração inicial. No entanto, quando há cabo ou conjuntos de cabos, o fenômeno dá-se por etapas. A perda só será completa, por exemplo, em um sistema com vários cabos, quando todos sofrerem perda de protensão por retração, então é feita uma somatória considerando todos instantes para saber qual o valor total a ser usado para cálculo. (HANAI, 2005)

- Fluência.

HANAI de fluência como o “um fenômeno que se manifesta ao longo do tempo, produzindo deformações plásticas e elásticas progressivas das fibras nas regiões solicitadas”.

Diferentemente da retração, para ocorrer perda de força de protensão por fluência é necessário carregamento, seja ele qualquer, imprimindo uma força de compressão sobre a estrutura.

- Relaxação.

Devido a armadura estar tracionada por um tempo infinito e com o mesmo comprimento inicial, com o decorrer do tempo, ela se adequa a força submetida, diminuindo assim a tensão gerada pela força de protensão, o que denomina-se relaxação do aço. (VERÍSSIMO; KLÉOS, 1998)



## 2.9. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA USADOS EM PROJETOS.

A princípio é importante ressaltar que os critérios de segurança adotados em cálculos têm como origem a NBR 8681, e os estados-limites aplicados serão os estados-limites últimos e estados-limites de serviço. (NBR 6118, 2014)

A segurança trabalha de forma que relaciona o previsto com a ruína da estrutura, usando métodos estatísticos, portanto determinísticos. É possível ser feita sua análise a partir das solicitações de cálculo ( $s_d$ ) e resistência de cálculo ( $r_d$ ), sendo que  $s_d$  deve ser menor que  $r_d$ .

### 2.9.1. Estado Limite Último (ELU)

A NBR 8681 (item 3.2.2) define como “estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção”. Então é o estado em que ocorrerá a ruptura da estrutura.

### 2.9.2. Estado Limite De Serviço (ELS)

A NBR 8681 (item 3.2.2) define como “estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura”.

Por sua vez, a nbr 6118 (item 10.4) define sendo “aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas. A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns estados-limites de serviço definidos na seção 3. Em construções especiais pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados-limites de serviço não definidos nesta norma”.

Em resumo, se uma estrutura alcança o Estado Limite De Serviço, não irá colapsar (romper), pois não esgotou toda sua capacidade de resistência à carga, porém está em risco.

A seguir, algumas definições dos tipos de estados limites de serviço, segundo a nbr6114 (item 3.2):

- Estado-Limite De Formação De Fissuras (ELS-F)

“Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a  $f_{ct,f}$  (ver 13.4.2 e 17.3.4).”

Sendo que  $f_{ct,f}$  é a resistência do concreto à força de tração no momento que sofre flexão. (BASTOS, 2019)

- Estado-Limite De Abertura Das Fissuras (ELS-W)

“Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados em 13.4.2 (ver 17.3.3).” O comprimento da abertura é denominada por  $w_k$ , o limite adotado serve para garantir a proteção do ambiente externo impedindo assim a sua degradação.

- Estado-Limite De Deformações Excessivas (ELS-Def)

“Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, dados em 13.3 (ver 17.3.2).” Portanto, torna-se impossível o uso de uma estrutura nesse estado-limite, por comprometer a edificação ou pelo aspecto visual, devido as grandes deformações.

- Estado-Limite De Vibrações Excessivas (ELS-VE)

“Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.”

Agora, tratando de fenômenos que ocorrem apenas em estruturas protendidas.

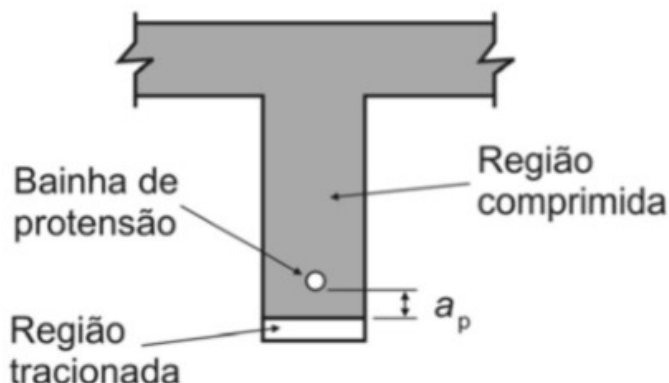
- Estado-Limite De Descompressão (ELS-D)

“Estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Verificação usual no caso do concreto protendido (ver 13.4.2).” Ocorre que devido os carregamentos na área da seção comprimida, a mesma vai sendo descomprimida, perdendo assim sua resistência.

- Estado-Limite De Descompressão Parcial (ELS-DP)

“Estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância  $a_p$  da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão (ver figura 3.1 e tabela 13.4).”

Figura 12: Estado limite de descompressão parcial.



Fonte: NBR 6118, 2014.

- Estado-Limite De Compressão Excessiva (ELS-CE)

“Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão (ver 17.2.4.3.2.a).”

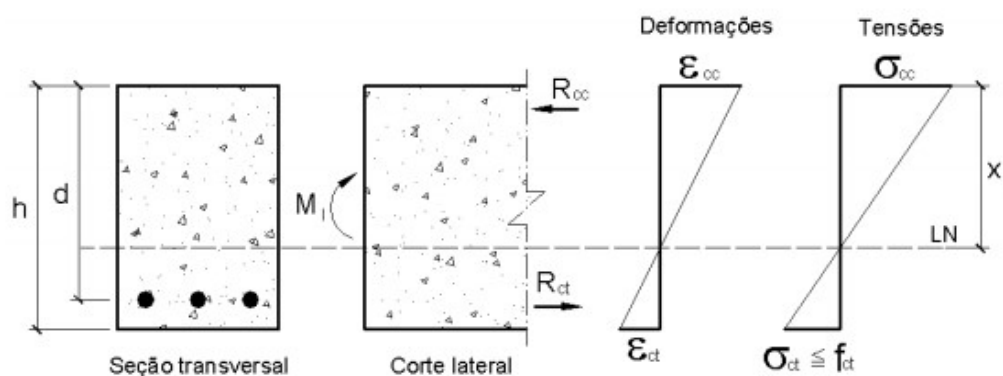
## 2.10. ESTÁDIOS DO CONCRETO

É a maneira de classificar a seção do concreto quanto ao seu desempenho se submetido a uma carregamento qualquer. Divide-se em três fases, são elas: estágio 1, estágio 2 e estágio 3

### 2.10.1. Estádio 1.

Está diretamente relacionada a fase inicial do carregamento da estrutura, não apresentando ruptura, e ainda, mesmo que baixo, o concreto consegue resistir a tensão de tração. (CAMACHO, 2008) Pode ser representado da seguinte forma:

**Figura 13: Comportamento do concreto na flexão pura – Estádio 1.**



Fonte: (CAMACHO, 2008)

Através da análise, pode-se concluir os seguintes pontos, são eles:

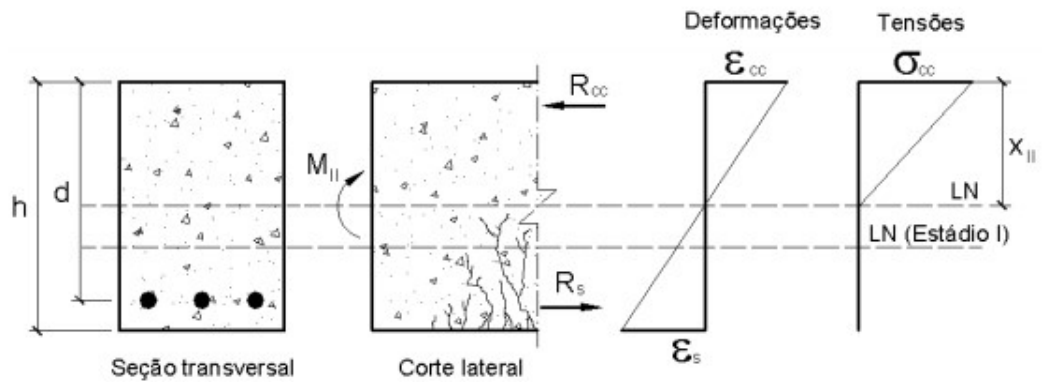
- A seção não apresenta fissura;
- Diagrama de tensão é linear, ou seja, permite aplicar a lei de hooke (dep de engenharia e estruturas), o que significa que a força de deformação é proporcional às deformações elásticas;
- Existe tensão de tração, ainda que pouca, por se tratar de concreto. Tal tensão é resistida pelo próprio concreto, nesse primeiro momento.

O estágio 1 se encerra quando ocorre fissura na peça. Então, é esse estágio que calcula-se o momento de fissuração.

### 2.10.2. Estádio 2

Devido ao aumento de momento na estrutura, é possível verificar que ocorre algumas alterações, se comparado com o estágio 1. Para tanto, vale observar a seguinte figura:

**Figura 14: Comportamento do concreto na flexão pura – Estádio 2**



Fonte: (CAMACHO, 2008)

Através da análise, pode-se concluir os seguintes pontos, são eles:

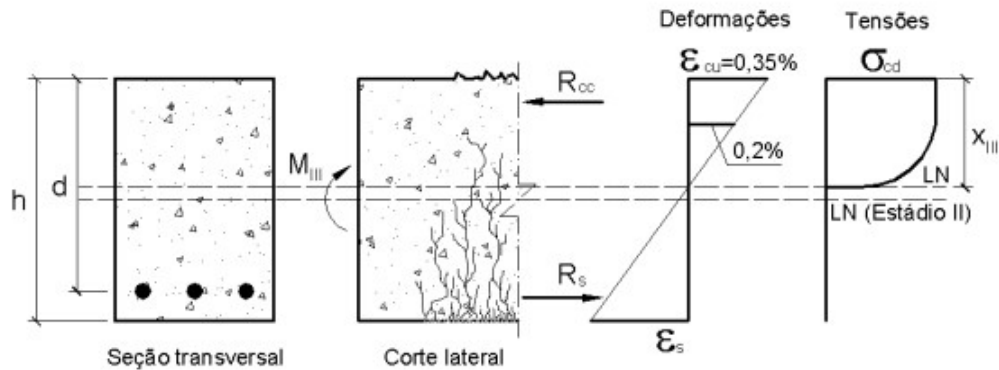
- Presença de fissuras. O que possibilita realizar verificações da peça quanto ao seu estado limite de serviço, uma vez que por meio desta é analisado as fissuras e deformações;
- Não mais existe contribuição do concreto tracionado, então nessa fase toda tensão de tração está sendo resistida por meio das armaduras, mas o diagrama continua linear, o que ainda possibilita a aplicação da lei de hooke;
- A linha neutra (LN) muda de posição.

O estágio 2 se encerra quando o concreto começa a sofrer plastificação. (dep de engenharia e estruturas)

### 2.10.3. Estádio 3

A zona que está submetida a compressão apresenta-se plastificada e o concreto está prestes a romper (dep de engenharia e estruturas).

Figura 15: Comportamento do concreto na flexão pura – Estádio 3



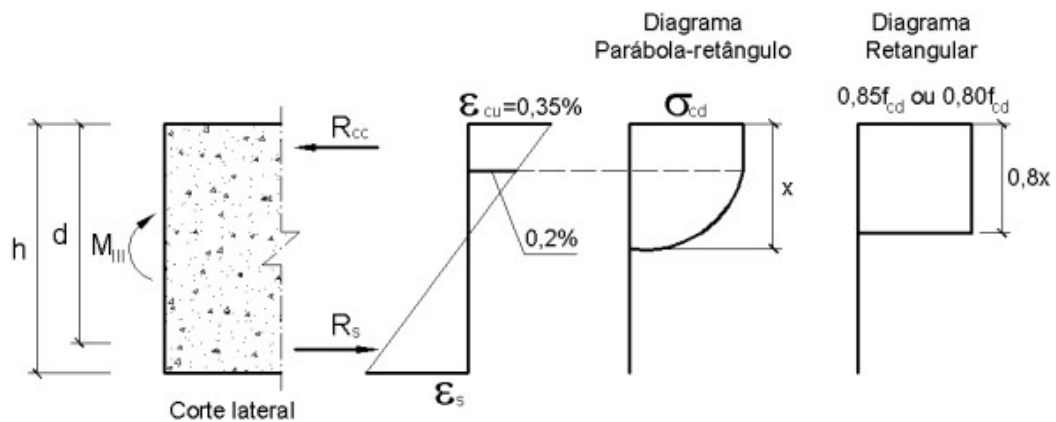
Fonte: (CAMACHO, 2008)

Através da análise, pode-se concluir os seguintes pontos, são eles:

- Aumento de fissuras, possibilitando rompimento da peça;
- Diagrama de tensão com formato de parábola-retângulo. Tal formato está diretamente relacionado com o diagrama de tensão e deformação do concreto, assim como nos outros domínios, em que a parte com parábola é o momento em que a tensão aumenta juntamente com a deformação só que de forma exponencial, e, em seguida, na parte retangular, o concreto já atinge seu limite ( $0,85 f_{cd}$ ) aumentando assim a possibilidade do rompimento eminente.

A NBR 6118 ainda permite que seja trabalhado com uma adequação do diagrama de tensão para o estágio 3, de forma que facilite o cálculo.

Figura 16: Comportamento do concreto na flexão pura - Estádio 3 – com nova formulação.



Fonte: (CAMACHO, 2008)

No estágio 3 é realizado o dimensionamento do cálculo de ruptura, uma vez que nessa fase é possível observar tal fenômeno.

## 2.11. AÇÕES NA ESTRUTURA

É o estudo de todas possibilidades que podem ocorrer em uma estrutura de concreto, no que diz respeito aos esforços que a mesma estará submetida. A NBR 8681, define como “causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.”

Dá-se a importância de tal tema devido a segurança da estrutura, uma vez que são definidos valores de majoração e minoração afim de reduzir ao máximo a possibilidade da ruptura da peça. Segundo a nbr 6118 (item 11.2.1): “na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço.”

### 2.11.1. Ações permanentes

Segundo a NBR 6118, item 11.3.1, “ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção.” Representada por  $g$ .

Pode ser dividida em duas categorias, são elas: ações permanentes diretas e ações permanentes indiretas.

#### 2.11.2. Ações permanentes diretas

A NBR 6118, item 11.3.2, descreve que “as ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes.” Ou seja, são aquelas que tendem a não mover-se, como uma parede, ou até mesmo um equipamento de grande peso que tem sua posição pré determinada e fixa.

#### 2.11.3. Ações permanentes indiretas

“As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e

protensão.” (NBR 6118, item 11.3.3). Portanto, são as deformações que ocorrem ao longo do tempo por um fator qualquer.

Vale observar, como tema central do trabalho, a ação da protensão no que diz respeito as ações permanentes indiretas, a NBR 6118 (11.3.3.5) descreve que “a ação da protensão deve ser considerada em todas as estruturas protendidas, incluindo, além dos elementos protendidos propriamente ditos, aqueles que sofrem a ação indireta da protensão, isto é, de esforços hiperestáticos de protensão. O valor da força de protensão deve ser calculado considerando a força inicial e as perdas de protensão conforme estabelecido em 9.6.3. Os esforços solicitantes gerados pela ação dessa protensão podem ser calculados diretamente a partir da excentricidade do cabo na seção transversal do elemento estrutural e da força de protensão ou através de um conjunto de cargas externas equivalentes, ou ainda através da introdução de deformações impostas correspondentes ao pré-alongamento das armaduras.”

#### **2.11.4. Ações variáveis**

Segundo o item 11.6.1.2, da NBR 6118 “os valores característicos das ações variáveis,  $f_{qk}$ , estabelecidos por consenso e indicados em normas brasileiras específicas, correspondem a valores que tem de 25 % a 35 % de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que significa que o valor característico  $f_{qk}$  é o valor com período médio de retorno de 174 anos a 117 anos, respectivamente.

## **2.12. COMBINAÇÕES DE AÇÕES**

A NBR 6118, item 11.8.1, descreve que “um carregamento é definido pela combinação das ações que tem probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período preestabelecido. A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.”



### 2.12.1. Combinações Últimas

Segundo a NBR 6118, item 11.8.2, podemos classificar em: normal, especial ou de construção e excepcionais. A mesma norma ainda traz as seguintes definições:

#### 2.12.1.1. Normal

“Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681.”

#### 2.12.1.2. Especiais ou de construção

“Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível, de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681.”

#### 2.12.1.3. Excepcionais

“Em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme abnt nbr 8681. Nesse caso se enquadram, entre outras, sismo e incêndio.”

A NBR 6118 resume em equações as combinações citadas anteriormente, de forma que relaciona as diversas possibilidades.

