

# GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ

SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA E LOGÍSTICA  
DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM - DER

**PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA RESTAURAÇÃO E AMPLIAÇÃO DE CAPACIDADE DA RODOVIA PR-170/PRC-466, INICIANDO NA RODOVIA PR-460, A APROXIMADAMENTE 01 km DO ENTRONCAMENTO COM A PR-460 E PR-239, EM PITANGA, E FINALIZANDO NO km 220, NO INÍCIO DO PERÍMETRO URBANO DE TURVO, NO ESTADO DO PARANÁ, NA EXTENSÃO ESTIMADA DE 45,50 km – LOTE 01**

**LOCAL:** PR-170/PRC-466

**TRECHO:** Subtrecho 01: PR-460, a 1km do Entr. PR-460/PR-239(Pitanga) a Entr. PR-456 (acesso Santa Maria do Oeste): aproximadamente 14,50 km;  
Subtrecho 02: Entr. PR-456 (acesso Santa Maria do Oeste) a Entr. PR-820 (acesso Boa Ventura de São Roque): aproximadamente 21,70 km;  
**Subtrecho 03: Entr. PR-820 (acesso Boa Ventura de São Roque) a Turvo (km 220): aproximadamente 9,30 km.**

**FASE:** EXECUTIVO

**EXTENSÃO:** 45,5 km.

**ANEXO 3D – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS PONTE SOBRE O  
RIO BONITO - SUBTRECHO 03**

**REVISÃO 02**

CONSÓRCIO PRODEC-UNIDEC PR-170/PRC-466



JANEIRO/2024

## SUMÁRIO

<b>1. APRESENTAÇÃO .....</b>	<b>5</b>
<b>2. MAPA DE SITUAÇÃO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....</b>	<b>7</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	7
3.2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA .....	8
3.3. NORMAS.....	9
3.4. SISTEMA DE UNIDADES .....	9
3.5. SOFTWARE .....	9
3.6. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....	9
3.7. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL .....	10
3.8. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO .....	10
3.9. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS .....	10
<b>4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....</b>	<b>15</b>
4.1. INFRAESTRUTURA.....	16
4.2. MESOESTRUTURA.....	17
4.3. SUPERESTRUTURA.....	19
<b>5. CARREGAMENTOS.....</b>	<b>24</b>
5.1. CARGA PERMANENTE.....	24
5.1.1. <i>Peso Próprio (DEAD)</i> .....	24
5.1.2. <i>Revestimento de concreto</i> .....	24
5.1.3. <i>Guarda-Rodas</i> .....	24
5.1.4. <i>Laje do tabuleiro</i> .....	24
5.2. SOBRECARGA .....	24
5.2.1. <i>Trem-tipo</i> .....	24
5.2.2. <i>Coefficiente de ponderação das cargas verticais</i> .....	25
5.2.3. <i>Frenagem e aceleração</i> .....	26
5.3. CARGA DE VENTO.....	26
5.4. TEMPERATURA.....	26
5.5. EMPUXO DE SOLO .....	27
5.6. IMPACTO NO GUARDA-RODAS.....	27
<b>6. COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS .....</b>	<b>28</b>
<b>7. MODELO DE CÁLCULO .....</b>	<b>30</b>
7.1. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	30
7.2. DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES .....	30

7.2.1. Infraestrutura .....	32
7.2.2. Mesoestrutura.....	33
7.2.3. Superestrutura.....	34
7.3. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS.....	36
7.4. CARREGAMENTOS .....	36
7.4.1. Carga permanente.....	37
7.4.2. Sobrecarga.....	38
7.4.3. Vento .....	43
7.4.4. Temperatura.....	44
7.4.5. Empuxo do solo .....	46
7.5. ESFORÇOS .....	47
7.5.1. Laje .....	48
7.5.2. Longarina.....	51
7.5.3. Viga travessa - Encontros.....	52
7.5.4. Pilares .....	53
7.5.5. Estacas.....	56
<b>8. RESULTADOS.....</b>	<b>58</b>
8.1. INFRAESTRUTURA.....	58
8.1.1. Estacas.....	58
8.1.2. Blocos de Fundação.....	63
8.1.3. Pilares .....	65
8.2. MESOESTRUTURA .....	70
8.2.1. Viga travessa do encontro.....	70
8.2.2. Alas dos Encontros.....	71
8.3. SUPERESTRUTURA .....	75
8.3.1. Pré-Laje.....	75
8.3.2. Laje do tabuleiro.....	76
8.3.3. Longarina.....	80
8.3.4. Transversina .....	98
8.3.5. Aparelho de apoio .....	102
8.4. ESTRUTURAS COMPLEMENTARES .....	103
8.4.1. Guarda-Rodas.....	103
8.4.2. Laje de transição .....	106
8.4.3. Cortina.....	111
8.5. JUNTAS DE DILATAÇÃO .....	113

<b>9. CONCLUSÃO .....</b>	<b>115</b>
<b>10. TERMO DE ENCERRAMENTO .....</b>	<b>116</b>
<b>ANEXO 1 - FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA – PONTE EXISTENTE SOBRE O RIO BONITO .....</b>	<b>117</b>
<b>ANEXO 2 - DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA .....</b>	<b>128</b>

## 1. APRESENTAÇÃO

O Consórcio Prodec-Unidec apresenta ao Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER/PR a **Memória de Cálculo da Ponte sobre o Rio Bonito – Subtrecho 03** referente ao contrato de “Elaboração do Projeto Executivo de Engenharia para Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-170/PRC-466, a aproximadamente 1 km do entroncamento com a PR-460 e PR-239, em Pitanga, e finalizando no km 220, no início do perímetro urbano de Turvo, com extensão total estimada de 45,5 km, denominado de Lote 1.

O trecho em estudo foi dividido em 3 subtrechos, conforme indicado abaixo:

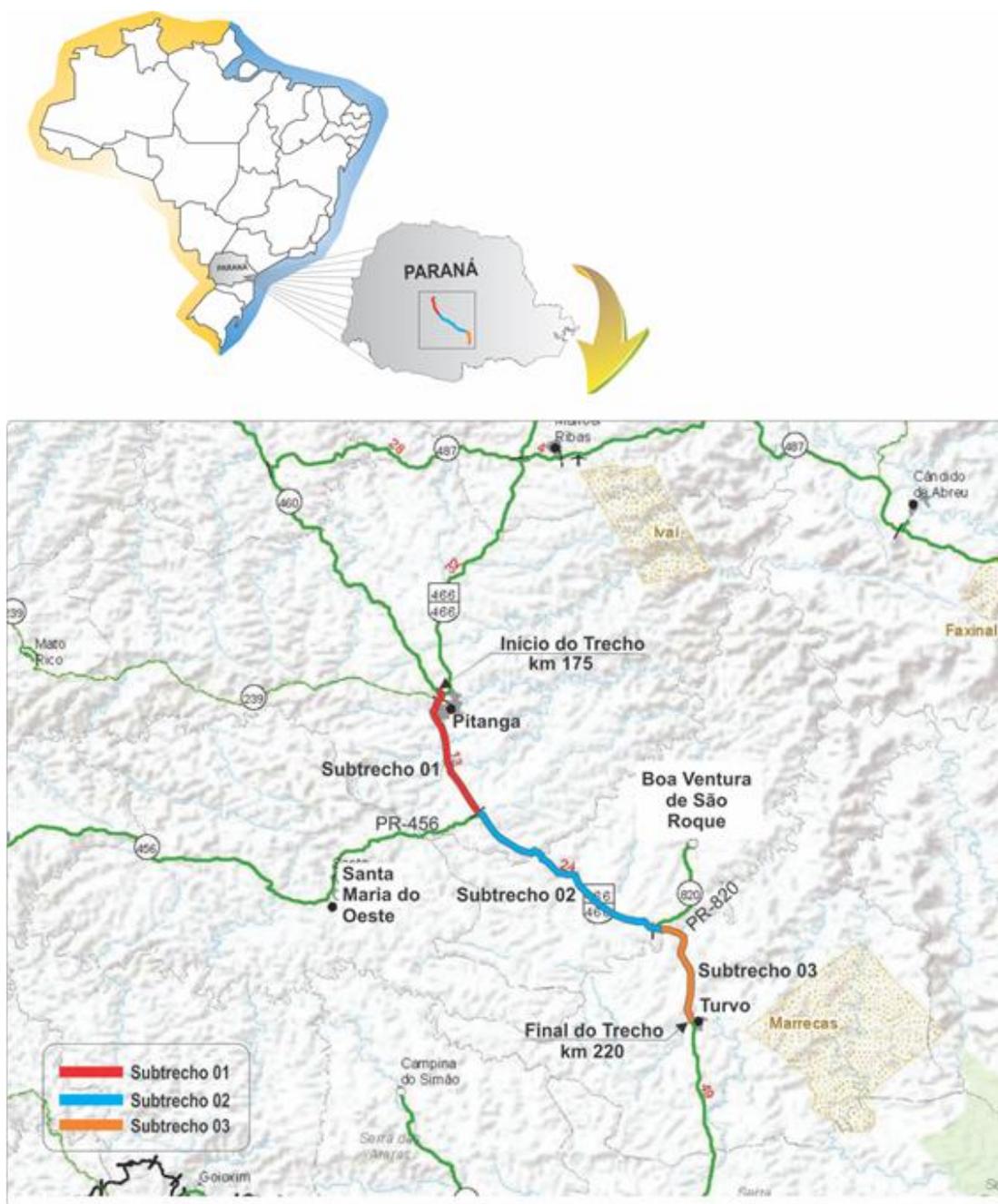
- Subtrecho 1 – PR-460, a 1 km do Entr. PR-460/PR-239 (Pitanga) a PR-456 (acesso a Santa Maria do Oeste), com aproximadamente 14,50 km de extensão;
- Subtrecho 2 – Entr. PR-456 (acesso a Santa Maria do Oeste) a Entr. PR-820 (acesso a Boa Ventura de São Roque), com aproximadamente 21,70 km de extensão; e
- **Subtrecho 3 – Entr. PR-820 (acesso a Boaventura de São Roque) a Turvo (km 220), com aproximadamente 9,30 km de extensão.**

Os dados contratuais seguem abaixo:

- Edital nº: SDP 014-2019 DER-DT
- Concorrência nº: 036/2019 DER/DT
- Contrato nº: 082/2020, assinado em 06/10/2020
- Valor contratual: R\$ 2.640.253,67
- Data da ordem de serviço: 10/11/2020
- Início do prazo contratual: 16/11/2020
- Prazo de execução: 330 (trezentos e trinta) dias corridos

Engenheiro Preposto: Márcio Roberto Fernandes - CREA RJ-18.471/D

## 2. MAPA DE SITUAÇÃO



<p>Rodovia: PR-170/PRC-466                  Trecho: Subtrecho 01: PR-460, a 1 km de Entr. PR-460/PR-239 (Pitanga) a Entr. PR-456 (acesso Santa Maria do Oeste): aproximadamente 14,50 km;                  Subtrecho 02: Entr. PR-456 (acesso Santa Maria do Oeste) a Entr. PR-820 (acesso Boa Ventura de São Roque): aproximadamente 21,70 km;                  Subtrecho 03: Entr. PR-280 (acesso Boa Ventura de São Roque) a Turvo (km 220): aproximadamente 9,30 km                  Extensão: 45,5 km</p>	<p>Projeto Executivo de Engenharia para restauração e ampliação de capacidade da Rodovia PR-170/PRC-466, iniciando na Rodovia PR-460, a aproximadamente 01 km do entroncamento com a PR-460 e PR-239, em Pitanga, e finalizando no km 220, no início do perímetro urbano de Turvo no estado do Paraná, na extensão estimada de 45,50 km - Lote 1</p> <p style="text-align: center;"><b>MAPA DE SITUAÇÃO</b></p>
--	---

FIGURA 1 – MAPA DE SITUAÇÃO

### 3. CONSIDERAÇÕES GERAIS

#### 3.1. INTRODUÇÃO

O objetivo deste memorial é apresentar os critérios e especificações técnicas utilizadas no dimensionamento do projeto executivo da Obra de Arte Especial (OAE) a ser construída na PR-466 - Ponte sobre o Rio Bonito, que interliga os municípios de Boa Ventura de São Roque e Turvo, localizados no estado do Paraná.



FIGURA 2 – LOCALIZAÇÃO – PONTE SOBRE O RIO BONITO (1/2)



FIGURA 3 – LOCALIZAÇÃO – PONTE SOBRE O RIO BONITO (2/2)

### 3.2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Foram considerados os seguintes documentos de referência:

- Boletins de sondagens à percussão: Sondagem SM 301 a 304 – Pitanga
- Projeto geométrico: DE-E-PRC-466-211-220-2-GM 9-0001-D

Desenhos do projeto executivo:

- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-1-0001-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Implantação;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-1-0002-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Elevação Longitudinal, Planta Meio Corte e Planta Superestrutura;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-3-0003-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Seções Transversais de Detalhes;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-4-0004-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Planta de Fundações e Formas dos Blocos;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-4-0005-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Forma do Encontro E01;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-4-0006-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Forma do Encontro E02;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-4-0007-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Forma das Longarinas;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-4-0008-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Locação das Estacas;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-0009-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras dos Blocos de Fundação e Pilares;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00010-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras do Encontro E01;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00011-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras do Encontro E02;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00012-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras da Laje;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00013-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras das Vigas Longarinas;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00014-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras – Elevação dos Cabos das Vigas Longarinas – Folha 01/02;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00015-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras – Elevação dos Cabos das Vigas Longarinas – Folha 02/02;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00016-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Forma e Armaduras das Pré-Lajes;

- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00017-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras das Transversinas;
- DE-E-PRC-466-211-220-2-ES-5-00018-1 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Bonito – Civil – Armaduras da Laje de Transição e Revestimento de Concreto;

### 3.3. NORMAS

Para o dimensionamento da estrutura foram utilizadas as seguintes normas:

- NBR 7187: 2021 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido;
- NBR 7188: 2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- NBR 8681: 2003 – Ações e segurança nas estruturas;
- NBR 6123: 1988 – Forças devido ao vento em edificações;
- NBR 6122: 2019 – Projeto e execução de fundações;
- NBR 6118: 2014 – Projeto de estruturas de concreto;
- NBR 8681: 2003 – Ações e segurança nas estruturas;
- NBR 9062: 2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

### 3.4. SISTEMA DE UNIDADES

Todas as unidades são apresentadas no Sistema Internacional de Unidades (SI), exceto quando indicado contrário.

### 3.5. SOFTWARE

Para a análise da estrutura foram utilizados os *softwares* SAP 2000, TQS, Calculadora de vigas protendidas V-Pro e, em cálculos auxiliares, foram utilizados os *softwares* Ftool, MS Excel, TRüsch 1.0 e verificação dos apoios em Neoprene com o Scape 1.0.0.

### 3.6. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Os elementos estruturais em concreto armado utilizados na estrutura, estão de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os parâmetros de resistência adotados para o concreto foram:

- Resistência característica a compressão ( $f_{ck}$ ):
  - Vigas pré-moldadas, pré-lajes e laje do tabuleiro  $\geq 40$  MPa;
  - Pilares, blocos de fundação, travessas, transversinas, laje do pavimento rígido, paredes e alas dos encontros  $\geq 30$  MPa;

- Cobrimento externo mínimo:
  - 30 mm para lajes, paredes e vigas e;
  - 50 mm para pilares e blocos de fundação.
- Aço de armadura passiva do tipo CA-50 com resistência ao escoamento de 500MPa e módulo de elasticidade de 210GPa;
- Cordoalha para protensão CP190-RB com resistência de escoamento de 1700 MPa.

### 3.7. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

A classe de agressividade ambiental adotada para os elementos estruturais em concreto armado utilizados na estrutura, estão de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os parâmetros adotados foram:

- Agressividade: Moderada
- Classe de agressividade ambiental: II

### 3.8. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO

Todas as estruturas foram dimensionadas segundo o método dos estados limites últimos (ELU) e verificadas para atendimento aos estados limites de serviço (ELS).

### 3.9. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS

A definição das condições geotécnicas foi realizada de acordo com os boletins de sondagens SPT apresentados a seguir.

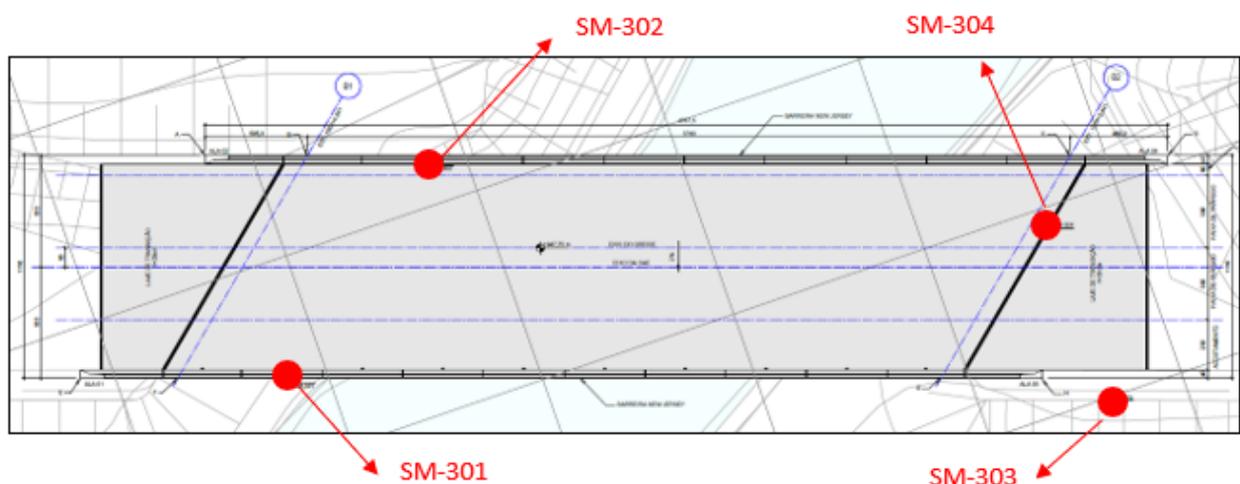


FIGURA 4 – LOCAÇÃO DAS SONDAJENS

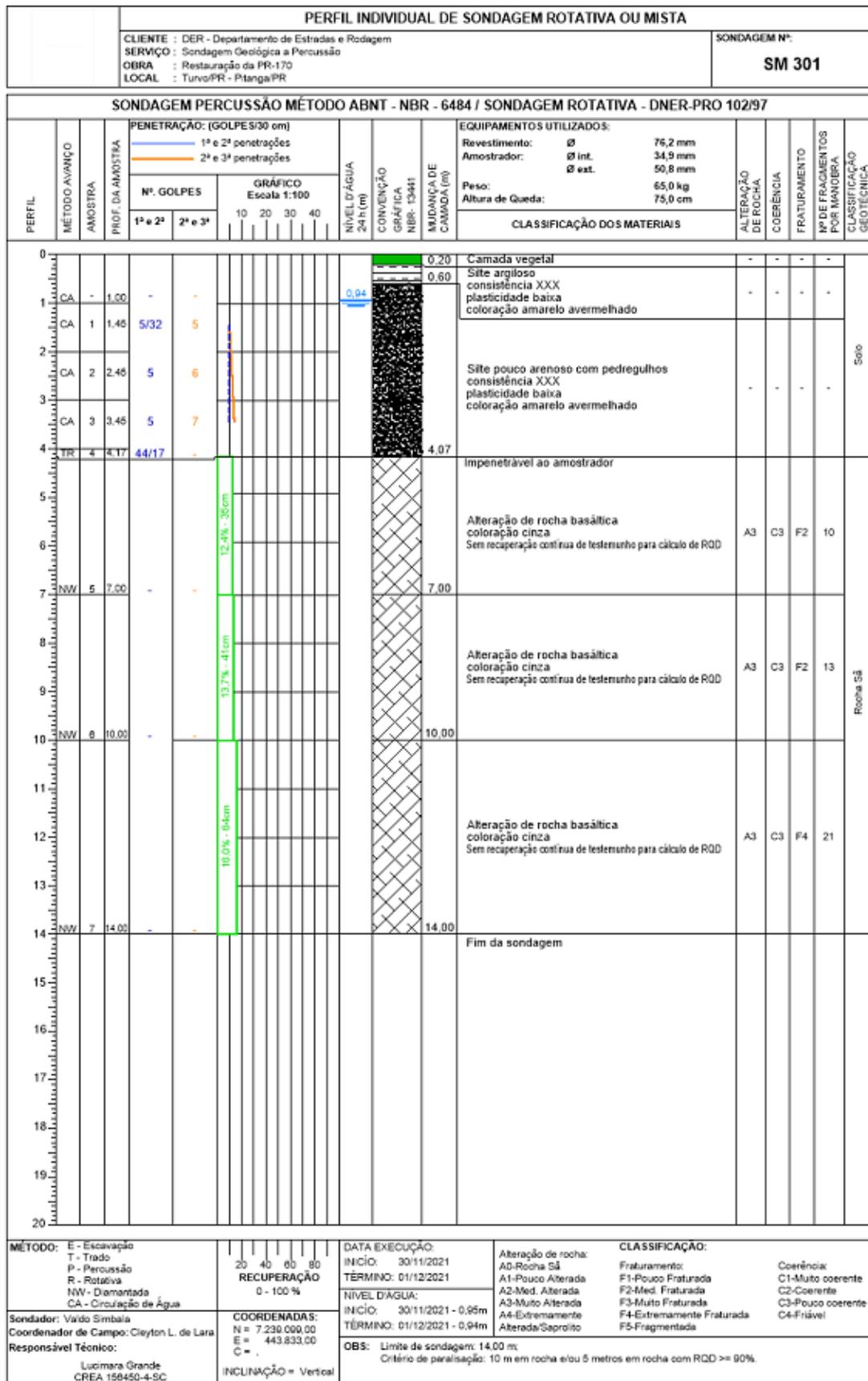


FIGURA 5 – BOLETIM DE SONDAGEM – SM 301

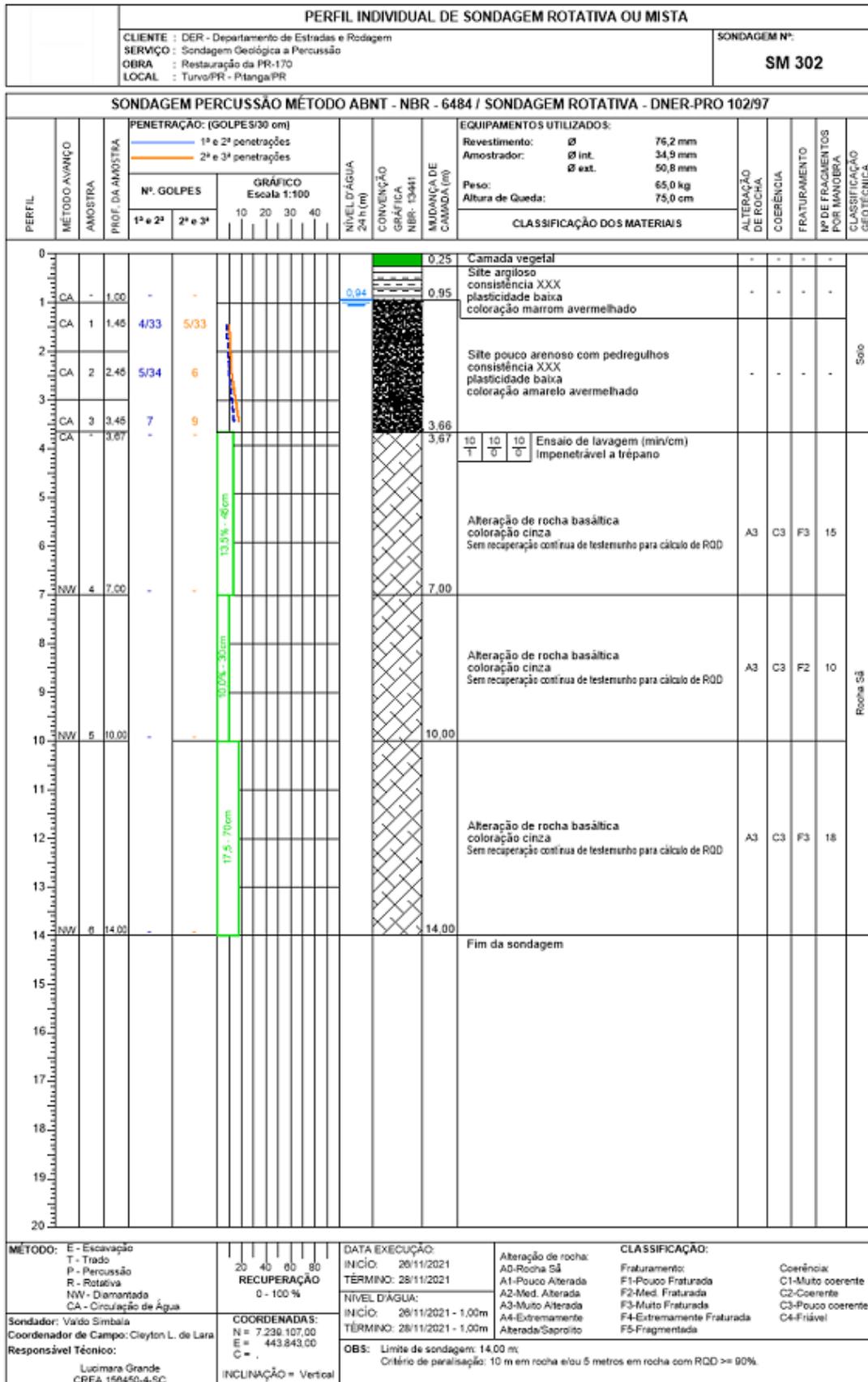


FIGURA 6 – BOLETIM DE SONDAAGEM – SM 302

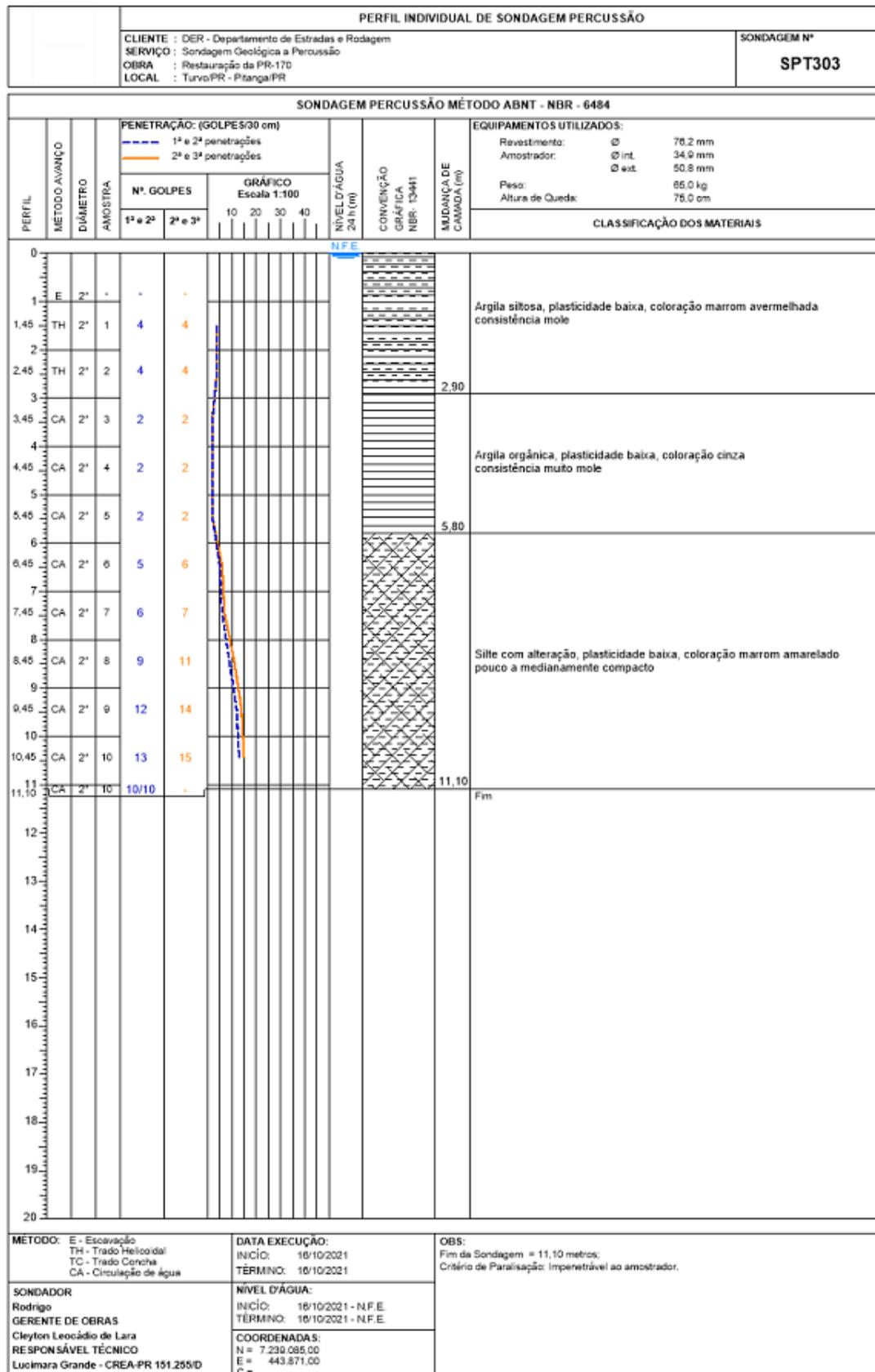


FIGURA 7 – BOLETIM DE SONDAGEM – SM 303

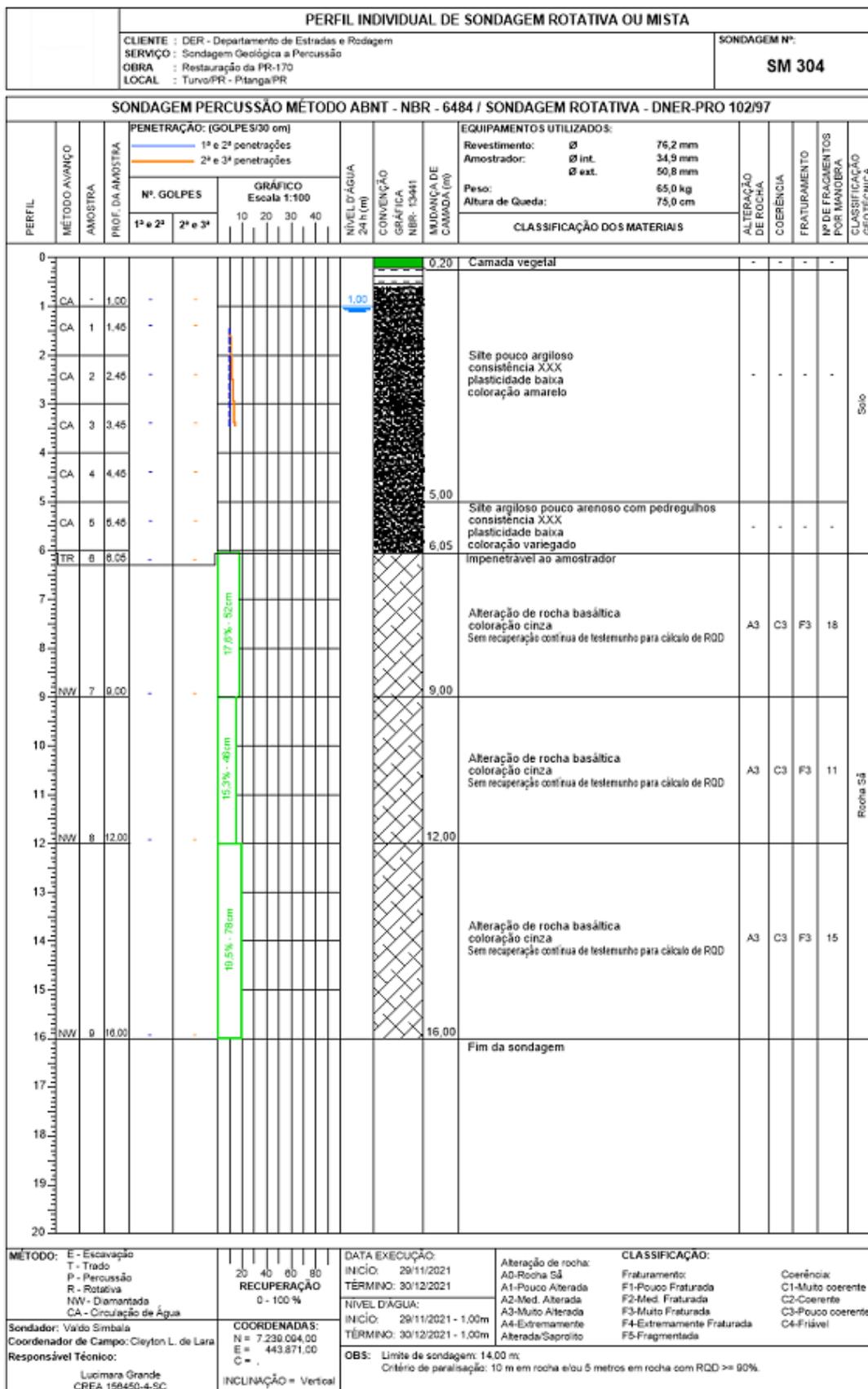


FIGURA 8 – BOLETIM DE SONDAGEM – SM 304

#### 4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A Ponte sobre o Rio Bonito possui um vão único de aproximadamente 40m. A estrutura é composta na seção transversal por quatro longarinas pré-moldadas protendidas com altura de 2,10 m, com uma largura da ponte igual a 11,10m. O tabuleiro é composto de lajes pré-moldadas com 7 cm de espessura, mais uma camada de concreto “in-loco” com espessura de 13 cm, totalizando uma espessura mínima de 20 cm. O revestimento da ponte será em concreto com espessura de 8 cm.

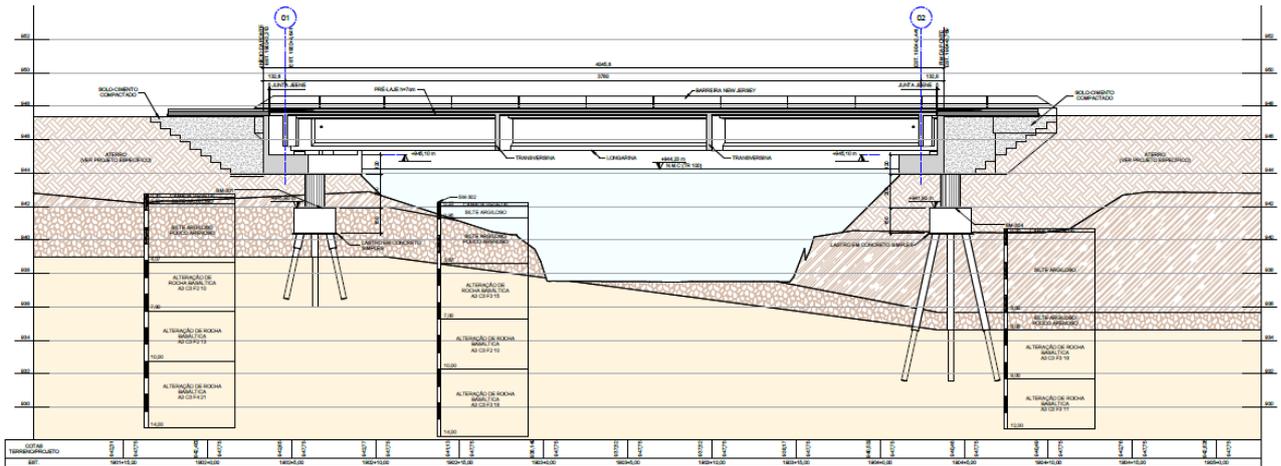


FIGURA 9 – ELEVÇÃO LONGITUDINAL

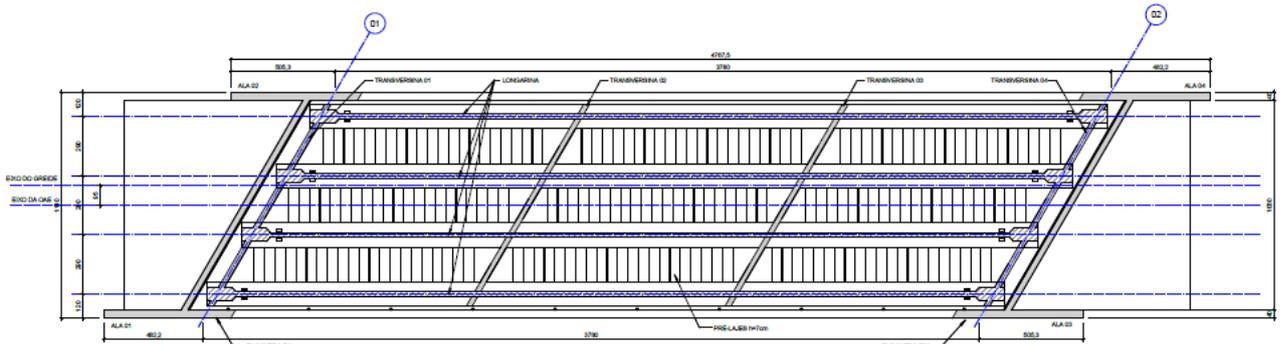


FIGURA 10 – PLANTA SUPERESTRUTURA

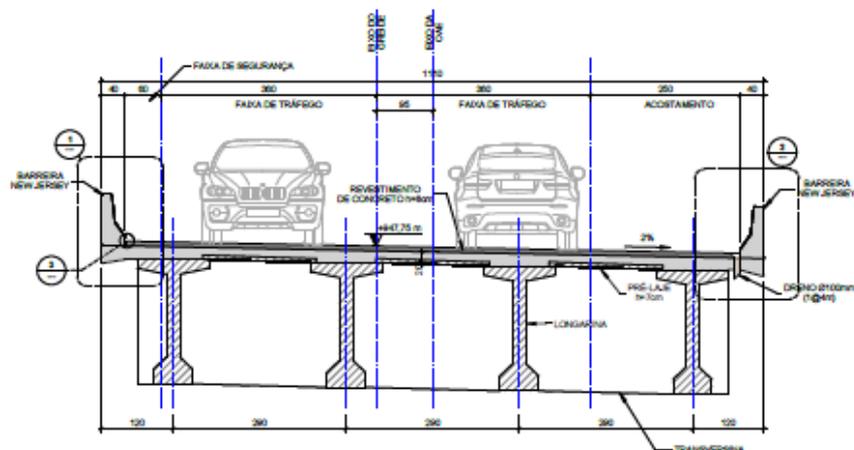


FIGURA 11 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA (VÃO)

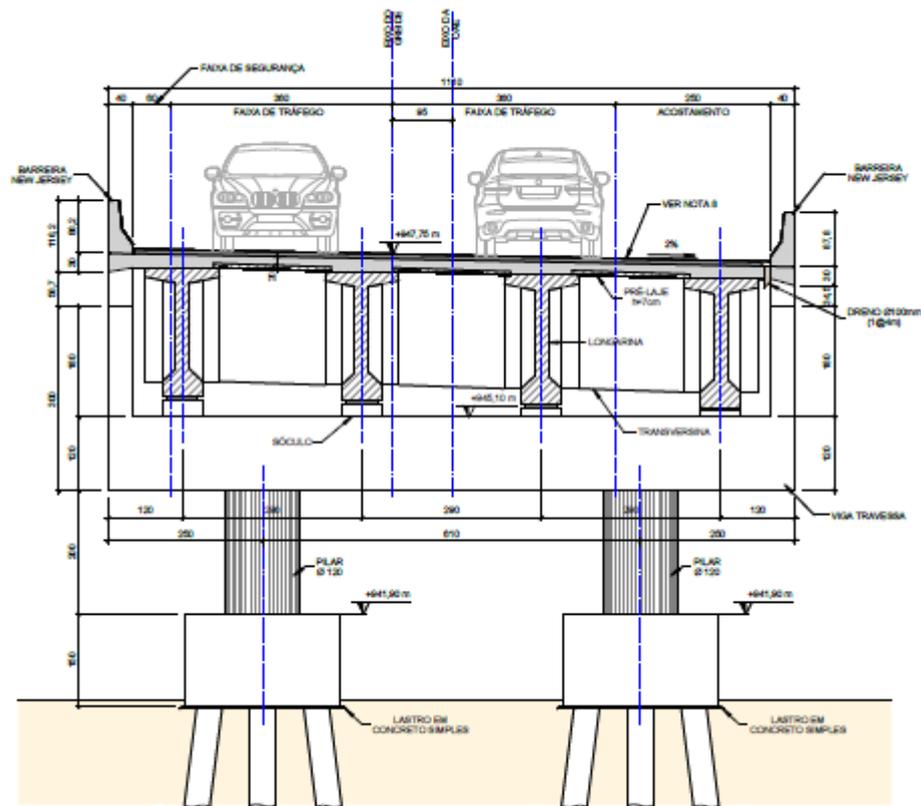


FIGURA 12 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA (APOIO)

#### 4.1. INFRAESTRUTURA

A infraestrutura é composta por blocos de fundação e estacas do tipo raiz. Como solução para a estrutura da ponte, foram adotados um conjunto com 20 estacas do tipo raiz, distribuídos em 4 blocos de fundação, com dimensões de 2,5m por 2,5m, e altura de 1,5m.