**Quadro 1: Relação de ações nas combinações últimas.**

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de Concreto Armado.	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{sg} F_{sgk}$ $+ \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{q1k})$ $+ \Psi_{sq} \Psi_{os} F_{sqk}$

<b>Normais</b>	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de Concreto Protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores e para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs}G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs}Q_{s,min}$
<b>Especiais ou de construção</b>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{sg} F_{sgk} + \gamma_q (F_{qlk} + \Sigma \Psi_{oj} F_{qlk}) + \gamma_{sq} \Psi_{os} F_{sqk}$	
<b>Excepcionais</b>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{sg} F_{sgk} + F_{qlexc} + \gamma_q \Sigma \Psi_{oj} F_{qlk} + \gamma_{sq} \Psi_{os} F_{sqk}$	

Fonte: NBR 6118, 2014. Editado.

Como pode ser observado, o cálculo das ações para do tipo normal, considera as cargas permanentes diretas e indiretas (retração), as cargas variáveis principal e secundárias, e também a temperatura, todas multiplicadas por seus respectivos coeficientes de ponderação.

Apesar da representação da equação ser a mesma para combinações normais e especiais ou de construção, o que as difere são os valores dos coeficientes de ponderação.

Deve-se observar a presença do  $F_{qlexc}$  na equação das ações excepcionais que é o valor da carga excepcional.

### 2.12.2. Combinações de Serviço

Segundo a NBR 6118, item 11.8.3.1, podemos classificar em: combinações de serviço quase permanentes, combinações de serviço frequentes e combinações de serviço raras. A mesma norma ainda traz as seguintes definições:

#### 2.12.2.1. Quase permanentes

Aquelas que atuam “durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas”.

#### 2.12.2.2. Frequentes

“Repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações”.

### 2.12.2.3. Raras

“Ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.”

Assim como é para as combinações últimas, de forma semelhante, a NBR 6118 resume em equações as possíveis combinações de serviço.

**Quadro 2: Relação de ações nas combinações de serviço.**

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
<b>Quase permanentes (CQP)</b>	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$ .	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \Psi_{2j} F_{qj,k}$
<b>Frequentes (CF)</b>	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{ql}$ é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 F_{qlk}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$ .	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Psi_1 F_{qlk} + \Sigma \Psi_{2j} F_{qjk}$
<b>Raras (CR)</b>	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{ql}$ é tomada com seu valor característico $F_{qlk}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\Psi_1 F_{qlk}$ .	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{qlk} + \Sigma \Psi_{1j} F_{qjk}$

Fonte: NBR 6118, 2014. Editado.

Por meio da análise das equações é possível observar os comportamentos das diferentes possibilidades de combinações das ações no que diz respeito ao estado de serviço.

Nas combinações de serviço do tipo quase permanentes têm-se a somatória de carregamentos permanentes e variáveis, sendo que nos último citado é multiplicado por um

fator de redução, deduzindo que os carregamentos, por algum momento não vão estar sobre a estrutura. Para exemplificar, pode-se pensar em uma academia no piso superior, que quando está fechada, não terá os carregamentos gerados por alunos que normalmente estariam no local, enquanto estiver aberta.

Por sua vez, as combinações de serviço do tipo frequentes é representada por meio da somatória das cargas permanentes, e cargas variáveis com seus respectivos coeficientes de ponderação.

E por fim, as combinações de serviço do tipo raras, se equipara com as do tipo frequentes porém sem fator de ponderação por que é considerado seu valor integral.

A NBR 6118 defini quais são os valores dos coeficientes de majoração e minoração das possíveis combinações de ações.

O item 11.7 da norma, citada anteriormente, descreve que o coeficiente de majoração  $\gamma_f$  É dado pela multiplicação de  $\gamma_{f1}$ ,  $\gamma_{f2}$  e  $\gamma_{f3}$ .

$$\text{Então,} \quad \gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3}$$

Onde a NBR 8681, item 4.2.3.1, define:

- $\gamma_{f1}$  Está relacionado a variabilidade das ações;
- $\gamma_{f2}$  É o coeficiente de combinação, representado também por  $\psi_0$ ;
- $\gamma_{f3}$  Está relacionado os erros das avaliações dos efeitos das ações.

**Tabela 8: Valores do coeficiente  $\gamma_{f2}$**

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, oficinas, arquivos e garagens.	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento na estrutura em geral.	0,6	0,3	0

Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
-------------	---	-----	-----	-----

Fonte: NBR 6118/2014.

Como pode-se observar é utilizada a mesma metodologia para verificação da segurança nas estruturas de concreto armado simples e nas estruturas de concreto protendido.(HANAI, 2005)

### 3. PROJETOS DE ESTUDO DE CASO

O modelo apresentado neste trabalho é de autoria do Engenheiro Civil Estruturalista Reninaldo Lopes Ferreira. Foi aplicado no curso de Lajes Protendidas, pela plataforma TQS, no ano de 2020, em que o Engenheiro Reginaldo é responsável e instrutor.

#### 3.1.ELABORAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL COM ELEMENTOS EM CONCRETO PROTENDIDO COM AUXÍLIO DO SOFTWARE TQS®.

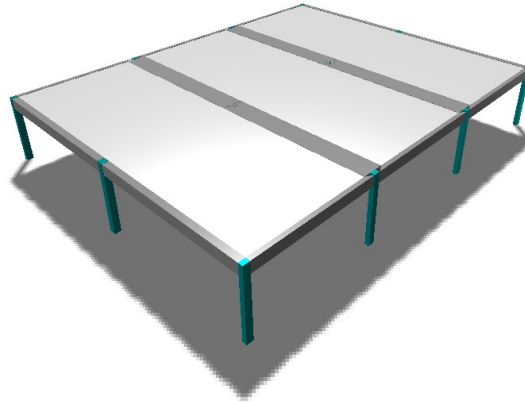
##### 3.1.1. Dados da planta de forma

Trata-se de uma laje com dimensão total de 19,70 m por 15,70 m, possui 8 pilares de 30 x 20 cm nas extremidades superior e inferior, 2 pilares de 30 x 30 cm na extremidade da linha central da planta apoiando as duas vigas altas, e 2 pilares centrais de 40 x 40 cm apoiando as 2 vigas faixas no centro da laje. Bem como, a respeito das vigas, apresenta duas vigas faixa 100 x 30 cm, duas vigas altas nas extremidades laterais 30 x 50 cm e duas vigas altas na extremidade inferior e superior 20 x 50 cm. Projeto modelado com laje nervurada com h: 30cm.

Os vãos são (eixo a eixo):

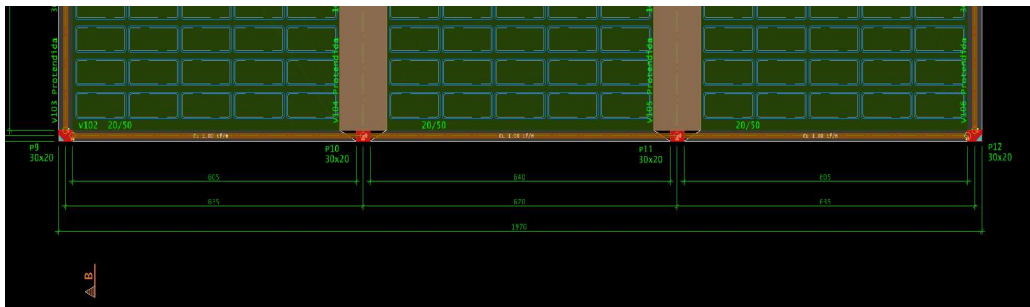
- Vigas altas, nas extremidades: 7,75m. (a ser protendida).
- Vigas faixas, no centro: 7,75m. (a ser protendida).
- Vigas altas, nas extremidades superior e inferior: 6,35m e 6,70m. (concreto armado convencional).

**Figura 17: 3D planta de forma.**



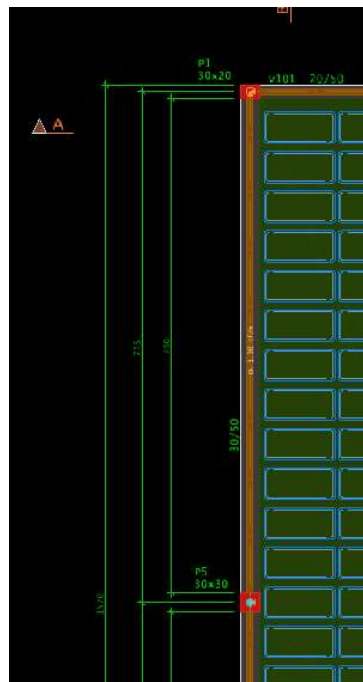
Fonte: TQS®.

**Figura 18: Cotas parte inferior da planta de forma.**



Fonte: TQS®.

**Figura 19: Cotas parte inferior da planta de forma.**



Fonte: TQS®.

### 3.1.2. Critérios de dimensionamento

Antes de modelar o projeto no TQS® foi necessário editar os critérios e características essenciais afins de calcular/processar o mesmo de forma que seja coerente com o caso em questão. Para tanto, foi adotada a NBR 6118, como referência para os valores adotados. Entre eles, os principais são:

- Protensão com cordoalha não-aderente (engraxada);
- Tensão de resistência à compressão característica do concreto  $f_{ck}$ : 30 MPa
- Módulo de elasticidade longitudinal do concreto  $E_c$ : 26838,405 MPa
- Tensão de resistência à compressão característica do concreto em j dias  $f_{ckj}$ : 21 MPa
- Coeficiente de ponderação de resistência do concreto  $\gamma = 1,4$
- Armadura ativa: CP190 RB 12.7
- Coeficiente de atrito das cordoalhas engraxadas: 0,07
- Cobrimento da armadura passiva: 5 cm
- $A_{smin}$  dimensionada segundo a NBR 6118, tabela 19.1
- Modelo estrutural adotado: IV. A TQS® define que “os pavimentos são discretizados em grelha isoladas (lajes e vigas), levando-se em conta a presença dos pilares através de molas nos apoios. Cada pavimento é ‘independente’ dos demais.”

## 3.2. SISTEMA ESTRUTURAL EM CONCRETO PROTENDIDO

### 3.2.1. Lançamento de elementos protendidos e processamento

Primeiramente foi modelado todo projeto, lançando elementos. Depois que processou a forma e a grelha, deu-se início ao lançamento das RPU (Região de Protensão Uniforme), pode ser definido como RPU uma região que possui valores e largura constantes, por meio dela é possível definir características de ancoragem, espaçamentos de borda e tudo que diz respeito ao detalhamento das vigas protendidas.

O programa gera automaticamente a quantidade cordoalhas que ele julga necessário, mas é possível editar de acordo com o critério do projetista.

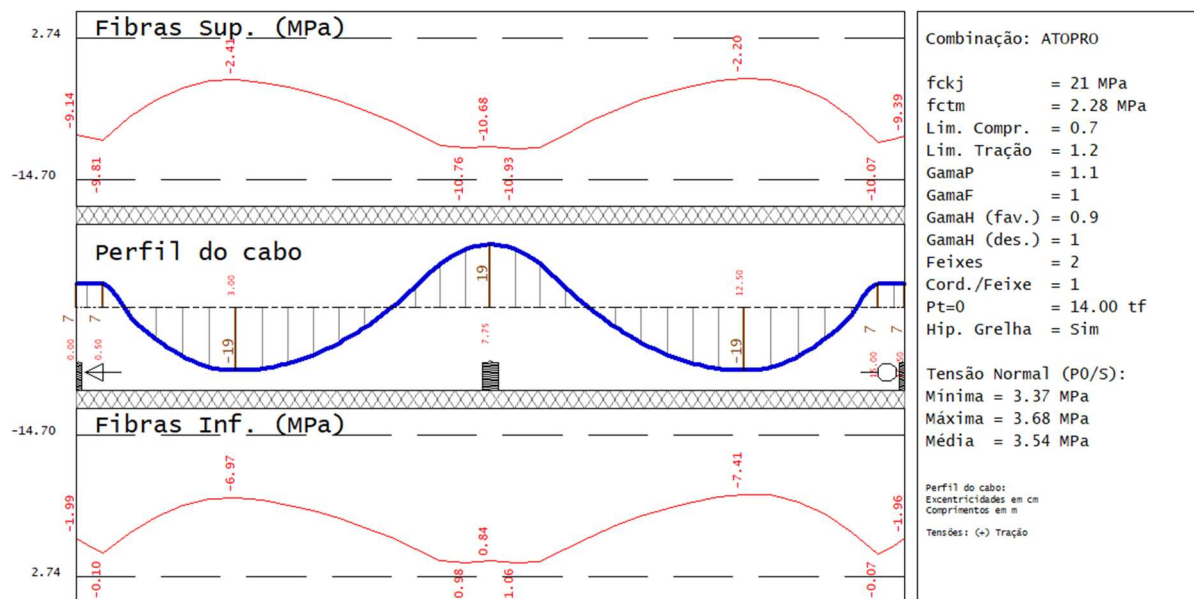




Nota-se que o diagrama gerado pela protensão (cor azul) acompanha bem o diagrama de momento da viga sem protensão (cor roxa), mesmo com a alteração na quantidade de feixes e cordoalhas, vale observar também que uma pequena parte do diagrama de momento da viga “avança” o limite gerado pelo diagrama de momento da protensão na parte superior, e no momento positivo, a protensão não “cobre” o diagrama da viga. Tais fatores vão gerar tensões nos locais indicados e armaduras para combatê-los, mas, como a diferença é considerada pequena, o resultado torna-se satisfatório.

### 3.2.1.1.1. Análise das Tensões e Armadura Mínima

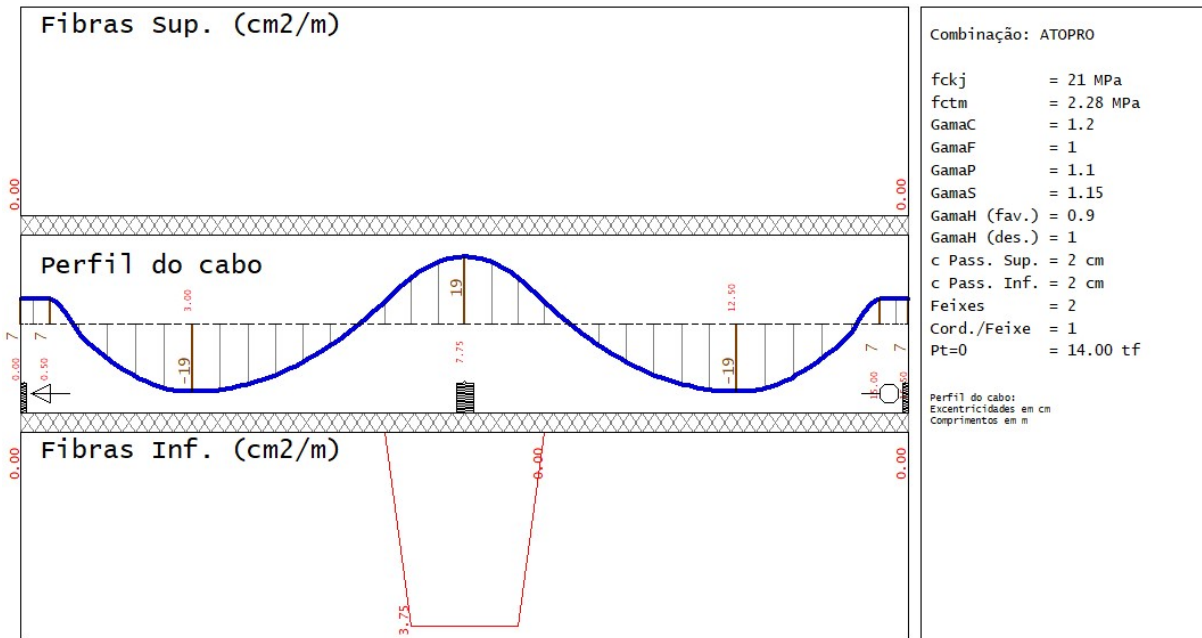
Figura 21: Diagrama de tensão no ato da protensão, RPU 9.



Fonte: TQS®.

A figura 21 apresenta pequenas tensões de tração nas fibras superiores com valor de -2,20MPa. Em contrapartida está sendo submetida a uma força de compressão na região central, com valor de -10,68MPa, todas dentro do limite estabelecido pelo programa. Nas fibras inferiores possui tensão de tração no centro da viga, valores consideráveis, como 1,06 MPa, tornando necessária a armadura positiva.

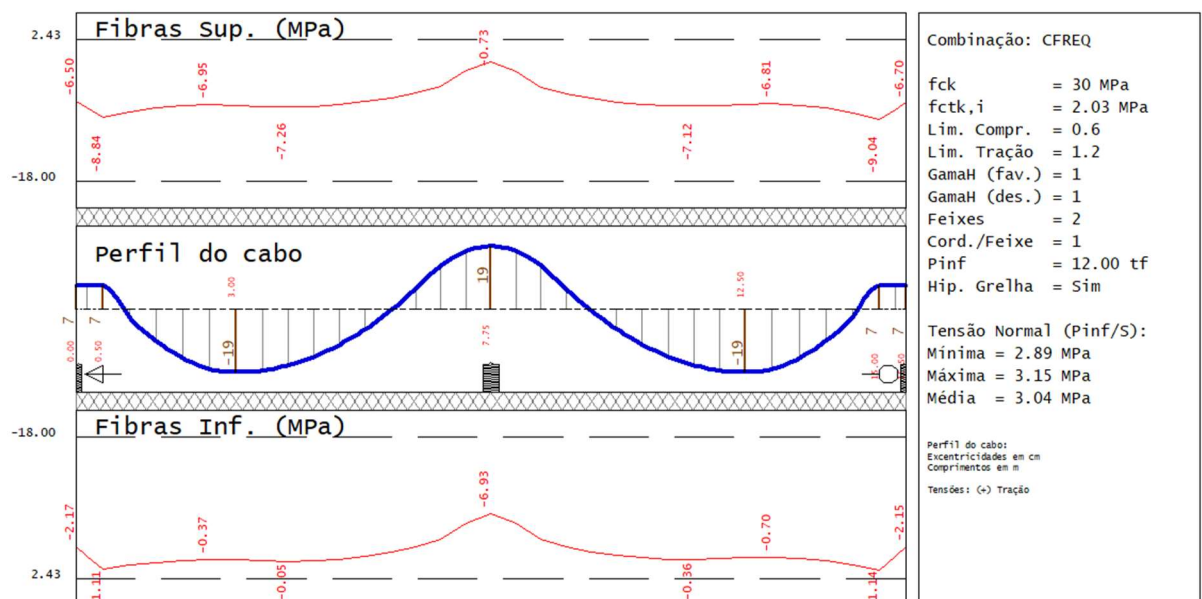
Figura 22: Diagrama da armadura mínima no ato da protensão, RPU 9.



Fonte: TQS®.

Mostrou-se necessária armadura positiva devida tensão de tração demonstrada na Figura 21, com um valor total de 3,75 cm<sup>2</sup>/m. Vale ressaltar que esse valor será multiplicado pela largura da viga pois a mesma não possui  $bw$  (largura da alma de uma viga): 1m.

Figura 23: Diagrama de tensão no carregamento frequente, RPU 9.

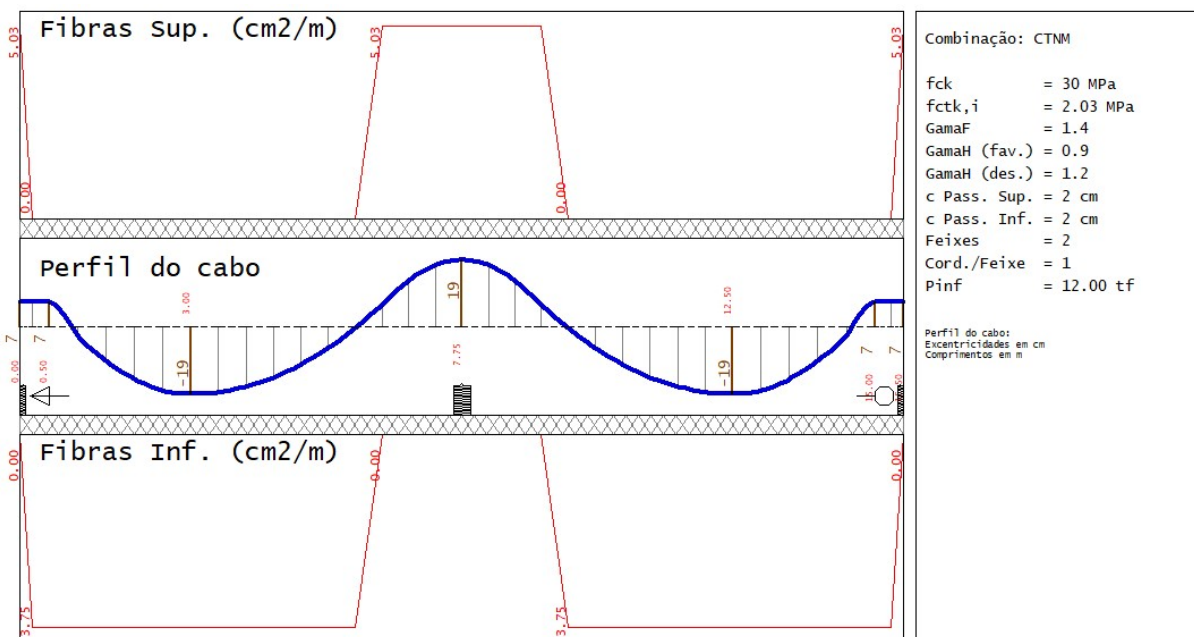


Fonte: TQS®.

A representação da Figura 23, quando analisada as fibras superiores, é possível observar a presença de tensões de tração próxima ao limite estabelecido (2,43MPa), cujo valor máximo é 0,73MPa, e as tensões de compressão não apresentam risco pois estão consideravelmente distantes do limite definido (-18MPa).

No que diz respeito as fibras inferiores, é possível notar a presença de tensões de tração consideravelmente altas, sendo de 1,11MPa e 1,14MPa, presentes predominantemente nas extremidades da viga.

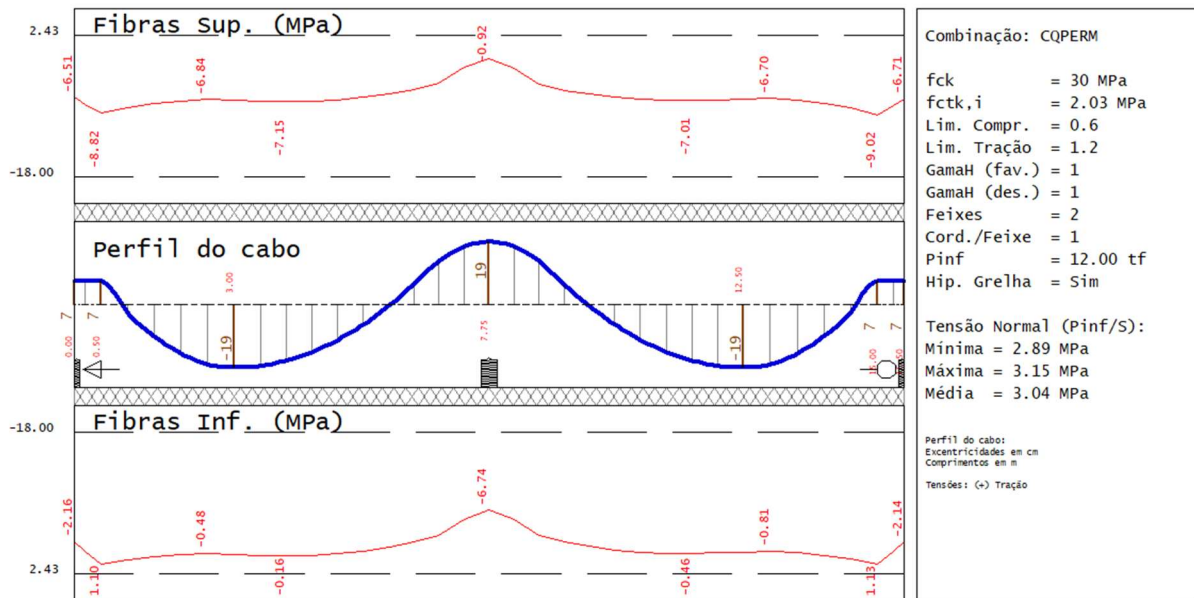
**Figura 24: Diagrama de armadura mínima no caso Combinação Total não Majorada nos Esforços, RPU 9**



Fonte: TQS®.

Como esperado, tornou-se necessária armaduras para combater as tensões submetidas, cuja áreas de aço são 5,03 cm<sup>2</sup>/m e 3,75cm<sup>2</sup>/m, nas fibras superiores e inferiores respectivamente.

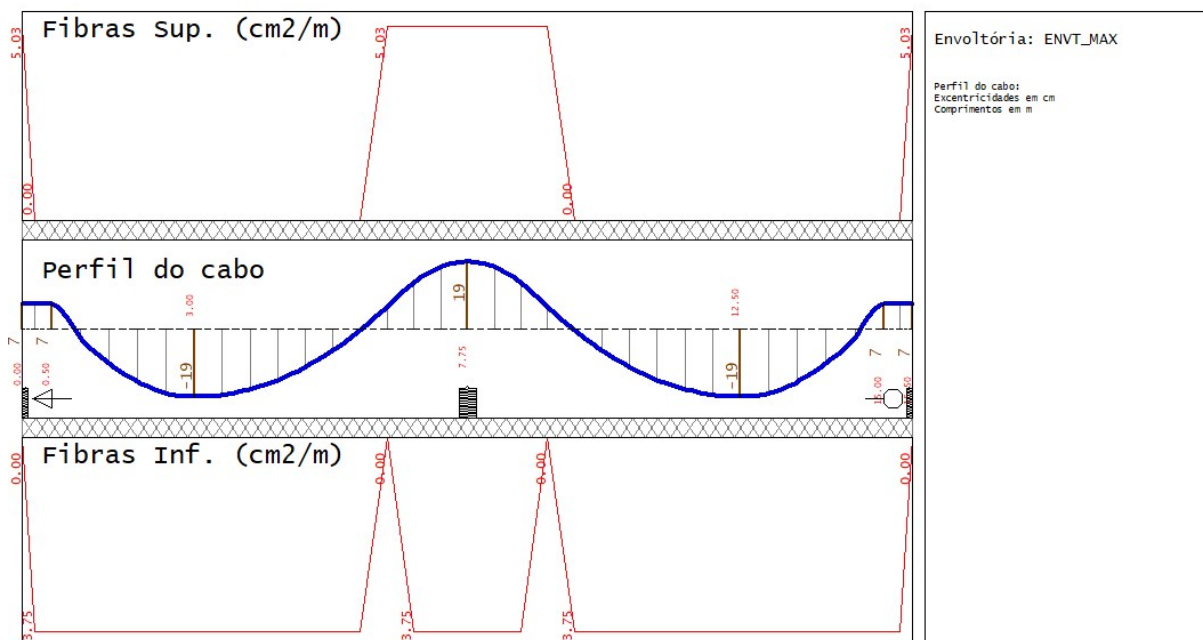
Figura 25: Diagrama de tensão no carregamento permanente, RPU 9.



Fonte: TQS®.

A viga 103, quando submetida a um carregamento quase permanente, apresenta tensões de tração nas fibras superiores, cujo valor máximo é de 0,92 MPa, e nas fibras inferiores 1,10 MPa e 1,13 MPa, que tornará necessária armaduras para anulá-las. As tensões de compressão são consideravelmente desprezíveis.

Figura 26: Diagrama de armadura mínima na Envoltória Máxima, RPU 9.

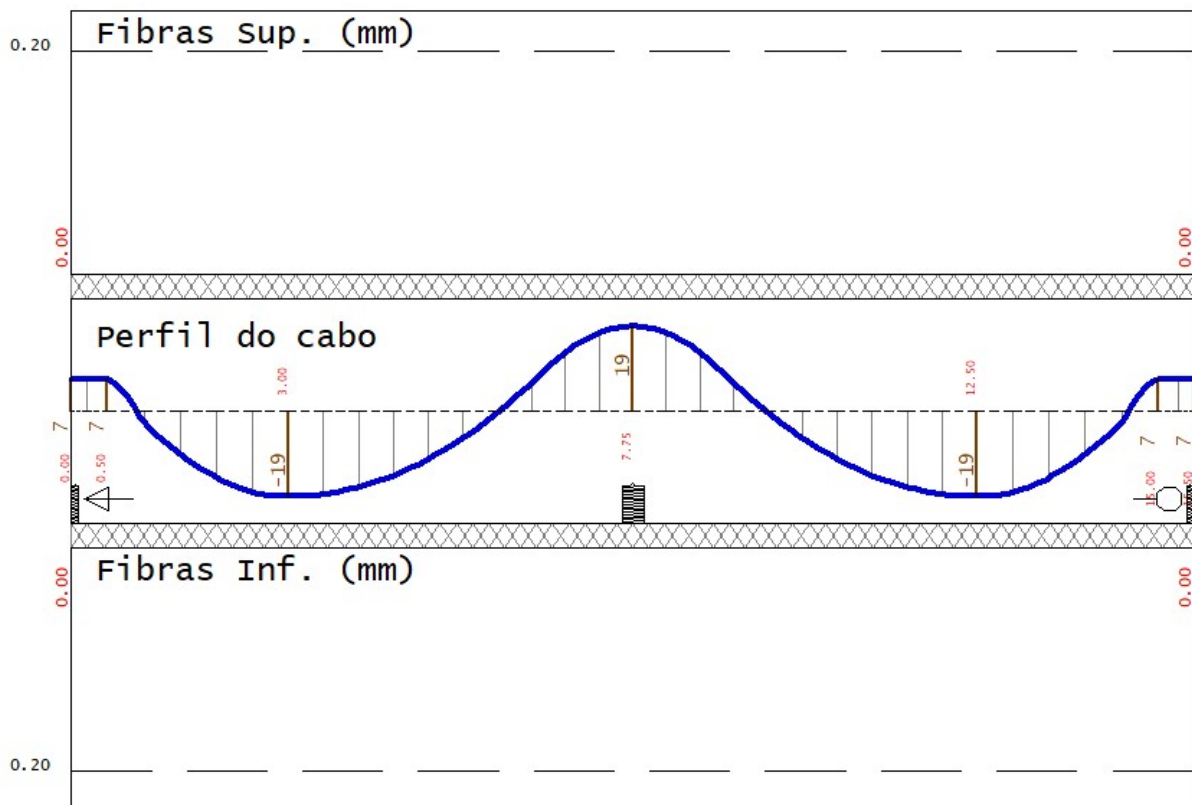


Fonte: TQS®.

Como previsto, foi identificada a necessidade de armaduras passivas nas fibras superiores e inferiores, com área mínima de  $5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$  e  $3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$  respectivamente. Vale notar também como as tensões se comportam durante o tempo, como no diagrama do carregamento permanente, onde a mesma se distribui de forma mais uniforme pela viga, gerando assim pequenas tensões de tração nas fibras inferiores e superiores.

### 3.2.1.1.2. Análise da Fissuração

Figura 27: Diagrama de fissuras na RPU 9.



Fonte: TQS®

A viga 103, RPU 9, não apresenta fissuras, pode-se afirmar que é uma protensão Nível 1 (protensão parcial). Mesmo com pequenas tensões de tração não apresentou risco a estrutura, provando que a proposta foi realizada de forma correta e que a pouca armadura mínima gerada, é suficiente.

A NBR 6118 descreve no item 13.4.2 que “A abertura máxima característica  $Wk$  das fissuras, desde que não exceda valores de ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, (conforme Tabela 13.3)

sob ação das combinações frequentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas”, no que diz respeito as armaduras ativas, é clara quando chama a atenção para a possibilidade de corrosão sob tensão, alertando para o fato de que devem ser mais restritos e estão relacionados diretamente a classe de agressividade do ambiente, no caso em questão trata-se do Caso 2, ambiente urbano. (CITAR NORMA)

#### 3.2.1.2.RPU 10

Trata-se da mesma viga que no caso da RPU 09, V103, apresentam comportamentos semelhantes, uma vez que a única diferença é que nessa situação ela sofre um rebaixo de 7cm afim de comportar os cabos em duas camadas, enquanto a anterior foi submetida a uma elevação de 7cm. Possuem o mesmo carregamento, mesma sessão, e os esforços de cada RTE (Região de Transferencia de Esforço), segundo a TQS DOCs, a RTE “define a região de extração de esforços a serem transferidos para a(s) RPU(s) que estiverem no seu interior; define o ângulo de projeção de esforços das barras da grelha para a(s) RPU(s) que estiverem no seu interior. Uma RTE poderá conter uma ou mais RPU(s) desde que a divisão de esforços seja coerentemente definida”, ou seja, quando necessário, direciona os esforços para uma determinada área pré-definida sempre que o projetista julgar necessário.