FIGURA 13 – PLANTA DE FUNDAÇÕES

Os blocos de fundação possuem dimensões em planta de 2,5m por 2,5m com altura de 1,5m. Cada bloco de fundação é composto com 5 estacas do tipo raíz.

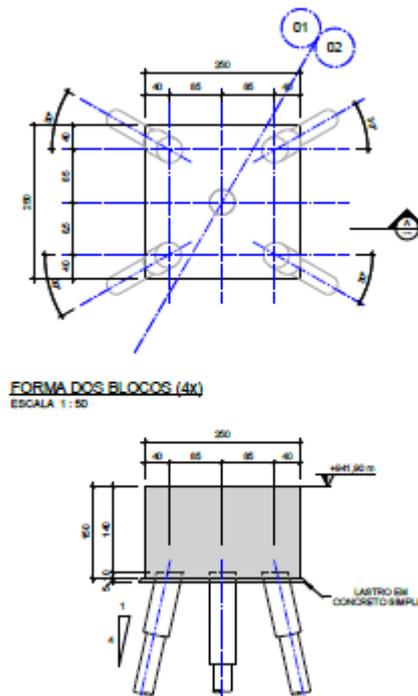


FIGURA 14 – DETALHES DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO

#### 4.2. MESOESTRUTURA

A mesoestrutura é composta pelos pilares e vigas travessas. A estrutura é formada por 4 pilares circulares com 1,2 m de diâmetro, distribuídos em pares nos eixos 1 e 2. Os pilares possuem altura igual a 2,0 m.

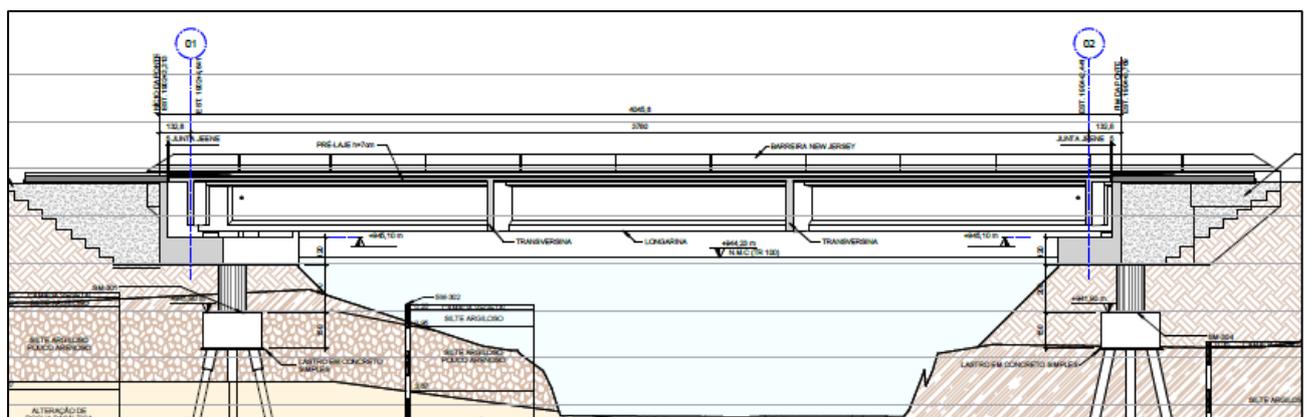


FIGURA 15 – ELEVÇÃO

Para os encontros nos eixos 01 e 02, foram detalhadas vigas travessas sobre os pilares, com alas de espessura de 40 cm e sóculos de concreto, com dimensões de 65 cm de comprimento por 65 cm de largura, utilizados para o apoio dos neoprenes fretados, onde serão apoiadas as longarinas do tabuleiro.

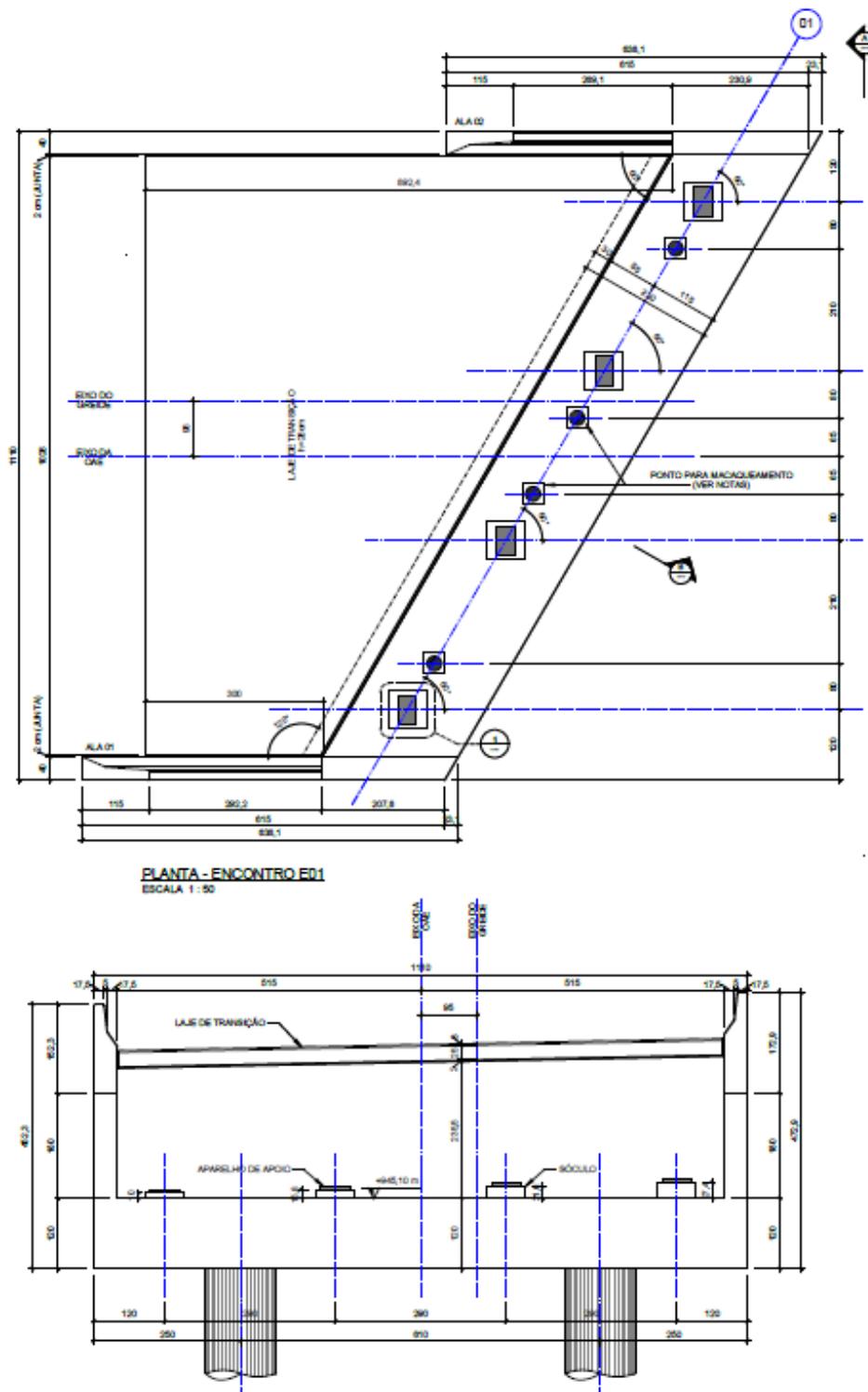
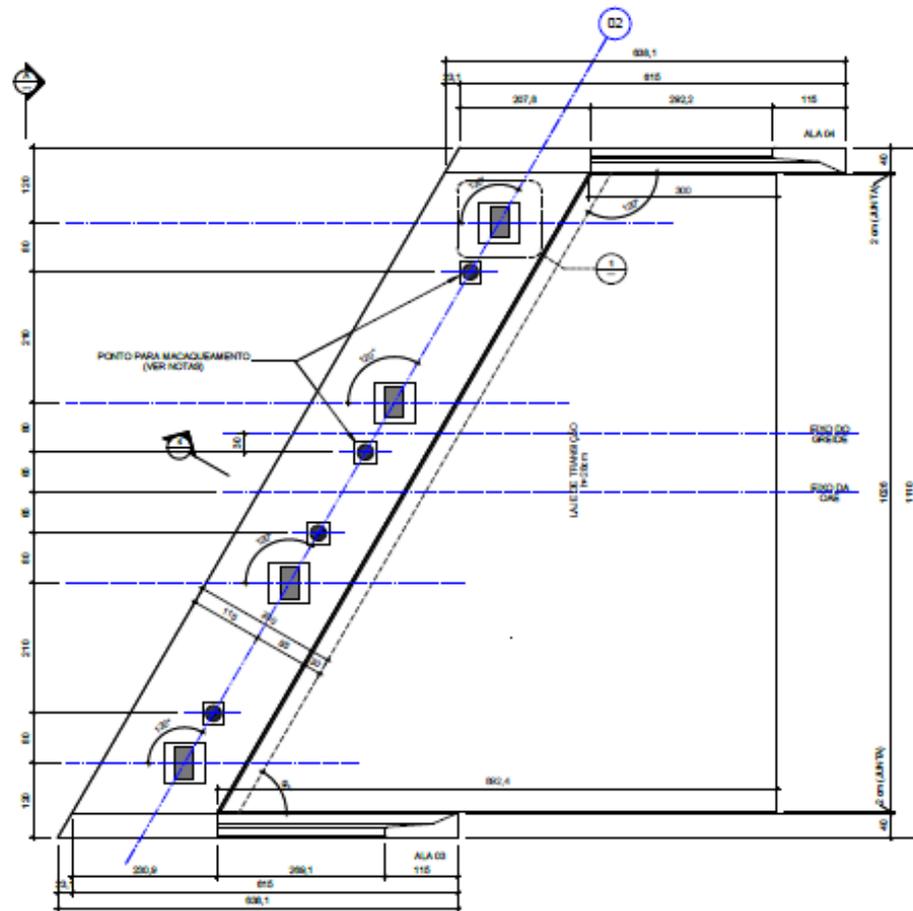


FIGURA 16 – DETALHE DO ENCONTRO E01



**PLANTA - ENCONTRO E02**  
 ESCALA 1 : 50

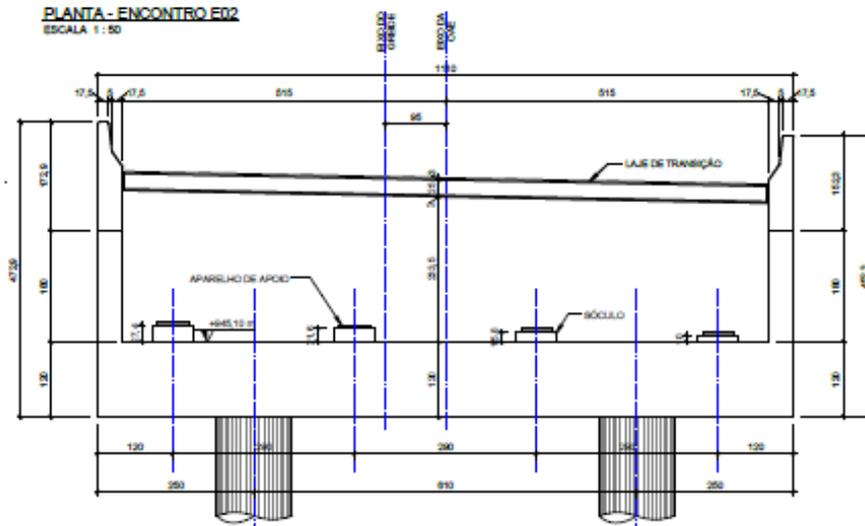


FIGURA 17 – DETALHE DO ENCONTRO E02

### 4.3. SUPERESTRUTURA

A superestrutura é formada pelas longarinas, transversinas e as lajes dos tabuleiros. As longarinas são vigas pré-moldadas protendidas, com altura igual a 2,10 m.

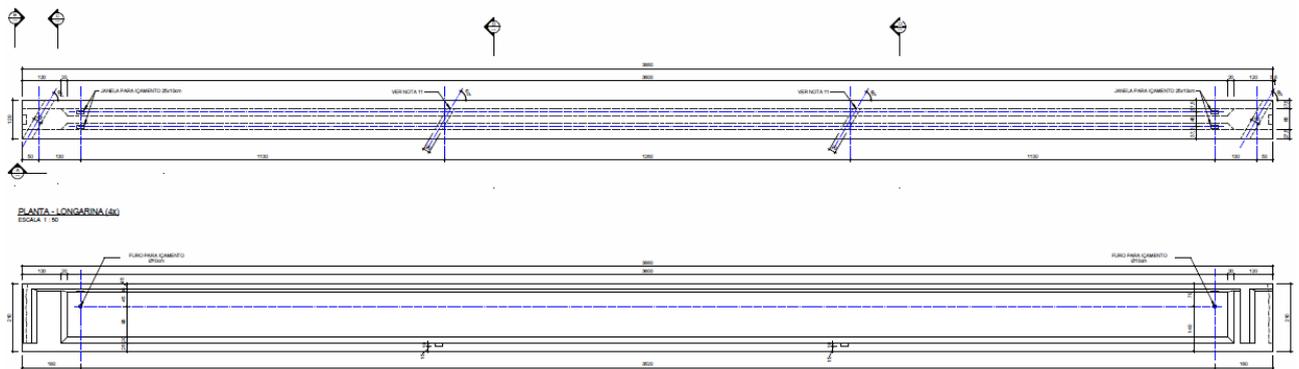


FIGURA 18 – PLANTA E ELEVÇÃO - LONGARINA

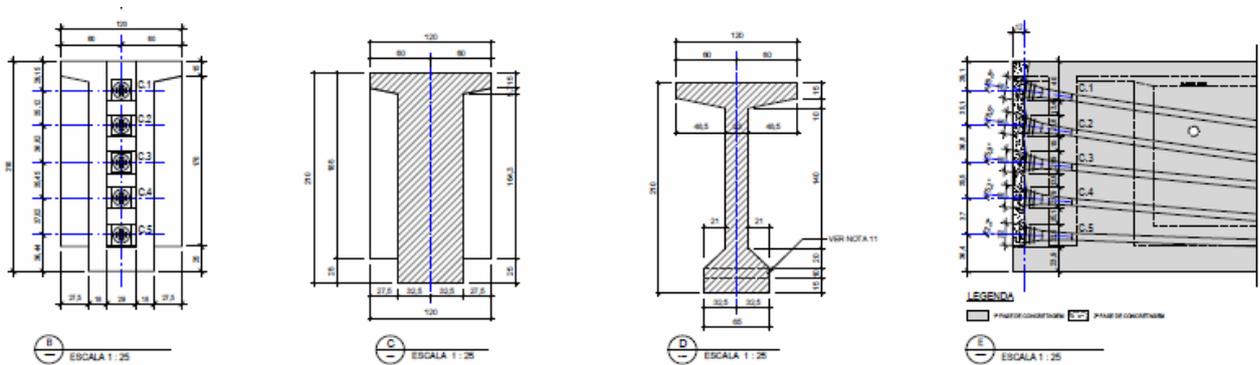


FIGURA 19 – SEÇÕES TRANSVERSAIS – LONGARINA

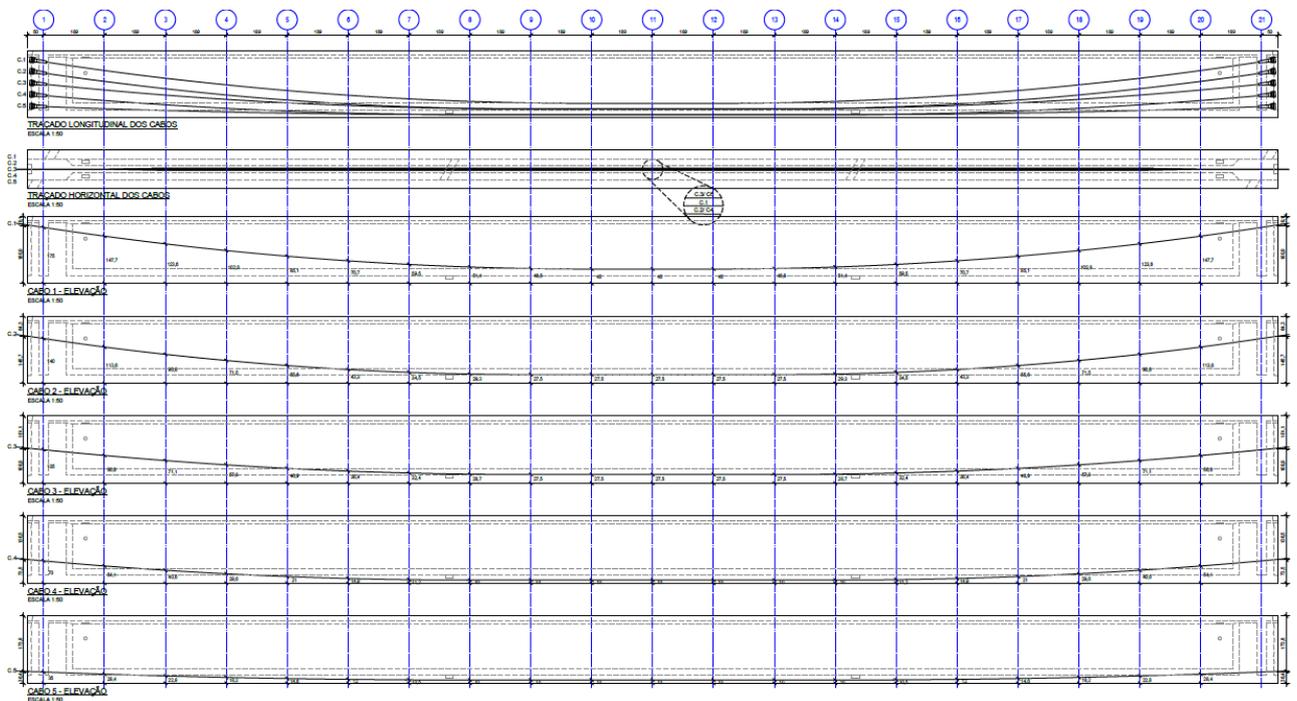


FIGURA 20 – CABOS DE PROTENSÃO - LONGARINA

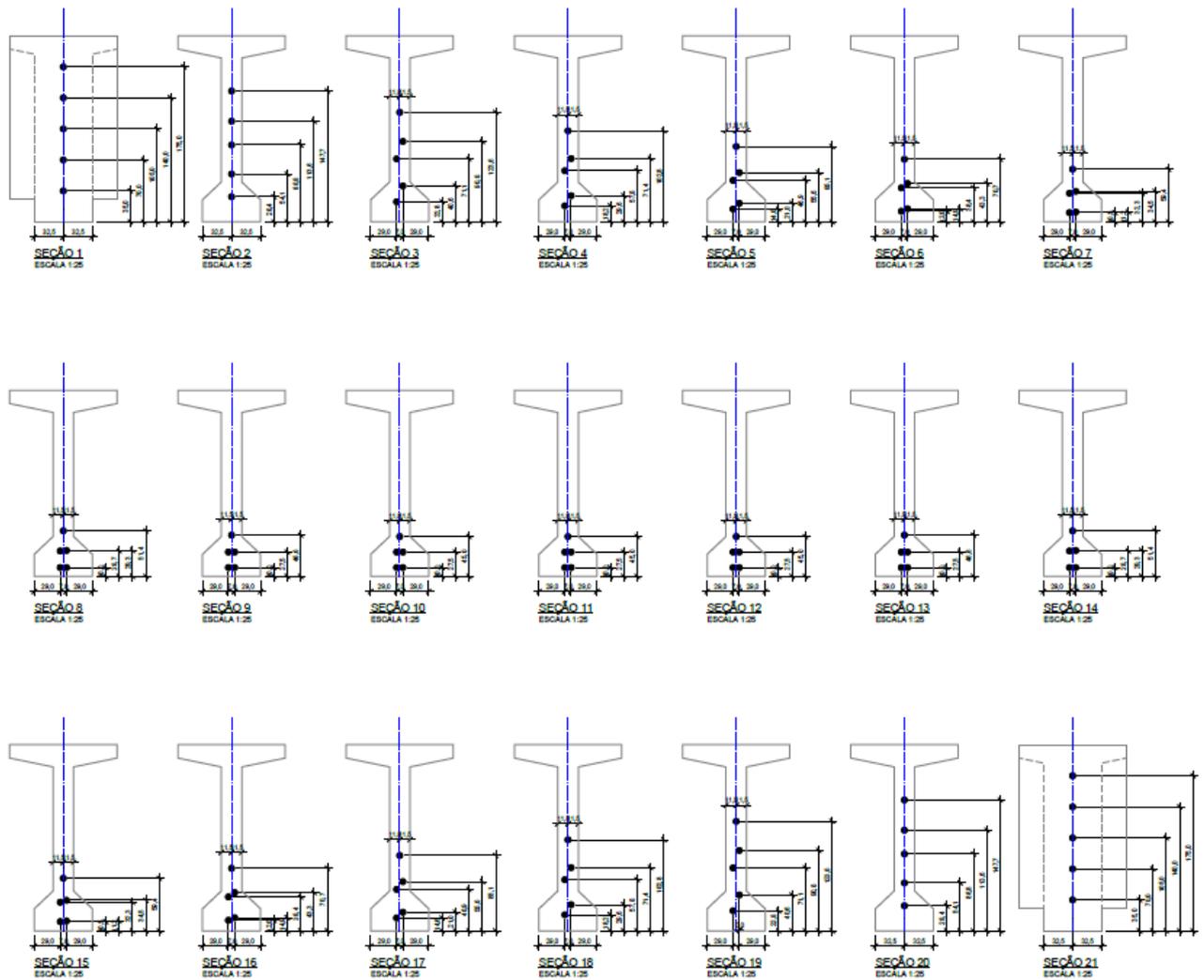
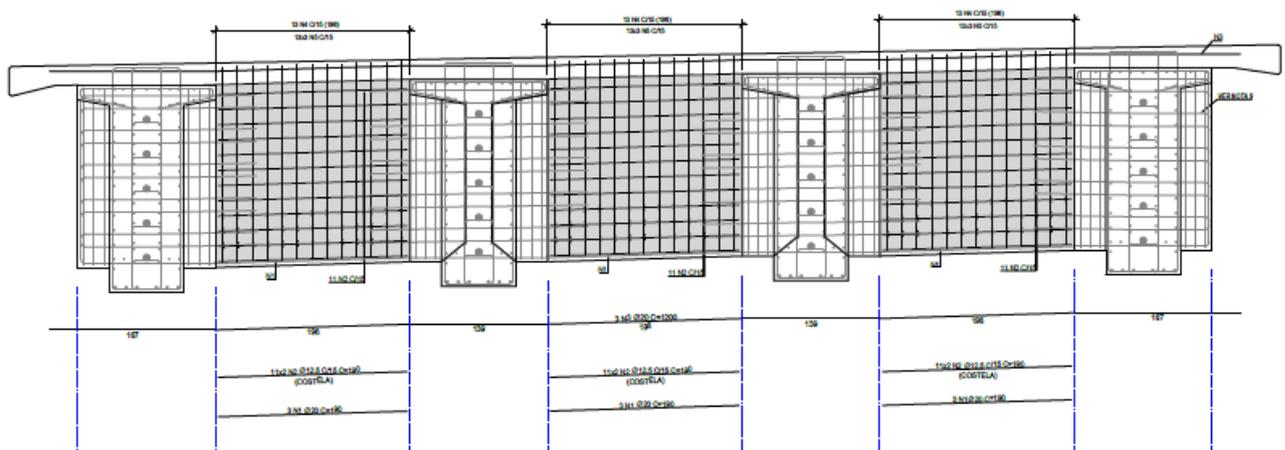


FIGURA 21 – CABOS DE PROTENSÃO – SEÇÕES LONGARINA

Entre as longarinas estão dispostas quatro vigas transversinas, que serão executadas em concreto “in-loco”, com seção transversal de 1,65 m de altura e 0,25 m de largura.



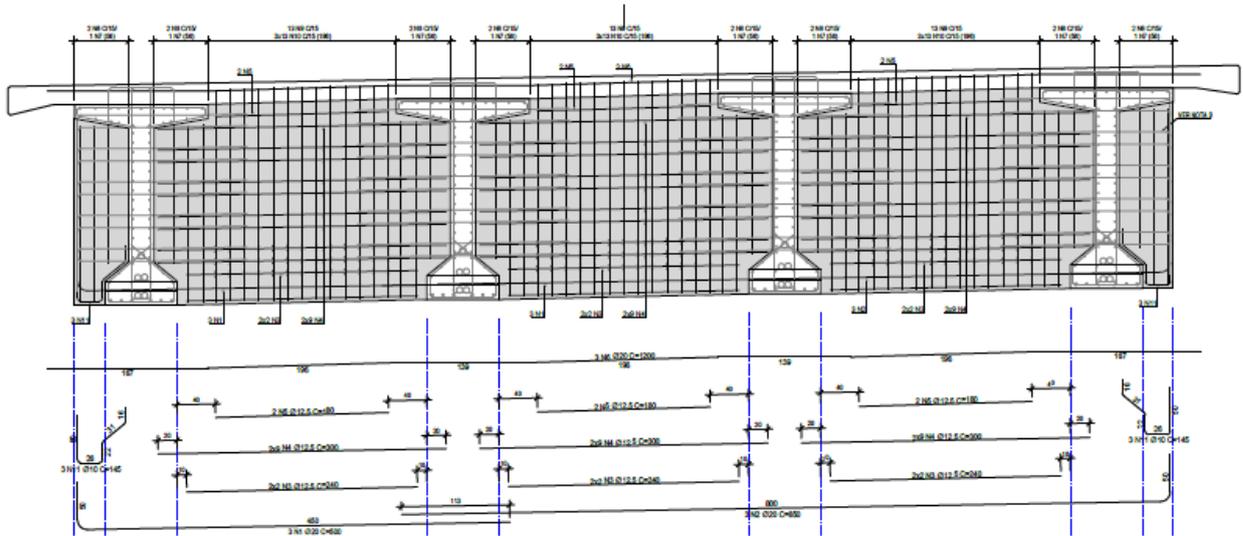


FIGURA 22 – ELEVAÇÃO E SEÇÃO TRANSVERSAL - TRANSVERSINA

Sobre as longarinas estão apoiadas as lajes pré-moldadas, com espessura de 7 cm. Essas placas compõem a laje do tabuleiro, sendo a espessura final da laje com um mínimo de 20 cm.

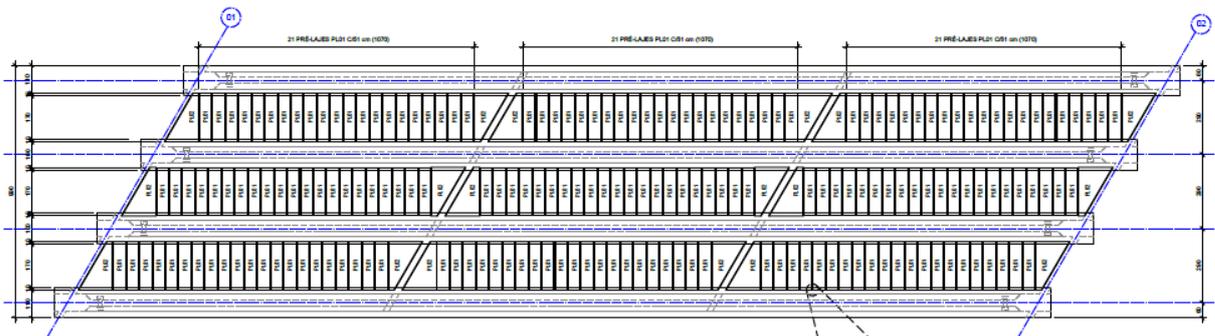
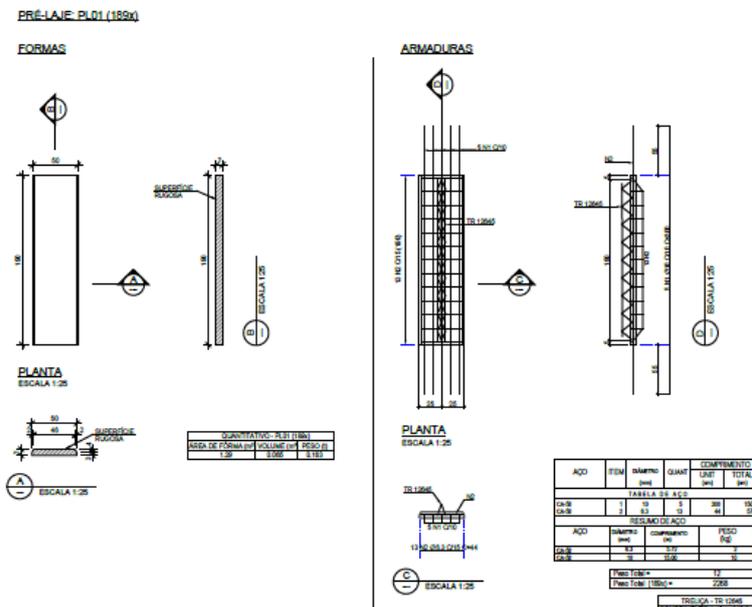


FIGURA 23 – PLANTA DO TABULEIRO



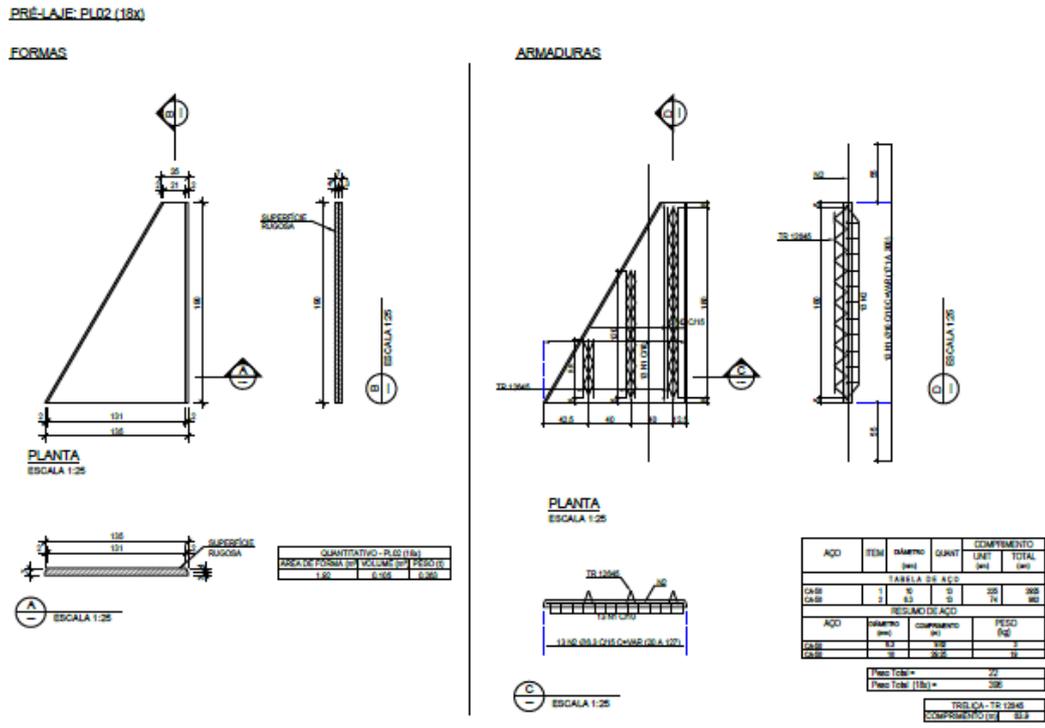


Figura 24 – FORMA E ARMADURAS – PRÉ-LAJE

Na OAE serão instaladas barreiras de proteção do tipo New Jersey e o pavimento da estrutura será do tipo rígido com espessura de 8 cm.

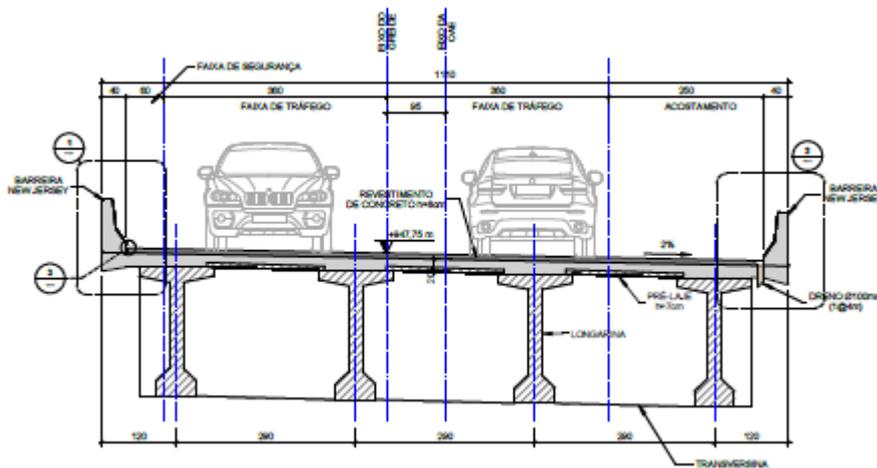


FIGURA 25 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

## 5. CARREGAMENTOS

A estrutura da ponte está submetida à diferentes tipologias de esforços provenientes de carregamentos estáticos, como o peso próprio das estruturas que compõe a OAE e de sobrecargas verticais e os efeitos ocasionados pelos carregamentos móveis sobre a laje da estrutura (veículos e pedestres).

São também consideradas ações ocasionadas por fenômenos naturais, tais como o vento atuante sobre a face longitudinal da ponte, o empuxo do solo sobre as estruturas dos encontros e os efeitos ocasionados pela variação de temperatura sobre a estrutura.

### 5.1. CARGA PERMANENTE

#### 5.1.1. *Peso Próprio (DEAD)*

O peso próprio das estruturas é gerado automaticamente pelo software SAP2000, a partir dos dados de entrada dos materiais e seções de todos os elementos estruturais.

#### 5.1.2. *Revestimento de concreto*

O pavimento da estrutura será com revestimento de concreto. Foi considerado um peso específico de 2500 kg/m<sup>3</sup> em toda a extensão da OAE, considerando uma espessura igual a 8 cm.

#### 5.1.3. *Guarda-Rodas*

Para o guarda-rodas de concreto foi adotado um peso específico de 2500 kg/m<sup>3</sup>. As cargas foram aplicadas na estrutura conforme as posições indicadas nas figuras 7.4.1.3.

#### 5.1.4. *Laje do tabuleiro*

Para compor a laje do tabuleiro estão sendo previstos laje pré-moldadas, com espessura de 7 cm e sobre essas placas pré-moldadas será executado uma camada de concreto “in-loco” com espessura de 13 cm.

### 5.2. SOBRECARGA

#### 5.2.1. *Trem-tipo*

Conforme as recomendações da NBR 7188 (ABNT, 2013), foi considerada a atuação de uma sobrecarga no valor de 5,0 kN/m<sup>2</sup> sobre toda a área da faixa de rolagem, correspondente à sobrecarga de multidão. O valor correspondente à carga foi configurado para atuar concomitantemente com o veículo tipo definido para atuação sobre a laje durante a modelagem da estrutura, conforme as definições detalhadas no item a seguir.

Foi considerado o tráfego do caminhão de projeto TB-45, conforme especificado na NBR 7188 (ABNT, 2013) e ilustrado na figura a seguir.

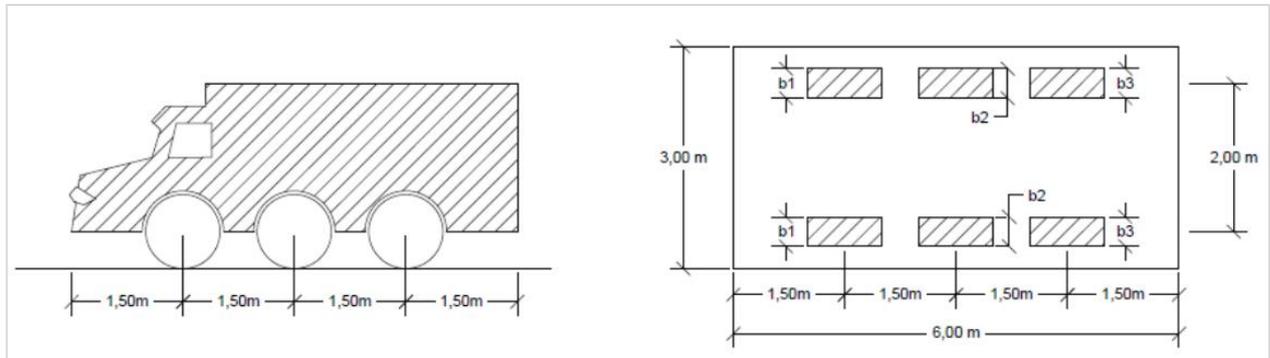


FIGURA 26 – ESPECIFICAÇÃO DO TREM-TIPO

### 5.2.2. Coeficiente de ponderação das cargas verticais

Conforme estabelecido na NBR 7188 (ABNT, 2013), o efeito das ações dinâmicas pode ser ponderado através dos coeficientes descritos a seguir:

- **Coeficiente de impacto vertical – CIV:**

Para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0m

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{Liv + 50} \right)$$

Onde:

- Liv = Vão em metros para o cálculo do CIV, conforme o tipo de estrutura

- **Coeficiente de número de faixas – CNF**

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2)$$

Onde:

- n = número de faixas de tráfego

- **Coeficiente de impacto adicional – CIA**

Utilizado para o dimensionamento da estrutura nas regiões das juntas estruturais a extremidade da obra.

- Estruturas em concreto:  $CIA = 1,25$

-

### 5.2.3. Frenagem e aceleração

As forças de frenagem e aceleração dos veículos em movimento sobre o tabuleiro da ponte são consideradas na estrutura conforme as especificações da NBR 7188, sendo: (ABNT, 2013)

- $H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$

Onde:

- B = Largura efetiva
- L = Comprimento concomitante
- CNF = Coeficiente do número de faixas

Segundo a norma NBR 7188 as forças de frenagem devem ser maiores que 135 kN ( $H_f \geq 135$  kN).

### 5.3. CARGA DE VENTO

Para as cargas de vento, os dados e os parâmetros considerados para o cálculo da pressão de obstrução, estão de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988). Para a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e a pressão de obstrução ( $q$ ), temos as seguintes formulações:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Onde:

- $V_0$  = Velocidade básica do vento (m/s)
- $S_1$  = fator topográfico
- $S_2$  = Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
- $S_3$  = Fator estatístico

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

Onde:

- $V_k$  = Velocidade característica do vento (m/s)

### 5.4. TEMPERATURA

Conforme recomenda a NBR 6118, adotou-se uma variação de temperatura de  $\pm 10$  °C, e para o cálculo dos efeitos de retração e fluência do concreto considerou-se a seção transversal do tabuleiro consolidada (com aderência entre os elementos pré-moldados e moldados “in loco”).

### 5.5. EMPUXO DE SOLO

Para os carregamentos provenientes do empuxo do solo, foram considerados os seguintes parâmetros para a determinação do carregamento atuante sobre a estrutura:

- $Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot \gamma_s \cdot h^2$

Onde:

- $\gamma_s$  = Peso específico do solo<sup>3</sup>
- $Ka$  = Coeficiente de empuxo ativo
- $h$  = altura do empuxo do solo

### 5.6. IMPACTO NO GUARDA-RODAS

Conforme a norma NBR 7188 (ABNT, 2013), o dispositivo de contenção (guarda-rodas) deve ser dimensionado para uma força horizontal perpendicular à direção do tráfego, no valor de 100 kN. Esta força deve ser aplicada concomitantemente à uma força vertical de 100 kN sobre a estrutura.

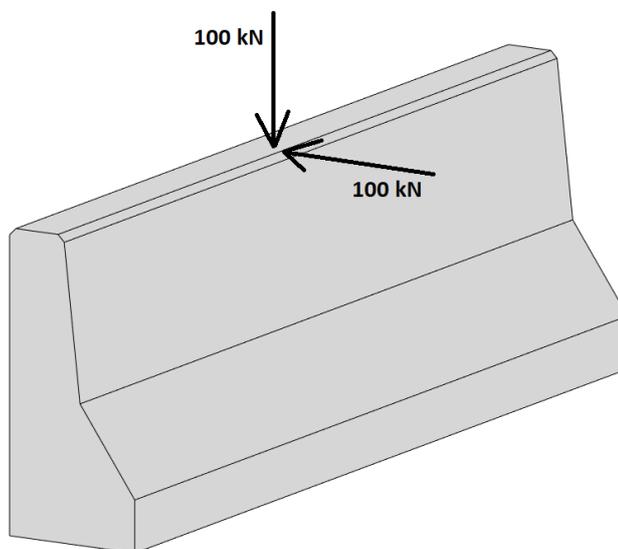


FIGURA 27 – CARGAS DE IMPACTO NO GUARDA-RODAS

## 6. COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

Neste projeto, as ações consideradas para a determinação dos efeitos mais desfavoráveis são o peso próprio da estrutura, as cargas permanentes, a carga móvel do trem-tipo máxima e mínima, as cargas de empuxo, vento e temperatura.

Todas as combinações foram criadas conforme as especificações da norma NBR 8681.

Foram geradas combinações para o Estado Limite Último (ELU), cujo objetivo é verificar a integridade dos elementos estruturais e o dimensionamento geotécnico das fundações e para o Estado Limite de Serviço (ELS), para a avaliação dos estados limites de descompressão, formação e abertura de fissuras e limites de deslocamento.

As combinações para o Estado Limite Último (ELU) são dadas pela seguinte expressão:

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

O índice "g" refere-se às cargas permanentes, consideradas em todas as combinações. O índice "ε" representa as ações indiretas permanentes e variáveis, como a temperatura. As ações variáveis diretas, identificadas com o índice "q", são combinadas aplicando-se os coeficientes de majoração pertinentes em função da natureza da ação, permitindo a redução de ações de diferentes naturezas com os coeficientes de redução  $\psi_0$ .

TABELA 1 – COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES (ELU)

CARGAS	$\gamma_f$		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
	D	F			
Permanentes ( $\gamma_g$ )	1,35	1,0	-	-	-
Móveis ( $\gamma_q$ )	1,5	-	0,7	0,8	0,3
Vento ( $\gamma_q$ )	1,4	-	0,6	0,3	0
Temperatura ( $\gamma_{\varepsilon q}$ )	1,2	-	0,6	0,5	0,3

A partir dos carregamentos atuantes na estrutura foram definidos grupos de combinações, a fim de reproduzir as condições necessárias para a obtenção dos esforços máximos nos elementos estruturais e verificar o comportamento global da estrutura.

TABELA 1 – COMBINAÇÕES BÁSICAS (ELU)

COMBINAÇÃO	PP	PERM	EMPUXO	SOBRECARGAS (VEÍC + SC. MULT.+ FREN)	TEMPERATURA	VENTO
ELU 1	1,35	1,35	1,35	1,50	0,60	0,84
ELU 2	1,35	1,35	1,35	1,05	1,20	0,84
ELU 3	1,35	1,35	1,35	1,05	0,60	1,40
ELU 4	1,35	1,35	1,35	1,05	0,60	0,84

Para a apresentação dos esforços máximos nos elementos estruturais foi gerado no modelo de cálculo uma combinação envoltória. Essa combinação considera todas as possíveis situações de carregamentos, seguindo os critérios das combinações básicas apresentadas na tabela acima.

## 7. MODELO DE CÁLCULO

Para o dimensionamento da estrutura foi elaborado um modelo de cálculo no software SAP2000.

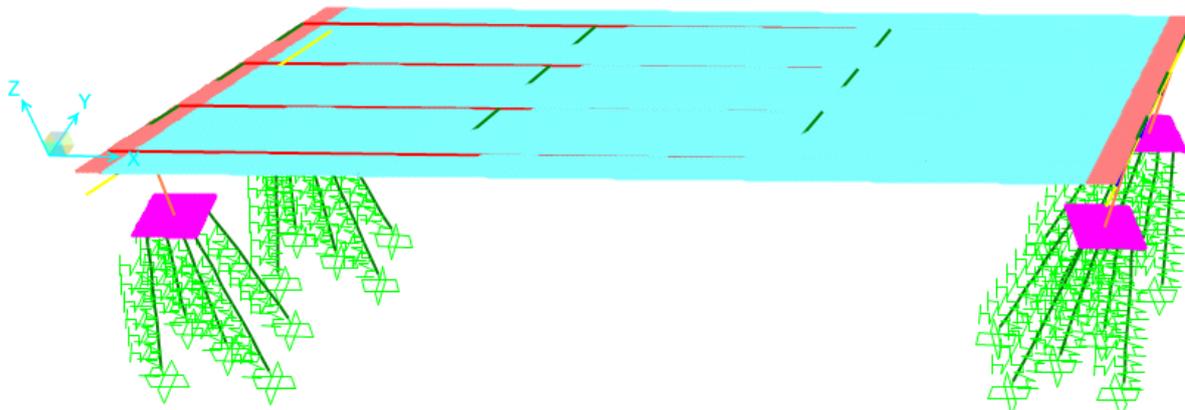


FIGURA 28 – MODELO 3D – SAP2000

### 7.1. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Foi considerado no modelo de cálculo os blocos de fundação e as estacas, conforme mostra a imagem abaixo. O solo foi simulado utilizando os elementos de molas (“springs”) do SAP2000.

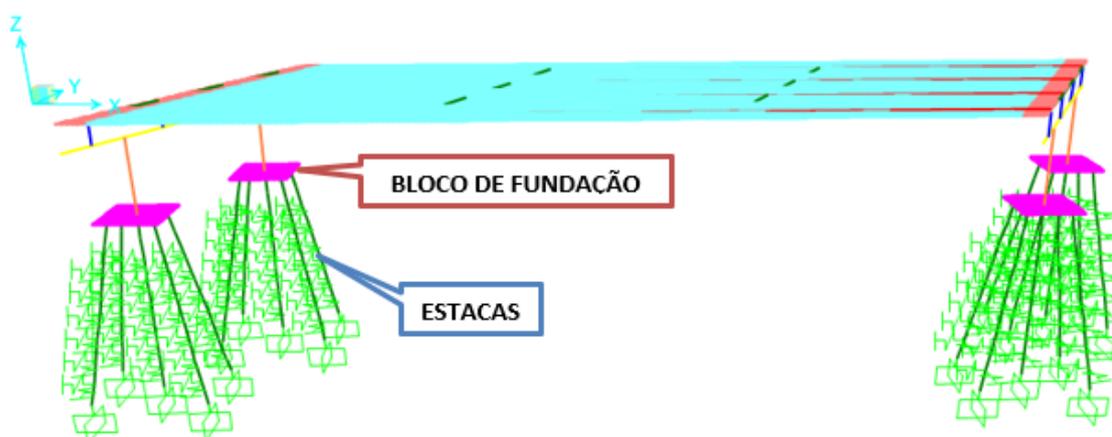


FIGURA 29 – ELEMENTOS DA FUNDAÇÃO

### 7.2. DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES

Para definição das seções foram utilizadas tipologias de elementos finitos incorporadas no software SAP2000. Foram utilizados elementos do tipo “shell” para a definição das lajes, e elementos tipo “frame” para os pilares e vigas travessas e longarinas.

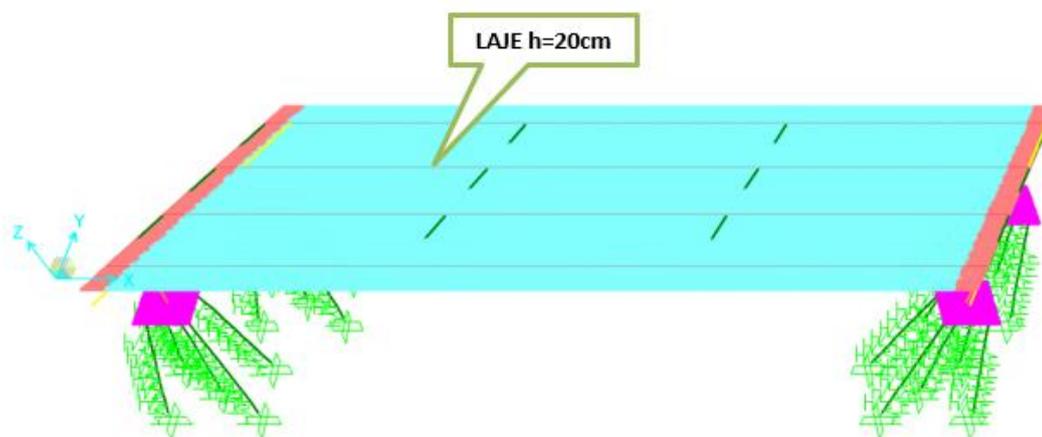


FIGURA 30 – IDENTIFICAÇÃO DAS SEÇÕES DO TIPO “SHELL”

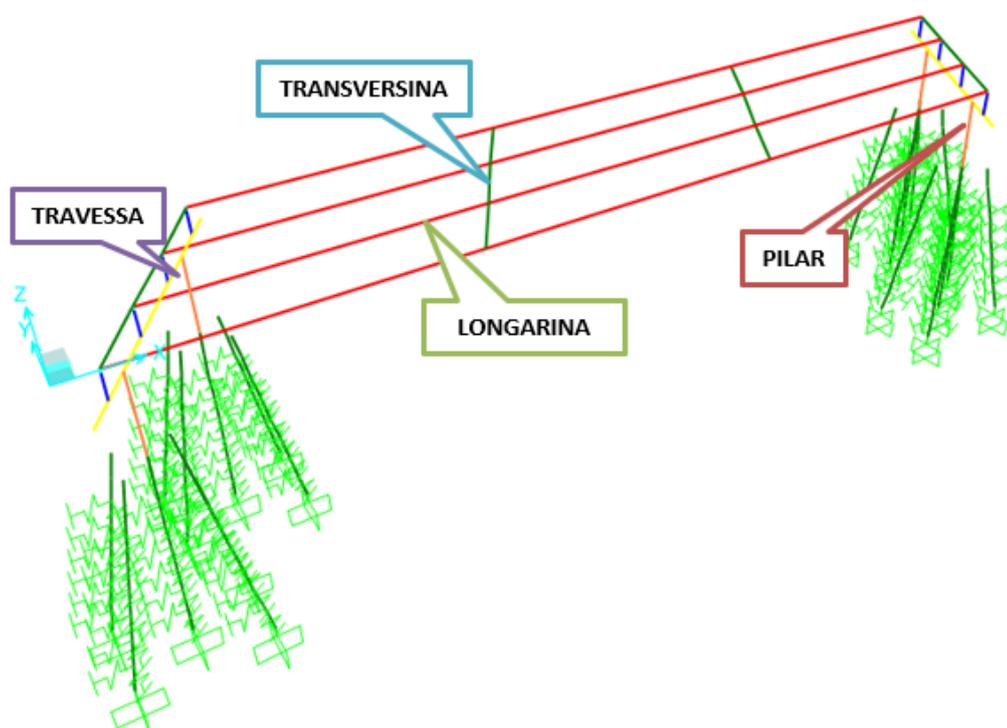


FIGURA 31 – IDENTIFICAÇÃO DAS SEÇÕES DO TIPO “FRAME”

Para a análise das estruturas foi considerada a não linearidade física dos materiais através da redução das rigidezes dos elementos estruturais segundo os parâmetros do item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

- Lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3.E_C I_C$
- Vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4.E_C I_C$
- Pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8.E_C I_C$

Onde:

- $I_c$  = Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;
- $E_c$  = Valor representativo do módulo de deformação do concreto

Os itens a seguir apresentam as seções definidas no modelo de cálculo e suas respectivas localizações na estrutura da OAE.

### 7.2.1. Infraestrutura

As imagens abaixo mostram a seção dos elementos estruturais da infraestrutura da ponte.

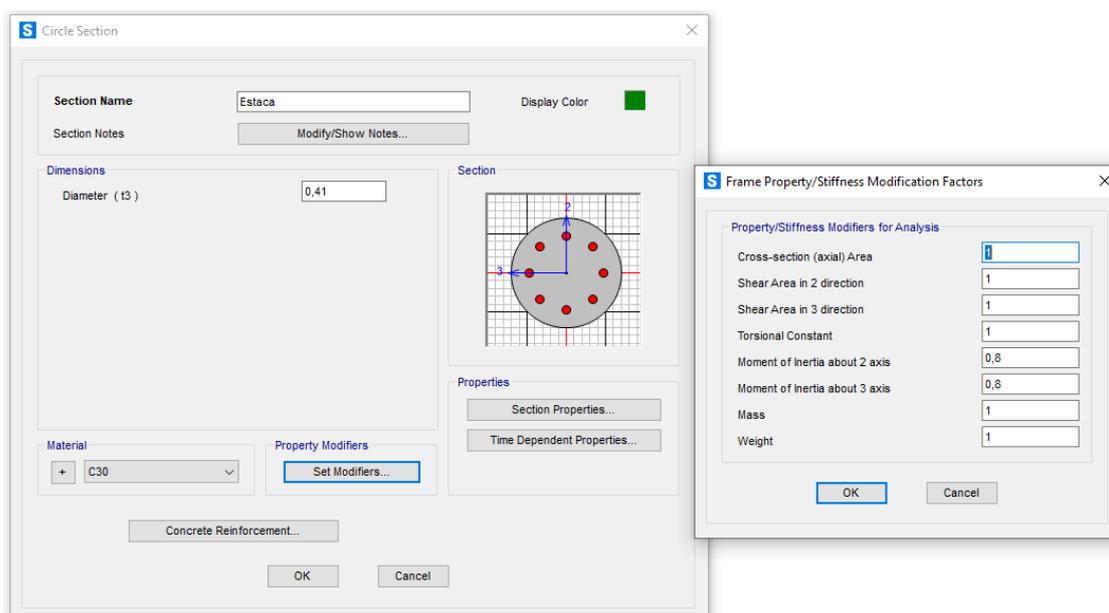


FIGURA 32 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA

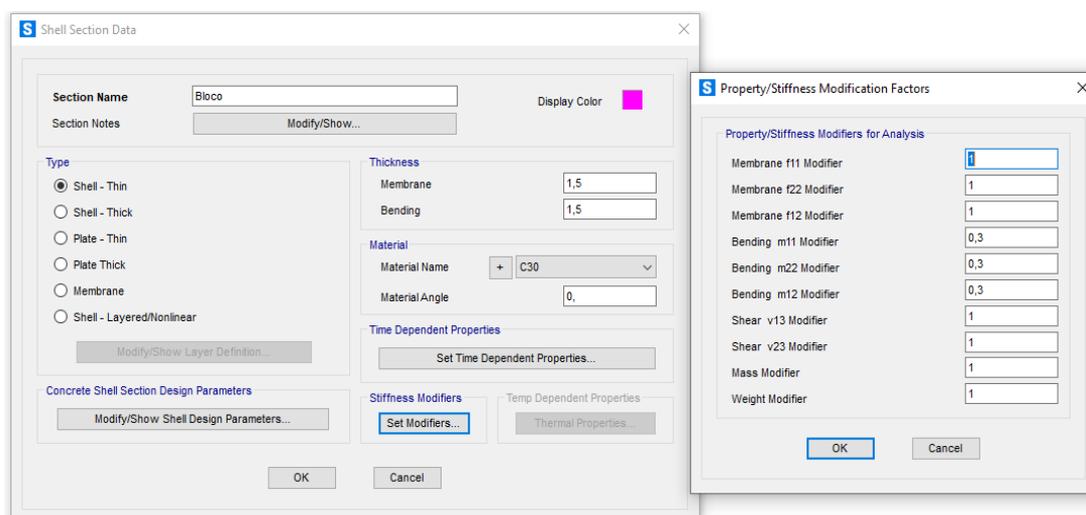


FIGURA 33 – BLOCO DE FUNDAÇÃO

### 7.2.2. Mesoestrutura

As imagens abaixo mostram a seção dos elementos estruturais da mesoestrutura da ponte.

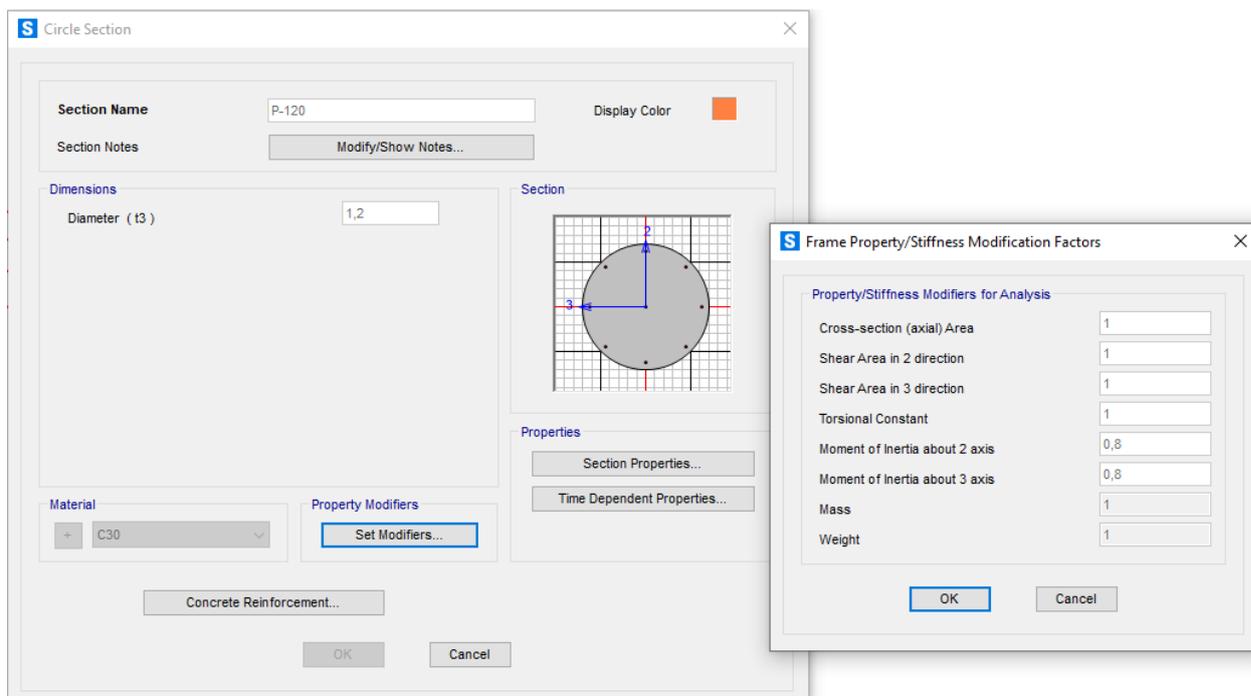


FIGURA 34 – SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES

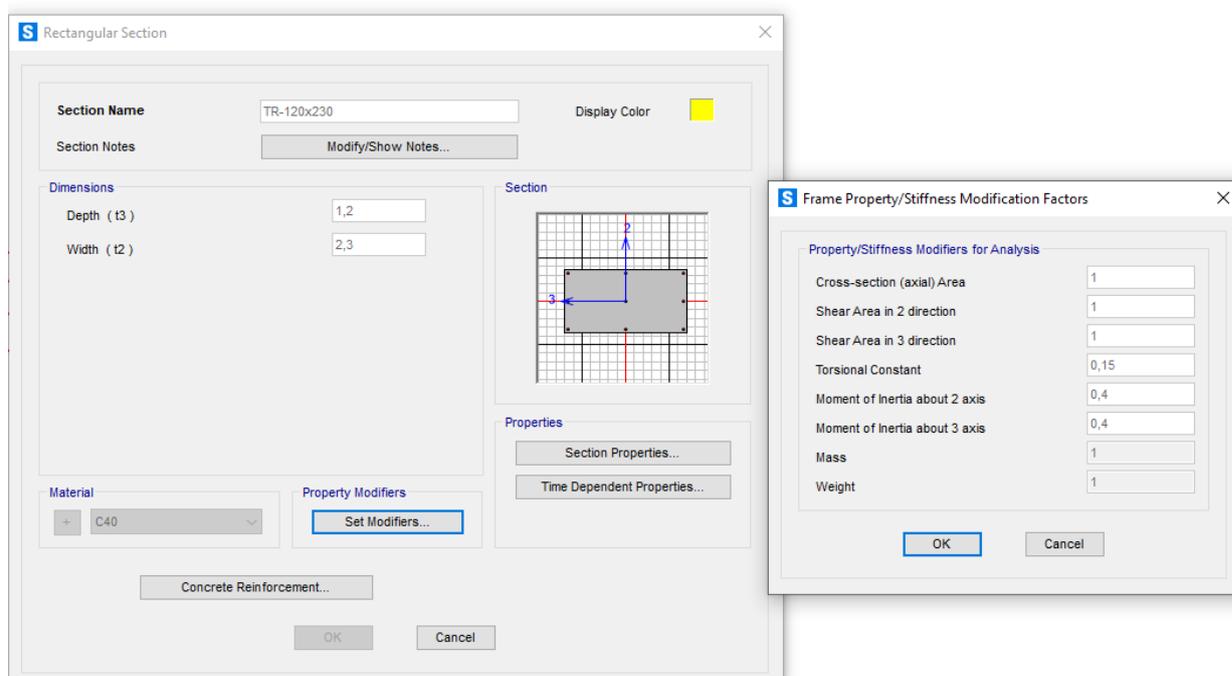


FIGURA 35 – SEÇÃO TRANSVERSAL DAS TRAVESSAS DOS ENCONTROS – EIXOS 01 E 02

### 7.2.3. Superestrutura

As imagens a seguir representam a definição dos elementos estruturais de superestrutura da ponte.

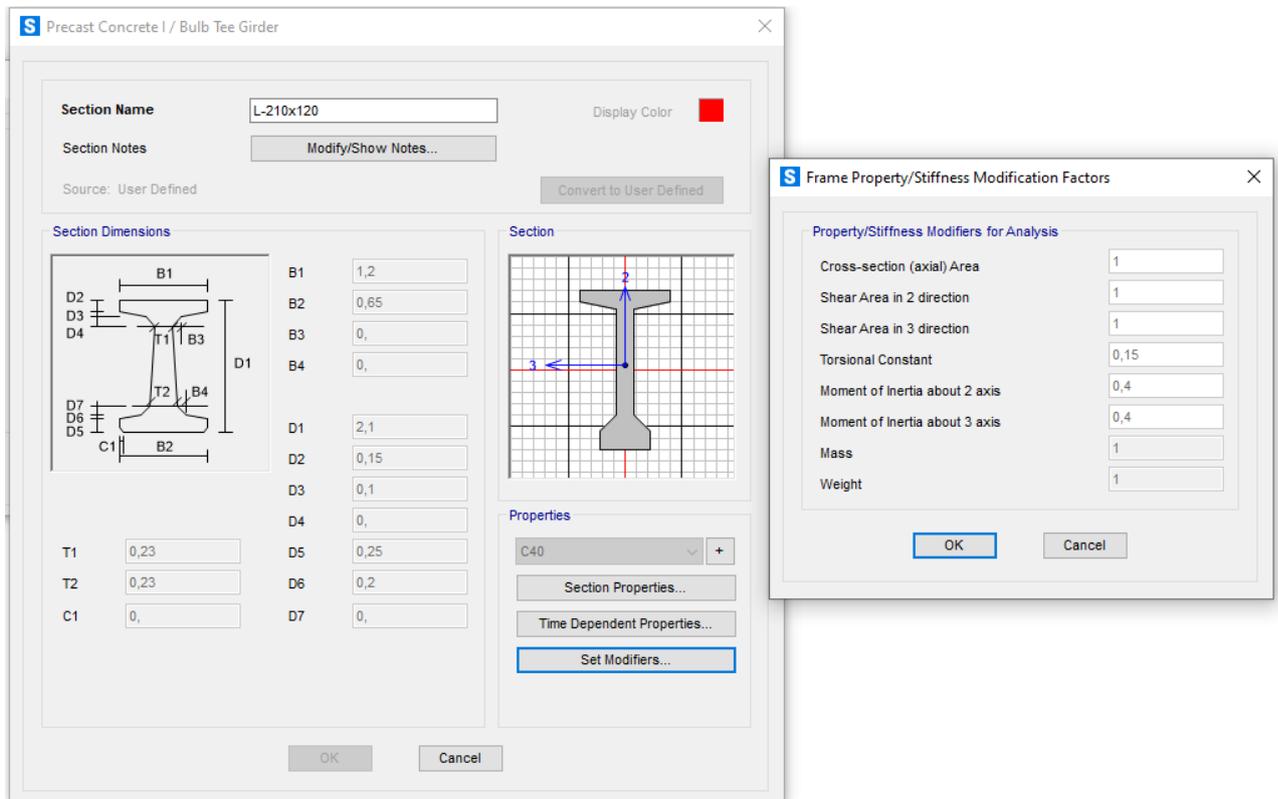


FIGURA 36 – SEÇÃO TRANSVERSAL DAS LONGARINAS

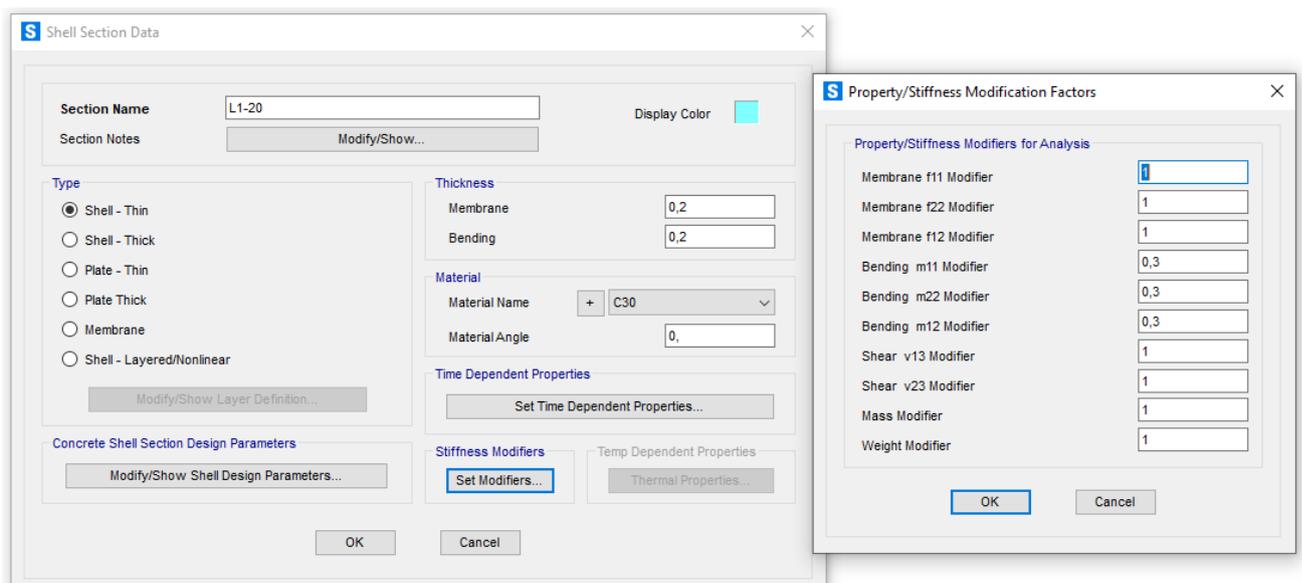


FIGURA 37 – SEÇÃO TRANSVERSAL DAS LAJES

### CÁLCULO DA RIGIDEZ DA BARRA EQUIVALENTE DOS NEOPRENES

#### DADOS DO NEOPRENE

A = Menor dimensão do aparelho	30,0 cm
B = Maior dimensão do aparelho	50,0 cm
n = Número de chapas de aço	4,0 un
tn = Espessura das camadas intermediárias	1,3 cm
G = Módulo de elasticidade transversal	1,0 MPa

$$\delta_n = \frac{(n-1) \cdot t_n}{A \cdot B \cdot G} \quad \therefore \quad \delta_n = 0,00025 \text{ cm/kgf}$$

$$f_n = \frac{1}{\delta_n} \quad \therefore \quad f_n = 4000,00 \text{ kgf/cm}$$

#### BARRA DE CONCRETO EQUIVALENTE AO NEOPRENE

Considerando-se barra de concreto de comprimento  $L = 0,10\text{m}$  e  $E_c = 3000000 \text{ tf/m}^2$ , temos

$$\delta = \frac{p \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot j} \quad r_p = \frac{1}{\delta}, \text{ onde } r_p = f_n$$

Assim:

p = Rigidez da barra equivalente	1,0 tf
L = Altura do neoprene equivalente	0,1 m
$E_c$ = Módulo de elasticidade do concreto	3000000,0 $\text{tf/m}^2$
J = Momento de inércia	4,4444 $\text{cm}^4$

#### DIÂMETRO DA BARRA EQUIVALENTE

$$\text{Sendo } J = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} \quad \therefore \quad \phi = 3,085 \text{ cm}$$

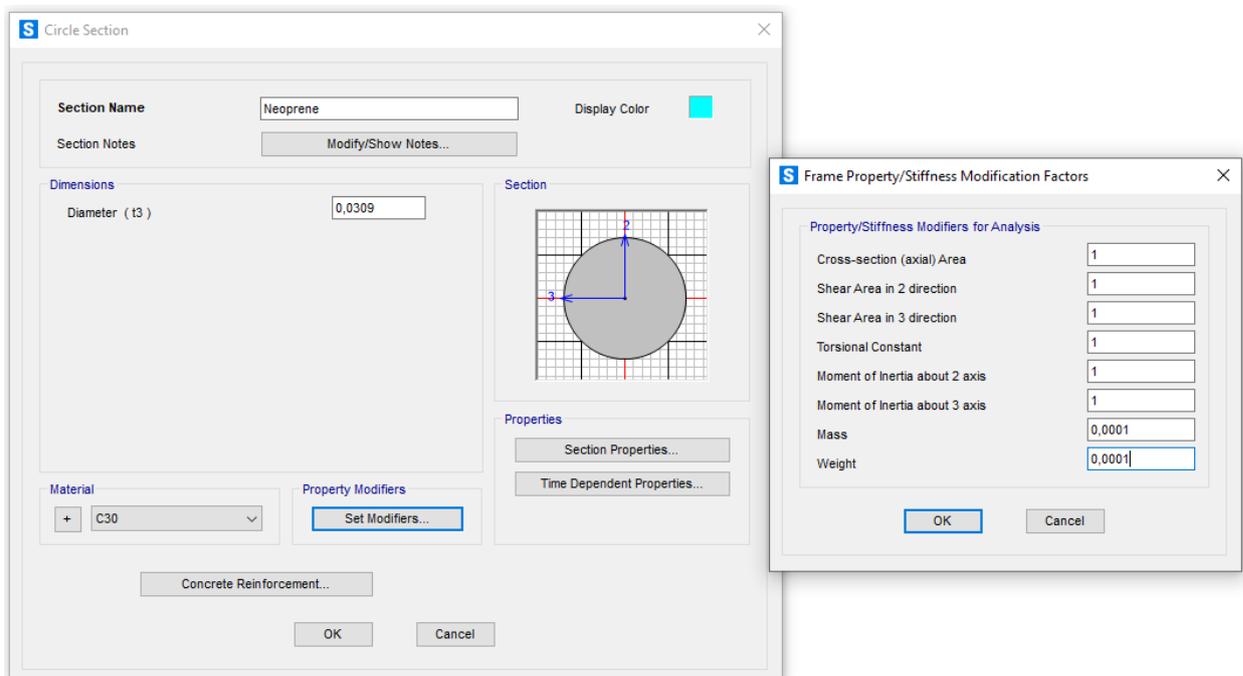


FIGURA 38 – BARRA EQUIVALENTE AO NEOPRENE

### 7.3. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

Os concretos adotados para os elementos estruturais foram:

- Classe C30, com resistência característica a compressão ( $f_{ck}$ ) 30 Mpa para blocos, pilares, encontros, travessas e;
- Classe C40, com resistência característica a compressão ( $f_{ck}$ ) 40 Mpa para vigas pré-moldadas, pré-lajes e laje do tabuleiro.

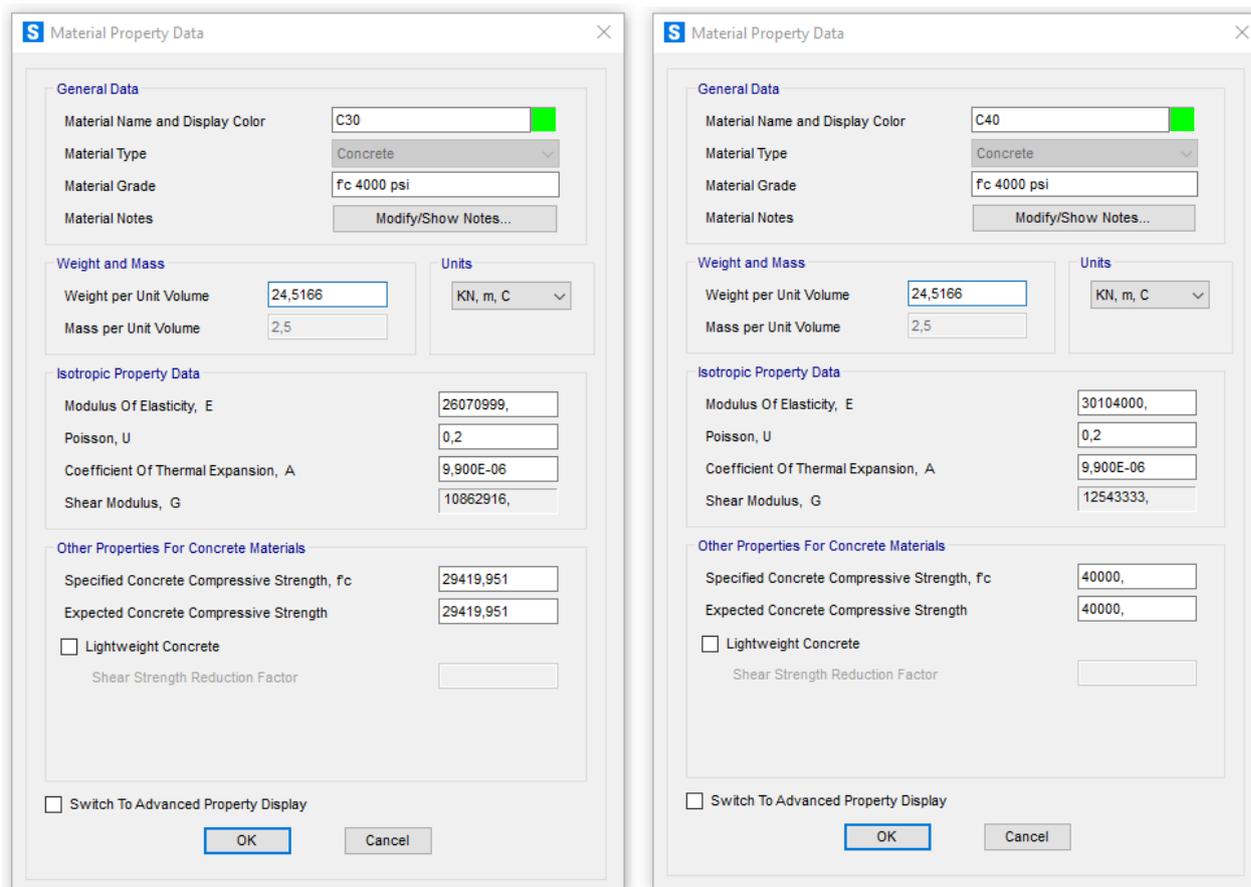


FIGURA 39 – CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO C30 E C40

### 7.4. CARREGAMENTOS

A estrutura da ponte está submetida à diferentes tipologias de esforços provenientes de carregamentos estáticos, como o peso próprio das estruturas que compõe a OAE e de sobrecargas verticais e os efeitos ocasionados pelos carregamentos móveis sobre a laje da estrutura (veículos e pedestres).

São também consideradas ações ocasionadas por fenômenos naturais, tais como o vento atuante sobre a face longitudinal da ponte, a pressão hidrodinâmica da água aplicada sobre os pilares e os efeitos ocasionados pela variação de temperatura sobre a estrutura.

Para a definição dos carregamentos sobre a estrutura foram levadas em consideração as situações críticas dos casos de carga.

#### 7.4.1. Carga permanente

##### 7.4.1.1. Peso próprio

O peso próprio das estruturas é considerado automaticamente pelo software, a partir dos dados de entrada dos materiais e das seções.

- Peso específico do concreto armado: 2,5 tf/m<sup>3</sup>

##### 7.4.1.2. Revestimento de concreto

A carga proveniente do revestimento de concreto foi considerada conforme as especificações do item 5.1.2 e aplicada no modelo de cálculo na área das lajes.