Na V103 os esforços foram divididos de forma igual, 50% para primeira RTE (descrita na RPU 9) e 50% para segunda RTE, que é o que está submetido na RPU 10. Só se tornou necessária tal divisão em RTEs devido a mudança de eixos das cordoalhas presentes na viga 103.

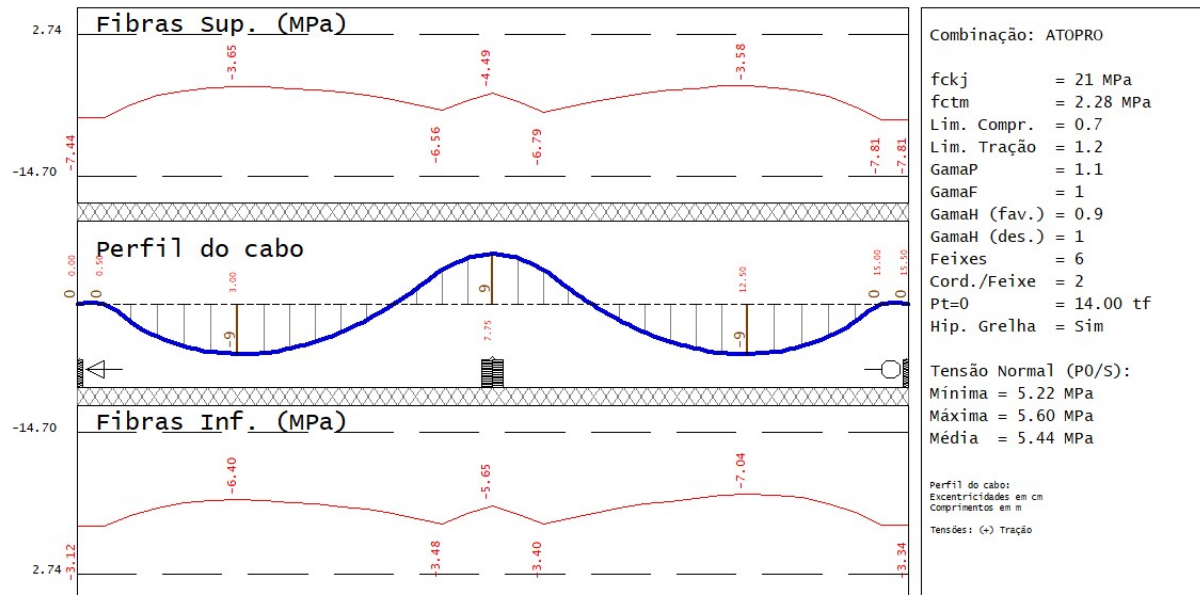
Resumo do comportamento apresentado na Tabela 10.

#### 3.2.1.3.RPU 11 e 12



### 3.2.1.3.1. Análise das Tensões e Armadura Mínima

Figura 29: Diagrama de tensão na combinação do Ato da Protensão, RPU 11 e 12.

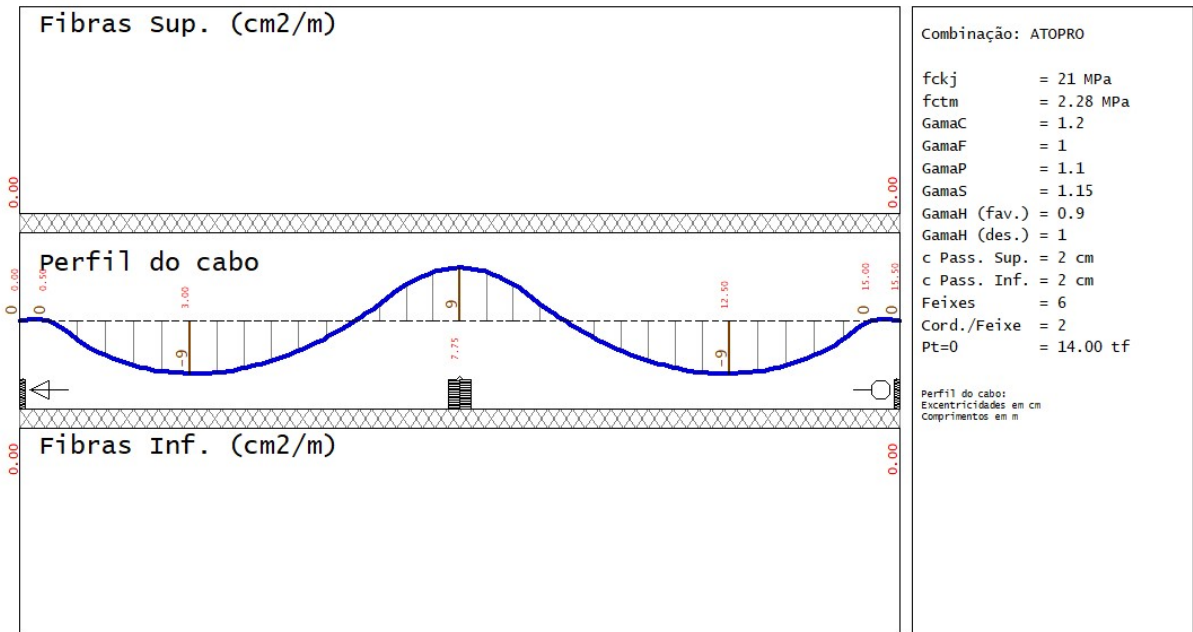


Fonte: TQS®

Nas vigas V104 e V105, as tensões de tração e compressão no diagrama de tensão no ato da protensão, tanto nas fibras superiores e inferiores, não caracterizam necessidade de armadura para combatê-los, uma vez que respeitam bem os limites definidos pela RPU, como representado na figura 29.



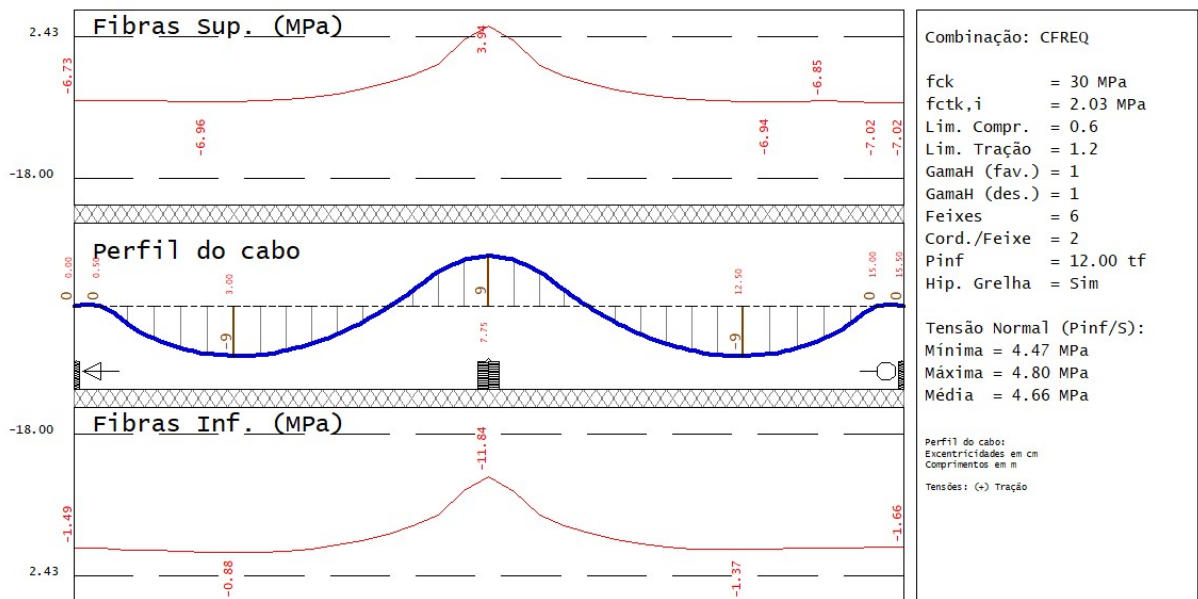
Figura 30: Diagrama da armadura mínima no ato da protensão, RPU 11 e 12.



Fonte: TQS®.

Como previsto, a V103 e V104, não apresentam armadura mínima no que diz respeito ao ato da protensão.

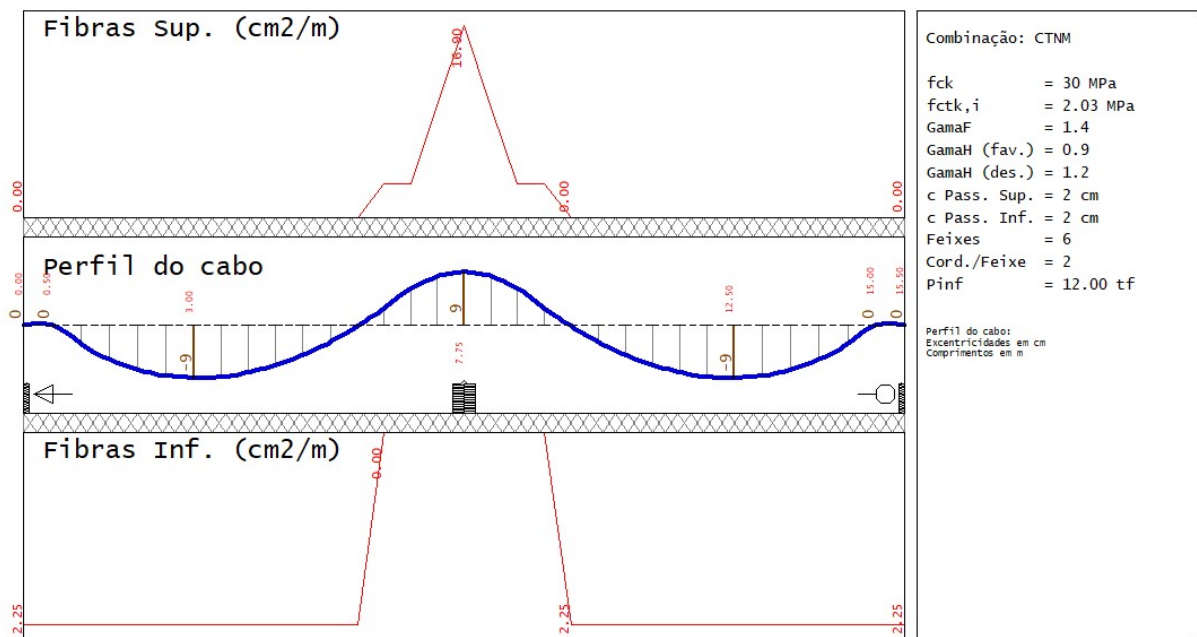
Figura 31: Diagrama de tensão no carregamento frequente, RPU 11 e 12.



Fonte: TQS®.

As vigas 104 e 105, possuem, na combinação permanente, tensão alta de tração nas fibras superiores, 3,94 MPa, ultrapassando até mesmo o limite definido pela RPU de 2,43MPa, o que poderá ocasionar em uma microfissura, que deverá ser analisada se está dentro do permitido pela NBR6118 no item 13.4.2 e tabela 13.3, da mesma norma. As fibras inferiores estão sendo comprimidas a tensão máxima de 1,37 MPa.

**Figura 32: Diagrama de armadura mínima na Combinação Total não majorada Esforços, RPU 11 e 12.**

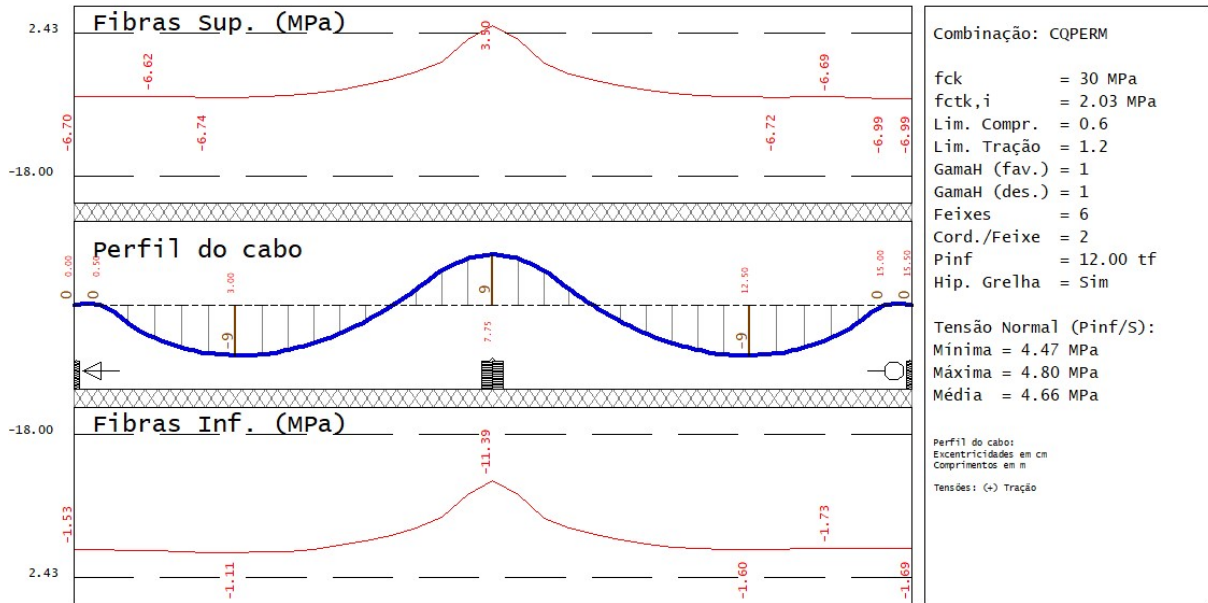


Fonte: TQS®.

Na combinação citada acima, Figura 32, é possível notar a presença de área de aço de 16,90 cm<sup>2</sup>/m e 2,25 cm<sup>2</sup>/m nas fibras superiores e inferiores respectivamente, observa-se o valor mais elevado na fibra superior afim de combater a tensão de tração que foi consideravelmente elevada se comparada ao limite estabelecido.

Pode-se usar esse valor de área de aço para dimensionamento da armadura mínima, uma vez que a largura da viga é de exatamente 1m.

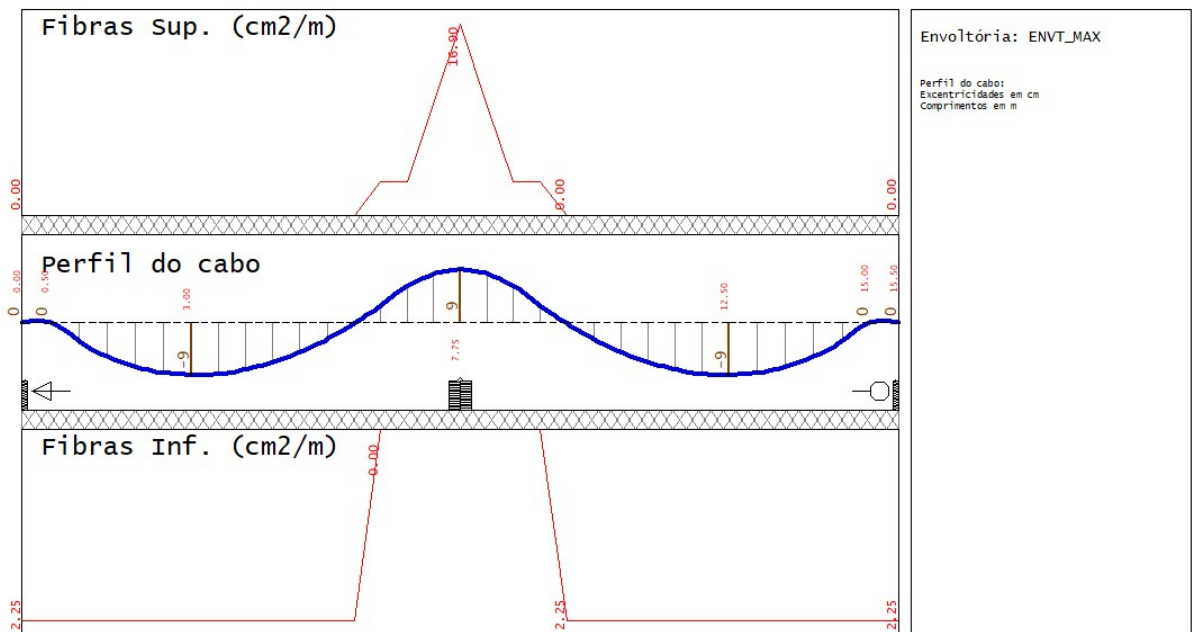
Figura 33: Diagrama de tensão no carregamento permanente, RPU 11 e 12.



Fonte: TQS®.

A tensão de tração nas Vigas 104 e 105, no caso da combinação de carregamento quase permanente, excede o limite de 2,43 MPa para 3,50 MPa, nas fibras superiores. Compressão máxima de 1,69 MPa nas fibras inferiores.

Figura 34: Diagrama de armadura mínima na Envoltória Máxima, RPU 11 e 12.

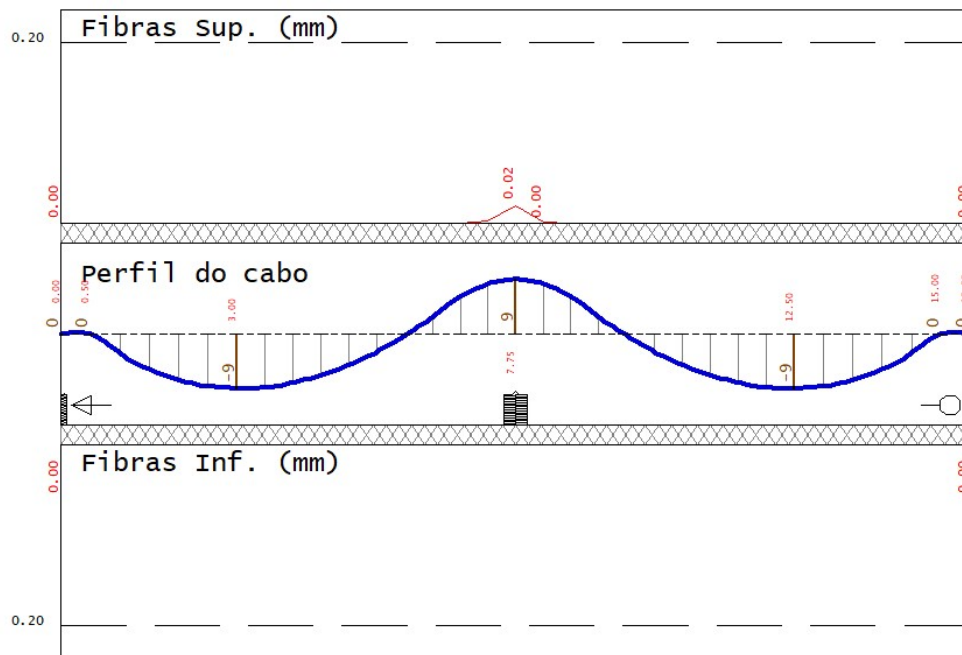


Fonte: TQS®

Área de aço de 16,90 cm<sup>2</sup>/m e 2,25 cm<sup>2</sup>/m nas fibras superiores e inferiores respectivamente para envoltória máxima.

### 3.2.1.3.2. Análise da Fissuração

Figura 35: Diagrama de fissuras na RPU 11 e 12.

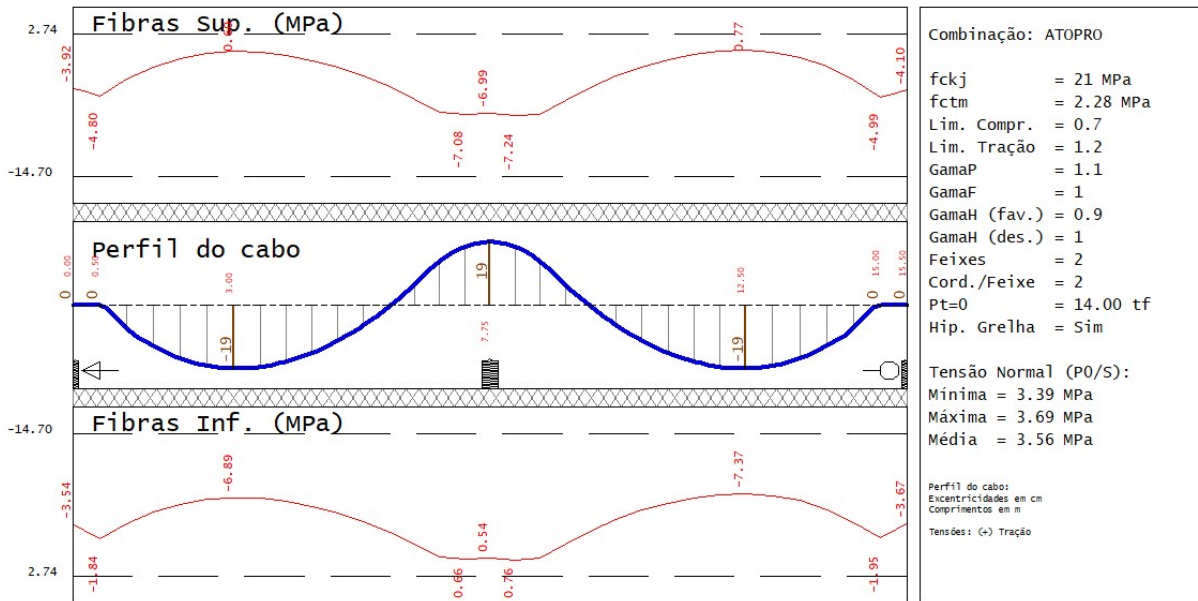


Fonte: TQS®.

Na Figura 35 é possível observar uma microfissura de 0,02mm, considerando um vão de 15,50m e características do meio, tal valor torna-se aceitável se comparado ao comprimento analisado e recomendação de norma.



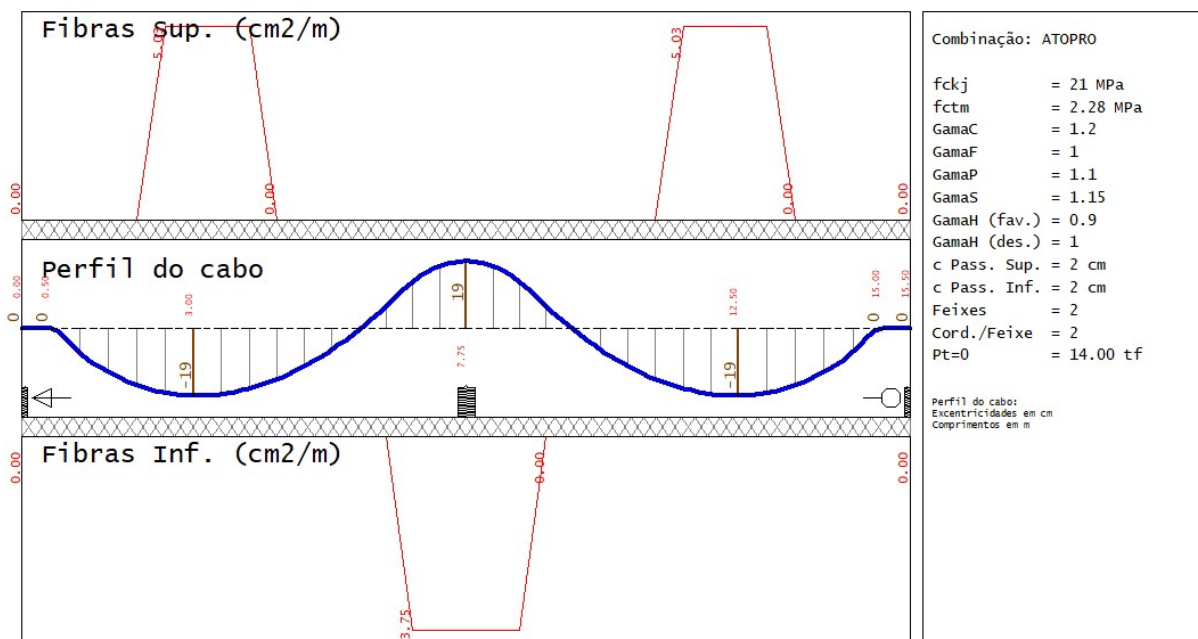
Figura 37: Diagrama de tensão no Ato da Protensão



Fonte: TQS®

Na Figura acima é possível observar a presença de tensões de tração nas fibras inferiores, 0,77 MPa, localizado justamente onde a curvatura do cabo é maior, e comprimindo a mesma na região central que apoia no pilar. Nas fibras inferiores é possível observar tensões altas de tração, 0,76 MPa, mas que não ultrapassam o limite estabelecido pela RPU.

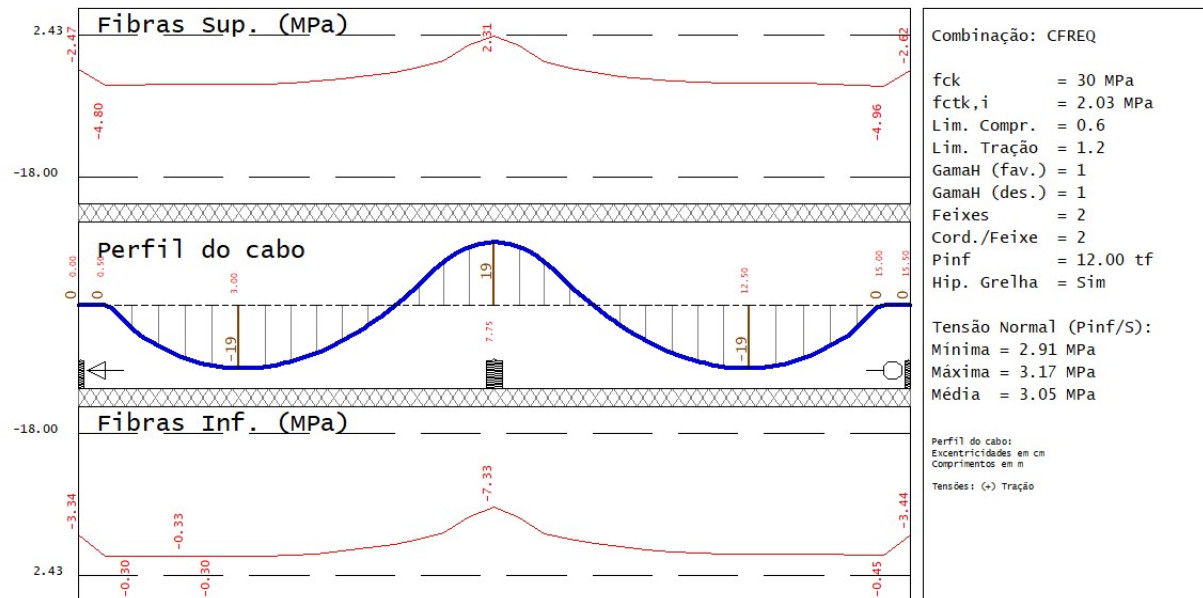
Figura 38: Diagrama de armadura mínima no Ato da Protensão, RPU 13.



Fonte: TQS®.

O presente diagrama de armadura mínima no ato da protensão representa o quanto de área de aço é necessário para combater as tensões submetidas no digrama de tensão do mesmo caso. Sendo  $5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$  e  $3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$  nas fibras superiores e inferiores respectivamente.

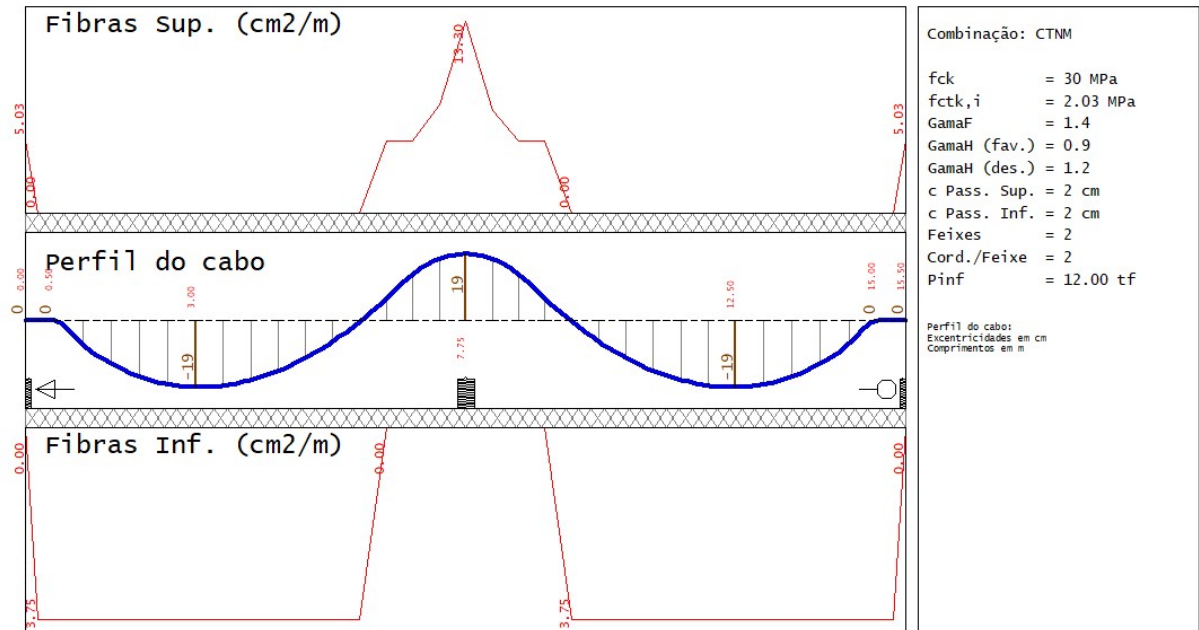
**Figura 39: Diagrama de tensão no carregamento frequente, RPU 13.**



Fonte: TQS®.

No diagrama acima é possível notar a presença de tensões de tração cujo valor é consideravelmente alto (2,31MPa) tendo em vista que o limite é 2,43MPa, na região das fibras superiores. Da mesma forma, só que de forma reduzida, existe tensão de tração em boa parte da fibra inferior, com valor máximo de 0,45 MPa.

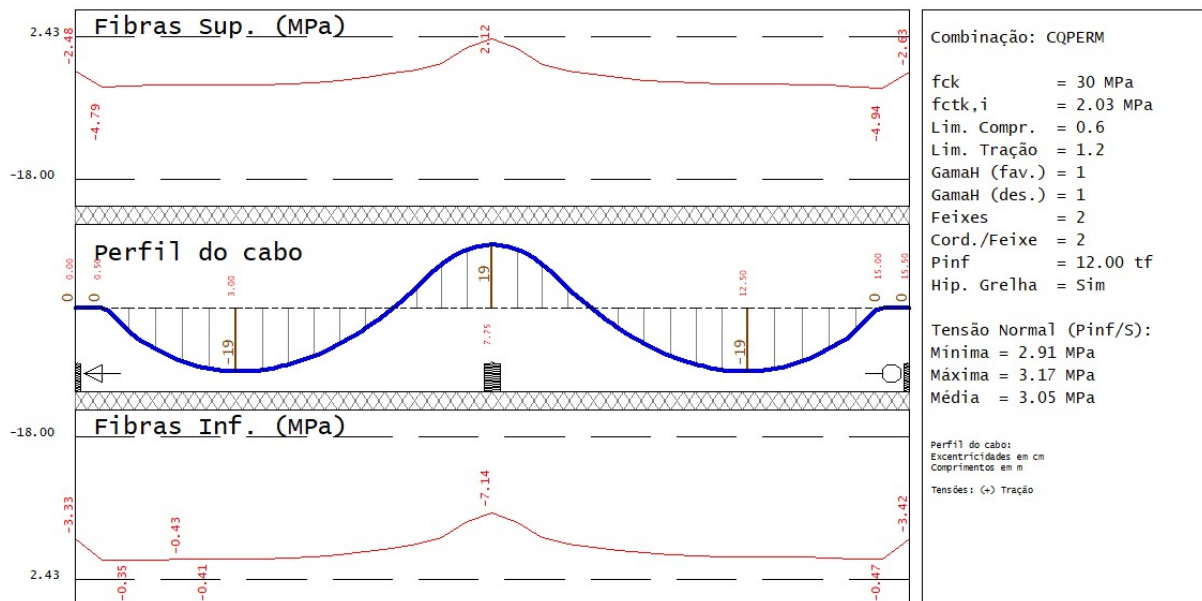
Figura 40: Diagrama de armadura mínima na Combinação Total não Majorada esforços, RPU 13.



Fonte: TQS®.

De forma esperada, no diagrama de armadura mínima na combinação total não majorada esforços, da Viga 106, nota-se 13,30 cm<sup>2</sup>/m e 3,75 cm<sup>2</sup>/m de área de aço nas fibras superiores e inferiores respectivamente. Vale observar também como o diagrama se despõe pela viga, atendendo as regiões mais solicitadas.