- Peso específico do concreto armado: 2,5 tf/m<sup>3</sup>
- Espessura do pavimento: 8 cm
- Carregamento:  $2,5 \times 0,08 = 0,2 \text{ tf/m}^2$

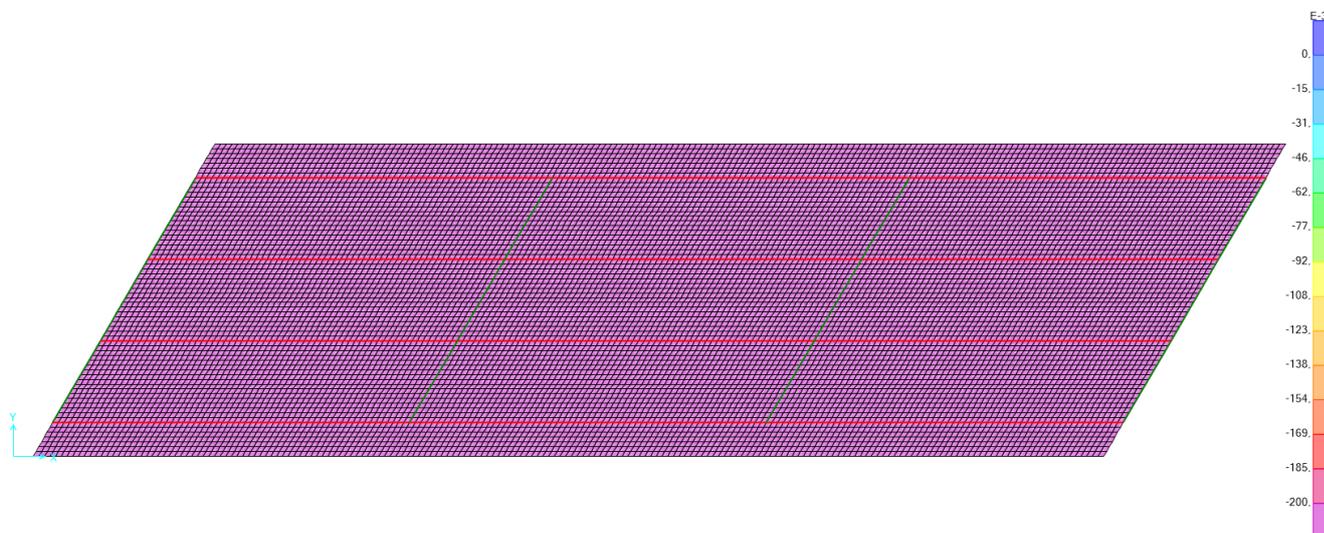
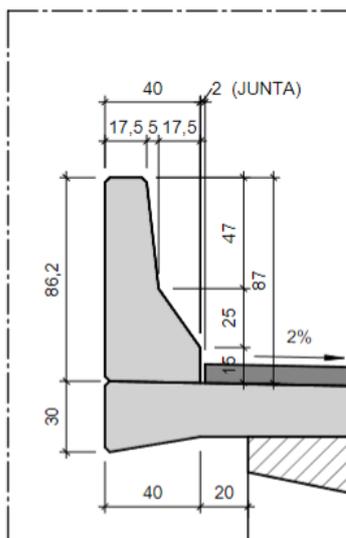


FIGURA 40 – CARREGAMENTO REVESTIMENTO DE CONCRETO (tf/m<sup>2</sup>)

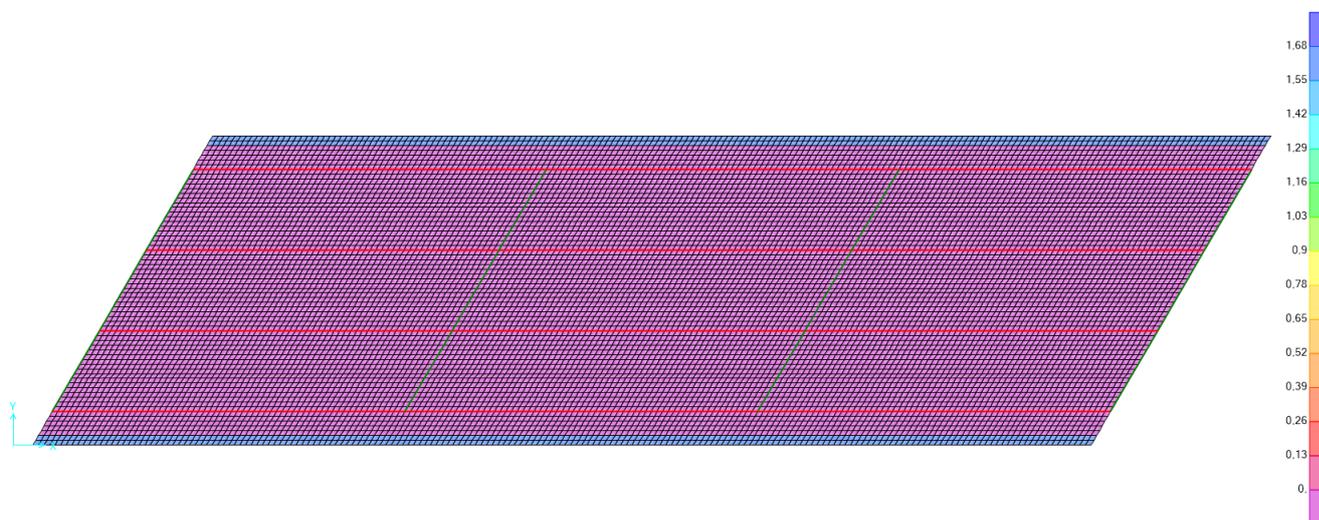
##### 7.4.1.3. Guarda-Rodas

A carga proveniente do guarda-rodas foi considerada conforme as especificações do item 5.1.3 e aplicada na área das lajes, no local onde serão instalados os guarda-rodas.

Abaixo segue uma imagem da seção transversal do guarda-rodas.


 FIGURA 41 – DETALHE GUARDA-RODAS (tf/m<sup>2</sup>)

- Peso específico do concreto armado: 2,5 tf/m<sup>3</sup>
- Área da seção transversal do guarda-rodas: 0,23 m<sup>2</sup>
- Carregamento: 2,5 x 0,23 = 0,575 tf/m


 FIGURA 42 – CARREGAMENTO GUARDA-RODAS (tf/m<sup>2</sup>)

#### 7.4.2. Sobrecarga

##### 7.4.2.1. Trem tipo

A carga do trem tipo foi considerada de acordo com as cargas do caminhão de projeto TB-45, como especificado no item 5.2.1 A imagem abaixo mostra a definição do veículo no SAP2000. Foi considerado a carga do veículo sobre as longarinas. Na carga do veículo foi reduzido o valor do carregamento referente a carga de multidão.

- Área do veículo: 18 m<sup>2</sup>
- Sobrecarga de multidão: 0,5 tf/m<sup>2</sup>
- Veículo com a carga reduzida: 45 – 9 = 36 tf

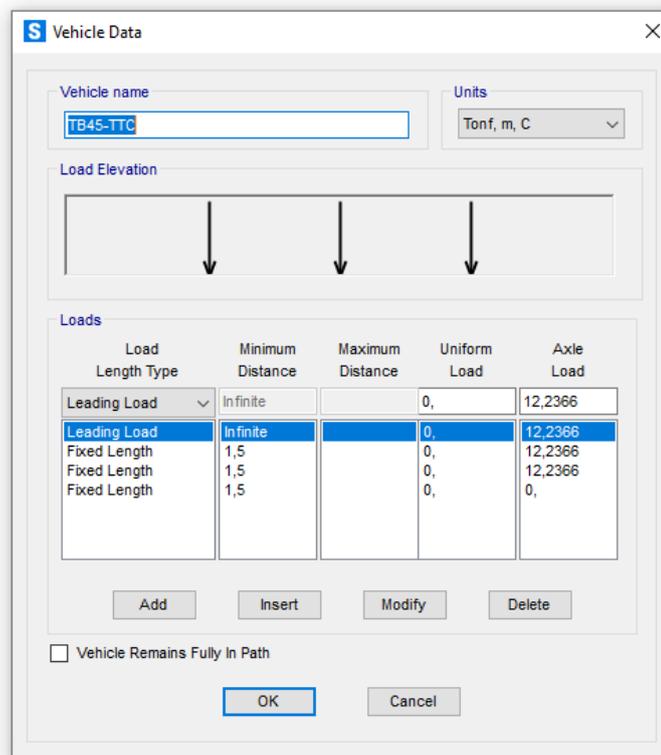


FIGURA 43 – DEFINIÇÃO DAS CARGAS DO TREM TIPO

Para a combinação do trem-tipo aplicado nas vigas longarinas, foi considerado a sobrecarga de multidão sobre toda a extensão da laje do tabuleiro.

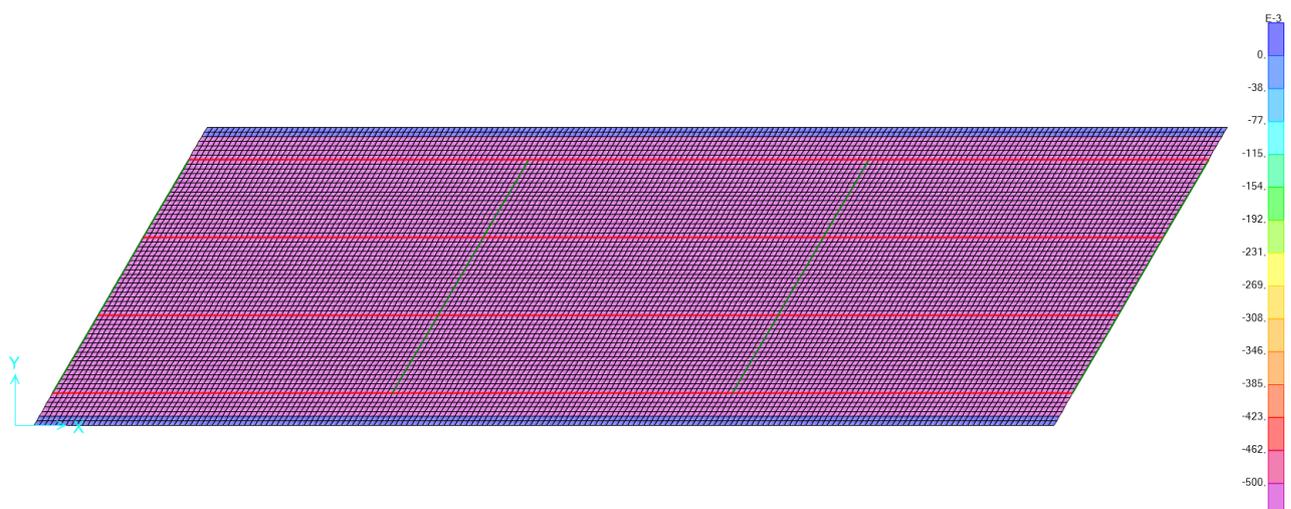


FIGURA 44 – SOBRECARGA DE MULTIDÃO EM TODA A LAJE (tf/m<sup>2</sup>)

No modelo de cálculo foi considerado também a carga do veículo TB-45 e a carga de multidão, aplicada sobre as áreas nas posições críticas para o dimensionamento, conforme as imagens abaixo.

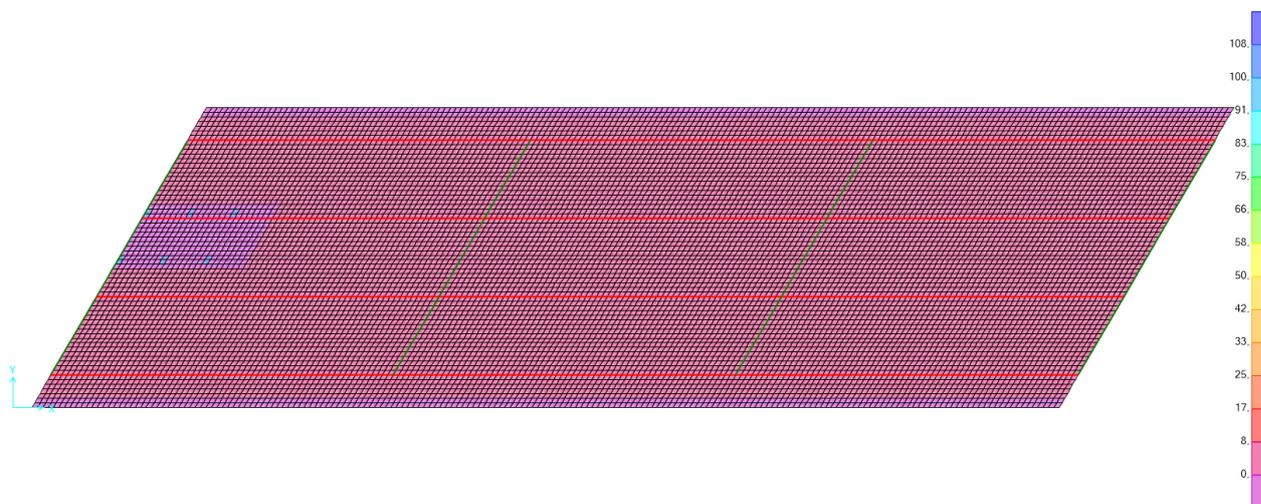


FIGURA 45 – CARGAS DO VEÍCULO NO TABULEIRO – POSIÇÃO 01 (tf/m<sup>2</sup>)

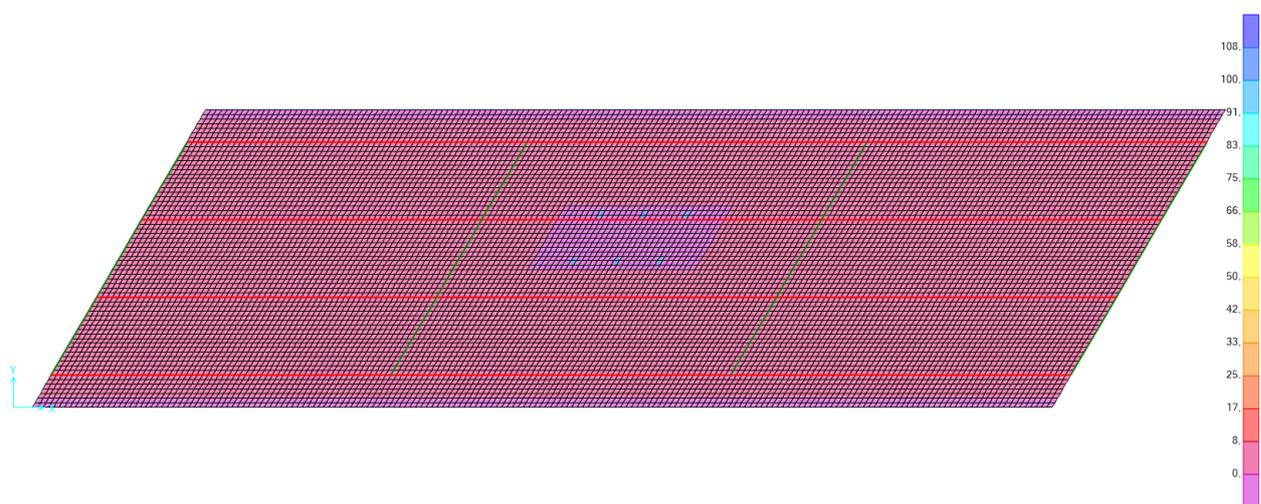


FIGURA 46 – CARGAS DO VEÍCULO NO TABULEIRO – POSIÇÃO 02 (tf/m<sup>2</sup>)

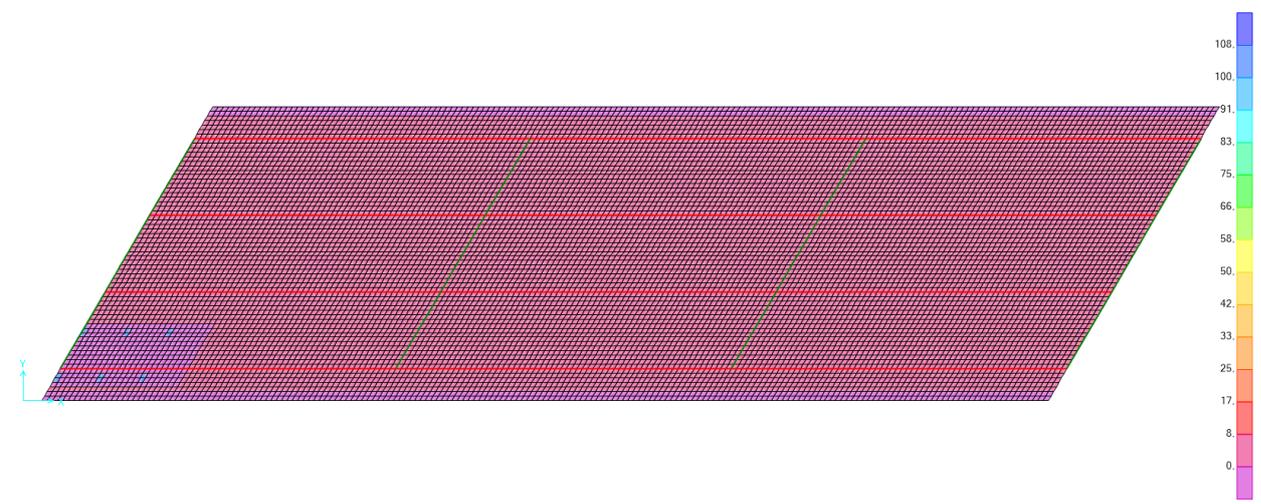


FIGURA 47 – CARGAS DO VEÍCULO NO TABULEIRO – POSIÇÃO 03 (tf/m<sup>2</sup>)

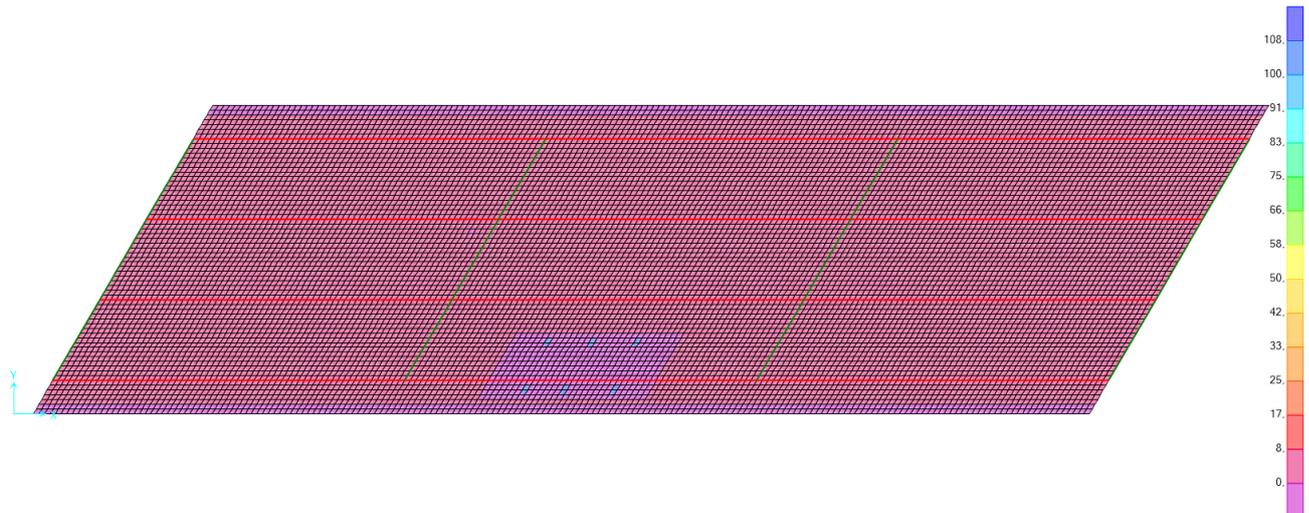


FIGURA 48 – CARGAS DO VEÍCULO NO TABULEIRO – POSIÇÃO 04 (tf/m<sup>2</sup>)

Os coeficientes de ponderação do efeito das ações dinâmicas, foram considerados de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013), conforme o item 5.2.2.

- **Coefficiente de impacto vertical – CIV:**

Para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0m

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{40 + 50} \right) = 1,24$$

- Liv = 40

- **Coefficiente de número de faixas – CNF**

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (2 - 2) = 1,0$$

- n = 2

#### 7.4.2.2. Frenagem

As forças de frenagem e aceleração dos veículos em movimento sobre o tabuleiro da ponte são consideradas na estrutura conforme as especificações do item 5.2.2 e aplicada na área das lajes, nas posições indicadas nas imagens abaixo.

- $H_f = 0,25 \times B \times L \times CNF = 0,25 \times 11,10 \times 40 \times 1,0 = 111 \text{ Kn}$
- B = 11,10 m
- L = 40 m
- $CNF = 1,0$

Segundo a norma NBR 7188, as forças de frenagem devem ser maiores que 135 kN ( $H_f \geq 135$  kN).

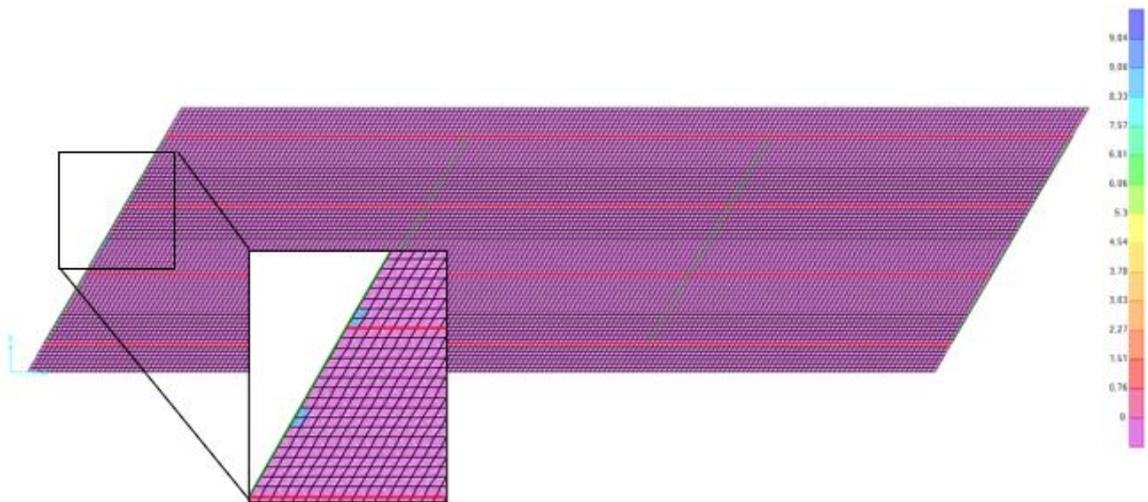


FIGURA 49 – FRENAGEM – POSIÇÃO 01 (tf/m<sup>2</sup>)

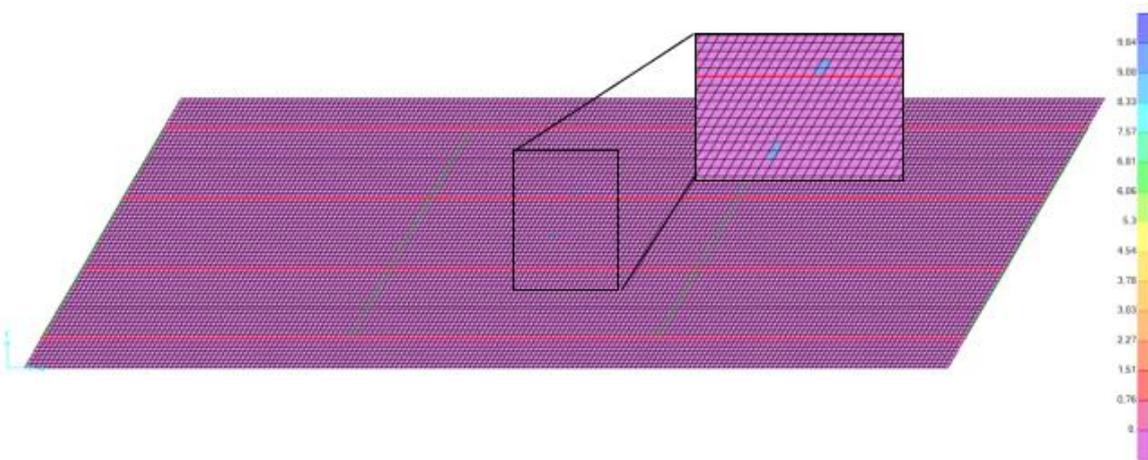


FIGURA 50 – FRENAGEM – POSIÇÃO 02 (tf/m<sup>2</sup>)

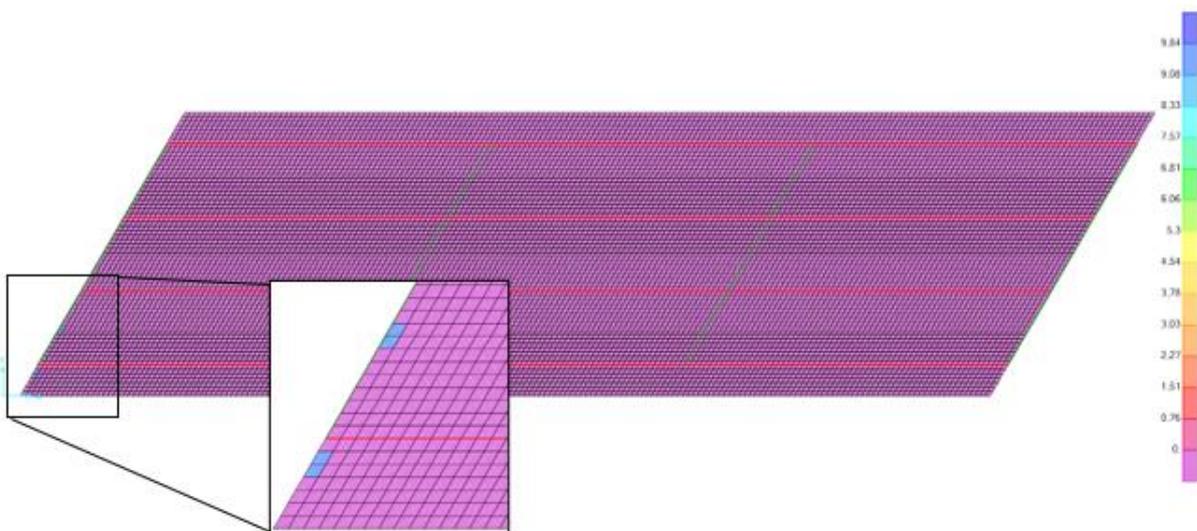


FIGURA 51 – FRENAGEM – POSIÇÃO 03 (tf/m<sup>2</sup>)

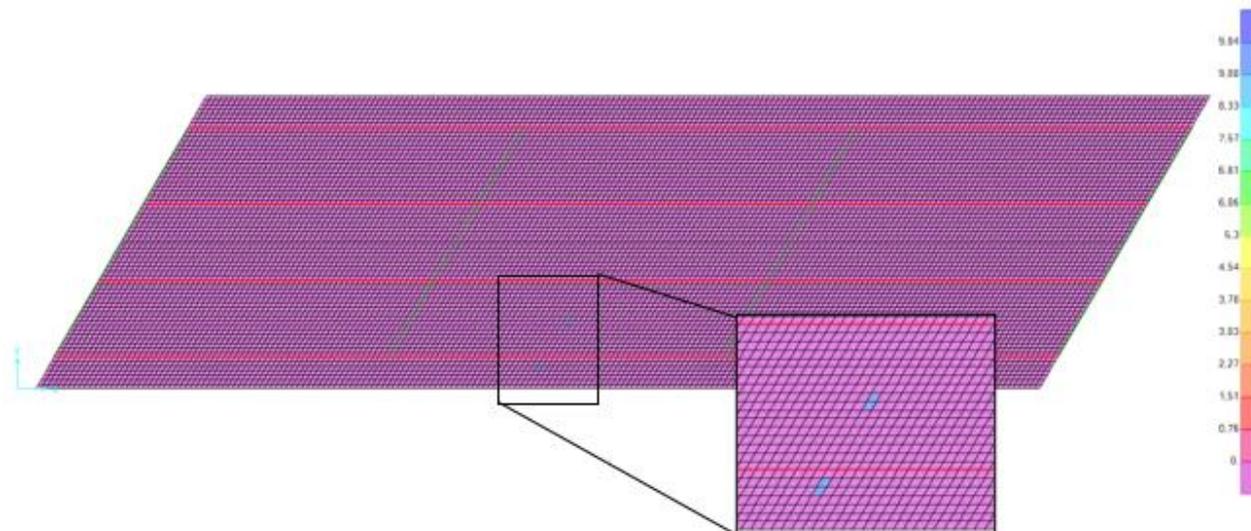


FIGURA 52 – FRENAGEM – POSIÇÃO 04 (tf/m<sup>2</sup>)

#### 7.4.3. Vento

A carga do vento atuante sobre a estrutura foi considerada conforme as especificações do item 5.3 e aplicada nas lajes como carga pontual.

Para as cargas de vento, os dados e os parâmetros considerados para o cálculo da pressão de obstrução, estão de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988). Seguem abaixo os valores adotados.

- $V_0 = 42$  m/s (Velocidade básica do vento – Local: Boa Ventura do São Roque / Turvo – Paraná);
- Fator  $S_1$ : Terreno plano –  $S_1 = 1,0$  (plano);
- Fator  $S_2$ : Categoria III – Classe B –  $S_2 = 0,85$ ;
- Fator  $S_3$ : Grupo 1 –  $S_3 = 1,10$ .

Considerando os parâmetros citados acima, temos os seguintes resultados para a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e para a pressão de obstrução ( $q$ )

Aplicando os fatores citados acima, a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e a pressão dinâmica do vento ( $q$ ) são:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 42 \times 1,0 \times 0,85 \times 1,10 = 39,3$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 = 0,613 \times 39,3^2 = 946,8 \text{ N/m}^2$$

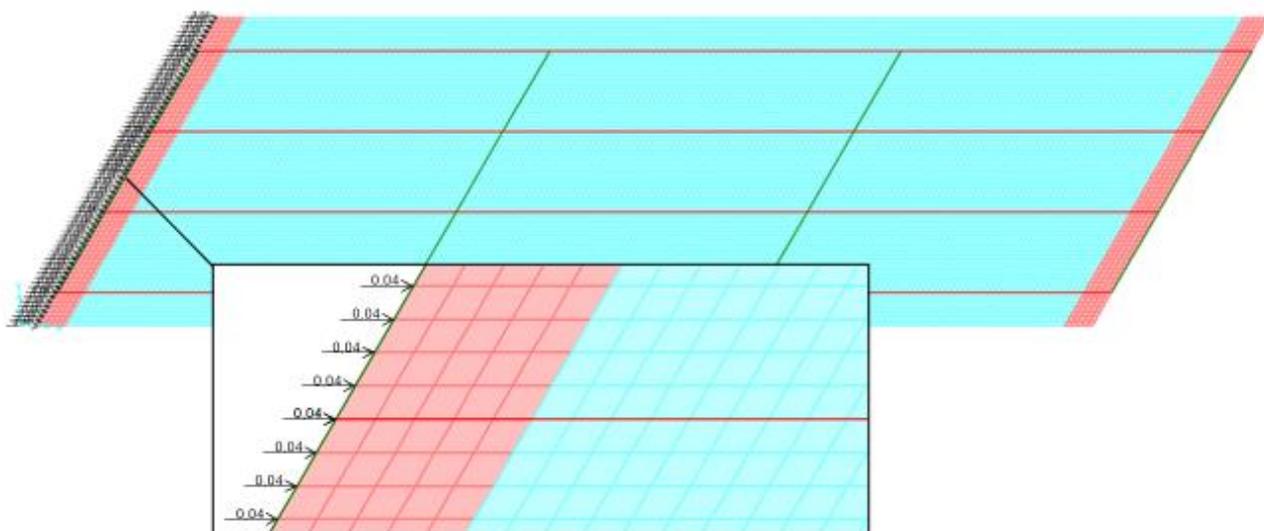


FIGURA 53 – CARGA DO VENTO NA DIREÇÃO DO EIXO X (tf)

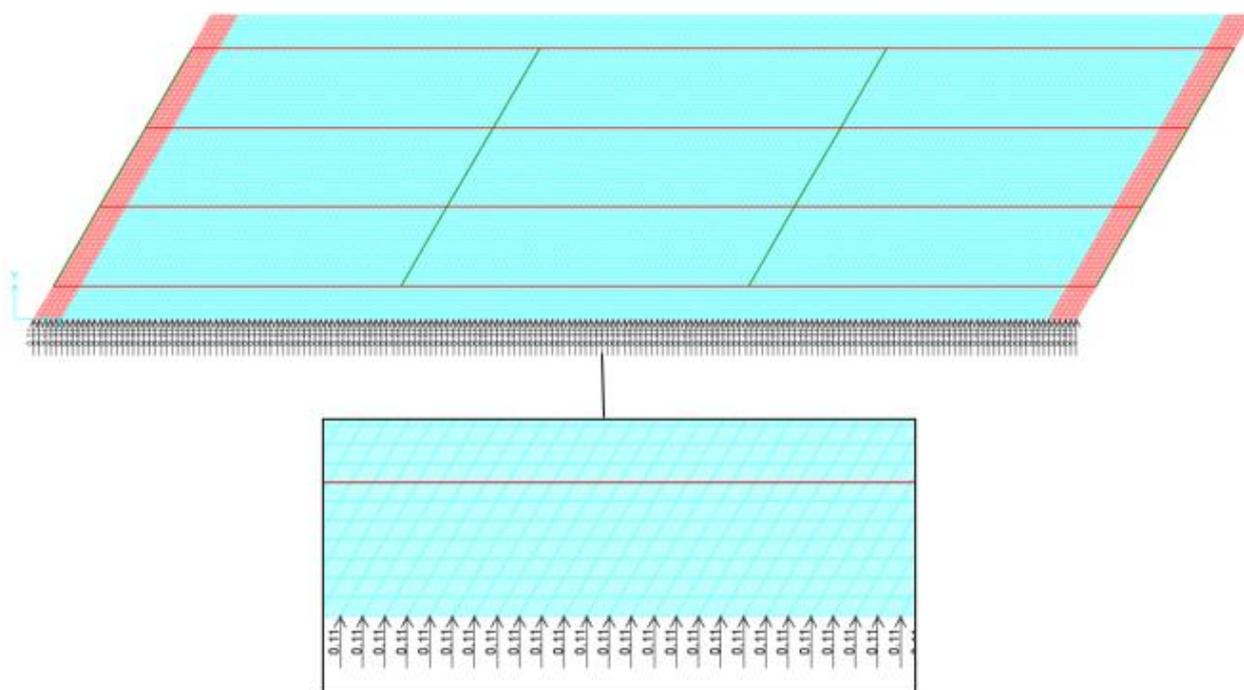


FIGURA 54 – CARGA DO VENTO NA DIREÇÃO DO EIXO Y (tf)

#### 7.4.4. Temperatura

As variações de temperatura foram aplicadas conforme especificações do item 5.4. Foi considerado a carga de temperatura nos “frames” (longarinas e travessas) e “shell” (lajes), com uma variação térmica de  $\pm 10$  °C.

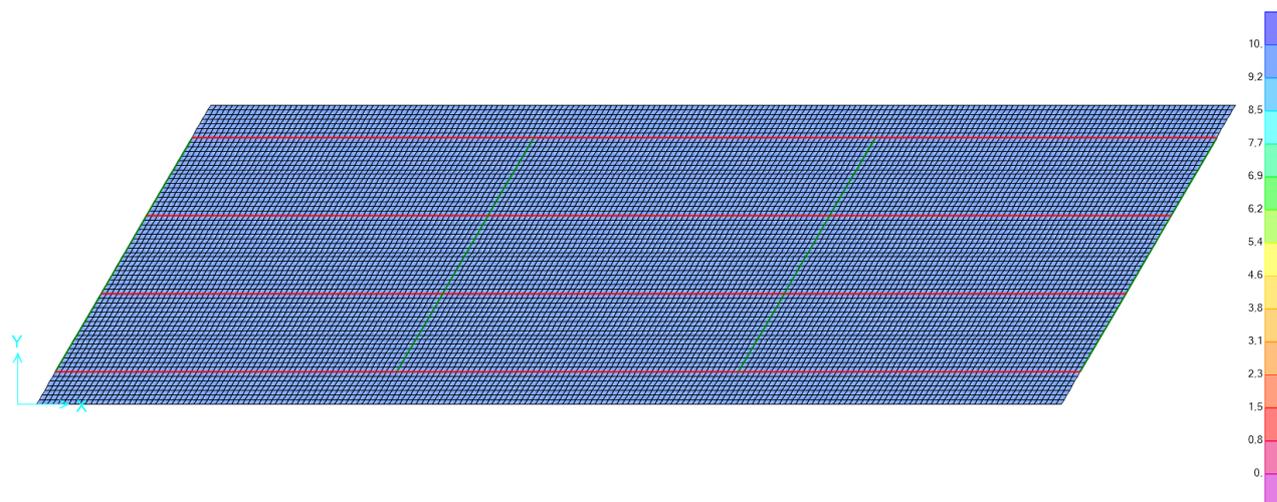


FIGURA 55 – TEMPERATURA POSITIVA - LAJES (tf/m<sup>2</sup>)

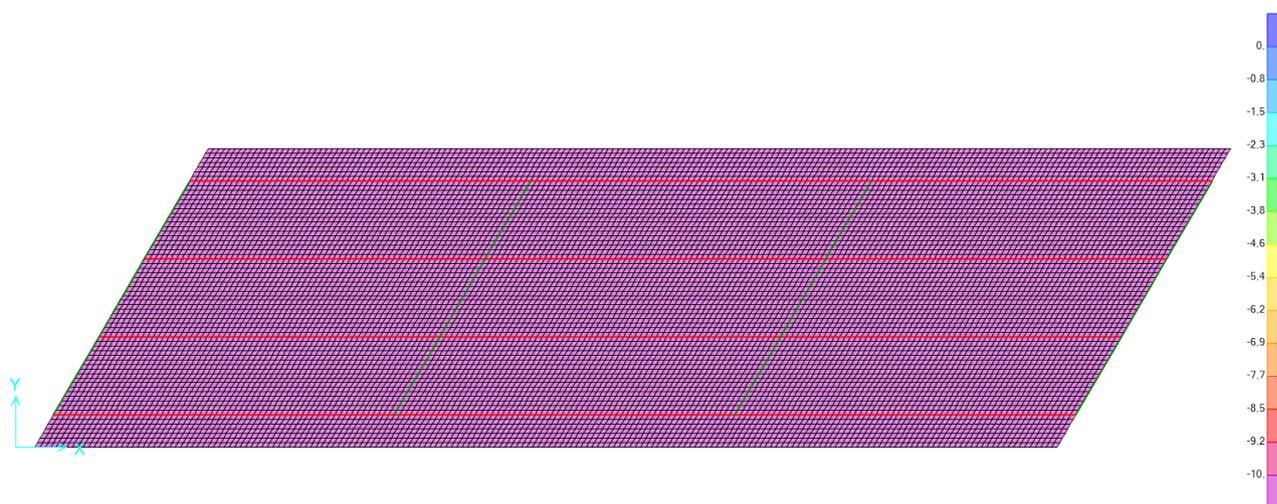


FIGURA 56 – TEMPERATURA NEGATIVA - LAJES (tf/m<sup>2</sup>)

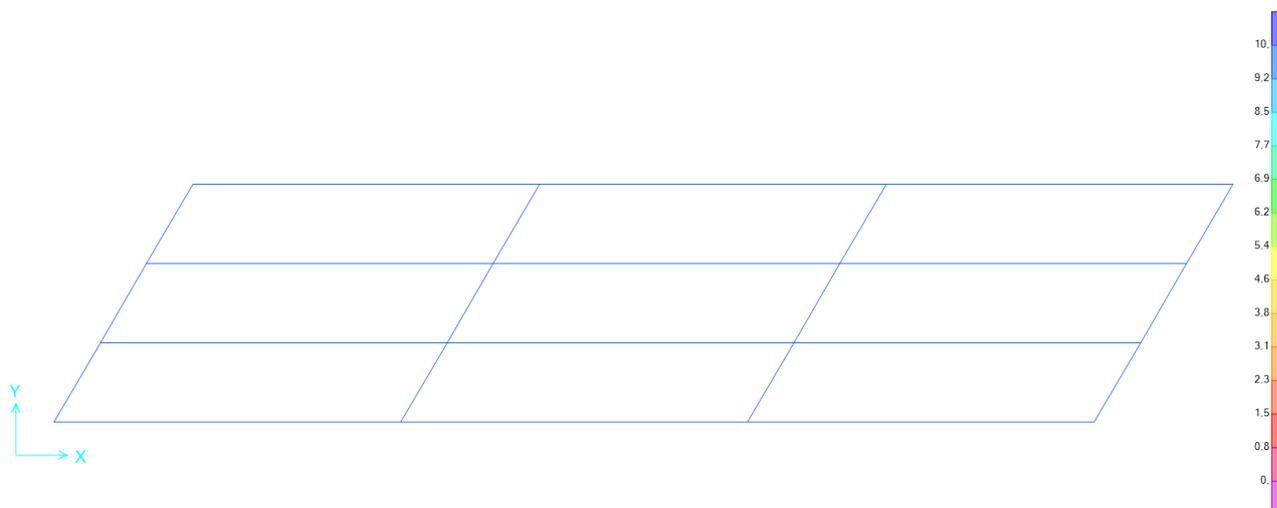
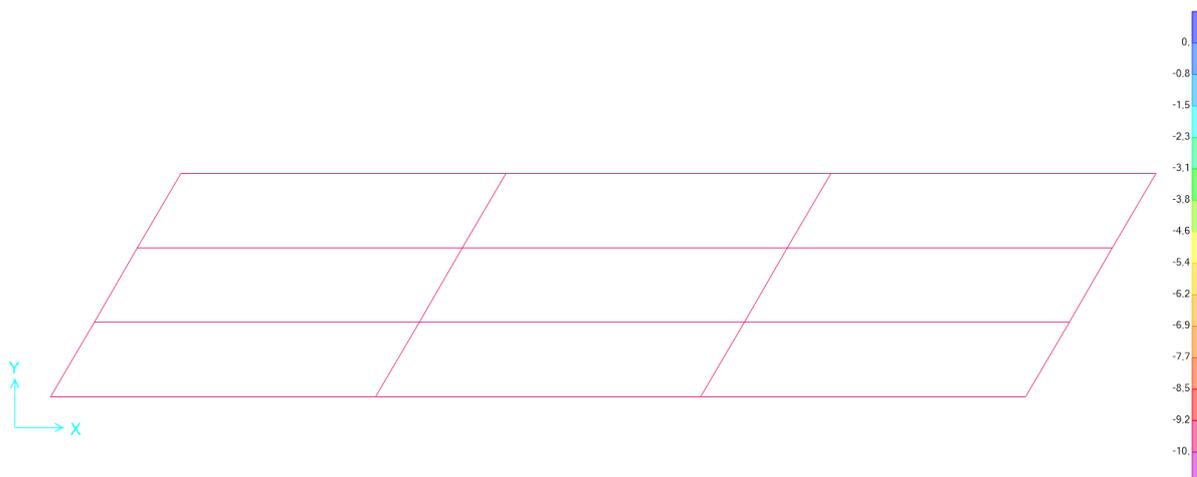


FIGURA 57 – TEMPERATURA POSITIVA - VIGAS (tf/m<sup>2</sup>)


 FIGURA 58 – TEMPERATURA NEGATIVA - VIGAS (tf/m<sup>2</sup>)

#### 7.4.5. Empuxo do solo

As cargas de empuxo do solo foram aplicadas sobre a estrutura nos encontros dos eixos 1 e 4. Os parâmetros foram adotados conforme item 5.5 e conforme os valores mostrados abaixo.

- Peso específico do solo:  $\gamma_s = 1,8 \text{ tf/m}^3$
- Ângulo de atrito =  $30^\circ$
- Coeficiente de empuxo ativo:  $K_a = 0,333$

Conforme recomenda a norma NBR7187, para pilares implantados em taludes de aterro, na ausência de estudo específico entre o solo e a estrutura, deve ser adotada, para o cálculo do empuxo de terra, uma largura fictícia igual a três vezes a largura do pilar. As cargas de empuxo foram aplicadas nos pilares, conforme a imagem abaixo.

- Alturas do empuxo: base = 5,0 m / topo = 2,0 m

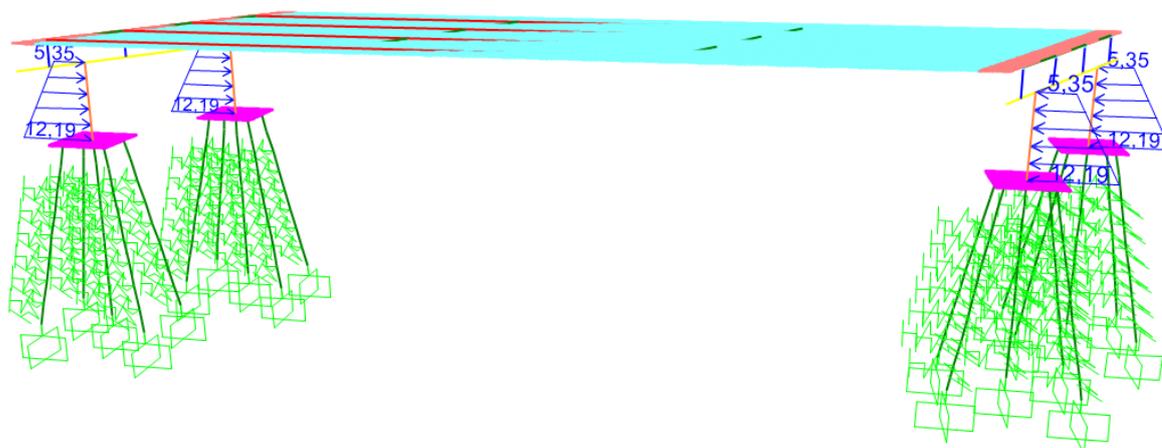


FIGURA 59 – EMPUXO DO SOLO NOS PILARES (tf/m)

As cargas de empuxo atuantes nas alas de concreto foram aplicadas nas vigas travessas.

- Alturas do empuxo na ala = 3,0 m
- $Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot \gamma_s \cdot h^2 = 1/2 \times 0,33 \times 3^2 = 2,67 \text{ tf/m}$

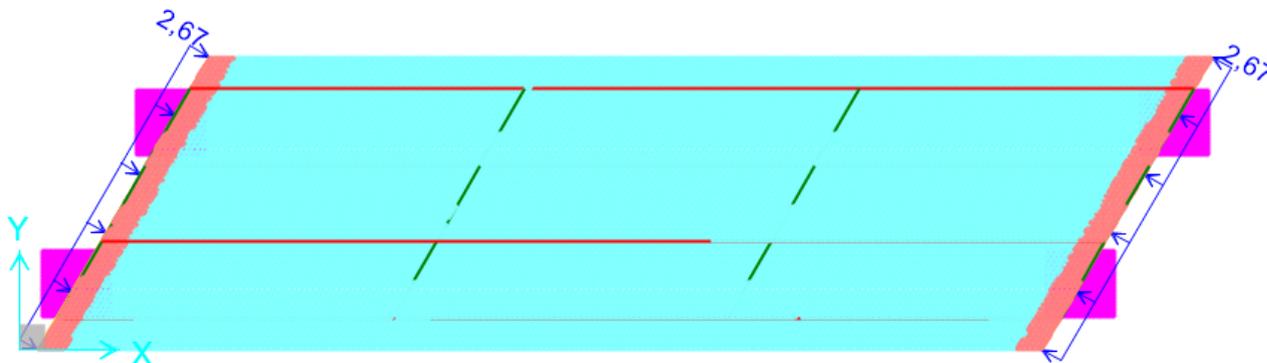


FIGURA 60 – EMPUXO DO SOLO NAS TRAVESSAS (tf/m)

### 7.5. ESFORÇOS

Para a obtenção dos esforços máximos atuantes na estrutura, foi gerado uma combinação envoltória de todas as combinações de carregamentos. Os valores dos esforços máximos apresentados abaixo, são todos referentes a combinação envoltória.

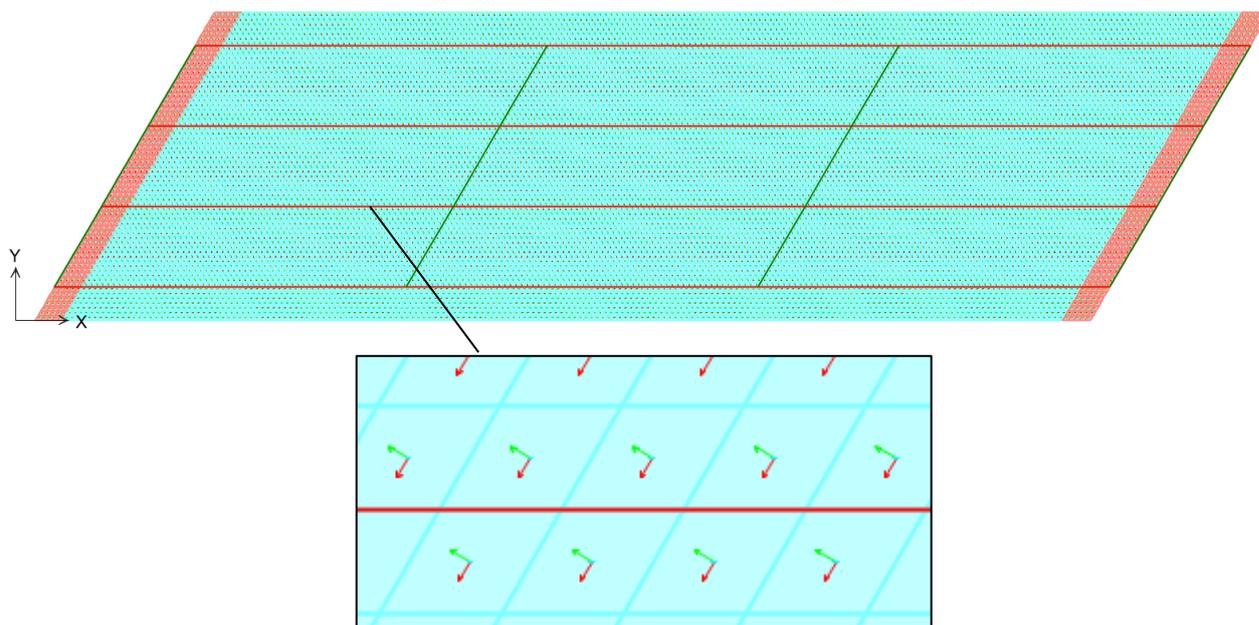


FIGURA 61 – EIXOS LOCAIS – MODELO DE CÁLCULO

**Legenda:** Eixo 1: vermelho / Eixo 2: verde / Eixo 3: ciano

Seguem abaixo os diagramas dos esforços máximos encontrados na estrutura, para a combinação envoltória.

### 7.5.1. Laje

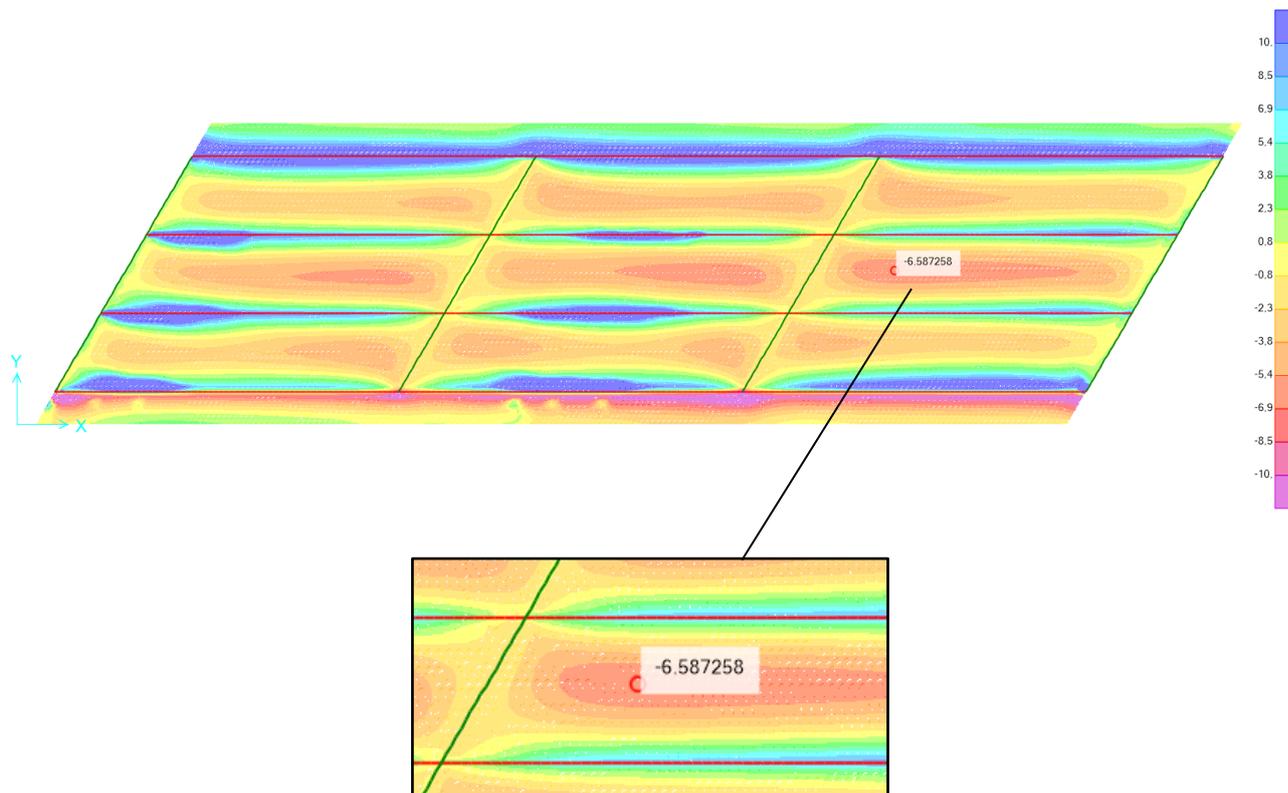


FIGURA 62 – MOMENTO M11 (kN.m/m)

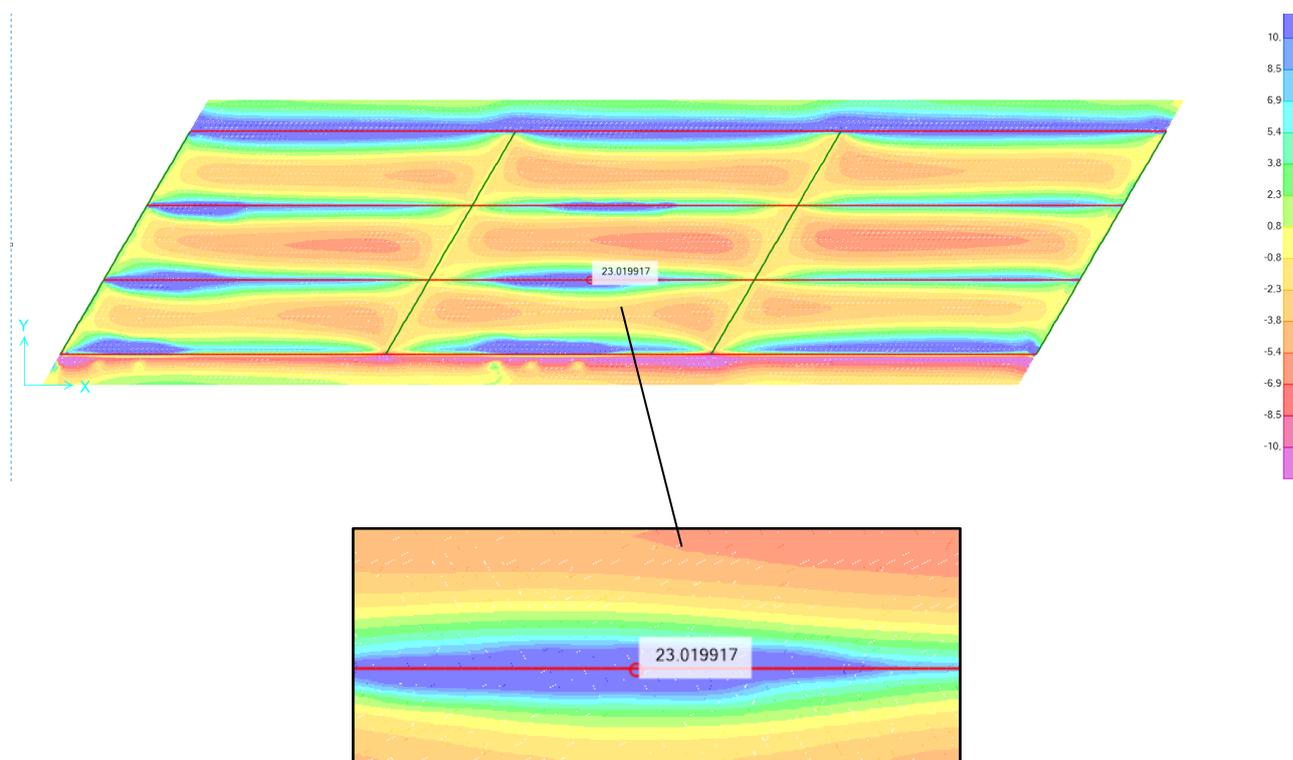


FIGURA 63 – MOMENTO M11 (kN.m/m)

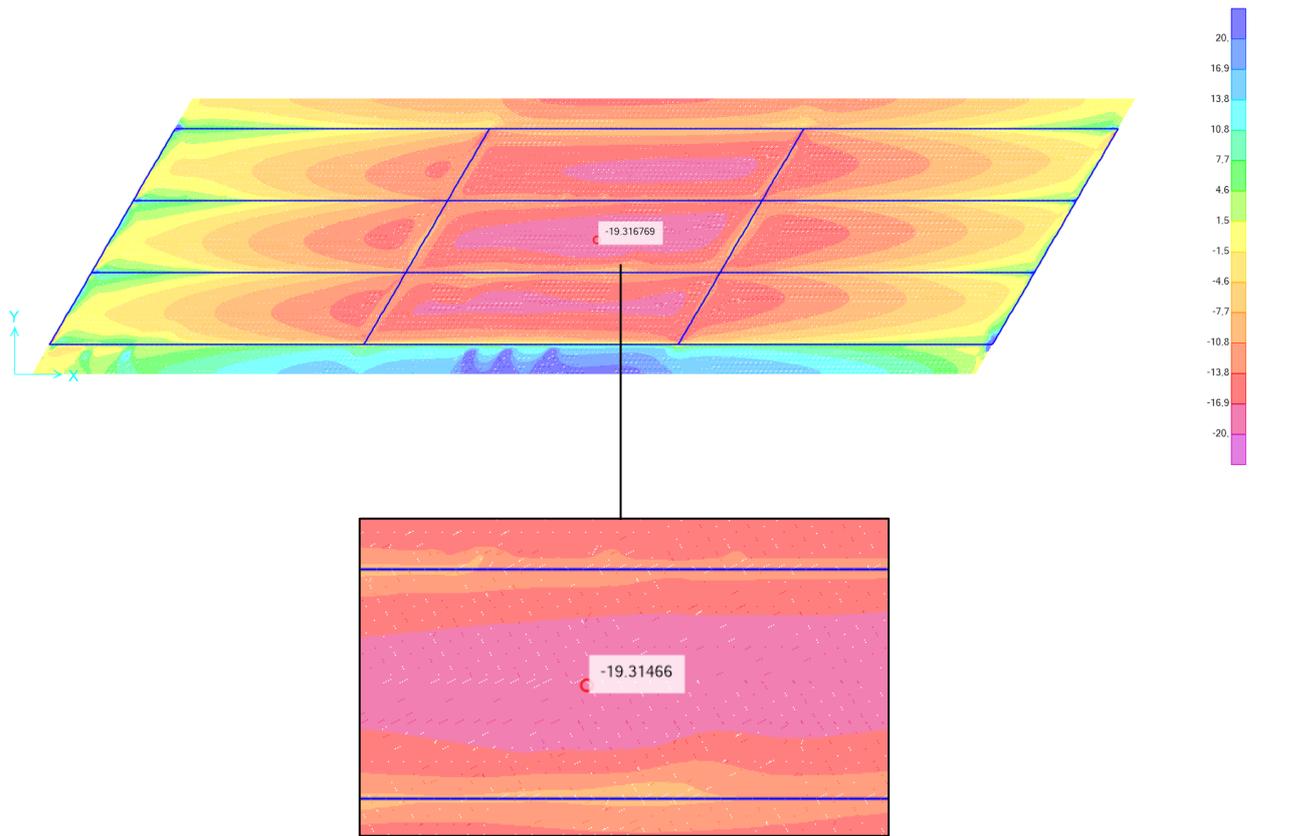


FIGURA 64 – MOMENTO M22 (kN.m/m)

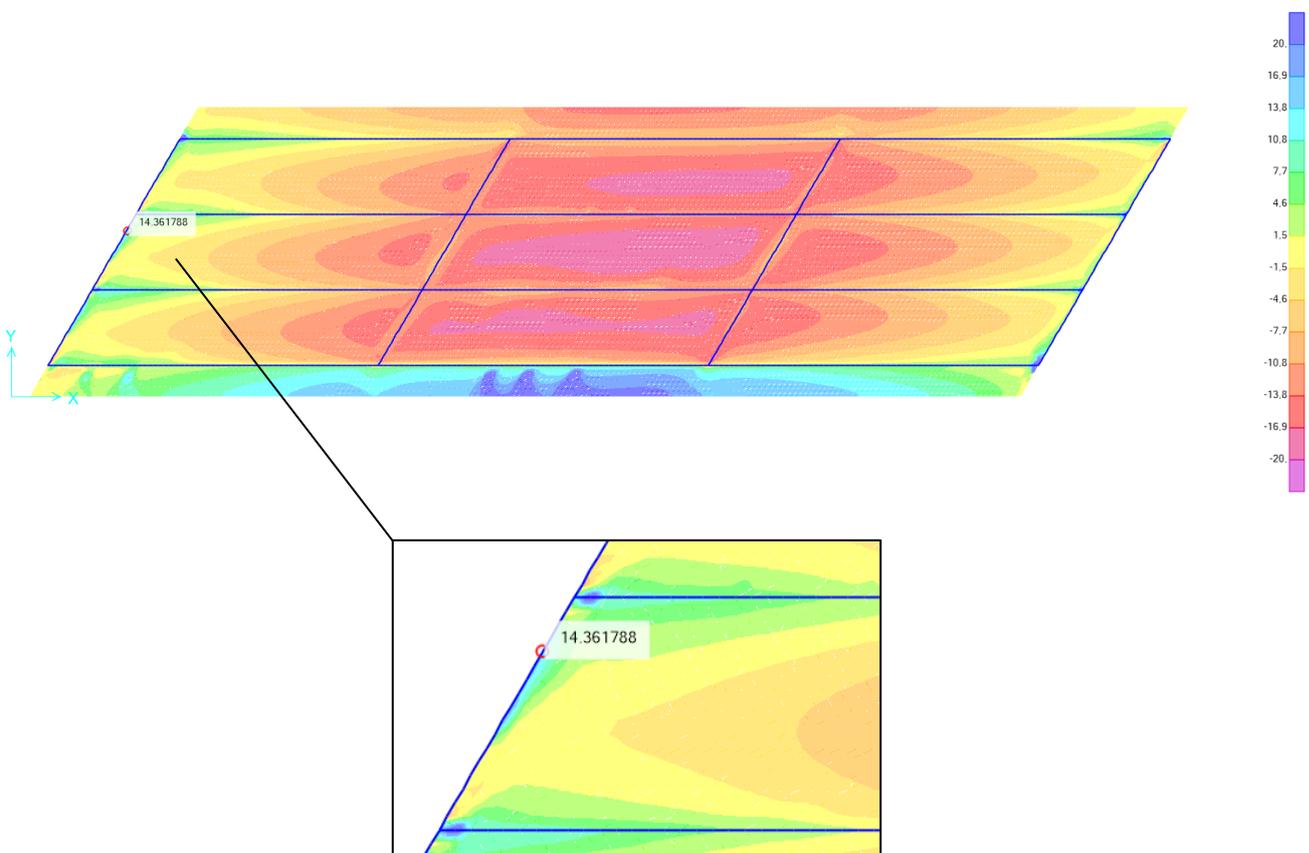


FIGURA 65 – MOMENTO M22 (kN.m/m)

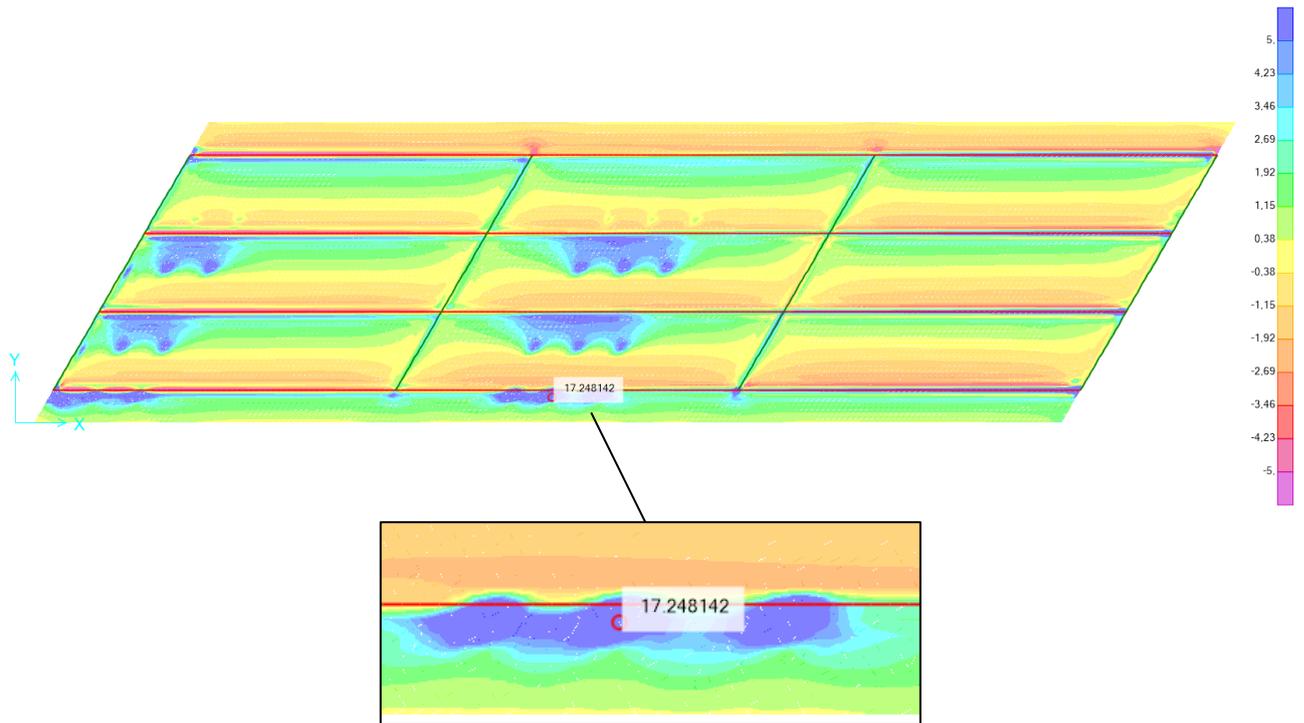


FIGURA 66 – CORTANTE V13 (kN/m)

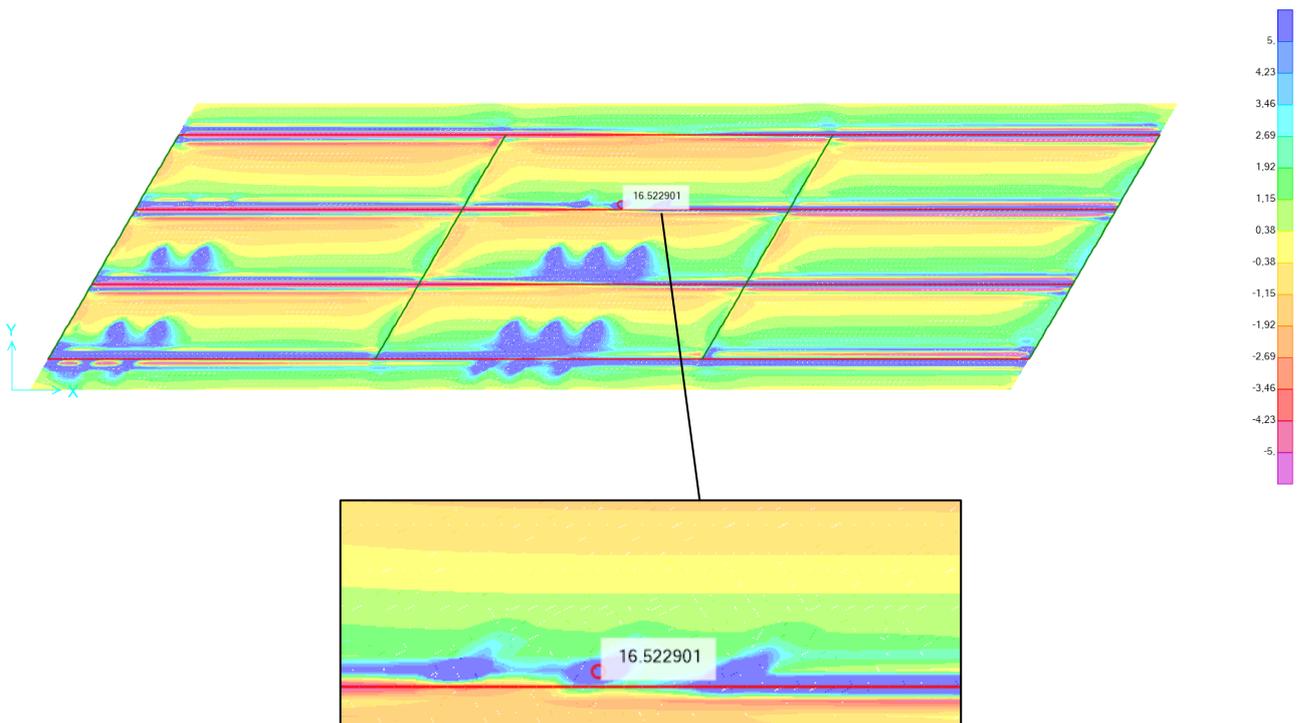


FIGURA 67 – CORTANTE V23 (kN/m)

### 7.5.2. Longarina

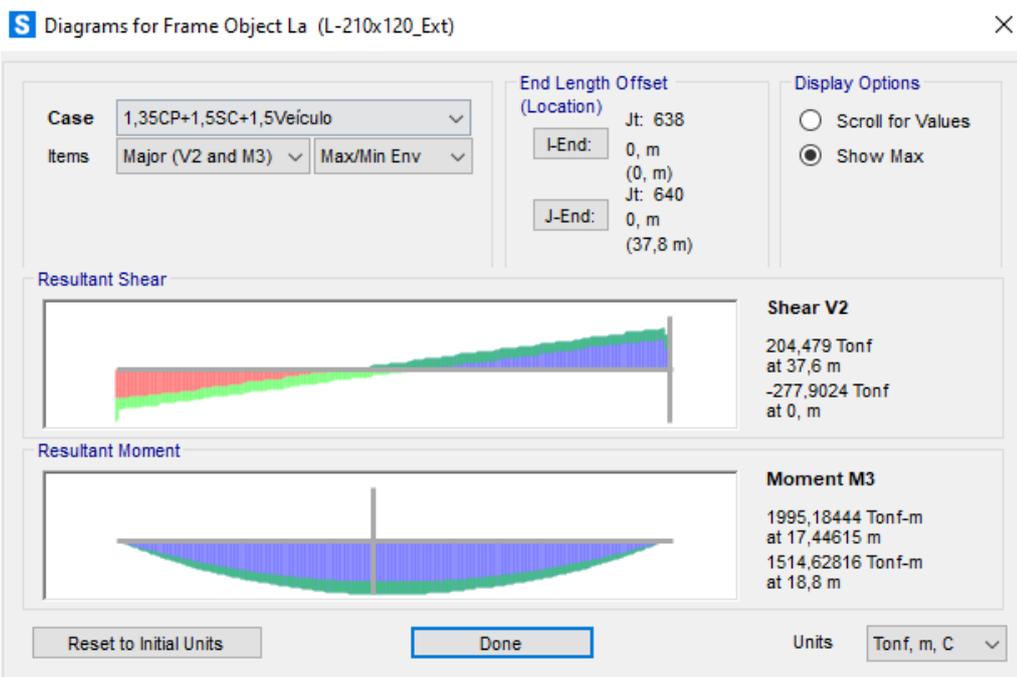
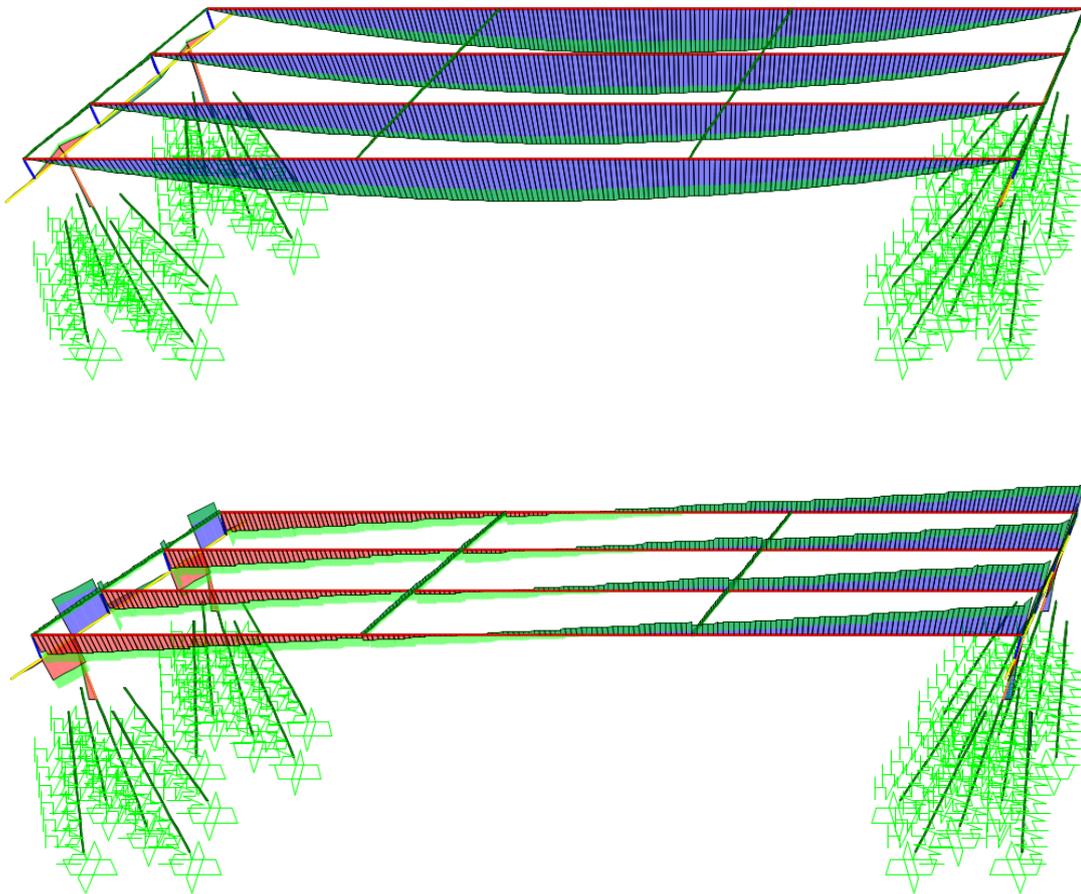
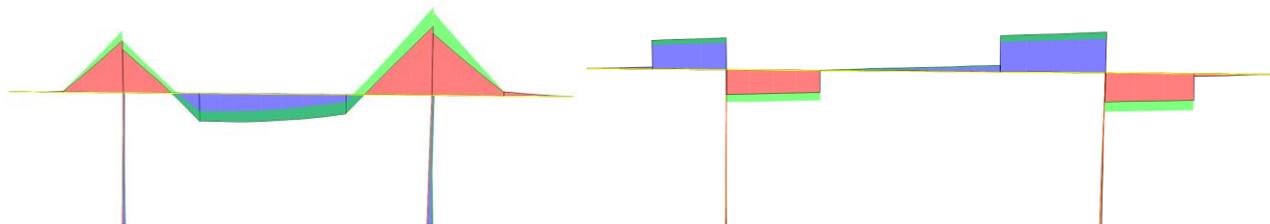
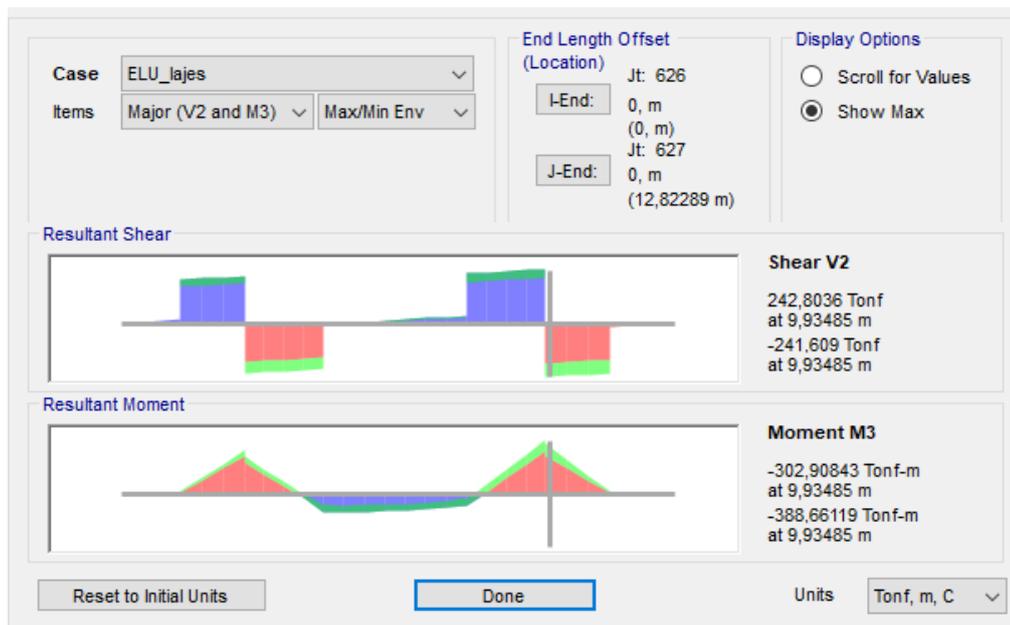


FIGURA 68 – MOMENTO M33 E CORTANTE V22 (tf.m)

### 7.5.3. Viga travessa - Encontros



S Diagrams for Frame Object 142 (TR-120x230)



S Diagrams for Frame Object 142 (TR-120x230)