Figura 41: Diagrama de tensão no carregamento permanente, RPU 13.

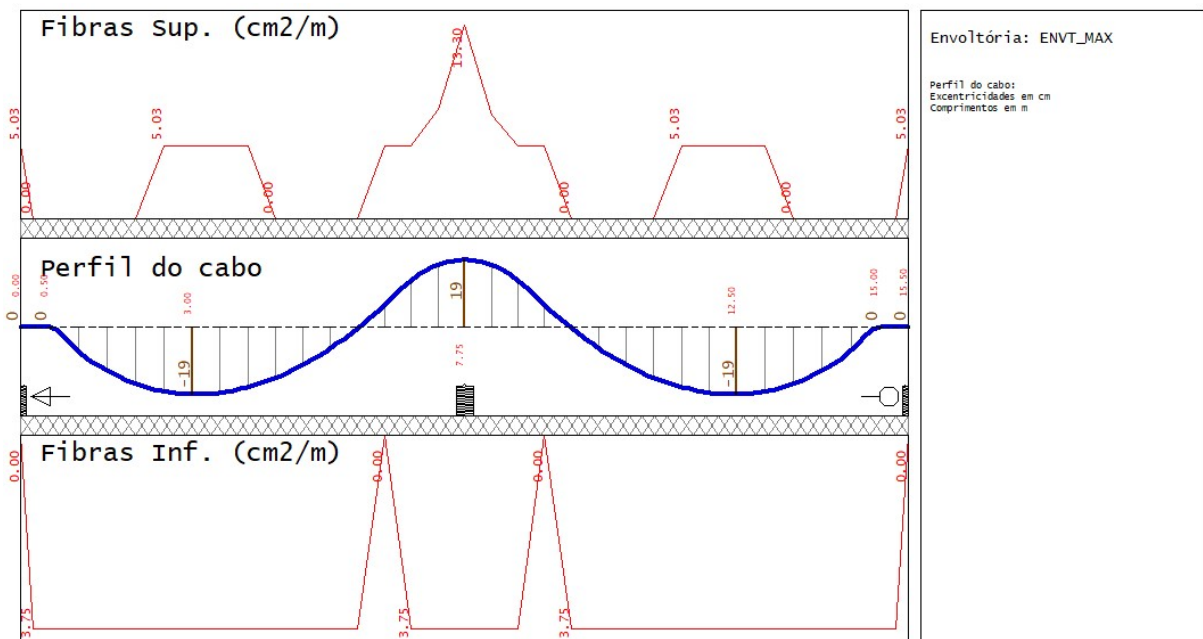


Fonte: TQS®.



A Viga 106, quando submetida ao carregamento quase permanente sofre com tensões de tração por quase toda sua extensão, apresentando um pico no ponto de apoio do pilar central, se analisado as fibras superiores. Já nas fibras inferiores as tensões de tração são maiores nas extremidades, chegando a  $-0,35\text{MPa}$ .

Figura 42: Diagrama de armadura mínima na Envoltória Máxima, RPU 13.

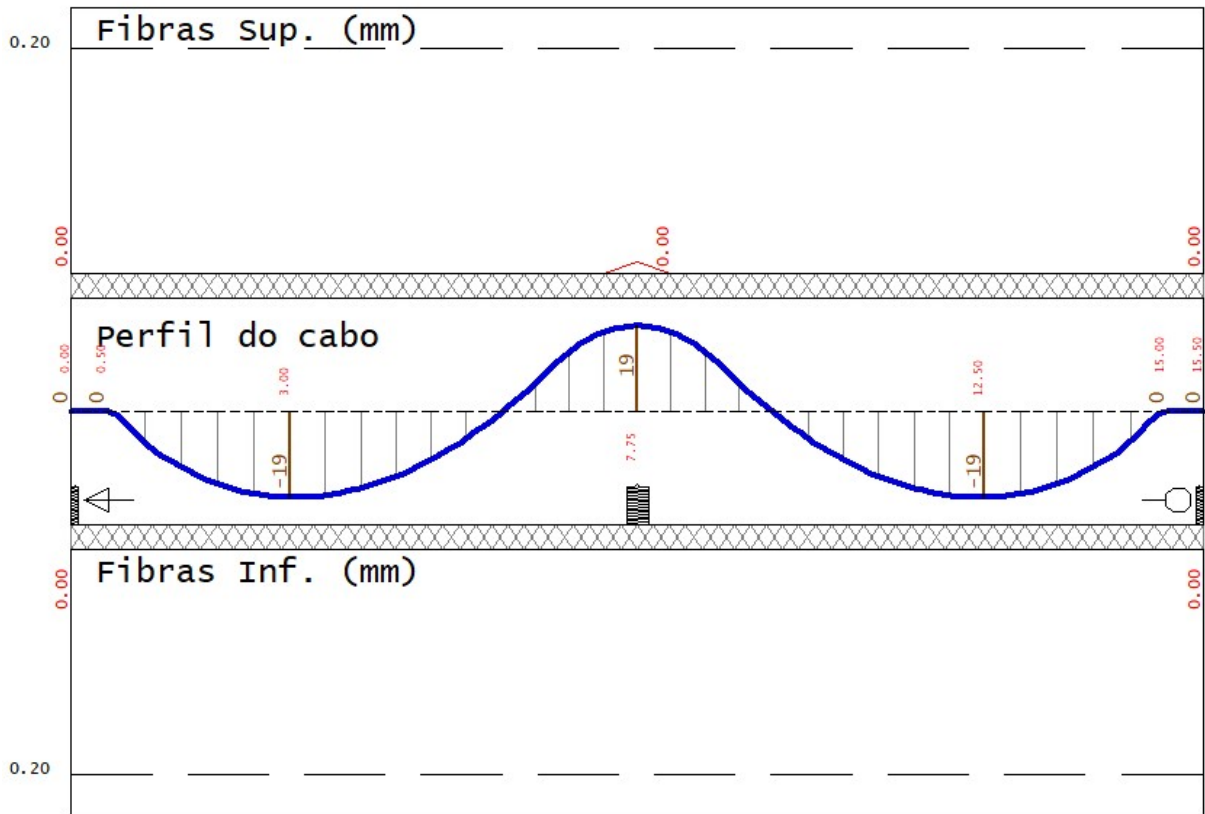


Fonte: TQS®.

Para combater as tensões de tração que a Viga 106 está sendo submetida no caso de carregamento quase permanente mostrou-se necessário área de aço de  $5,03\text{ cm}^2/\text{m}$  e  $13,30\text{ cm}^2/\text{m}$  nas fibras superiores e  $3,75\text{ cm}^2/\text{m}$  nas fibras inferiores.

### 3.2.1.4.2. Análise da Fissuração

Figura 43: Diagrama de momento na combinação Quase Permanente, RPU 13.



Fonte: TQS®.

Não apresentou fissuração, mostrando-se um sistema ideal.

Tabela 10: Resumo das Tensões no Carregamento Permanente – Com Protensão.

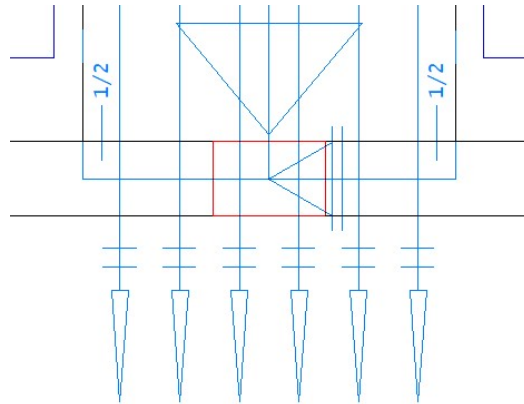
	FIBRAS SUPERIORES		FIBRAS INFERIORES	
	TRAÇÃO (Mpa)	COMPRESSÃO (Mpa)	TRAÇÃO (Mpa)	COMPRESSÃO (Mpa)
RPU 09	2,14	7,46	2,06	7,18
RPU 10	2,1	4,48	0,81	7,14
RPU 11 e 12	3,52	6,7	1,69	11,42
RPU 13	2,12	4,94	0,46	7,16

Autores, 2020.

### 3.2.2. Lançamento dos cabos

Depois da análise dos diagramas de momento, tensões, a armadura mínima e possíveis fissurações, é realizado o lançamento dos cabos de forma que respeite os valores adotados na RPU.

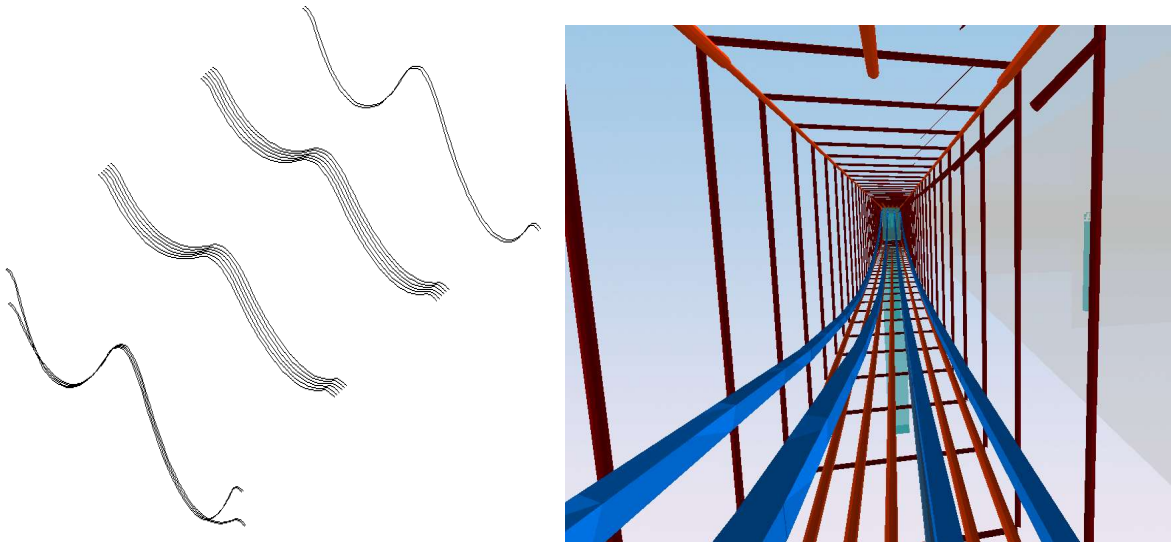
**Figura 44: Detalhe em forma dos lançamentos dos cabos.**



Fonte: TQS®.

O detalhe remete a viga faixa, com 6 feixes de 2 cordoalhas cada, representado pelos traços no desenho do cabo.

**Figura 45: Visualização 3D dos cabos.**

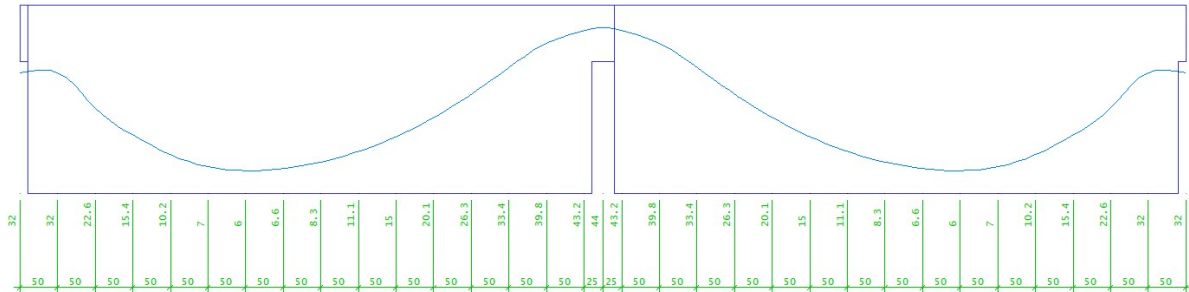


Fonte: TQS®.

Observa-se a elevação e o rebaixo da primeira viga alta, e como ele faz o movimento de forma natural afim de encaixar nas placas de ancoragem.

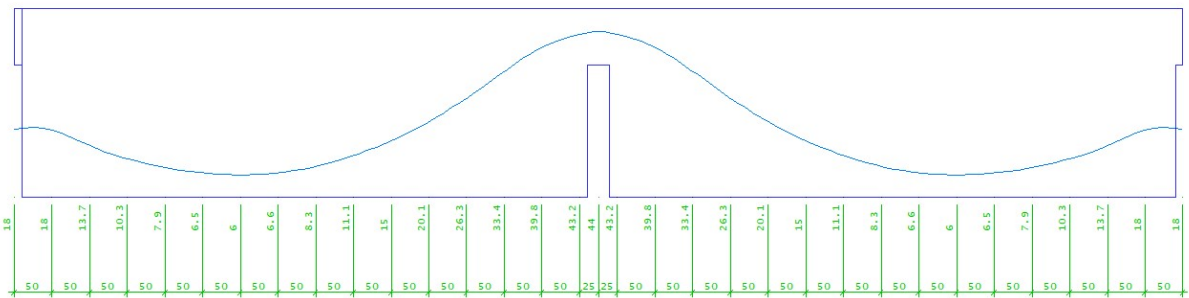
**3.2.3. Desenho das elevações**

**Figura 46: Detalhe de elevação de viga alta 103. Cordoalhas com elevação de 7cm.**



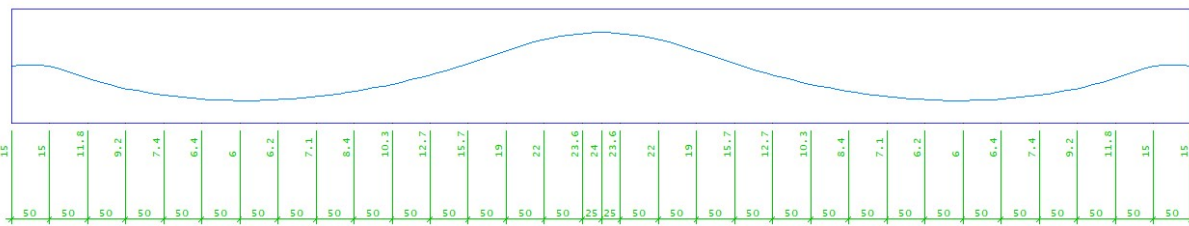
Fonte: TQS®.

**Figura 47: Detalhe de elevação de viga alta 103. Cordoalhas com rebaixo de 7cm.**



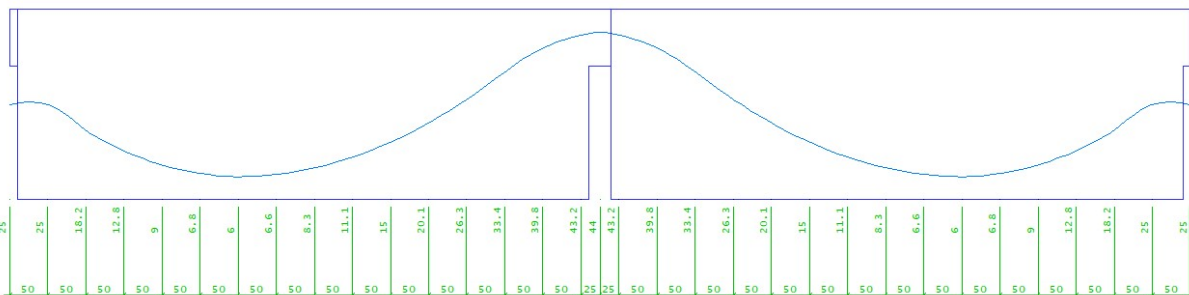
Fonte: TQS®.

**Figura 48: Detalhe de elevação de viga faixa 104 e 105.**



Fonte: TQS®.

**Figura 49: Detalhe de elevação de viga alta 106.**



Fonte: TQS®.

Como pode ser identificado, o cabo permanece reto, sem qualquer alteração, 50cm, como prevê a NBR 6118, item 18.6.1.5: “Os cabos de protensão devem ter em suas extremidades segmentos retos que permitam o alinhamento de seus eixos com os eixos dos respectivos dispositivos de ancoragem. O comprimento desses segmentos não deve ser inferior a 100 cm ou 50 cm no caso de monocordoalhas engraxadas”.

A presente recomendação deve-se ao fato de que são gerados momentos fletores nas proximidades dos apoios da viga. Tal esforço é combatido também com estribos mais agrupados na região indicada, amarrando os cabos de forma eficaz nos estribos que por sua vez deve estar rigidamente presos. Recomenda-se no máximo um espaço de 1,2m de estribos para desempenhar tal função. (CAUDURO, 2002).