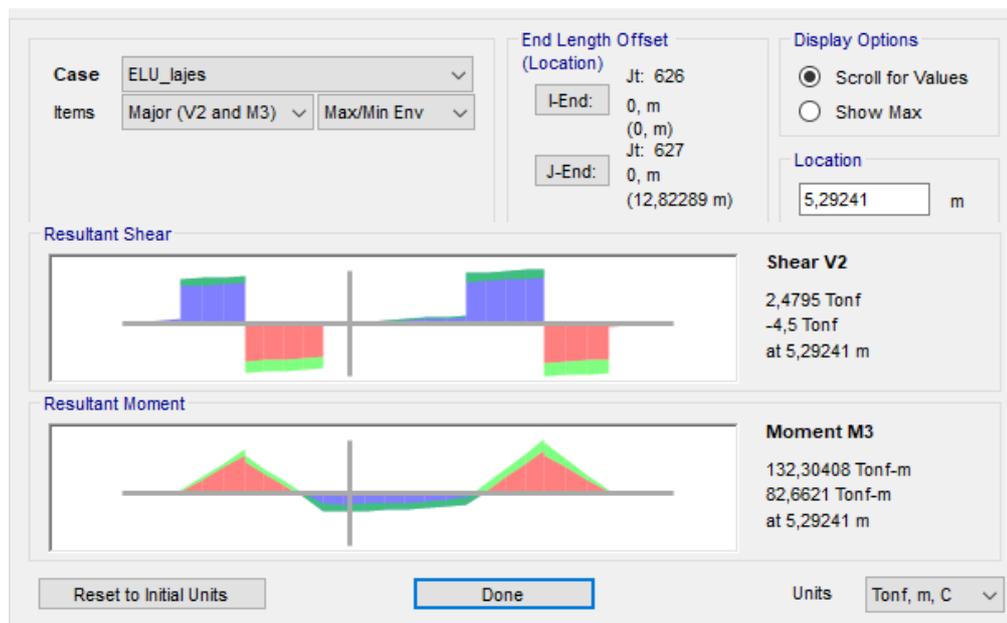


FIGURA 69 – MOMENTO M33 (tf.m) E CORTANTE V22 (tf)

### 7.5.4. Pilares

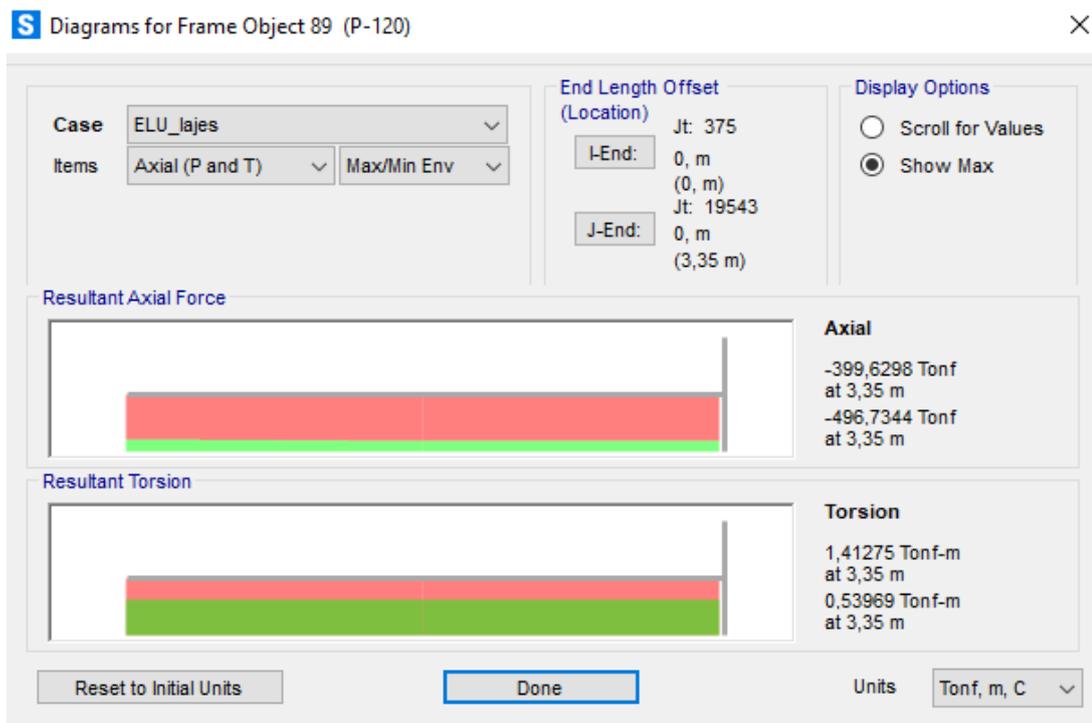
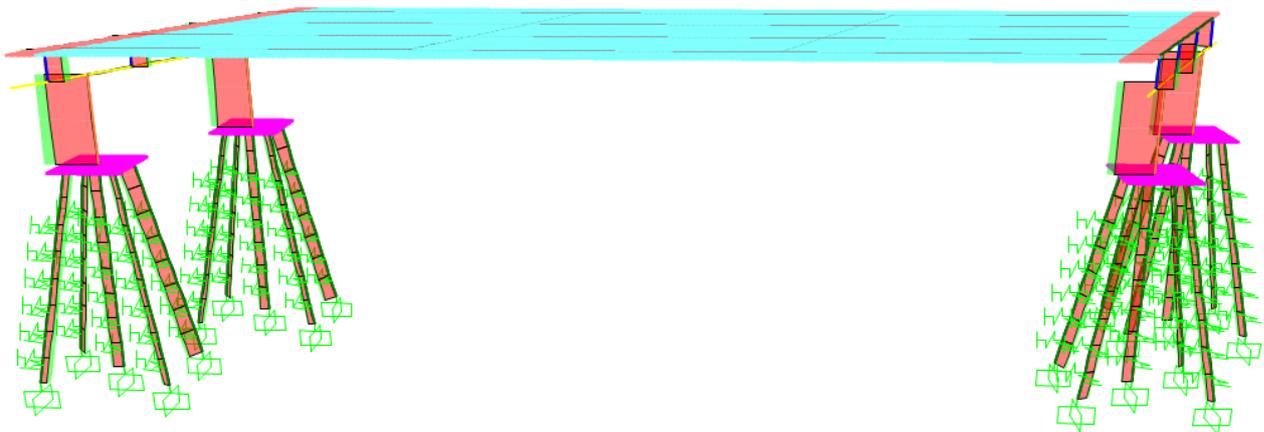


FIGURA 70 – FORÇA AXIAL (tf)

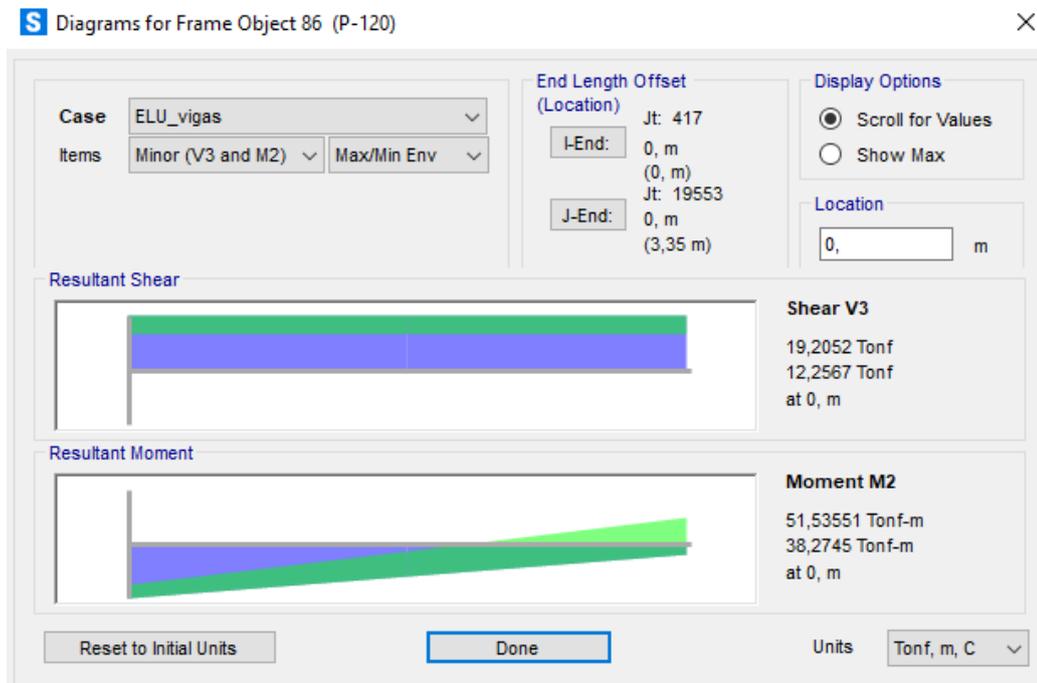
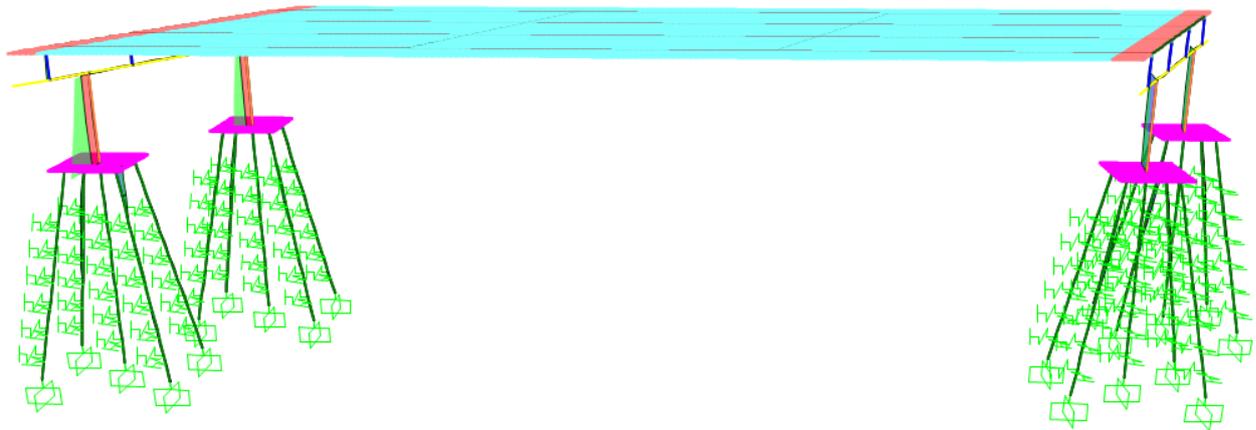


FIGURA 71 – MOMENTO M22 (tf.m) E CORTANTE V3 (tf)

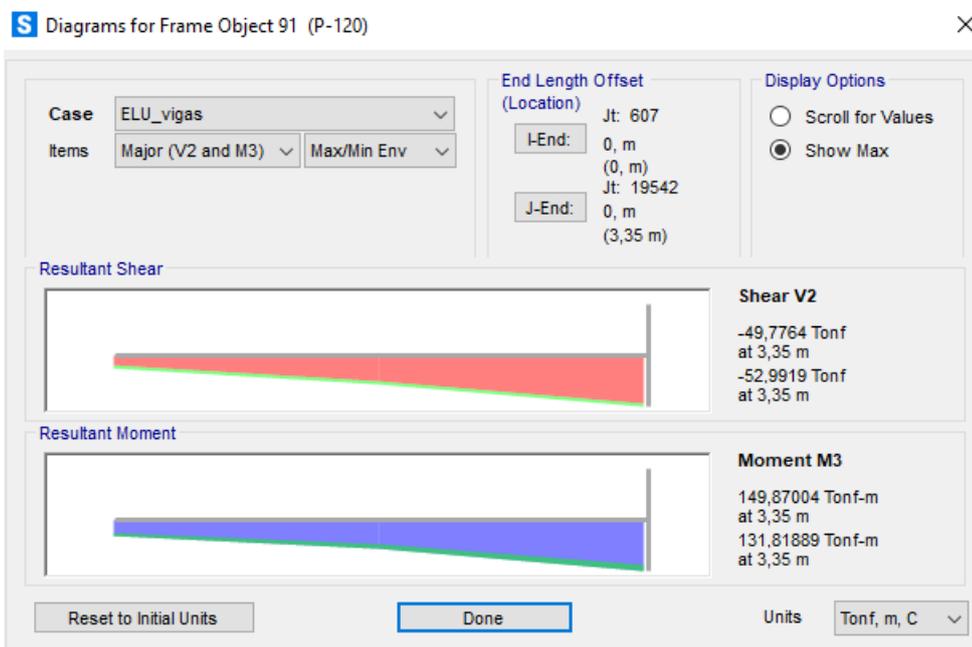
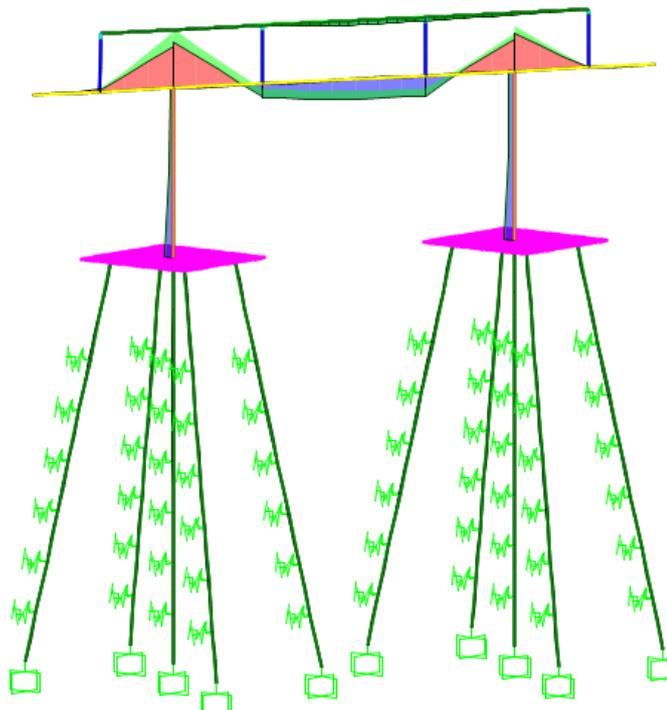


FIGURA 72 – MOMENTO M33 (tf.m) E CORTANTE V2 (tf)

### 7.5.5. Estacas

Segue abaixo os esforços nas estacas, para o bloco de fundação mais solicitado.

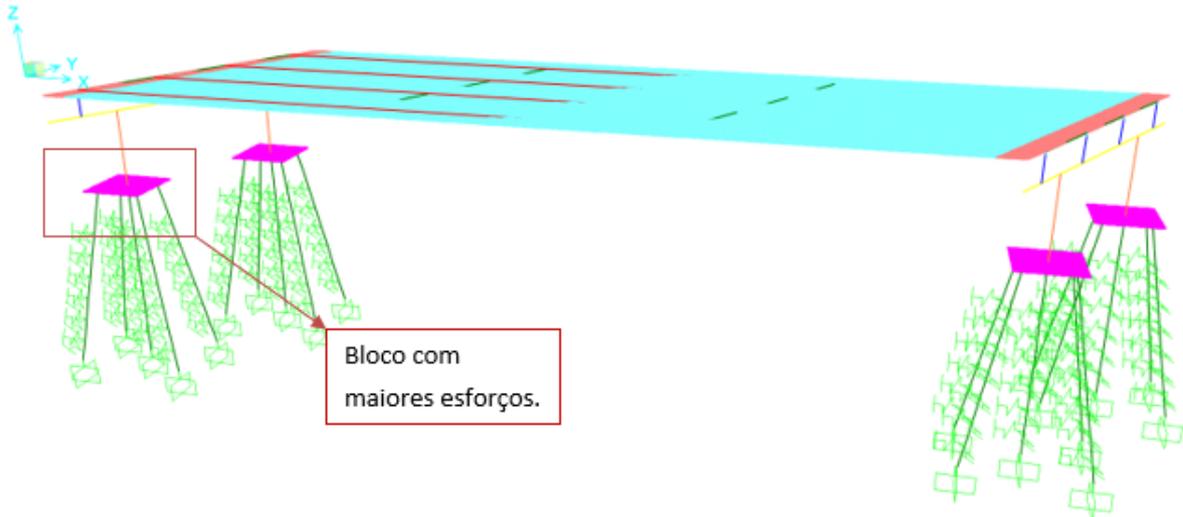


FIGURA 73 – BLOCO DE FUNDAÇÃO COM MAIORES ESFORÇOS

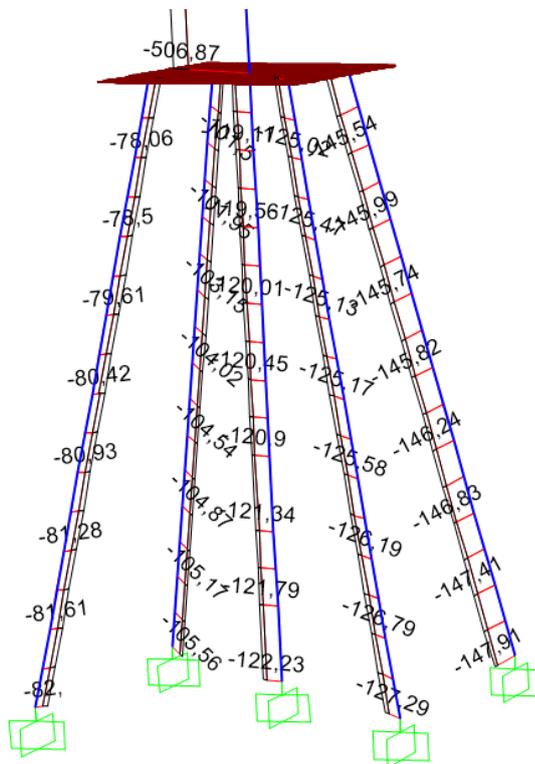


FIGURA 74 – ESFORÇO AXIAL (tf)

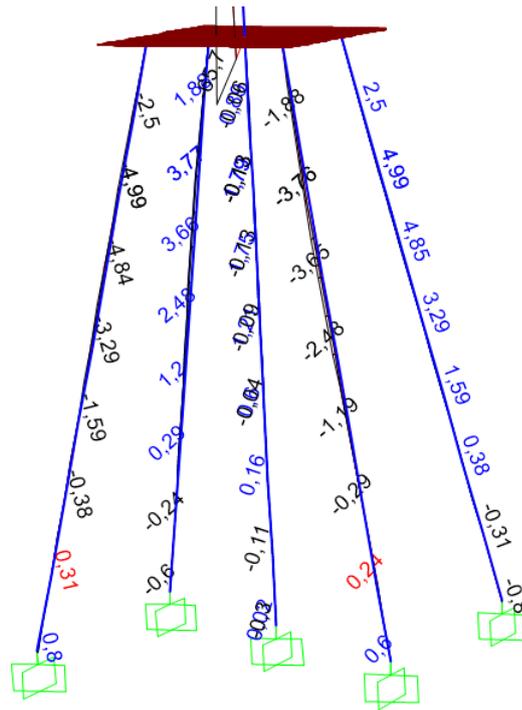


FIGURA 75 – AXIAL (tf), MOMENTO M22 E MOMENTO M33 (tf.m)

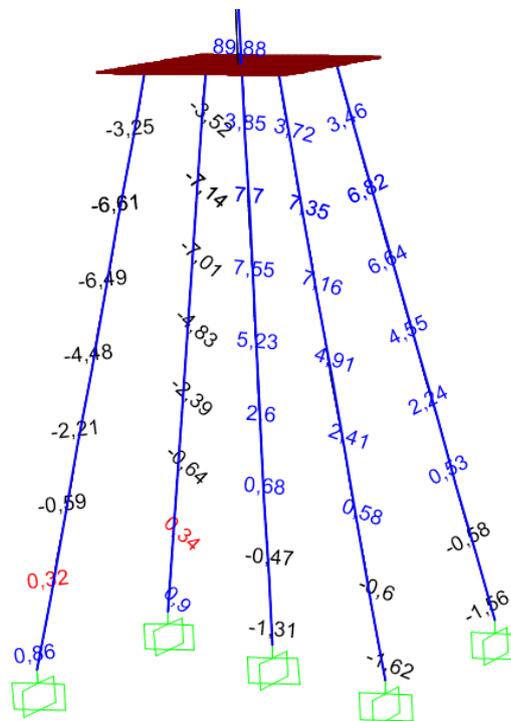


FIGURA 76 – AXIAL (tf), MOMENTO M22 E MOMENTO M33 (tf.m)

## 8. RESULTADOS

### 8.1. INFRAESTRUTURA

O dimensionamento das armaduras foi realizado conforme a norma NBR 6118, considerando as situações mais desfavoráveis de carregamentos atuantes na estrutura.

#### 8.1.1. Estacas

- Capacidade de carga: Sondagem SM-301 - Eixo 01

<b>Método: Cabral Antunes (2000)</b>		
Coeficiente de correlação ( $\beta_p$ ) - Tabela 05	0,13	
Resistência a compressão simples ( $\sigma_c$ ) - Tabela 06	100	MPa
Resistência a compressão do concreto ( $F_{ck}$ )	20	MPa
Resistência unitário de ponta ( $\sigma_{p1}$ )	13,000	MPa
Resistência unitário de ponta ( $\sigma_{p2}$ )	8,000	MPa
Resistência unitária de atrito lateral ( $\sigma_{r1}$ )	1,333	MPa
Resistência unitária de atrito lateral ( $\sigma_{r2}$ )	0,455	MPa
<b>CAPACIDADE DE CARGA - ESTACAS ESCAVADAS EM ROCHA</b>		
Carga de Trabalho (CT)	950	kN
Carga de Ruptura (QR)	1.900	kN
Diâmetro da Perfuração ( $\emptyset$ )	31	cm
Comprimento da Perfuração ( $L_e$ )	300	cm
Considerar Resistência de Ponta	Sim	
Resistência de Ponta ( $R_p$ )	604	kN
Resistência de Lateral ( $R_l$ )	1.344	kN
Resistência Total ( $R_t$ )	1.948	kN
<b>VERIFICAÇÃO DO COMPRIMENTO MÍNIMO DA ESCAVAÇÃO</b>		
Nível de Confiança e Qualidade da Rocha:		
PROBLEMAS COM RELAÇÃO A LIMPEZA E QUALIDADE DA ROCHA DE APOIO		
Comprimento mínimo de perfuração ( $L_{min}$ )	124	cm
Comprimento calculado ( $L_e$ )	300	cm
Verificação $L_{min} \leq L_e$		
COMPRIMENTO ADEQUADO – $L_{min} \leq L_e$		

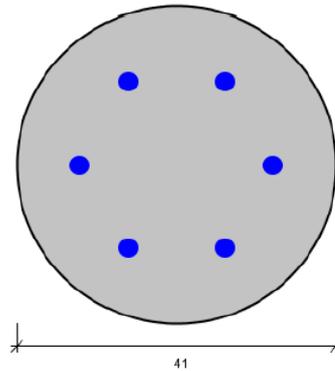
- Armadura longitudinal

---

### PILAR P1: Dados Gerais

---

Seção Transversal:



**Armação:** 6 $\phi$ 25 mm ( $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$ )

**Propriedade seção bruta de concreto:**

Área:  $A_c = 1320 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade:  $x_{cg} = 20.5 \text{ cm}$

$y_{cg} = 20.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg:  $I_x = 138709 \text{ cm}^4$

$I_y = 138709 \text{ cm}^4$

**Taxa de armadura:**  $\rho_s = 2.23 \%$

**Materiais:** Concreto  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

---

### PILAR P1: Dados Armadura

---

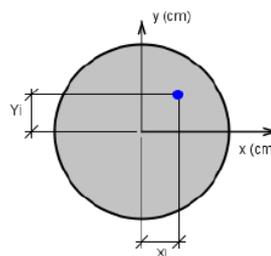


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	$\phi$ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	25.0	12.5	0
2	25.0	6.3	10.8
3	25.0	-6.2	10.8
4	25.0	-12.5	0
5	25.0	-6.3	-10.8
6	25.0	6.3	-10.8

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

## PILAR P1: Dados Esforços

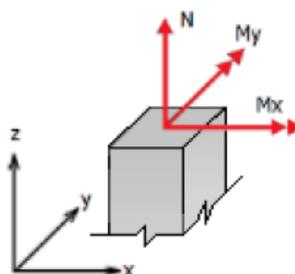


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços,  $N < 0$  para compressão

Combinação	$N_{sk}$	$M_{sk,x}$	$M_{sk,y}$
1	-1450	7.8	15.3

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

## PILAR P1: Resumo verificação ELU

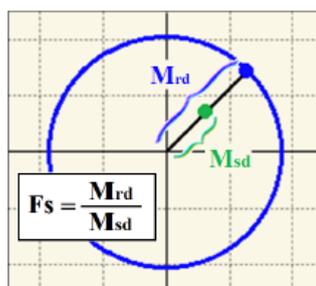


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	$N_{sd}$	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-2030	11	21.4	3.38

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

---

## PILAR P1: Resultados da combinação nº 1 (F.S. mínimo)

---

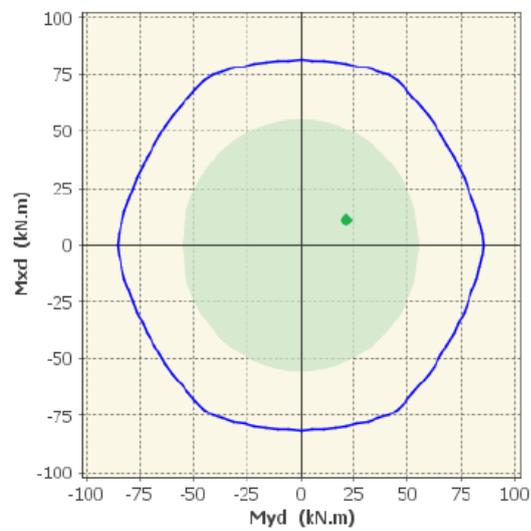


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

- Armadura adotada ( $A_s$ ) = 29,45 cm<sup>2</sup> - 6 barras de  $\phi$  25mm

- Armadura transversal:

Dados de Entrada	
Vsd (kN)	0
h (cm)	32,8
d (cm)	25,8
bw (cm)	32,8
fck (MPa)	20
$\gamma_c$	1,4
As,ef	29,46
fywk (MPa)	500
Aço	CA-50
N <sub>sd</sub> (kN)	0

Resistencia do Concreto ao Cisalhamento	
Pré-Cálculo	
$\sigma_{cp}$ (kN/cm)	0,000
$\tau_{Rd}$ (kN/cm)	0,028
k	1,342
As1 (cm <sup>2</sup> /m)	29,46
$\rho_1$	0,0348
Resultado	
VRd1 (kN)	81,35

Verificação Compressão Diagonal no concreto	
Pré-Cálculo	
$\alpha_{v2}$	0,92
Resultado	
VRd2 (kN)	300

<0,02

OK!

OK!

Armadura Transversal	
Pré-Cálculo	
s (cm)	10
fctd (kN)	0,111
Vc (kN)	56,12
fywd (kN)	43,5
Resultado	
Asw (cm <sup>2</sup> )	0,00

Armadura Mínima	
Pré-Cálculo	
s (cm)	15
fctm (kN)	0,22
Resultado	
Asw <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,44
Armadura	As (cm <sup>2</sup> )
2 x 6,3mm	0,62

- Armadura calculada (Asw<sub>cal</sub>) = 0 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima (Asw<sub>min</sub>) = 2,90 cm<sup>2</sup>/m.
- Armadura adotada (Asw) = 4,13 cm<sup>2</sup>/m -  $\phi$  6,3mm c/ 15cm

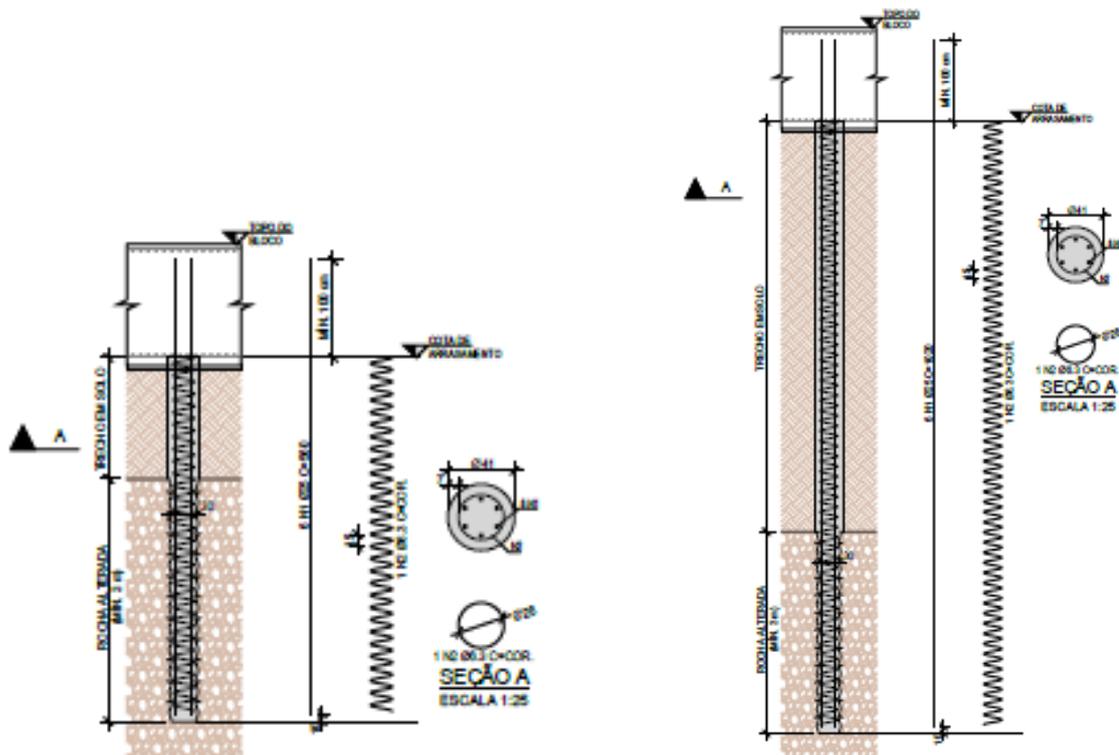


FIGURA 77 – ARMADURA DAS ESTACAS

### 8.1.2. Blocos de Fundação

- Verificação da altura útil

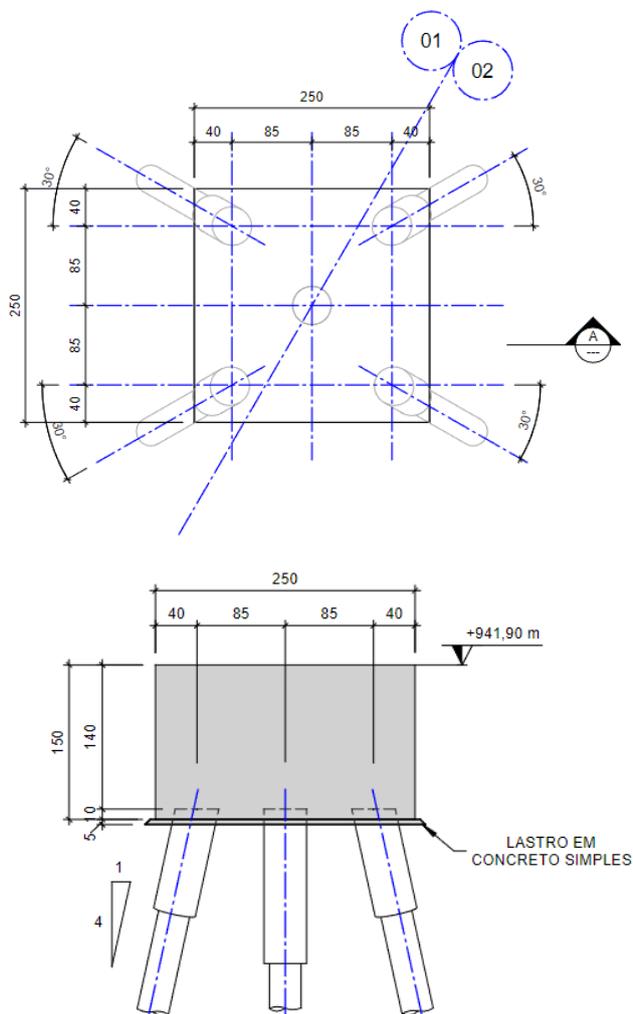


FIGURA 78 – GEOMETRIA DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO

$$d_{min} > l \cdot \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) = 170 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 120 \text{ cm}$$

- Altura do bloco adotada:  $h = 150 \text{ cm}$

- Armadura do tirante

- Força atuante na estaca = 95 tf

- Esforço de tração na direção das armaduras = 34,6 tf

- Armadura principal calculada ( $A_{s, \text{cal}}$ ) = 11,14 cm<sup>2</sup> (distribuídos sobre 80 % da estaca) – 11,60 cm<sup>2</sup>

- Armadura adotada ( $A_s$ ) = 31,50 cm<sup>2</sup>/m -  $\phi$  20mm c/ 10cm

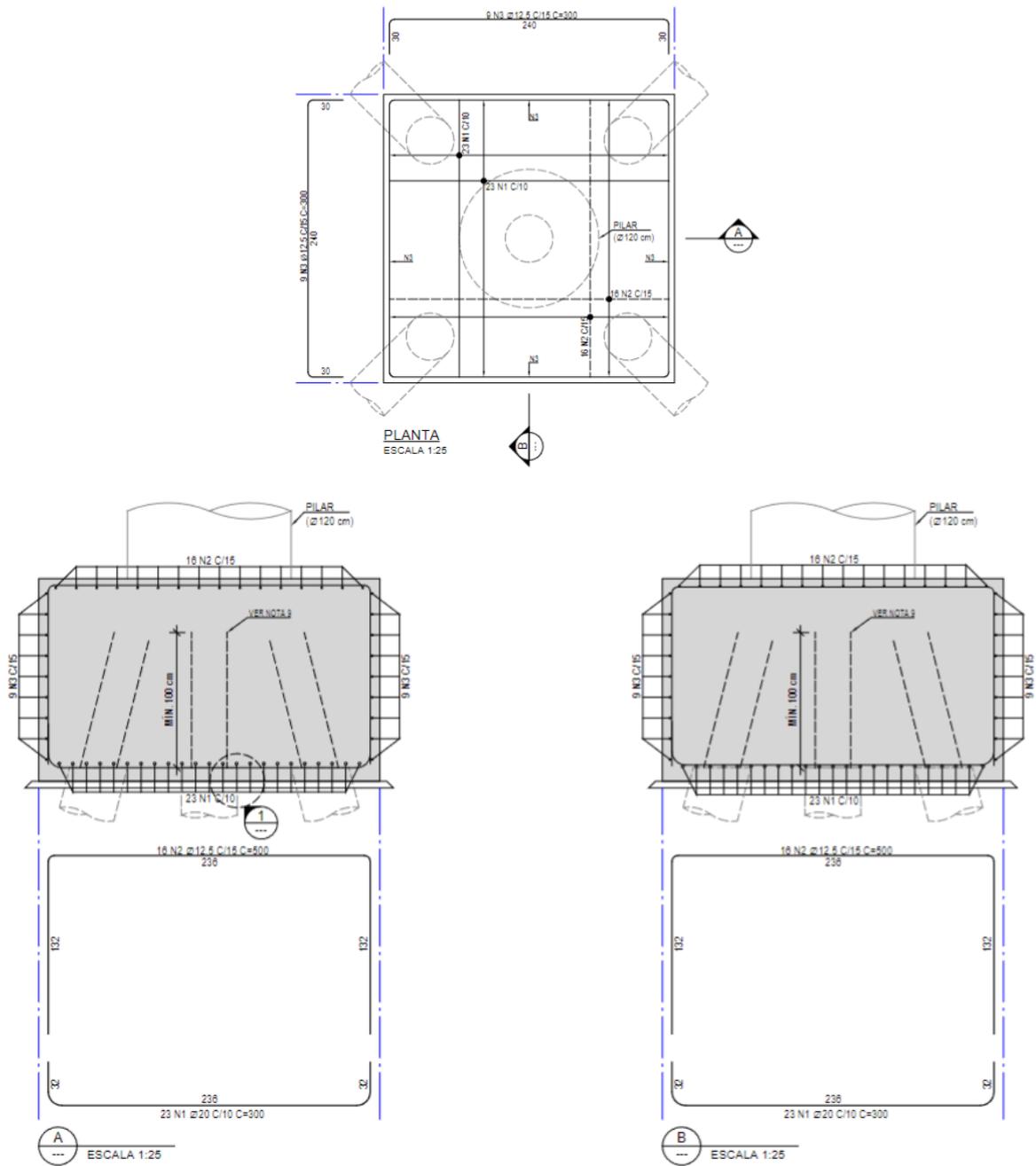


FIGURA 79 – ARMADURAS DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO

### 8.1.3. Pilares

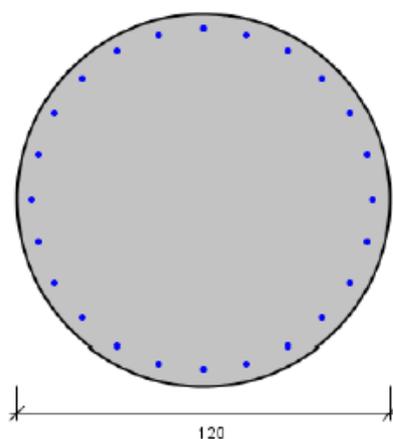
- Armadura longitudinal

---

#### PILAR P1: Dados Gerais

---

##### Seção Transversal:



**Armação:** 24 $\phi$ 25 mm ( $A_s = 117.81 \text{ cm}^2$ )

##### Propriedade seção bruta de concreto:

Área:  $A_c = 11310 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade:  $x_{cg} = 60 \text{ cm}$

$y_{cg} = 60 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg:  $I_x = 10178760 \text{ cm}^4$

$I_y = 10178760 \text{ cm}^4$

**Taxa de armadura:**  $\rho_s = 1.04 \%$

**Materiais:** Concreto  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Aço  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

**Tipo de vinculação:** Pilar em Balanço

**Comprimento:**  $L = 400 \text{ cm}$

**Índice de Esbeltez:**  $\lambda_x = 27$

$\lambda_y = 27$

## PILAR P1: Dados Armadura

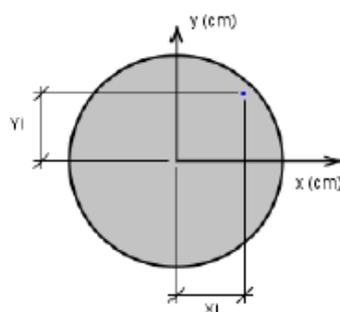


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	$\phi$ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	25.0	55	0
2	25.0	53.1	14.2
3	25.0	47.6	27.5
4	25.0	38.9	38.9
5	25.0	27.5	47.6
6	25.0	14.2	53.1
7	25.0	0	55
8	25.0	-14.2	53.1
9	25.0	-27.5	47.6
10	25.0	-38.9	38.9
11	25.0	-47.6	27.5
12	25.0	-53.1	14.2
13	25.0	-55	0
14	25.0	-53.1	-14.2
15	25.0	-47.6	-27.5
16	25.0	-38.9	-38.9
17	25.0	-27.5	-47.6
18	25.0	-14.2	-53.1
19	25.0	0	-55
20	25.0	14.2	-53.1
21	25.0	27.5	-47.6
22	25.0	38.9	-38.9
23	25.0	47.6	-27.5
24	25.0	53.1	-14.2

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

## PILAR P1: Dados Esforços

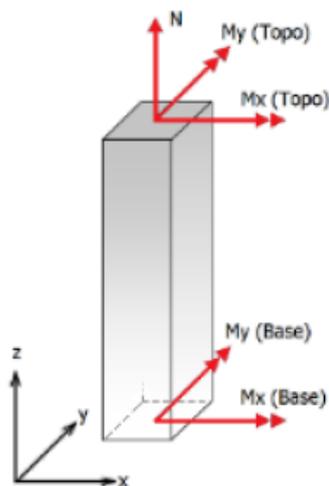


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços,  $N < 0$  para compressão

Combinação	$N_{ik}$	$M_{ik,x}$ (Topo)	$M_{ik,y}$ (Topo)	$M_{ik,x}$ (Base)	$M_{ik,y}$ (Base)
1	-5040	-240	-280	-750	-590
2	-2800	-270	-320	-750	-320
3	-3620	-540	-300	-1000	-550

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

## PILAR P1: Resumo verificação ELU

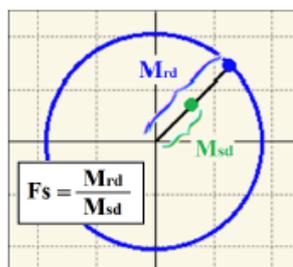


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	$N_{sd}$	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-5040	756.2	-594.4	3.89
2	-2800	753.4	-320.9	4.00
3	-3620	1005.6	-553	3.02

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

## PILAR P1: Resultados da combinação n° 3 (F.S. mínimo)

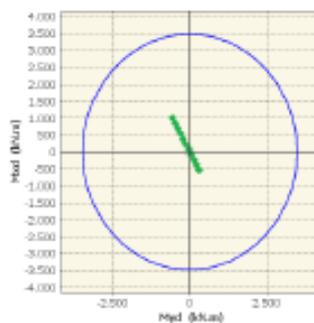


Figura: Diagrama de interação (Comb. 3)

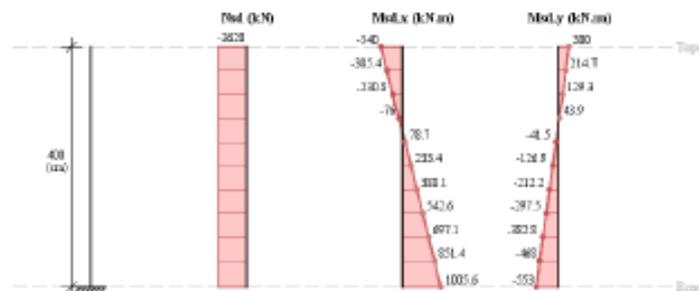


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 3)

### Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método Geral com relação N, M, 1/r real em cada seção)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por  $\gamma_r / \gamma_m$ , que posteriormente são majoradas por  $\gamma_m = 1.1$ .