### 3.2.4. Cabos de Protensão

Após fazer toda modelagem da estrutura, lançamento das RPU's e RTE's, cabos e por fim a verificação dos elementos no que diz respeito aos parâmetros normativos de estrutura de concreto armado e protendido, pode-se solicitar um resumo dos dados no que diz respeito aos cabos de protensão usados na edificação, conforme Tabela 10, afim de realizar uma análise numérica.

**Tabela 11: Quantitativo dos cabos de protensão.**

PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 – 12.7

Cabo	Ø(mm)	Q	Comprimento (m)		Ancoragens			Along. (cm)	
			Unitário	Total	A	P	I	INF	FIN
C1	1 Ø 12.7	2	16.25	32.5	2	2		0	10.2
C2	1 Ø 12.7	2	16.25	32.5	2	2		0	10.3
C3 A C4	2 Ø 12.7	12	16.25	390	24	24		0	10.4
C5	2 Ø 12.7	2	16.25	65	4	4		0	10.3

Fonte: TQS®. Editada.

A Tabela 10 apresenta o comprimento unitário dos cabos sendo o C1, C2, C3, C4, C5 das RPU's 09, 10, 11, 12 e 13 respectivamente, bem como a quantidade de cabos, placas de ancoragens passivas e ativas, e alongamento gerado pelo tracionamento dos cabos.

**Tabela 12: Resumo do Quantitativo dos Cabos de Protensão**

Monocordoalhas não aderentes

CABO					ANCORAGENS		
Ø (mm)	COMPR. (m)	PESO			A	P	I
		Kgf/m	Kgf	Kgf + 4%			
1 Ø 12.7	65.00	0.890	57.9	60.2	4	4	
2 Ø 12.7	455.00	0.890	405.0	421.1	28	28	

Fonte: TQS®. Editada.

Afim de complementar a informação, a Tabela 11 é responsável por informar o peso total dos cabos, no primeiro caso, na monocordoalha (1 Ø 12.7) e no segundo caso do feixe com dois cabos (2 Ø 12.7). Observa-se também que considerou um acréscimo de 4% no peso total, prevendo possíveis perdas.

Sendo assim, por meio do relatório gerado pelo software TQS, é possível identificar características gerais como o comprimento de cada cabo, a quantidade de placas de ancoragem, o diâmetro adotado, bem como um resumo do peso de todos cabos.

### 3.2.5. Armadura Passiva

O software TQS não considera a força de alívio gerado pelo momento hiperestático, ou seja, não adequa a armadura passiva, gerando novas armaduras que correspondem a nova área de aço. Entretanto, é possível fazer a edição considerando a armadura mínima solicitada no caso “Combinação Total não Majorada Esforços”, por ser a mais coerente com a realidade.

A determinação da quantidade de barras de aço necessárias para combater o esforço solicitado torna-se possível por meio de cálculos, comparando a área de aço de cada barra em relação ao total da região em questão.

Para tanto, basta analisar a seguinte tabela:

**Tabela 13: Resumo de área de barra de aço para armadura passiva.**

BITOLA (mm)	TIPO	ÁREA DE AÇO (cm <sup>2</sup> )
4.2	CA - 60	0,109
5.0	CA - 50	0,154
6.3	CA - 50	0,245
8.0	CA - 50	0,395
10.0	CA - 50	0,617
12.5	CA - 50	0,963
16.0	CA - 50	1,578
20.0	CA - 50	2,466
25.0	CA - 50	3,853
32.0	CA - 50	6,313

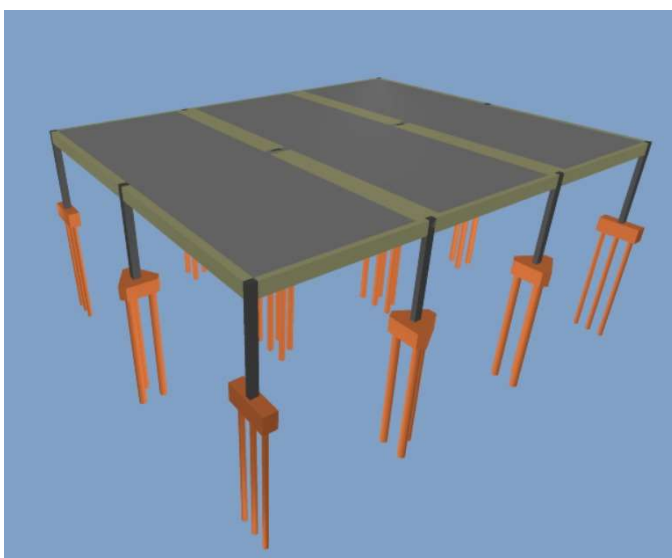
Fonte: NBR 7480. Editado.

### 3.3. ELABORAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL COM ELEMENTOS EM CONCRETO CONVENCIONAL COM AUXÍLIO DO SOFTWARE EBERICK®

#### 3.3.1. Dados da planta de forma

Seguem as mesmas dimensões do item 3.1.1., pois, trata-se do mesmo projeto.

**Figura 50: 3D da planta de forma modelado no EBERICK®.**



Fonte: Eberick®.

#### 3.3.2. Critérios de dimensionamento

Os critérios utilizados são os adotados pela NBR 6118.

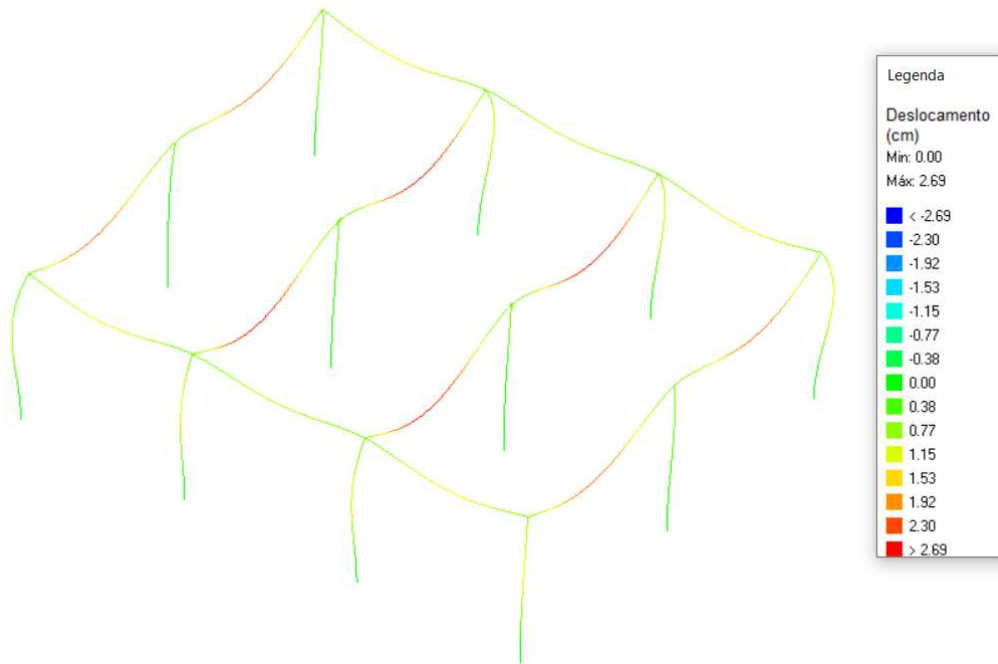
### 3.3.3. Lançamento

Foi realizado todo lançamento da estrutura, seguindo as dimensões inicialmente pre-definidas. Com mesmas cargas e critérios padronizados por norma. Logo após seguiu para etapa de verificação.

#### 3.3.3.1. Deslocamentos

Como já era esperado, a estrutura, sem a protensão, apresentou deslocamento consideravelmente maior que o gerado pela estrutura com elementos protendidos.

**Figura 51: Pórtico unifilar com representação dos deslocamentos.**



Fonte: Eberick®.

Como pode ser observado, os maiores deslocamentos ocorrem nos vãos das vigas 103, 104, 105 e 106, cujo maior valor é 2,69 cm. Este valor de deslocamento considera o sistema como um todo, e é verificado de acordo com ELU.

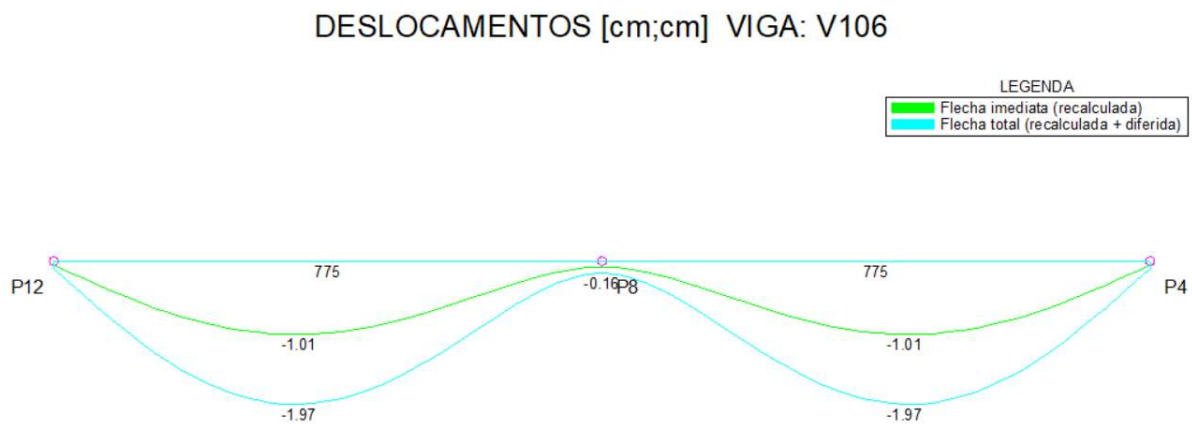
#### 3.3.3.1.1. Deslocamento nas vigas 103 e 106



Por se tratarem de vigas com mesma seção e mesma carga solicitante, e, uma vez que o projeto é simétrico, os valores para cálculo serão iguais para as vigas 103 e 106, portanto a análise é feita de forma conjunta.

O software Eberick® gera um diagrama de deslocamento representando a flecha imediata e flecha no tempo infinito, conforme Figura 52 abaixo:

**Figura 52: Flechas da viga 103 e 106.**



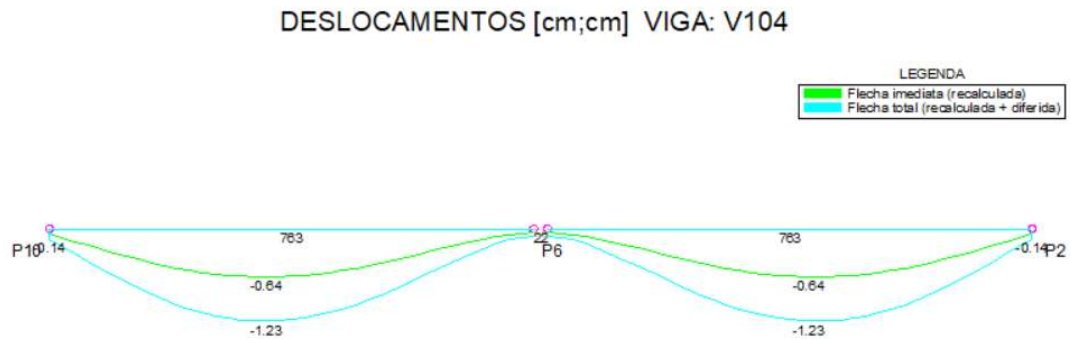
Fonte: Eberick®.

Os valores das flechas que estão representadas na Figura 52, sendo 1,01cm para flecha imediata e 1,97 cm para flecha no tempo infinito, estão dentro o limite aceitável segundo a NBR 6118 Tabela 13.3, que delimita 3,10 cm e 2,21 cm para o deslocamento visível no elemento e possíveis vibrações, respectivamente.

#### 3.3.3.1.2. Deslocamento nas vigas 104 e 105

As vigas 104 e 105 (Figura 53) apresentam deslocamento menor se comparado com as vigas 103 e 104 (Figura52), isto deve-se ao fato de que as mesmas apresentam uma seção mais robusta (100x30 cm) se comparada com as vigas 103 e 106 (30x50 cm).

**Figura 53: Flechas da viga 104 e 105.**



Fonte: Eberick®.

O diagrama acima representa o deslocamento na viga 104, porém a viga 105 comporta-se de igual modo, por essa razão não torna-se necessária sua representação.

As flechas apresentadas no diagrama (Figura 53) estão dentro do limite estabelecido pela norma brasileira de concreto armado, sendo 0,64 cm a flecha imediata e 1,23 cm a flecha no tempo infinito, considerando as equações da NBR 6118 Tabela 13.3, os valores máximos para deslocamento visíveis e com vibrações sentidas no piso, para os elementos em questão, são 3,05 cm e 2,18 cm, respectivamente.

### 3.3.4. Armaduras Passivas

As armaduras passivas serão responsáveis por combater as diversas tensões geradas devido o carregamento na viga. Observa-se que a área de aço solicitada é maior que a do caso com protensão, justamente por que no modelo estrutural convencional (sem protensão) não ocorre o alívio devido a ausência do momento hiperestático.

O Eberick® analisa cada elemento isoladamente, considerando os seus respectivos momentos. É realizada uma análise para cada vão separadamente, entretanto, considerando que possuem o mesmo comprimento e a seção da viga não é alterada, tampouco o carregamento, os resultados encontrados são iguais para todos vãos da viga analisada.

De forma semelhante, as vigas 103 e 106, juntamente com as vigas 104 e 105, serão dimensionadas juntamente, por se tratarem de casos iguais não se torna necessária a avaliação de cada uma pois os valores se repetem.

### 3.3.4.1. Armaduras Passivas das Vigas 103 e 106.

As vigas 103 e 106 apresentam momento fletor de 14301 kgf.m e momento torçor de 980 kgf.m, momentos estes gerados pela combinação de todos carregamento presentes na viga. Tornando necessária uma área de aço de 7,53 cm<sup>2</sup> para armadura positiva (face inferior da viga), afim de combater o momento positivo. Demonstra-se necessário também armadura de pele cuja área de aço solicitada é de 1,51 cm<sup>2</sup>. Conforme Tabela 13:

**Tabela 14: Dimensionamento de armadura positiva das vigas 103 e 106.**

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final	Armadura de pele
1 1-1	retangular bw = 30.00 cm h = 50.00 cm	Md = 14301 kgf.m As = 7.53 cm <sup>2</sup> A's = 0.00 cm <sup>2</sup>	Td = 980 kgf.m Asl = 1.65 cm <sup>2</sup>  Aspele = 3.00 cm <sup>2</sup> As =+ 0.00 cm <sup>2</sup> A's=+0.00 cm <sup>2</sup>	As = 7.53 cm <sup>2</sup> % armad. = 0.54 A's = 0.67 cm <sup>2</sup> M = 10014 kgf.m fiss = 0.21 mm	Taxa = 0.10% As pele = 1.50 cm <sup>2</sup> Esp Max = 15.00 cm 2x3ø8.0 (1.51 cm <sup>2</sup> )
2 2-2	retangular bw = 30.00 cm h = 50.00 cm	Md = 14301 kgf.m As = 7.53 cm <sup>2</sup> A's = 0.00 cm <sup>2</sup>	Td = 980 kgf.m Asl = 1.65 cm <sup>2</sup>  Aspele = 3.00 cm <sup>2</sup> As =+ 0.00 cm <sup>2</sup> A's=+0.00 cm <sup>2</sup>	As = 7.53 cm <sup>2</sup> % armad. = 0.54 A's = 0.67 cm <sup>2</sup> M = 10014 kgf.m fiss = 0.21 mm	Taxa = 0.10% As pele = 1.50 cm <sup>2</sup> Esp Max = 15.00 cm 2x3ø8.0 (1.51 cm <sup>2</sup> )

Fonte: Eberick® editada.

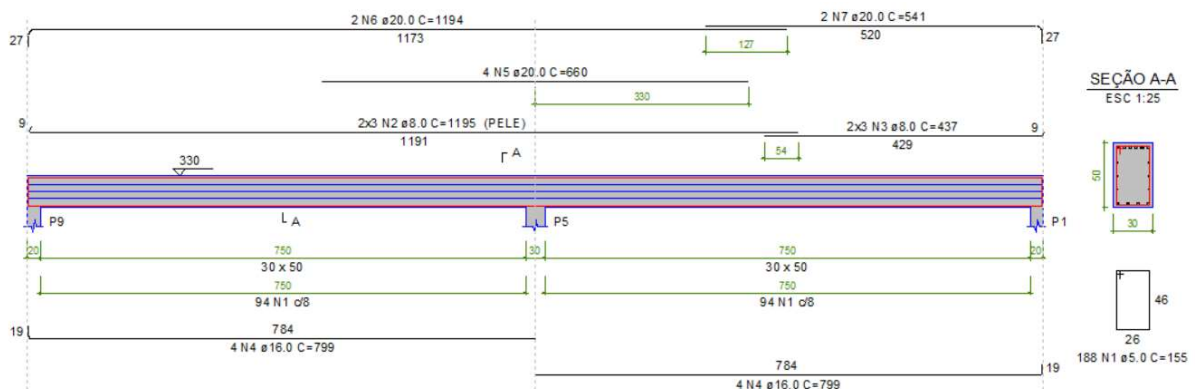
No que diz respeito ao dimensionamento da armadura negativa das vigas 103 e 106, conforme apresentado na Tabela 14 abaixo, percebe-se que os momentos fletores solicitados nas extremidades são consideravelmente inferiores no nó central (2) da viga. Isto deve-se ao fato de que o ponto com maior deslocamento devido as cargas submetidas é o centro da viga. Sendo 3765 kgf.m, 29772 kgf.m, 3765 kgf.m, com área de aço de 2.54 cm<sup>2</sup>, 17.95 cm<sup>2</sup> e 2.54 cm<sup>2</sup>, para os nós 1, 2 e 3 respectivamente.

Tabela 15: Dimensionamento de armadura negativa das vigas 103 e 106.

Nó	Flexão	Final
1	Md = 3765 kgf.m As = 1.88 cm <sup>2</sup> A's = 0.00 cm <sup>2</sup>	As = 2.54 cm <sup>2</sup> % armad. = 0.16 A's = 0.67 cm <sup>2</sup> M = 1596 kgf.m fiss = 0.05 mm
2	Md = 29772 kgf.m As = 17.28 cm <sup>2</sup> A's = 0.00 cm <sup>2</sup>	As = 17.95 cm <sup>2</sup> % armad. = 1.26 A's = 0.67 cm <sup>2</sup> M = 20728 kgf.m fiss = 0.14 mm
3	Md = 3765 kgf.m As = 1.88 cm <sup>2</sup> A's = 0.00 cm <sup>2</sup>	As = 2.54 cm <sup>2</sup> % armad. = 0.16 A's = 0.67 cm <sup>2</sup> M = 1596 kgf.m fiss = 0.05 mm

Fonte: Eberick® editada.

Figura 54: Detalhe das armaduras das vigas 103 e 106.



Fonte: Eberick®.

### 3.3.4.2. Armaduras Passivas das Vigas 104 e 105.

As vigas 104 e 105 estão sujeitas a um momento fletor de 13841 kgf.m, tornando-se necessária área de aço de 12,64cm<sup>2</sup> para combatê-lo no momento positivo, gerando 0,16mm de fissura em cada vão. Conforme representado na Tabela 15 abaixo:

Tabela 16: Dimensionamento de armadura positiva para as vigas 104 e 105.

Vão trechos	Seção	Flexão	Final
1	retangular	Md = 13841 kgf.m As = 12.64 cm <sup>2</sup> A's = 0.00 cm <sup>2</sup>	As = 12.64 cm <sup>2</sup> % armad. = 0.54 M = 9430 kgf.m
1-1	bw = 100.00 cm		

	$h = 30.00$ cm		fiss = 0.16 mm
2	retangular	$Md = 13841$ kgf.m $As = 12.64$ cm <sup>2</sup>	$As = 12.64$ cm <sup>2</sup> % armad. = 0.54 $M = 9430$ kgf.m fiss = 0.16 mm
2-2	$b_w = 100.00$ cm $h = 30.00$ cm		

Fonte: Eberick® editada.

Vale observar que a viga 104 não apresenta armadura de pele devido ausência da possibilidade de fissura devido sua altura.

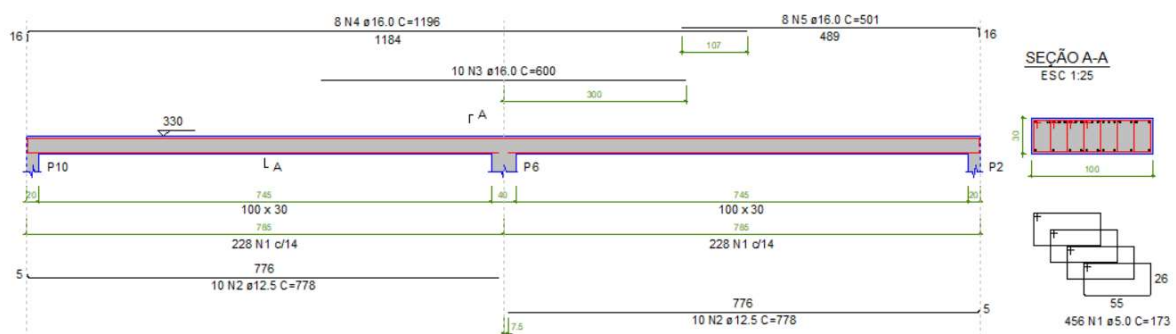
**Tabela 17: Dimensionamento de armadura negativas das vigas 104 e 105.**

Nó	Flexão	Final
1	$Md = 4518$ kgf.m $As = 3.92$ cm <sup>2</sup> $A's = 0.00$ cm <sup>2</sup>	$As = 4.50$ cm <sup>2</sup> % armad. = 0.21 $M = 2131$ kgf.m fiss = 0.03 mm
2	$Md = 35891$ kgf.m $As = 37.48$ cm <sup>2</sup> $A's = 0.00$ cm <sup>2</sup>	$As = 37.48$ cm <sup>2</sup> % armad. = 1.26 $M = 24348$ kgf.m fiss = 0.21 mm
3	$Md = 4518$ kgf.m $As = 3.92$ cm <sup>2</sup> $A's = 0.00$ cm <sup>2</sup>	$As = 4.50$ cm <sup>2</sup> % armad. = 0.21 $M = 2131$ kgf.m fiss = 0.03 mm

Fonte: Eberick® editada.

A tabela acima representa o quanto de momento fletor a viga 104 e 105 está sendo submetida, e área de aço correspondente para combater momento negativo.

**Figura 55: Detalhe das armaduras das vigas 104 e 105.**



Fonte: Eberick®

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Afim de possibilitar melhor entendimento das consequências geradas por cada elemento adotado, servem as seguintes análises e comparações:

**Tabela 18: Análise comparativa dos deslocamentos para cada modelo adotado.**

CASO	DESCRIÇÃO	COM PROTENSÃO	SEM PROTENSÃO
1	ELU – Deslocamento máx. nas vigas – Carregamento permanente e acidental	0,94cm	0,94cm
2	ELU - Deslocamento máximo nas vigas – Peso próprio	0,51cm	0,51cm
3	ELU - Deslocamento máximo nas vigas – Carga permanente apenas	0,23cm	0,23cm
4	ELU - Deslocamento máximo nas vigas – Cargas acidentais	0,25cm	0,25cm
15	ELU - Deslocamento máximo nas vigas –	<b>0,88cm</b>	<b>1,97cm</b>
5	ELU - Hiperestático de protensão	0,42cm	0

Autores, 2020.

**Tabela 19: Área de aço das armaduras passivas (cm<sup>2</sup>/m) para o caso com protensão.**

TIPO	MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO
RPU 09, RPU 10 e RPU 13– V103 e V106	*(13,3 X 0,30) = 3,99	*(3,75 X 0,30) = 1,125
RPU 11 e 12 – V104 e V105	17	2,25

Fonte: Autores, 2020. \*Multiplicou-se por 0,30 para considerar valor real da área de aço, por se tratar de uma viga com 30cm de largura.

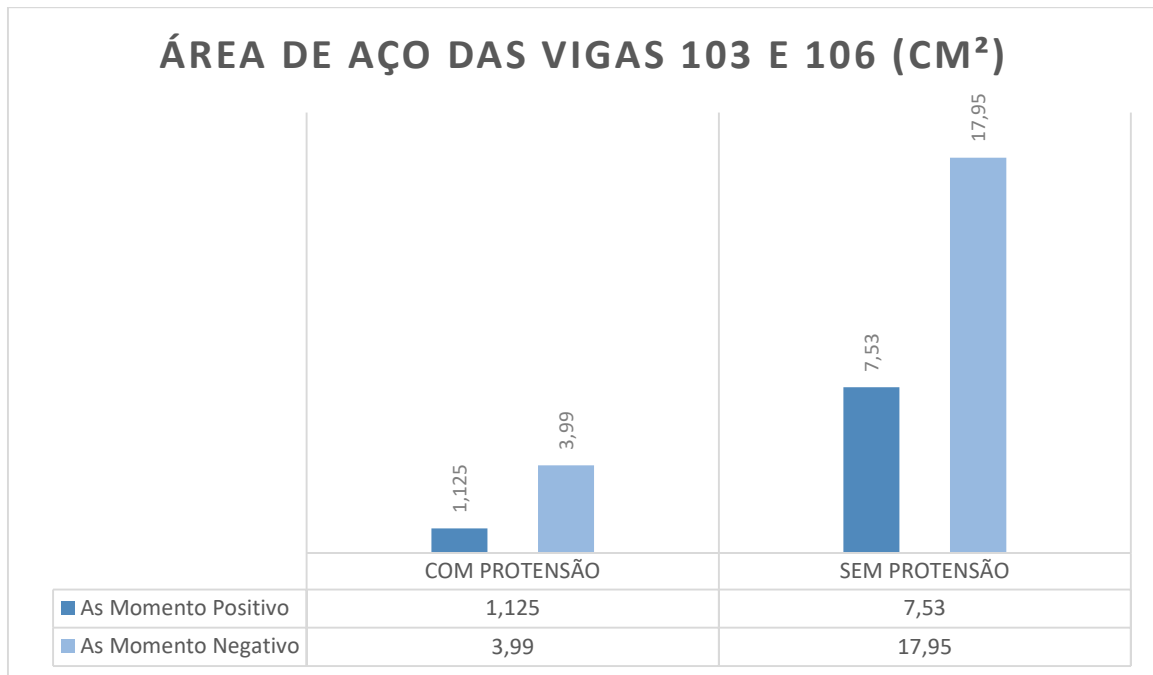
**Tabela 20: Área de aço das armaduras passivas (cm<sup>2</sup>/m) para o caso sem protensão.**

TIPO	MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO
V103 e V106	17,95	7,53
V104 E V105	37,48	12,64

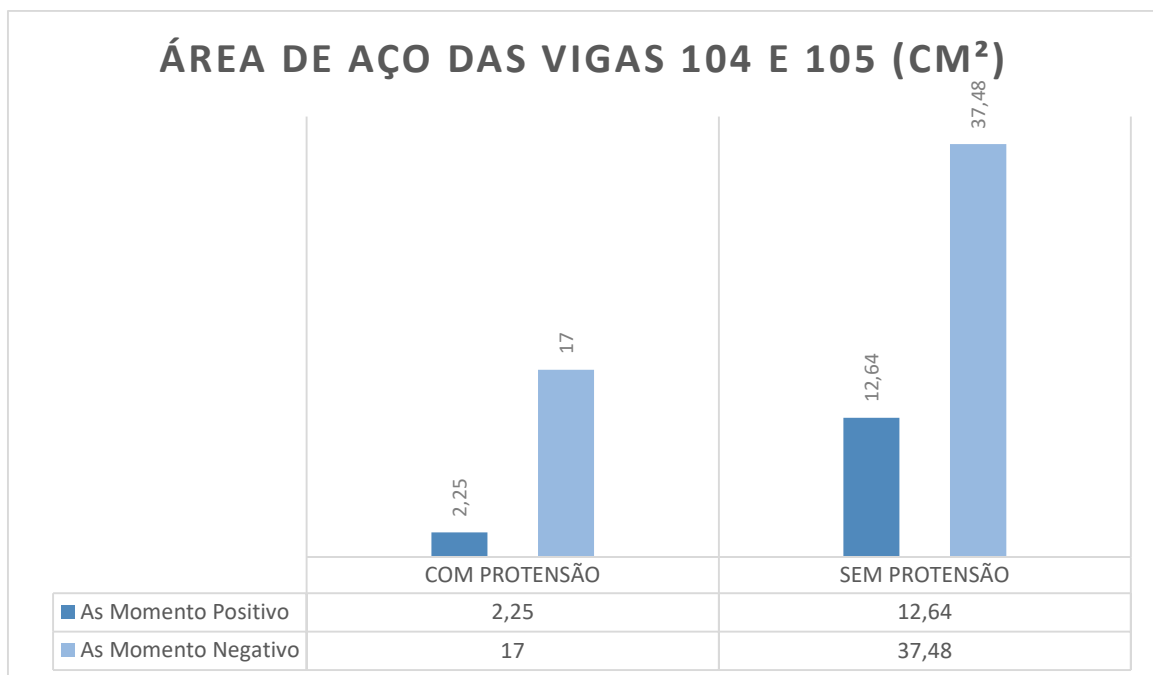
Fonte: Autores, 2020.

As tabelas 19 e 20 descrevem os valores de área de aço em  $\text{cm}^2$  para cada tipo de sistema, seja com protensão ou não, em relação a sua respectiva viga. Observa-se o expressivo aumento quando feito com o concreto convencional.

Representação gráfica abaixo:



Autores, 2020.



Autores, 2020.

**Tabela 21: Fissuração nas vigas, comparando os sistemas adotados.**

VIGA	TIPO	COM PROTENSÃO	SEM PROTENSÃO
103 e 106	Armadura Positiva	0	0,21
	Armadura Negativa	0	0,14
104 e 105	Armadura Positiva	0	0,16
	Armadura Negativa	0,02	0,21
LIMITE		0,20	0,30

Autores, 2020.

Na Tabela 21 fica evidente que o concreto armado convencional gera mais fissuras que com aplicação da protensão, mesmo com a elevação das armaduras passivas. Mesmo o caso sem protensão não atingindo o limite estabelecido pela NBR 6118 Tabela 13.3, o valor é próximo do indesejável, porém não apresenta risco à estrutura.



## 5. CONCLUSÃO

Por meio da aplicação da protensão nas Vigas 103, 104, 105 e 106, foi possível observar considerável redução no deslocamento vertical e área de aço da armadura passiva. Mesmo apresentando seções iguais, vãos e cargas, o resultado mostrou-se satisfatório.

Considerando os fatores limitantes, a protensão foi utilizada como um meio alternativo de aumentar a rigidez do elemento, mantendo as características inicialmente definidas pelo projeto arquitetônico.

Com o aumento do momento de inércia, reduziu assim o valor da flecha, cerca de 55,4%, uma vez que são inversamente proporcionais. O momento hiperestático auxilia no alívio de carregamento, trabalhando contra (momento negativo) os carregamentos já existentes. A somatória dos fatores colaborantes resultou em um elemento com menor área de aço passiva, cerca de 54,7%, as fissuras quase que foram anuladas por completo, possibilitando maior controle de qualidade da estrutura, flexibilidade do modelo arquitetônico escolhido.

Portanto, a protensão de elementos estruturais é um método eficiente de aumentar o momento de inércia, garantindo acima de tudo, maior segurança e viabilidade na execução.

## 6. REFERÊNCIAS

- 6118, A. N. ABNT NBR 6118 **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. 2014.
- BASTOS, P. S. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Universidade Estadual Paulista, v. 1, p. 265, 2019.
- CAMACHO, J. **Introdução ao Estudo do Concreto Armado**. 2008.
- CARNEIRO, R. **CONCRETO PROTENDIDO - Notas de aula**. v. 4, 2007.
- EMERICK. **Projeto e Execução De Lajes Protendidas**. 2002.
- HANAI. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Universidade Estadual Paulista, 2005.
- ISHITANI, H.; FRANÇA, R. L. E S. **Concreto Protendido Fundamentos Principais**. 2002.
- ORTEGA, C. **Automatização da Definição da Protensão Usando Diagramas de Magnel**. 2017.
- PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. **Departamento de Engenharia de Estruturas - Aderência e Ancoragem**. p. 16, 2003.
- RUDLOFF. **Concreto Protendido**. 2012.
- VERÍSSIMO, G. DE S.; KLÉOS, L. C. J. **Concreto Protendido - Fundamentos Básicos**. Universidade Federal De Viçosa Centro De Ciências Exatas E Tecnológicas Departamento De Engenharia Civil, 1998.
- CAUDURO, E. **Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas**, p. 43.