#### Momentos em torno do eixo x:

 Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M<sub>x</sub>

 Figura: Deslocamento  $w_x$ 

z [m]	$M_{dx,1^a} / \gamma_m$ [kN.m]	$1/r_x$ [ $10^2/m$ ]	$EI_{dx,1^a}$ [kN.m <sup>2</sup> ]	$w_x$ [m]	$M_{dx,2^a}$ [kN.m]	$M_{dx,3^a}$ [kN.m]	$M_{dx,4^a}$ [kN.m]
4	-490.9	-0.191	2578067.71	-0.00153	-540	0	-540
3.6	-350.4	-0.136	2584288.52	-0.00137	-386	0.6	-385.4
3.2	-209.8	-0.081	2584607.94	-0.00119	-232	1.2	-230.8
2.8	-69.1	-0.027	2584826.43	-0.00099	-78	2	-76
2.4	71.5	0.028	2584829.54	-0.00079	76	2.7	78.7
2	212.2	0.082	2584675.56	-0.00059	230	3.4	233.4
1.6	352.8	0.137	2584282.74	-0.00041	384	4.1	388.1
1.2	493.3	0.191	2577953.03	-0.00025	538	4.6	542.6
0.8	633.7	0.257	2463391.96	-0.00012	692	5.1	697.1
0.4	774	0.345	2246002.66	-0.00003	846	5.4	851.4
0	914.1	0.457	1999712.03	0	1000	5.6	1005.6

#### Momentos em torno do eixo y:

 Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M<sub>y</sub>

 Figura: Deslocamento  $w_y$ 

z [m]	$M_{dy,1^a} / \gamma_m$ [kN.m]	$1/r_y$ [ $10^2/m$ ]	$EI_{dy,1^a}$ [kN.m <sup>2</sup> ]	$w_y$ [m]	$M_{dy,2^a}$ [kN.m]	$M_{dy,3^a}$ [kN.m]	$M_{dy,4^a}$ [kN.m]
4	272.7	0.106	2578061.45	0.00084	300	0	300
3.6	195.2	0.076	2584288.52	0.00075	215	-0.3	214.7
3.2	117.6	0.045	2584607.94	0.00065	130	-0.7	129.3
2.8	39.9	0.015	2584826.43	0.00054	45	-1.1	43.9
2.4	-37.7	-0.015	2584829.54	0.00043	-40	-1.5	-41.5
2	-115.3	-0.045	2584675.56	0.00033	-125	-1.9	-126.9
1.6	-192.9	-0.075	2584282.74	0.00023	-210	-2.2	-212.2
1.2	-270.5	-0.105	2577950.94	0.00014	-295	-2.5	-297.5
0.8	-348	-0.141	2463159.33	0.00007	-380	-2.8	-382.8
0.4	-425.4	-0.19	2246431.65	0.00002	-465	-3	-468
0	-502.8	-0.252	2000277.16	0	-550	-3	-553

- Armadura calculada ( $A_{s, cal}$ ) = 117,81 cm<sup>2</sup>

- Armadura adotada ( $A_s$ ) = 117,81 cm<sup>2</sup> - 24 barras de  $\phi$  25mm

- Armadura transversal

Dados de Entrada	
Vsd (kN)	530
h (cm)	96
d (cm)	91
bw (cm)	96
fck (MPa)	30
$\gamma_C$	1,4
As,ef	117,84
fywk (MPa)	500
Aço	CA-50
N <sub>Sd</sub> (kN)	0

Resistencia do Concreto ao Cisalhamento	
Pré-Cálculo	
$\sigma_{cp}$ (kN/cm)	0,000
$\tau_{Rd}$ (kN/cm)	0,036
k	0,69
As1 (cm <sup>2</sup> /m)	117,84
$\rho_1$	0,0135
Resultado	
VRd1 (kN)	379,65

<0,02

NÃO OK!

Verificação Compressão Diagonal no concreto	
Pré-Cálculo	
$\alpha_{v2}$	0,88
Resultado	
VRd2 (kN)	4.448

OK!

Armadura Transversal	
Pré-Cálculo	
s (cm)	15
fctd (kN)	0,145
Vc (kN)	759,11
fywd (kN)	43,5
Resultado	
Asw (cm <sup>2</sup> )	0,00

Armadura Mínima	
Pré-Cálculo	
s (cm)	15
fctm (kN)	0,29
Resultado	
Asw <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,67
Armadura	
2 x 10mm	As (cm <sup>2</sup> )
	1,60

- Armadura calculada ( $Asw_{cal}$ ) = 0 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $Asw_{min}$ ) = 11,1 cm<sup>2</sup>/m.
- Armadura adotada ( $Asw$ ) = 10,7 cm<sup>2</sup>/m – 2 Ramos  $\phi$  10mm c/ 15cm

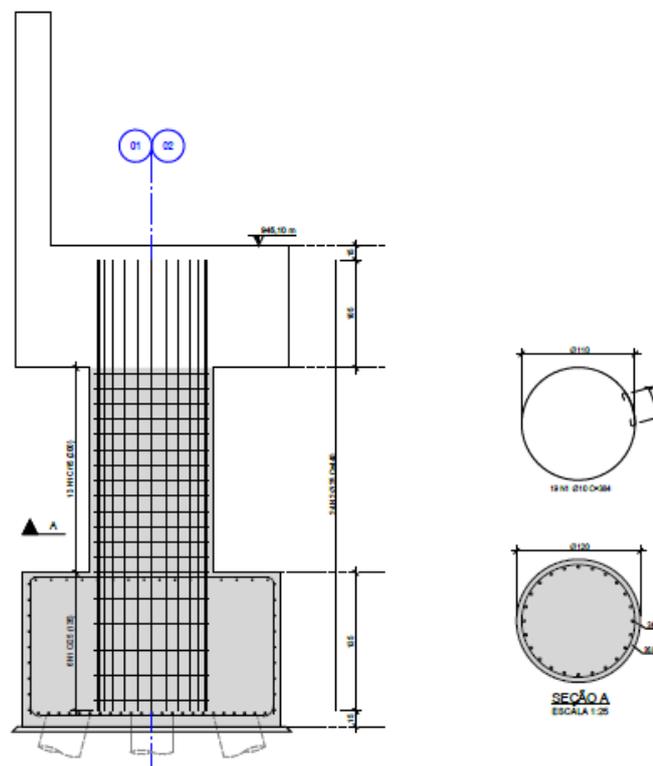


FIGURA 80 – ARMADURA DOS PILARES

## 8.2. MESOESTRUTURA

### 8.2.1. Viga travessa do encontro

#### Propriedades geométricas da viga travessa do encontro - Eixos 01 e 04

- Seção Retangular

Altura total = 120 cm

Largura da viga = 230 cm

#### Cálculo da armadura de aço necessária – Momento positivo

- Momento fletor positivo ( $M_{s_d}$ ): 1350 kN.m;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ): 40,54 cm<sup>2</sup>;
- Armadura necessária ( $A_{s_{nec}}$ ): 27,34 cm<sup>2</sup>;
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ): 46,24 cm<sup>2</sup> - 23  $\phi$  16mm.

#### Cálculo da armadura de aço necessária – Momento negativo

- Momento fletor negativo ( $M_{s_d}$ ): 3970 kN.m;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ): 40,54 cm<sup>2</sup>;
- Armadura necessária ( $A_{s_{nec}}$ ): 82,47 cm<sup>2</sup>;
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ): 112,9 cm<sup>2</sup> - 23  $\phi$  25mm.

#### Cálculo da armadura de aço necessária – Esforço de cisalhamento

- Esforço cortante máximo ( $V_{s_d}$ ): 2500 kN;
- Armadura transversal mínima ( $A_{sw_{min}}$ ): 26,65 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura transversal necessário ( $A_{sw_{nec}}$ ): 4,48 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura adotada ( $A_{sw_{adot}}$ ): 41,63 cm<sup>2</sup> - 5 Ramos  $\phi$  12,5mm.

#### Cálculo da armadura de aço de necessária – Torção

- Torção máxima na seção ( $\tau T_{s_d, max}$ ): 270 kN.m;
- Armadura para torção necessária horizontal ( $A_{s_{\tau T, nec}}$ ): 8,71 cm<sup>2</sup>/m.
- Armadura para torção necessária vertical ( $A_{s_{\tau T, nec}}$ ): 3,68 cm<sup>2</sup>/m.

#### Cálculo da armadura de aço de necessária – Fretagem

- Força transversal de fendilhamento ( $R_{td}$ ): 588 kN;
- Armadura de fendilhamento ( $A_{s_{cal}}$ ): 13,79 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ): 16,65 cm<sup>2</sup> - 5 camadas  $\phi$  8mm c/ 15cm.

### 8.2.2. Alas dos Encontros

As alas têm como função conter o aterro lateral nos encontros e confinar a laje de transição, ficando assim sujeita ao empuxo do aterro e sobrecarga aplicada no encontro. Portanto, devido às suas dimensões, o elemento foi calculado como viga e como laje.

- Determinação do empuxo na cortina lateral – Alas

A determinação do empuxo é feita pelo uso da equação  $pa = ka \cdot \gamma \cdot h$

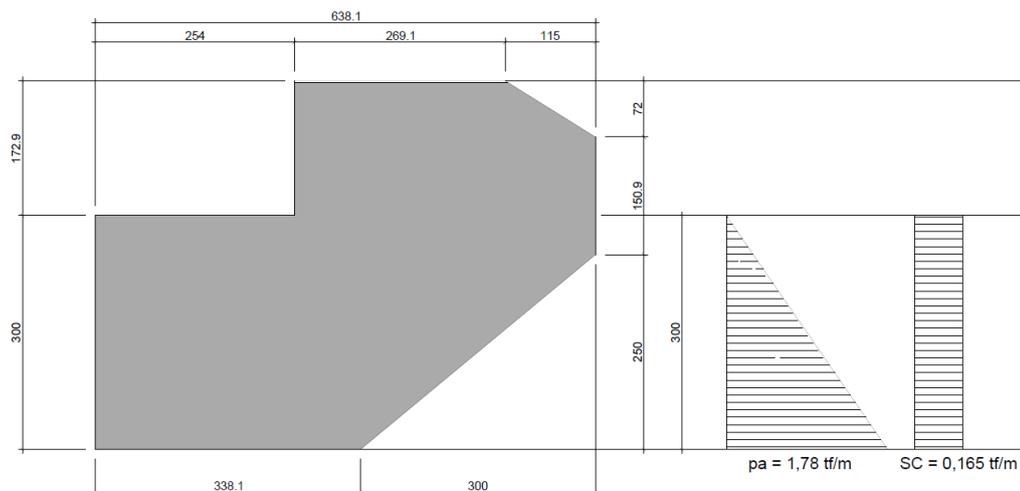


FIGURA 81 – EMPUXO DO SOLO E SOBRECARGA NA ALA

- Determinação dos esforços devido peso próprio e proteção lateral – Alas

Para a verificação dos esforços atuantes sobre a ala em uma situação de cálculo como viga, foi utilizado um modelo simples, de viga, lançando-se as cargas do empuxo do solo e sobrecarga, obtendo-se os seguintes valores para momento fletor e esforço cortante na estrutura.

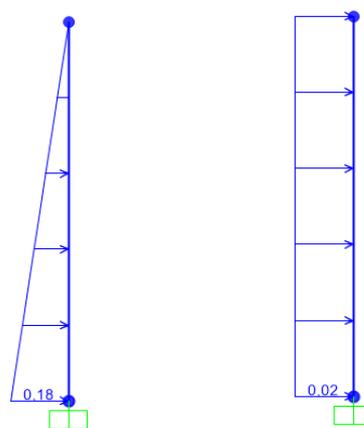


FIGURA 82 – CARREGAMENTOS – EMPUXO DO SOLO E SOBRECARGA (tf/m)

Com os dados acima foi possível obter os esforços que possibilitam a verificação da estrutura como uma seção de “viga”.

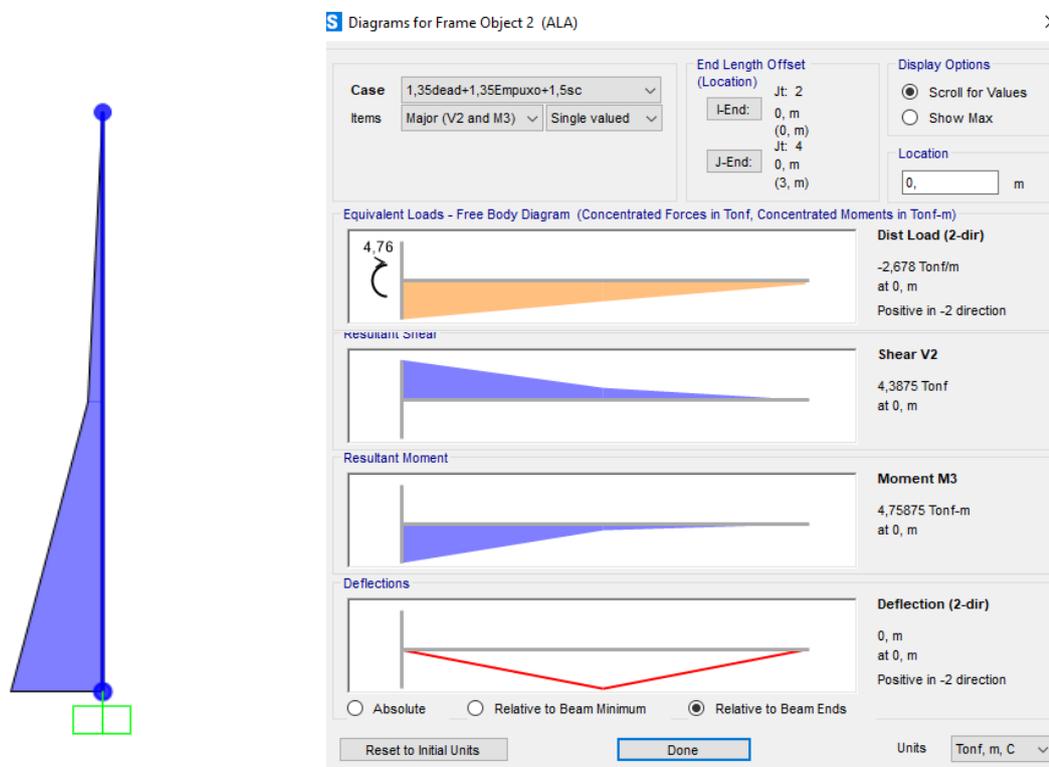


FIGURA 83 – ESFORÇOS – MOMENTO FLETOR E CORTANTE

- Cálculo da armadura de aço necessária

Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
4.790	30	25	100	C30
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	4,60	4,50
13,0	CA-50	0,024		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
12,5mm c/15	8,33

- Armadura calculada ( $A_{S_{cal}} = 4,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{S_{min}} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{S_{nec}} = 8,33 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 12,5\text{mm c/ } 15\text{cm}$ );





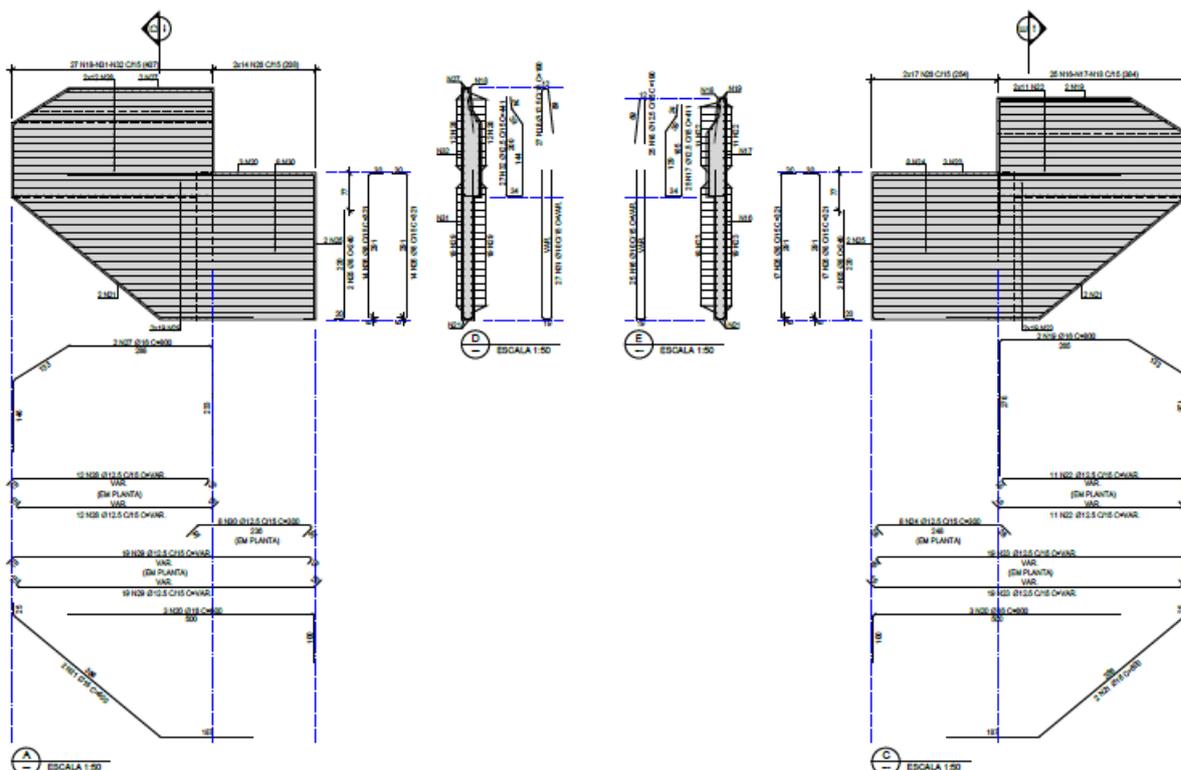


FIGURA 85 – ARMADURA DA VIGA TRAVESSA DO ENCONTRO 2 E ALAS

### 8.3. SUPERESTRUTURA

#### 8.3.1. Pré-Laje

Para o dimensionamento da pré-laje foi considerado a etapa de construção, com a carga da capa de concreto sobre as placas. Segue abaixo o dimensionamento.

- Cálculo da armadura necessária

Armadura positiva				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
372	7	4	100	C40
Coeficientes			Armadura	Armadura
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	calculada (cm <sup>2</sup> )	mínima (cm <sup>2</sup> )
4,3	CA-50	0,024	2,23	1,05
		<b>ARM. SEC.</b>	0,45	0,525
			<b>As<sub>adot.</sub></b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
		PRINCIPAL	10mm c/10	8,00
		SECUND.	6,3mm c/15	2,10

- Armadura calculada principal ( $A_{s_{cal}} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- Armadura mínima principal ( $A_{s_{min}} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- Armadura adotada principal ( $A_{s_{nec}} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 10\text{mm c}/ 10\text{cm}$ ;
  
- Armadura calculada secundária ( $A_{s_{cal}} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- Armadura mínima secundária ( $A_{s_{min}} = 0,525 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- Armadura adotada secundária ( $A_{s_{nec}} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 6,3\text{mm c}/ 15\text{cm}$ ;

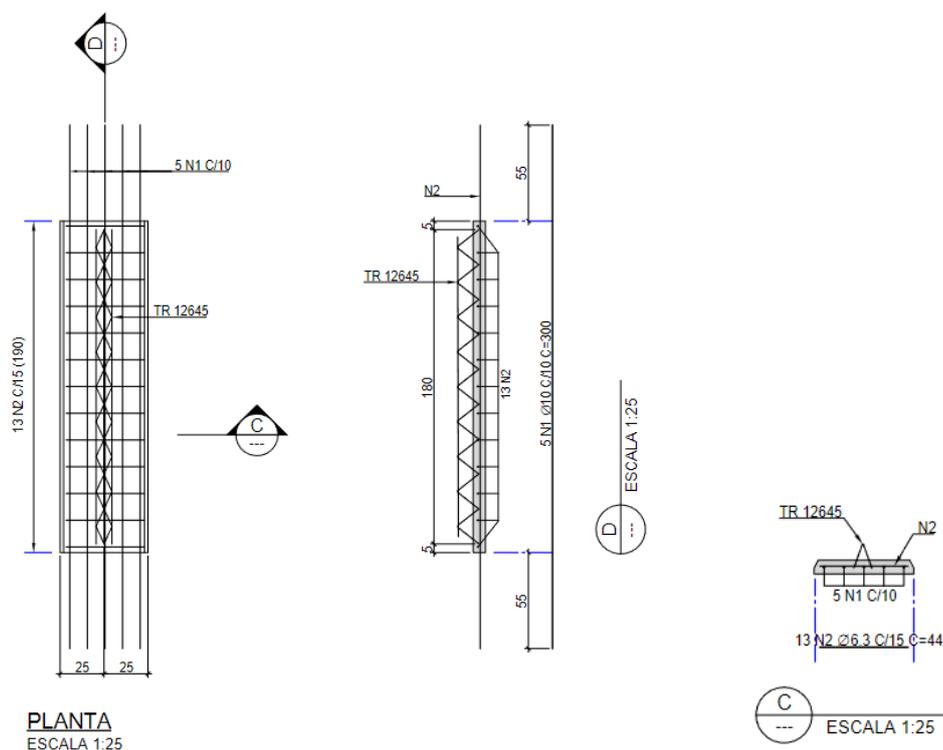


FIGURA 86 – ARMADURA DA PRÉ-LAJE

### 8.3.2. Laje do tabuleiro

A NBR 7187 (ABNT, 2003) determina que a espessura  $h$  para lajes maciças destinadas a passagem de tráfego rodoviário seja de no mínimo 15 cm. O dimensionamento à flexão foi feito com verificação do Estado Limite Último de resistência à fadiga e do estado limite de fissuração de acordo com as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A avaliação dos esforços foi realizada de acordo com as combinações do ELU e seus esforços obtidos com base nos diagramas retirados do modelo de cálculo do SAP2000, apresentados no item 7.5.

- Cálculo da armadura positiva M11 (transversal)

Armadura positiva - M11				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
659	20	17	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)		
43,9	CA-50	0,023	0,89	3,00

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
10mm c/10	8,00

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 0,89 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 10\text{mm c/ } 10\text{cm}$ );

- Cálculo da armadura negativa M11 (transversal)

Armadura negativa - M11				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
2.302	20	17	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)		
12,55	CA-50	0,024	3,25	3,00

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
12,5mm c/15	8,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}} = 8,33 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 12,5\text{mm c/ } 15\text{cm}$ );

- Cálculo da armadura positiva M22 (longitudinal)

Armadura positiva - M22				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
1.931	20	17	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	2,61	3,00
15,0	CA-50	0,023		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
10mm c/15	5,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 2,61 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}} = 5,33 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 10\text{mm c/ 15cm}$ );

- Cálculo da armadura negativa M22 (longitudinal)

Armadura negativa - M22				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
1.436	20	17	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	2,03	3,00
20,13	CA-50	0,024		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
10mm c/20	4,00

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 2,03 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 10\text{mm c/ 20cm}$ );



### 8.3.3. Longarina

## Relatório: Viga protendida

06/06/2023 10:13:17



Cliente:

Obra:

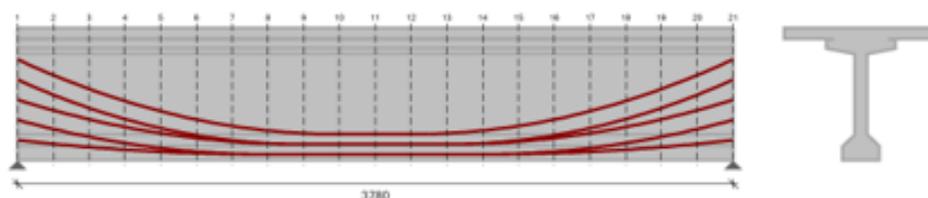
Responsável técnico:

### Sumário

Dados iniciais .....	1
Seção transversal.....	1
Ações consideradas.....	2
Combinações.....	2
Protensão .....	3
Esforços solicitantes.....	3
Estado limite de formação de fissura (ELS-F).....	3
Estado limite de descompressão (ELS-D).....	4
Estado limite de último no ato de protensão (ELU-ATO) .....	4

### Dados iniciais

#### Geometria:



#### Concreto:

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$   
 $f_{ctd} = 3,51 \text{ MPa}$   
 $E_c = 31 \text{ GPa}$   
 $f_{gd} = 40 \text{ MPa}$   
 $f_{ctd} = 3,51 \text{ MPa}$   
 $E_{ct} = 31 \text{ GPa}$   
 $\gamma_c = 1,40$

#### Armadura ativa:

$f_{ak} = 1900,00$   
 $f_{edk} = 1710,00$   
 $E_a = 200 \text{ GPa}$   
 $\gamma_p = 1,15$

#### Armadura passiva:

$f_{ak} = 500,00$   
 $E_s = 210 \text{ GPa}$   
 $\gamma_s = 1,15$

## Seção transversal



Tabela 1: Propriedades geométricas seção transversal (ATO de protensão)

Seção	x (m)	h (m)	$y_c$ (m)	$y_s$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$W_i$ (m <sup>3</sup> )	$W_s$ (m <sup>3</sup> )
1	0	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
2	1,89	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
3	3,78	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
4	5,67	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
5	7,56	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
6	9,45	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
7	11,34	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
8	13,23	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
9	15,12	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
10	17,01	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
11	18,9	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
12	20,79	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
13	22,68	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
14	24,57	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
15	26,46	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
16	28,35	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
17	30,24	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
18	32,13	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
19	34,02	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
20	35,91	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024
21	37,8	2,1	1,11793	0,98207	0,824	0,46181	0,4131	0,47024

x - abscissa da seção

h - altura da seção transversal

 $y_c$  - distância do centro de gravidade da seção à fibra inferior

 $y_s$  - distância do centro de gravidade da seção à fibra superior

 $A_c$  - área da seção transversal

 $I_c$  - momento de inércia seção transversal

 $W_i$  - módulo resistente da seção em relação a fibra inferior

 $W_s$  - módulo resistente da seção em relação a fibra superior

Tabela 2: Propriedades geométricas seção transversal (FASE FINAL)

Seção	x (m)	h (m)	$y_c$ (m)	$y_s$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$W_i$ (m <sup>3</sup> )	$W_s$ (m <sup>3</sup> )
1	0	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
2	1,89	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
3	3,78	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
4	5,67	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
5	7,56	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
6	9,45	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
7	11,34	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
8	13,23	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
9	15,12	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
10	17,01	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
11	18,9	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
12	20,79	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
13	22,68	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206

2

14	24,57	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
15	26,46	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
16	28,35	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
17	30,24	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
18	32,13	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
19	34,02	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
20	35,91	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206
21	37,8	2,3	1,53453	0,76547	1,3375	0,83593	0,54475	1,09206

x = abscissa da seção

h = altura da seção transversal

$y_i$  = distância do centro de gravidade da seção à fibra inferior

$y_s$  = distância do centro de gravidade da seção à fibra superior

$A_s$  = área da seção transversal

$I_x$  = momento de inércia seção transversal

$W_x$  = módulo resistente da seção em relação à fibra inferior

$W_s$  = módulo resistente da seção em relação à fibra superior

## Ações consideradas

A tabela 1 apresenta os casos de carregamentos considerados, bem com os correspondentes coeficientes de ponderação e fatores de combinações das cargas variáveis.

Tabela 2: Casos de carregamentos considerados

Caso	$\gamma_f$	$\gamma_f (f_{av})$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Peso próprio (G0)	1,35	1	-	-	-
Hiperestático de protensão (HP)	1,1	0,9	-	-	-
Permanente (G1)	1,35	1	-	-	-
Acidental (Q)	1,5	-	0,7	0,5	0,3

$\gamma_f$  = coeficiente de ponderação para as ações

$\psi_0$  = fator de redução de combinação para ELU

$\psi_1$  = fator de redução de combinação frequente para ELS

$\psi_2$  = fator de redução de combinação quase permanente para ELS

## Combinações

A seguir são apresentadas as combinações de esforços solicitantes para os estados limites último e de serviço, obtidas de acordo com a NBR 8681.

### Combinações últimas das ações (ELU)

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i} F_{G,i} + \gamma_Q \left( F_{Q,1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} F_{Q,j} \right)$$

Onde:

$F_{G,i}$  é o valor característicos das ações permanentes;

$F_{Qk}$  é o valor característicos da ação variável admitida como principal;

$F_{Qk}$  é o valor característicos das ações variáveis secundárias.

### Combinações de serviço das ações

A seguir são definidas as combinações em serviço:

- Combinação quase permanente (CQPERM):  $F_{CQP} = \sum_{i=1}^n F_{Gk,i} + \sum_{j=1}^m \psi_{1,j} F_{Qk,j}$

- Combinação frequente (CFREQ):  $F_{CF} = \sum_{i=1}^n F_{Gk,i} + \psi_1 F_{Qk,1} + \sum_{j=2}^m \psi_{1,j} F_{Qk,j}$

- Combinação rara (CRARA):  $F_{CR} = \sum_{i=1}^n F_{Gk,i} + F_{Qk,1} + \sum_{j=2}^m \psi_{1,j} F_{Qk,j}$

## Protensão

Tabela 3: Força e momento de protensão nos instantes  $T_0$  e  $T_\infty$

Seção	x (m)	$P_1$ (tf)	$P_\infty$ (tf)	$MP_0$ (tf,m)	$P_\infty$ (tf)	$MP_\infty$ (tf,m)
1	0	834,00	729,91	-52,09	607,72	-43,37
2	189	834,00	734,66	-190,48	609,33	-157,99
3	378	834,00	738,34	-311,58	611,82	-258,18
4	567	834,00	742,14	-415,43	615,60	-344,59
5	756	834,00	745,48	-501,22	619,93	-416,80
6	945	834,00	749,02	-569,11	624,95	-474,85
7	1134	834,00	752,93	-619,02	630,57	-518,42
8	1323	834,00	757,36	-650,82	636,68	-547,11
9	1512	834,00	761,48	-666,06	642,40	-561,90
10	1701	834,00	761,88	-669,21	644,84	-566,41
11	1890	834,00	760,82	-668,51	644,94	-566,70
12	2079	834,00	761,88	-669,21	644,84	-566,41
13	2268	834,00	761,48	-666,06	642,40	-561,90
14	2457	834,00	757,36	-650,82	636,68	-547,11
15	2646	834,00	752,93	-619,02	630,57	-518,42
16	2835	834,00	749,02	-569,11	624,95	-474,85
17	3024	834,00	745,48	-501,22	619,93	-416,80
18	3213	834,00	742,14	-415,43	615,60	-344,59
19	3402	834,00	738,34	-311,58	611,82	-258,18
20	3591	834,00	734,66	-190,48	609,33	-157,99
21	3780	834,00	729,91	-52,09	607,72	-43,37

x - abscissa da seção

$P_1$  - força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração

$P_\infty$  - força de protensão após as perdas imediatas (t=0)

$MP_0$  - momento estático após as perdas imediatas (t=0)

$P_\infty$  - força de protensão após todas as perdas ao longo do tempo (t=∞)

$MP_\infty$  - momento estático de protensão após todas as perdas ao longo do tempo (t=∞)

## Esforços solicitantes

Tabela 4: Momento fletor combinações ELS e ELU (tf.m)

Seção	x (m)	M <sub>ELS,max</sub>	M <sub>ELS,min</sub>	M <sub>ELU,max</sub>	M <sub>ELU,min</sub>	M <sub>ELS,max</sub>	M <sub>ELS,min</sub>	M <sub>ELU,max</sub>	M <sub>ELU,min</sub>
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,89	195,23	162,77	216,87	162,77	270,96	162,77	382,03	162,77
3	3,78	369,51	308,42	410,24	308,42	512,06	308,42	721,82	308,42
4	5,67	523,18	436,92	580,69	436,92	724,46	436,92	1021,15	436,92
5	7,56	656,28	548,29	728,27	548,29	908,24	548,29	1280,12	548,29
6	9,45	768,80	642,53	852,97	642,53	1063,41	642,53	1498,74	642,53
7	11,34	860,73	719,64	954,80	719,64	1189,96	719,64	1677,00	719,64
8	13,23	932,49	779,61	1034,41	779,61	1289,21	779,61	1816,88	779,61
9	15,12	983,90	822,44	1091,54	822,44	1360,65	822,44	1917,60	822,44
10	17,01	1014,77	848,14	1125,86	848,14	1403,57	848,14	1978,14	848,14
11	18,9	1025,06	856,71	1137,30	856,71	1417,88	856,71	1998,32	856,71
12	20,79	1014,77	848,14	1125,86	848,14	1403,57	848,14	1978,14	848,14
13	22,68	983,90	822,44	1091,54	822,44	1360,65	822,44	1917,60	822,44
14	24,57	932,49	779,61	1034,41	779,61	1289,21	779,61	1816,88	779,61
15	26,46	860,73	719,64	954,80	719,64	1189,96	719,64	1677,00	719,64
16	28,35	768,80	642,53	852,97	642,53	1063,41	642,53	1498,74	642,53
17	30,24	656,28	548,29	728,27	548,29	908,24	548,29	1280,12	548,29
18	32,13	523,18	436,92	580,69	436,92	724,46	436,92	1021,15	436,92
19	34,02	369,51	308,42	410,24	308,42	512,06	308,42	721,82	308,42
20	35,91	195,23	162,77	216,87	162,77	270,96	162,77	382,03	162,77
21	37,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

x - abscissa da seção

 - Momento fletor máximo para combinação quase permanente

 - Momento fletor mínimo para combinação quase permanente

 - Momento fletor máximo para combinação frequente

 - Momento fletor mínimo para combinação frequente

 - Momento fletor máximo para combinação rara

 - Momento fletor mínimo para combinação rara

 - Momento fletor máximo para combinação ELU

 - Momento fletor mínimo para combinação ELU

Tabela 5: Esforço cortante combinações ELS e ELU (tf)

Seção	x (m)	V <sub>ELS,max</sub>	V <sub>ELS,min</sub>	V <sub>ELU,max</sub>	V <sub>ELU,min</sub>	V <sub>ELS,max</sub>	V <sub>ELS,min</sub>	V <sub>ELU,max</sub>	V <sub>ELU,min</sub>
1	0	109,40	90,91	121,73	90,91	152,55	90,91	215,20	90,91
2	1,89	98,93	81,58	110,33	81,42	138,85	81,03	196,00	80,63
3	3,78	88,50	72,02	99,01	71,55	125,30	70,37	177,04	69,19
4	5,67	78,12	62,34	87,77	61,48	111,90	59,33	158,31	57,17
5	7,56	67,78	52,61	76,60	51,33	98,66	48,10	139,81	44,88
6	9,45	57,49	42,84	65,51	41,09	85,57	36,73	121,54	32,37
7	11,34	47,25	33,01	54,50	30,78	72,64	25,20	103,51	19,62
8	13,23	37,05	23,14	43,57	20,39	59,87	13,51	85,71	6,63
9	15,12	26,90	13,23	32,72	9,93	47,25	1,67	68,15	-6,59
10	17,01	16,80	3,27	21,94	-0,62	34,79	-10,33	50,82	-20,04
11	18,9	6,74	-6,74	11,24	-11,24	22,48	-22,48	34,56	-34,56
12	20,79	-3,27	-16,80	0,62	-21,94	10,33	-34,79	20,04	-50,82
13	22,68	-13,23	-26,90	-9,93	-32,72	-1,67	-47,25	6,59	-68,15

5

14	24,57	-23,14	-37,05	-20,39	-43,57	-13,51	-59,87	-6,63	-85,71
15	26,46	-33,01	-47,25	-30,78	-54,50	-25,20	-72,64	-19,62	-103,51
16	28,35	-42,84	-57,49	-41,09	-65,51	-36,73	-85,57	-32,37	-121,54
17	30,24	-52,61	-67,78	-51,33	-76,60	-48,10	-98,66	-44,88	-139,81
18	32,13	-62,34	-78,12	-61,48	-87,77	-59,33	-111,90	-57,17	-158,31
19	34,02	-72,02	-88,50	-71,55	-99,01	-70,37	-125,30	-69,19	-177,04
20	35,91	-81,58	-98,93	-81,42	-110,33	-81,03	-138,85	-80,63	-196,00
21	37,8	-90,91	-109,40	-90,91	-121,73	-90,91	-152,55	-90,91	-215,20

x - abscissa da seção

 - Esforço cortante máximo para combinação quase permanente

 - Esforço cortante mínimo para combinação quase permanente

 - Esforço cortante máximo para combinação frequente

 - Esforço cortante mínimo para combinação frequente

 - Esforço cortante máximo para combinação rara

 - Esforço cortante mínimo para combinação rara

 - Esforço cortante máximo para combinação ELU

 - Esforço cortante mínimo para combinação ELU

## Estado limite de formação de fissura (ELS-F)

Tabela 6: Verificação ELS-F ( $\sigma_{ct} \leq 2,95$  MPa)

Seção	x (m)	$\sigma_{ct,inf}$ (MPa)	$\sigma_{ct,sup}$ (MPa)
1	0	-8,43	-6,45
2	1,89	-7,82	-6,15
3	3,78	-7,24	-5,37
4	5,67	-6,78	-4,06
5	7,56	-6,99	-2,87
6	9,45	-7,25	-1,81
7	11,34	-7,56	-0,87
8	13,23	-7,93	-0,03
9	15,12	-8,34	0,70
10	17,01	-8,66	1,26
11	18,9	-8,79	1,48
12	20,79	-8,66	1,26
13	22,68	-8,34	0,70
14	24,57	-7,93	-0,03
15	26,46	-7,56	-0,87
16	28,35	-7,25	-1,81
17	30,24	-6,99	-2,87
18	32,13	-6,78	-4,06
19	34,02	-7,24	-5,37
20	35,91	-7,82	-6,15
21	37,8	-8,43	-6,45

x - abscissa da seção

 - Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

 - Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

## Estado limite de descompressão (ELS-D)

 Tabela 7: Verificação ELS-D ( $\sigma_c \leq 0$ )

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-8,43	-6,45
2	1,89	-7,82	-6,15
3	3,78	-7,24	-5,94
4	5,67	-6,70	-5,11
5	7,56	-6,50	-4,19
6	9,45	-6,68	-3,36
7	11,34	-6,92	-2,60
8	13,23	-7,24	-1,90
9	15,12	-7,61	-1,28
10	17,01	-7,91	-0,78
11	18,9	-8,03	-0,58
12	20,79	-7,91	-0,78
13	22,68	-7,61	-1,28
14	24,57	-7,24	-1,90
15	26,46	-6,92	-2,60
16	28,35	-6,68	-3,36
17	30,24	-6,50	-4,19
18	32,13	-6,70	-5,11
19	34,02	-7,24	-5,94
20	35,91	-7,82	-6,15
21	37,8	-8,43	-6,45

x - abscissa da seção

$\sigma_{c,min}$  - Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

$\sigma_{c,max}$  - Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

## Estado limite de último no ato de protensão (ELU-ATO)

 Tabela 8: Verificação ELU-ATO ( $-28 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 4,21 \text{ MPa}$ )

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-11,13	-8,53
2	1,89	-13,19	-6,83
3	3,78	-14,96	-5,38
4	5,67	-16,44	-4,17
5	7,56	-17,61	-3,22
6	9,45	-18,49	-2,54
7	11,34	-19,07	-2,13
8	13,23	-19,36	-1,99
9	15,12	-19,37	-2,08
10	17,01	-19,20	-2,24
11	18,9	-19,08	-2,32
12	20,79	-19,20	-2,24
13	22,68	-19,37	-2,08
14	24,57	-19,36	-1,99
15	26,46	-19,07	-2,13
16	28,35	-18,49	-2,54
17	30,24	-17,61	-3,22

7

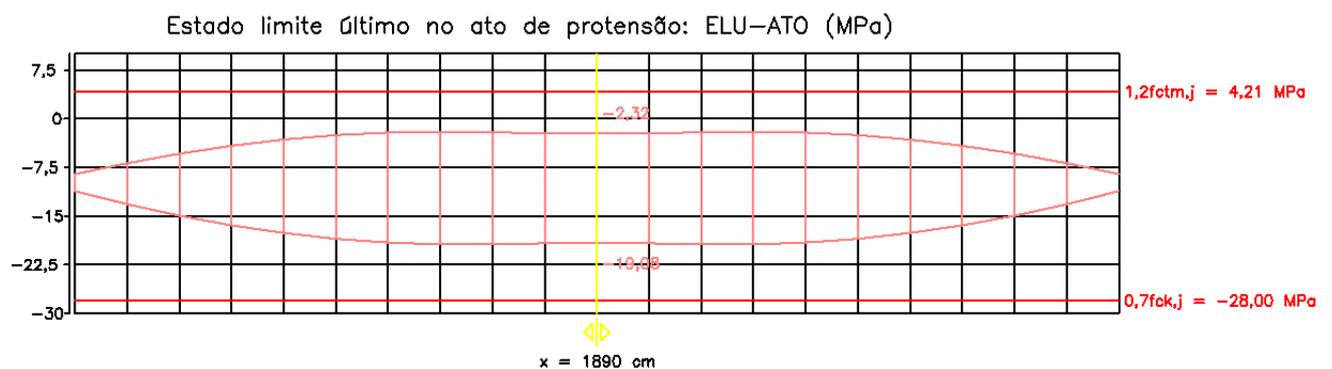
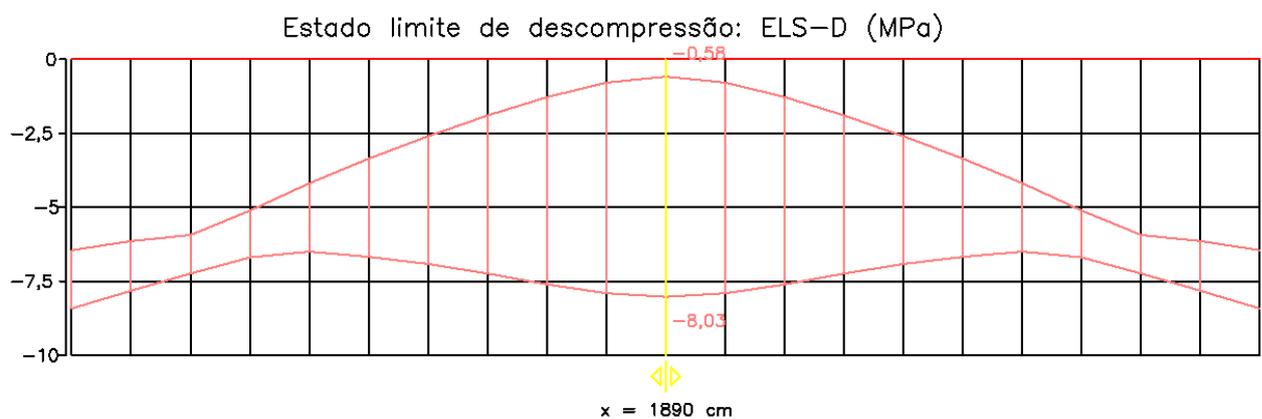
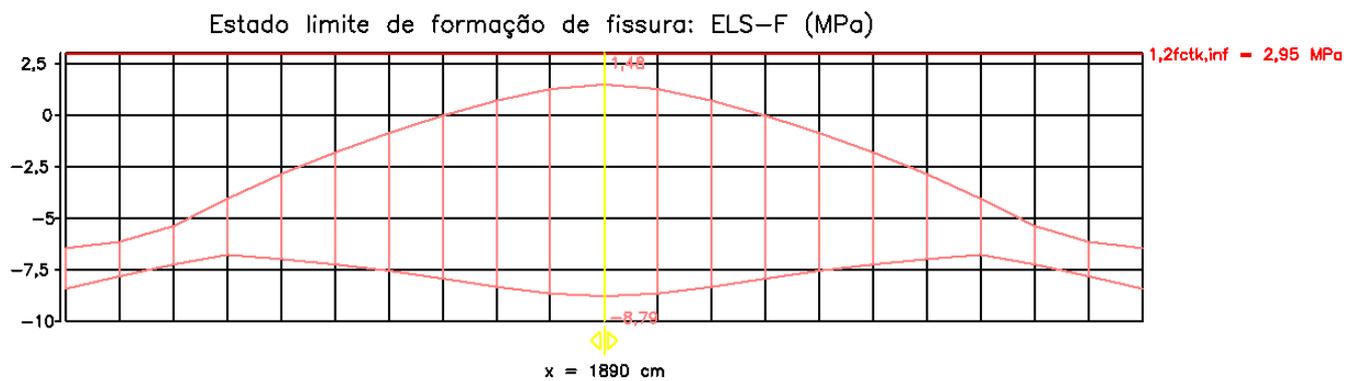
18	32,13	-16,44	-4,17
19	34,02	-14,96	-5,38
20	35,91	-13,19	-6,83
21	37,8	-11,13	-8,53

x - abscissa da seção

Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

- Gráficos das tensões:



- Cálculo das armaduras passivas

- Armadura longitudinal superior (ATO):

Seção (cm)	$\gamma_p \cdot P_o$ (tf)	$\gamma_p \cdot M_{po}$ (tf.m)	M <sub>go</sub> (tf.m)	$\sigma_{c,i}$ (MPa)	$\sigma_{c,s}$ (MPa)	R <sub>td</sub> (tf)	A <sub>s,sup</sub> (cm <sup>2</sup> )
0,0	802,90	-57,30	0,00	-11,13	-8,53	0,00	0,000
189,0	808,13	-209,53	69,71	-13,19	-6,83	0,00	0,000
378,0	812,18	-342,73	132,09	-14,96	-5,38	0,00	0,000
567,0	816,36	-456,97	187,12	-16,44	-4,17	0,00	0,000
756,0	820,03	-551,34	234,82	-17,61	-3,22	0,00	0,000
945,0	823,92	-626,02	275,18	-18,49	-2,54	0,00	0,000
1134,0	828,23	-680,92	308,20	-19,07	-2,13	0,00	0,000
1323,0	833,10	-715,90	333,89	-19,36	-1,99	0,00	0,000
1512,0	837,63	-732,67	352,23	-19,37	-2,08	0,00	0,000
1701,0	838,07	-736,13	363,24	-19,20	-2,24	0,00	0,000
1890,0	836,90	-735,37	366,91	-19,08	-2,32	0,00	0,000
2079,0	838,07	-736,13	363,24	-19,20	-2,24	0,00	0,000
2268,0	837,63	-732,67	352,23	-19,37	-2,08	0,00	0,000
2457,0	833,10	-715,90	333,89	-19,36	-1,99	0,00	0,000
2646,0	828,23	-680,92	308,20	-19,07	-2,13	0,00	0,000
2835,0	823,92	-626,02	275,18	-18,49	-2,54	0,00	0,000
3024,0	820,03	-551,34	234,82	-17,61	-3,22	0,00	0,000
3213,0	816,36	-456,97	187,12	-16,44	-4,17	0,00	0,000
3402,0	812,18	-342,73	132,09	-14,96	-5,38	0,00	0,000
3591,0	808,13	-209,53	69,71	-13,19	-6,83	0,00	0,000
3780,0	802,90	-57,30	0,00	-11,13	-8,53	0,00	0,000

Onde:

- $\gamma_p$  - coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão
- $P_o$  - força na armadura de protensão após as perdas imediatas
- $M_{Po}$  - Momento de protensão correspondente a força  $P_o$
- $M_{go}$  - Momento fletor para carga permanente mobilizada no instante da protensão
- $\sigma_{c,i}$  - tensão no concreto na fibra inferior no instante da protensão
- $\sigma_{c,s}$  - tensão no concreto na fibra superior no instante da protensão
- R<sub>td</sub> - resultante das tensões de tração no concreto no estágio I.
- A<sub>s</sub> - armadura longitudinal

- Armadura longitudinal inferior (montagem):

Seção (cm)	d (cm)	Msd (tf.m)	As,cal (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	xln (cm)	1/r (1/m)	Mrd (tf.m)
0,0	205,00	0,00	0,000	0,000	86,17	4,76E+000	750,61
189,0	205,00	94,11	0,000	0,000	93,59	4,22E+000	900,97
378,0	205,00	178,32	0,000	0,000	96,63	3,97E+000	1041,48
567,0	205,00	252,62	0,000	0,000	98,04	3,82E+000	1166,52
756,0	205,00	317,01	0,000	0,000	96,64	3,80E+000	1268,46
945,0	205,00	371,49	0,000	0,000	95,70	3,79E+000	1347,99
1134,0	205,00	416,07	0,000	0,000	95,20	3,78E+000	1404,88
1323,0	205,00	450,75	0,000	0,000	95,11	3,77E+000	1438,96
1512,0	205,00	475,51	0,000	0,000	95,20	3,77E+000	1453,26
1701,0	205,00	490,37	0,000	0,000	95,21	3,77E+000	1456,18
1890,0	205,00	495,32	0,000	0,000	95,20	3,77E+000	1456,14
2079,0	205,00	490,37	0,000	0,000	95,21	3,77E+000	1456,18
2268,0	205,00	475,51	0,000	0,000	95,20	3,77E+000	1453,26
2457,0	205,00	450,75	0,000	0,000	95,11	3,77E+000	1438,96
2646,0	205,00	416,07	0,000	0,000	95,20	3,78E+000	1404,88
2835,0	205,00	371,49	0,000	0,000	95,70	3,79E+000	1347,99
3024,0	205,00	317,01	0,000	0,000	96,64	3,80E+000	1268,46
3213,0	205,00	252,62	0,000	0,000	98,04	3,82E+000	1166,52
3402,0	205,00	178,32	0,000	0,000	96,63	3,97E+000	1041,48
3591,0	205,00	94,11	0,000	0,000	93,59	4,22E+000	900,97
3780,0	205,00	0,00	0,000	0,000	86,17	4,76E+000	750,61

Onde:

d - altura útil da seção transversal

Msd - momento fletor solicitante de cálculo

As,cal - armadura longitudinal calculada

As,min - armadura longitudinal mínima

Asw,nec - armadura longitudinal necessária

xln - posição da linha neutra

1/r - curvatura

Mrd - momento fletor resistente de cálculo

- Armadura longitudinal inferior (final):

Seção (cm)	d (cm)	Msd (tf.m)	As,cal (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	xln (cm)	1/r (1/m)	Mrd (tf.m)
0,0	225,00	0,00	0,000	0,000	29,56	5,90E+000	1039,11
189,0	225,00	382,03	0,000	0,000	29,55	5,71E+000	1219,91
378,0	225,00	721,82	0,000	0,000	29,17	5,54E+000	1369,26
567,0	225,00	1021,15	0,000	0,000	28,88	5,42E+000	1496,53
756,0	225,00	1280,12	0,000	0,000	28,66	5,32E+000	1601,25
945,0	225,00	1498,74	0,000	0,000	28,52	5,25E+000	1683,13
1134,0	225,00	1677,00	0,000	0,000	28,44	5,22E+000	1741,90
1323,0	225,00	1816,88	4,618	0,000	28,47	5,09E+000	1816,88
1512,0	225,00	1917,60	14,008	0,000	29,30	5,11E+000	1917,60
1701,0	225,00	1978,14	20,300	0,000	29,86	5,12E+000	1978,14
1890,0	225,00	1998,32	22,513	0,000	30,06	5,13E+000	1998,32
2079,0	225,00	1978,14	20,300	0,000	29,86	5,12E+000	1978,14
2268,0	225,00	1917,60	14,008	0,000	29,30	5,11E+000	1917,60
2457,0	225,00	1816,88	4,618	0,000	28,47	5,09E+000	1816,88
2646,0	225,00	1677,00	0,000	0,000	28,44	5,22E+000	1741,90
2835,0	225,00	1498,74	0,000	0,000	28,52	5,25E+000	1683,13
3024,0	225,00	1280,12	0,000	0,000	28,66	5,32E+000	1601,25
3213,0	225,00	1021,15	0,000	0,000	28,88	5,42E+000	1496,53
3402,0	225,00	721,82	0,000	0,000	29,17	5,54E+000	1369,26
3591,0	225,00	382,03	0,000	0,000	29,55	5,71E+000	1219,91
3780,0	225,00	0,00	0,000	0,000	29,56	5,90E+000	1039,11

Onde:

d - altura útil da seção transversal

Msd - momento fletor solicitante de cálculo

As,cal - armadura longitudinal calculada

As,min - armadura longitudinal mínima

Asw,nec - armadura longitudinal necessária

xln - posição da linha neutra

1/r - curvatura

Mrd - momento fletor resistente de cálculo

- Armadura calculada ( $A_{st,cal}$ ): 22,51 cm<sup>2</sup>

- Armadura adotada ( $A_{st,adot}$ ): 37,68 cm<sup>2</sup> - 6  $\phi$  20mm (1<sup>o</sup> camada) e 6  $\phi$  20mm (2<sup>o</sup> camada)

- Protensão (forças e perdas):

Seção (m)	Pi (kN)	P01 (kN)	P02 (kN)	Po (kN)	Poo (kN)	MPO (kNm)	MPoo (kNm)	$\Delta P_o$ (%)	$\Delta P_{oo}$ (%)
0,0	834,00	834,00	743,87	729,91	607,72	-52,09	-43,37	12,48	27,13
189,0	834,00	828,19	749,68	734,66	609,33	-190,48	-157,99	11,91	26,94
378,0	834,00	822,87	755,00	738,34	611,82	-311,58	-258,18	11,47	26,64
567,0	834,00	817,14	760,73	742,14	615,60	-415,43	-344,59	11,01	26,19
756,0	834,00	811,89	765,98	745,48	619,93	-501,22	-416,80	10,61	25,67
945,0	834,00	806,67	771,20	749,02	624,95	-569,11	-474,85	10,19	25,07
1134,0	834,00	801,49	776,38	752,93	630,57	-619,02	-518,42	9,72	24,39
1323,0	834,00	796,34	781,53	757,36	636,68	-650,82	-547,11	9,19	23,66
1512,0	834,00	791,80	785,83	761,48	642,40	-666,06	-561,90	8,70	22,97
1701,0	834,00	788,29	786,04	761,88	644,84	-669,21	-566,41	8,65	22,68
1890,0	834,00	785,31	784,83	760,82	644,94	-668,51	-566,70	8,77	22,67
2079,0	834,00	788,29	786,04	761,88	644,84	-669,21	-566,41	8,65	22,68
2268,0	834,00	791,80	785,83	761,48	642,40	-666,06	-561,90	8,70	22,97
2457,0	834,00	796,34	781,53	757,36	636,68	-650,82	-547,11	9,19	23,66
2646,0	834,00	801,49	776,38	752,93	630,57	-619,02	-518,42	9,72	24,39
2835,0	834,00	806,67	771,20	749,02	624,95	-569,11	-474,85	10,19	25,07
3024,0	834,00	811,89	765,98	745,48	619,93	-501,22	-416,80	10,61	25,67
3213,0	834,00	817,14	760,73	742,14	615,60	-415,43	-344,59	11,01	26,19
3402,0	834,00	822,87	755,00	738,34	611,82	-311,58	-258,18	11,47	26,64
3591,0	834,00	828,19	749,68	734,66	609,33	-190,48	-157,99	11,91	26,94
3780,0	834,00	834,00	743,87	729,91	607,72	-52,09	-43,37	12,48	27,13

Onde:

Pi - força máxima aplicada à amadura de protensão pelo equipamento de protensão

P01 - força na amadura de protensão descontada a perda por atrito

P02 - força na amadura de protensão descontadas as perdas por atrito e encunhamento

Po - força na amadura de protensão após as perdas imediatas (atrito + encunhamento + encurtamento elástico)

Poo - força na amadura de protensão após todas as perdas (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação)

MPO - Momento de protensão correspondente à força Po

MPoo - Momento de protensão correspondente à força Poo

$\Delta P_o$  - Perdas imediatas (atrito + encunhamento + encurtamento elástico)

$\Delta P_{oo}$  - Perdas totais (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação)

- Armadura ativa adotada ( $A_{st_{adot}}$ ): 4 cabos, com 12 cordoalhas  $\phi$  12,7

- Armadura longitudinal superior (final):

Seção (cm)	d (cm)	Msd (tf.m)	As,cal (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	xln (cm)	1/r (1/m)	Mrd (tf.m)
0,0	225,00	0,00	0,000	0,000	91,47	4,92E+000	-655,58
189,0	225,00	162,77	0,000	0,000	98,29	5,42E+000	-506,54
378,0	225,00	308,42	0,000	0,000	104,91	6,07E+000	-379,56
567,0	225,00	436,92	0,000	0,000	111,55	6,87E+000	-278,56
756,0	225,00	548,29	0,000	0,000	121,56	7,61E+000	-201,45
945,0	225,00	642,53	0,000	0,000	131,87	8,45E+000	-142,89
1134,0	225,00	719,64	0,000	0,000	145,09	9,13E+000	-101,84
1323,0	225,00	779,61	0,000	0,000	160,55	9,54E+000	-77,19
1512,0	225,00	822,44	0,000	0,000	172,69	9,79E+000	-65,17
1701,0	225,00	848,14	0,000	0,000	178,30	9,81E+000	-62,20
1890,0	225,00	856,71	0,000	0,000	178,33	9,81E+000	-62,19
2079,0	225,00	848,14	0,000	0,000	178,30	9,81E+000	-62,20
2268,0	225,00	822,44	0,000	0,000	172,69	9,79E+000	-65,17
2457,0	225,00	779,61	0,000	0,000	160,55	9,54E+000	-77,19
2646,0	225,00	719,64	0,000	0,000	145,09	9,13E+000	-101,84
2835,0	225,00	642,53	0,000	0,000	131,87	8,45E+000	-142,89
3024,0	225,00	548,29	0,000	0,000	121,56	7,61E+000	-201,45
3213,0	225,00	436,92	0,000	0,000	111,55	6,87E+000	-278,56
3402,0	225,00	308,42	0,000	0,000	104,91	6,07E+000	-379,56
3591,0	225,00	162,77	0,000	0,000	98,29	5,42E+000	-506,54
3780,0	225,00	0,00	0,000	0,000	91,47	4,92E+000	-655,58

Onde:

d - altura útil da seção transversal

Msd - momento fletor solicitante de cálculo

As,cal - armadura longitudinal calculada

xln - posição da linha neutra

1/r - curvatura

Mrd - momento fletor resistente de cálculo

- Armadura calculada ( $A_{st_{cal}}$ ): 0 cm<sup>2</sup>

- Armadura adotada ( $A_{st_{adot}}$ ): cm<sup>2</sup> - 11  $\phi$  10mm

- Armadura transversal (cisalhamento):

Seção (cm)	bw_min (cm)	bw_med (cm)	d (cm)	Vsd (tf)	Vpd (tf)	Vrd2 (tf)	Vc (tf)	Asw_cal (cm <sup>2</sup> /m)	Asw_min (cm <sup>2</sup> /m)	Asw_nec (cm <sup>2</sup> /m)	k (fadiga)
0	19,8	39,2	225	215,20	-58,16	287,96	64,25	10,539	5,507	17,907	1,699
189	19,8	39,2	225	196,00	-51,03	287,96	64,25	9,168	5,507	15,791	1,722
378	19,8	39,2	225	177,04	-43,91	287,96	64,25	7,823	5,507	13,348	1,706
567	19,8	39,2	225	158,31	-36,81	287,96	64,25	6,502	5,507	10,944	1,683
756	19,8	39,2	225	139,81	-29,63	287,96	64,25	5,217	5,507	8,627	1,654
945	19,8	39,2	225	121,54	-22,37	287,96	64,25	3,967	5,507	6,403	1,614
1134	19,8	39,2	225	103,51	-15,00	287,96	64,25	2,756	5,507	5,507	1,556
1323	19,8	39,2	225	85,71	-7,49	287,96	64,25	1,587	5,507	5,507	1,448
1512	19,8	39,2	225	68,15	-1,96	287,96	64,25	0,220	5,507	5,507	0,000
1701	19,8	39,2	225	50,82	0,00	287,96	64,25	0,000	5,507	5,507	0,000
1890	19,8	39,2	225	34,56	0,00	287,96	64,25	0,000	5,507	5,507	0,000
2079	19,8	39,2	225	-50,82	0,00	287,96	64,25	0,000	5,507	5,507	0,000
2268	19,8	39,2	225	-68,15	1,96	287,96	64,25	0,220	5,507	5,507	0,000
2457	19,8	39,2	225	-85,71	7,49	287,96	64,25	1,587	5,507	5,507	1,448
2646	19,8	39,2	225	-103,51	15,00	287,96	64,25	2,756	5,507	5,507	1,556
2835	19,8	39,2	225	-121,54	22,37	287,96	64,25	3,967	5,507	6,403	1,614
3024	19,8	39,2	225	-139,81	29,63	287,96	64,25	5,217	5,507	8,627	1,654
3213	19,8	39,2	225	-158,31	36,81	287,96	64,25	6,502	5,507	10,944	1,683
3402	19,8	39,2	225	-177,04	43,91	287,96	64,25	7,823	5,507	13,348	1,706
3591	19,8	39,2	225	-196,00	51,03	287,96	64,25	9,168	5,507	15,791	1,722
3780	19,8	39,2	225	-215,20	58,16	287,96	64,25	10,539	5,507	17,907	1,699

Onde:

bw\_min - menor largura da seção transversal. No caso de elementos estruturais protendidos a largura resistente a considerar deve ser  $(bw - 1/2\sum\phi)$ .

bw\_med - largura média da seção transversal

d - altura útil da seção transversal

Vsd - esforço cortante solicitante de cálculo

Vpd - componente tangencial da força de protensão

Vrd2 - força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

Vc - força cortante absorvida por mecanismos complementares

Asw\_cal - armadura transversal calculada

Asw\_min - armadura transversal mínima

Asw\_nec - armadura transversal necessária

k - fator de correção para o efeito de fadiga

- Armadura transversal (protensão):

### Armadura de introdução da força de protensão (Pós-Tração):

#### Armadura de fendilhamento:

$$Asw1 = 0,3 \cdot (1 - a0 / a1) \cdot P0 / fyd$$

Sendo:

$a0 = 24$  cm, é a altura da placa de ancoragem;

$fyd = 434,78$  MPa, é a tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal;

Para  $x = 0$  cm e  $y = 35$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 0$  cm e  $y = 70$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 0$  cm e  $y = 105$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 0$  cm e  $y = 140$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 0$  cm e  $y = 175$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 3780$  cm e  $y = 35$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 3780$  cm e  $y = 70$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 3780$  cm e  $y = 105$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 3780$  cm e  $y = 140$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

Para  $x = 3780$  cm e  $y = 175$  cm:  $P0 = 183,48$  tf;  $a1 = 35$  cm;  $Asw1 = 3,979$  cm<sup>2</sup> (17,044 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 23,3 cm);

#### Equilíbrio da força de protensão:

$$Asw2 = \gamma_{fp2} \cdot 2 \cdot M / h \cdot fyd$$

$\gamma_{fp2} = 1,1$ , é um fator de ponderação adicional da força de protensão;

Lado esquerdo:  $M_{min} = -120,09$  tf.m;  $h = 210$  cm;  $Asw2 = 28,937$  cm<sup>2</sup> (27,559 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 105 cm);

Lado direito:  $M_{min} = -120,09$  tf.m;  $h = 210$  cm;  $Asw2 = 28,937$  cm<sup>2</sup> (27,559 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 105 cm);

#### Cisalhamento longitudinal:

$$Asw3 = Vp / fyd$$

Lado esquerdo:  $Vp,max = 273,01$  tf;  $Asw3 = 62,792$  cm<sup>2</sup> (29,901 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 210 cm);

Lado direito:  $Vp,max = 273,01$  tf;  $Asw3 = 62,792$  cm<sup>2</sup> (29,901 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 210 cm);

Obs.: Os valores da força de protensão foram ponderadas por  $\gamma_{fp} = 1,1$ .

- Armadura transversal (interface):

#### Verificação da tensão de aderência para elementos compostos:

$$\tau_{sd} = 0,25 \text{ MPa} < 0,25 \cdot f_{od} = 7,14 \text{ MPa (Ok!)}$$

$$\tau_{sd} = 0,25 \text{ MPa} \leq \beta_s \cdot f_{yd} \cdot A_{sw,int} / (b \cdot s) + \beta_c \cdot f_{ctd} = 0,53 \text{ MPa}$$

Com:

$\tau_{sd} = F_{md} / (a_v \cdot b)$ , é a tensão de aderência de cálculo na interface

$F_{md} = 938,41$  tf, é o valor médio força de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento  $a_v$

$a_v = 3780$  cm, é a distância entre os pontos de momento nulo e máximo

$b = 100$  cm, é a largura da interface

$f_{od} = 28,57$  MPa, resistência de cálculo à compressão do concreto de menor resistência no contato

$f_{ctd} = 1,76$  MPa, resistência de cálculo à tração do concreto de menor resistência no contato

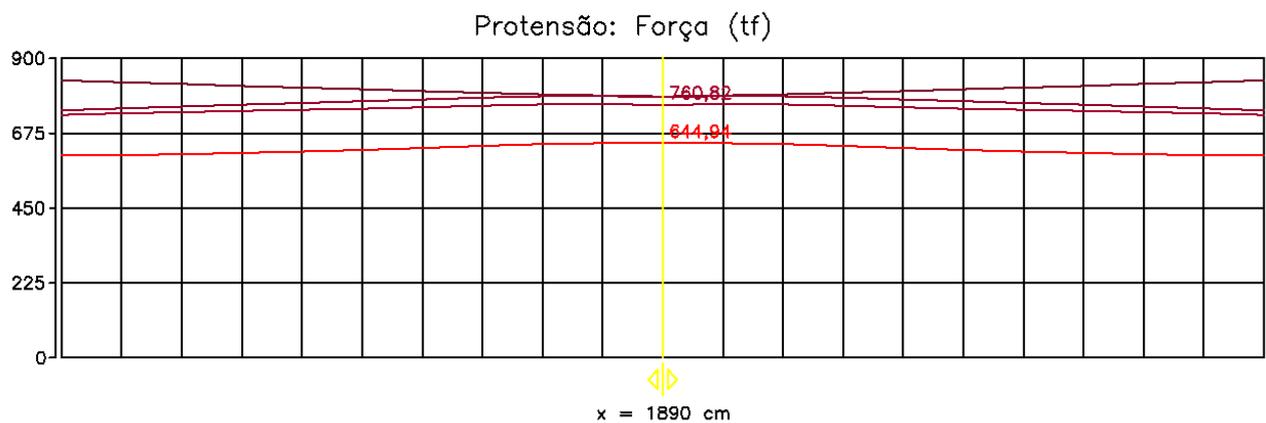
$fyd = 434,78$  MPa, é a tensão de escoamento de cálculo da armadura que atravessa perpendicularmente a interface

$A_{sw,int} / s = 0,20000$  cm<sup>2</sup> / cm, é área da armadura por unidade de comprimento que atravessa perpendicularmente a interface

$\beta_s = 0,000$ , é o coeficiente de minoração aplicado à armadura

$\beta_c = 0,300$ , é o coeficiente de minoração aplicado ao concreto

- Cálculo da ancoragem da viga



- Força de protensão total ( $R_t$ ): 760 tf;
- Força de protensão em cada cabo ( $R_{t1}$ ): 152 tf;
- Força total de protensão sem as perdas, por cabo ( $R_{td}$ ): 184 tf;

#### Fendilhamento dos blocos de ancoragem

- Força de fendilhamento na largura da viga ( $R_{t1}$ ): 38,22 tf
- Armadura calculada ( $A_{st_{cal}}$ ): 8,79 cm<sup>2</sup>
- Armadura adotada ( $A_{st_{dot}}$ ): 16,0 cm<sup>2</sup> - 4 barras  $\phi$  16mm, com 2 ramos (comprimento de 35 cm)

- Cálculo do içamento da viga

Segue na imagem abaixo a posição dos furos para içamento das longarinas com hastes metálicas

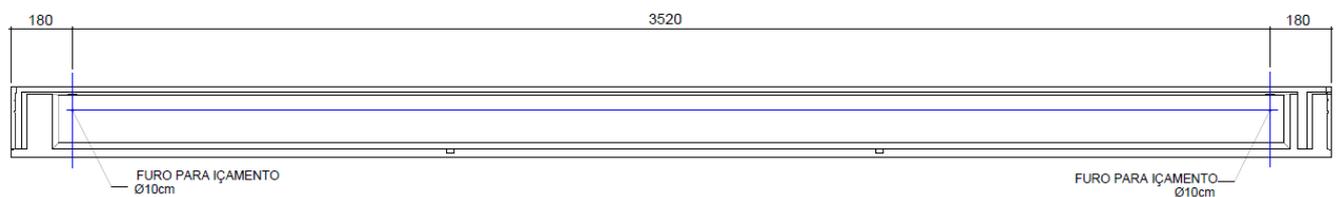


FIGURA 88 – POSIÇÃO DOS FUROS PARA IÇAMENTO - LONGARINA

Segundo a NBR 9062:2017, as solicitações devem ser majoradas segundo os coeficientes  $\gamma_f$  e  $\beta_a$ , tendo o segundo a função de simular as ações dinâmicas que ocorrem durante movimentações. Para o caso de içamento e transporte, são considerados os valores abaixo:

- $\gamma_f = 1,30$  /  $\beta_a = 1,30$



FIGURA 89 – MODELO DE CÁLCULO



FIGURA 90 – REAÇÕES DE APOIO LONGARINA

#### Cálculo da armadura do pino de içamento

- Reação no pino: 67,54 tf
- Armadura para içamento ( $A_{s_{cal}}$ ): 7,76 cm<sup>2</sup>/m
- Armadura adotada ( $A_{s_{sw}}$ ): 9,82 cm<sup>2</sup>/m - 2 barras  $\phi$  25mm

#### Verificação do esmagamento no concreto no contato com o pino

- Área de contato ( $A_{s_{cont}}$ ): 10 x 23 = 230 cm<sup>2</sup>
- Reação no pino: 67,54 tf
- Tensão limite:  $f_{ck} / 1,4 = 4,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,4 = 2,86 \text{ kN/cm}^2$
- Tensão atuante:  $662 \text{ kN} / 230 \text{ cm}^2 = 2,88 \text{ kN/cm}^2$

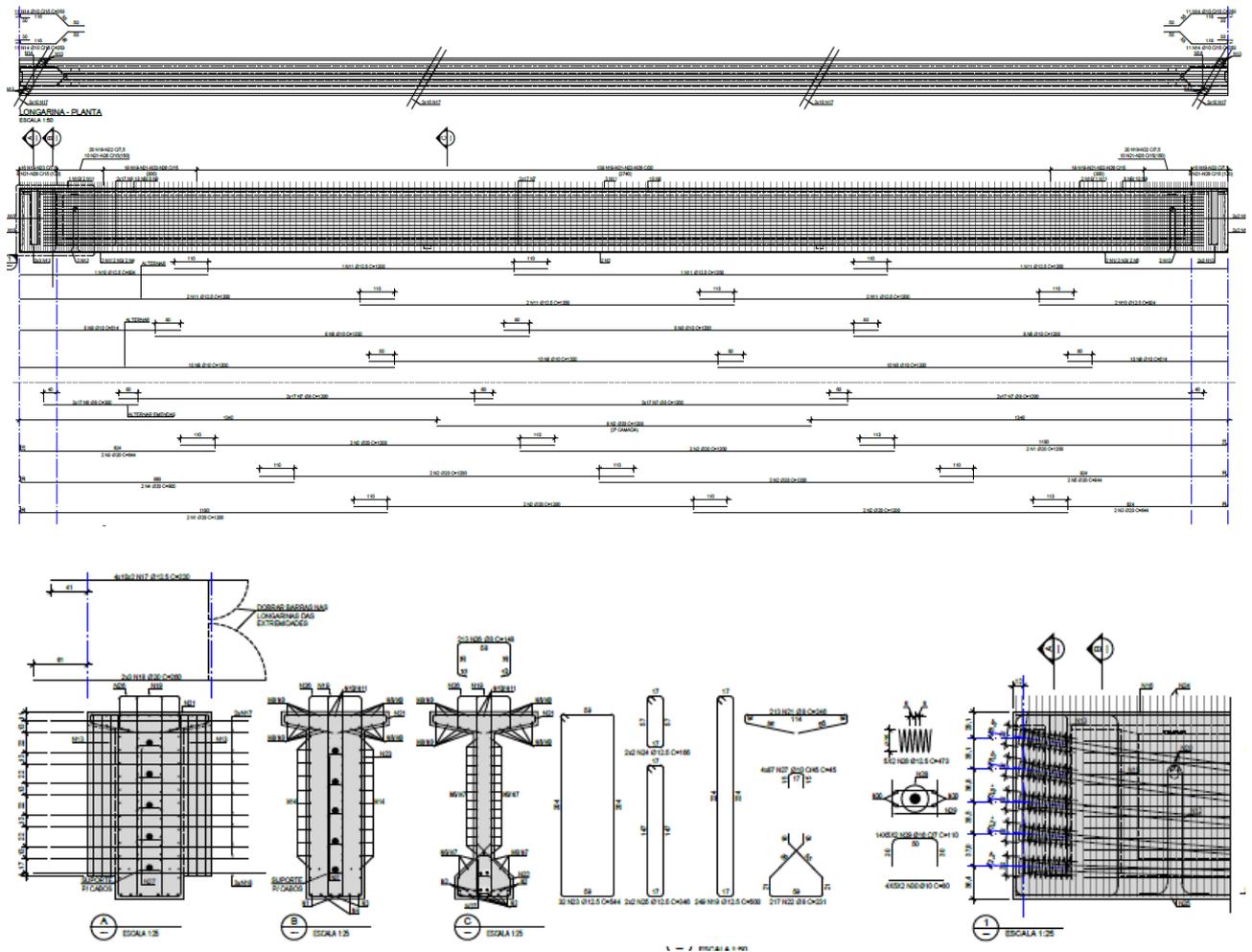


FIGURA 91 – ARMADURA LONGARINAS

### 8.3.4. Transversina

- Modelo de cálculo

Para o dimensionamento da transversina, foi elaborado um modelo de cálculo considerando as posições do macaqueamento como apoios da viga, e na posição das longarinas foram aplicadas as cargas atuantes.



FIGURA 92 – MODELO DE CÁLCULO – TRANSVERSINA

Seguem nas imagens abaixo os carregamentos aplicados na transversina.



FIGURA 93 – CARGA PERMANENTE – GUARDA-RODAS (tf)



FIGURA 94 – CARGA PERMANENTE – PAVIMENTO RÍGIDO (tf)



FIGURA 95 – CARGA PERMANENTE – LONGARINAS E LAJE DO TABULEIRO (tf)



FIGURA 96 – SOBRECARGA (tf)

Abaixo seguem os resultados dos esforços e a reação de apoio nos macacos.

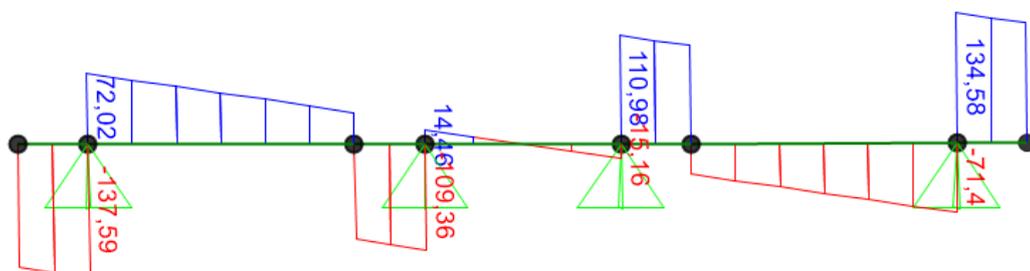


FIGURA 97 – CORTANTE V22

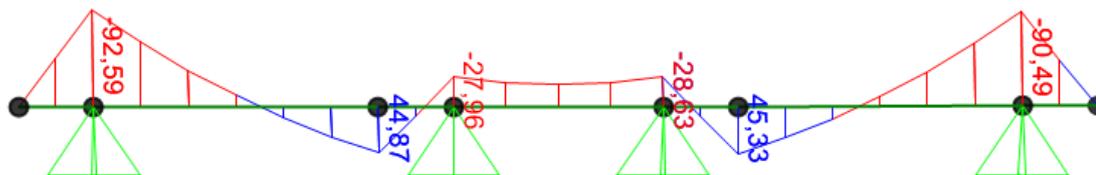


FIGURA 98 – MOMENTO M33



FIGURA 99 – REAÇÃO DE APOIO NOS MACACOS

- Armaduras longitudinais:

Armadura positiva				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
44.452	210	205	29	C30
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	4,99	9,14
27,4	CA-50	0,023		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
3 x 20mm	9,42

- Armadura calculada ( $A_{S_{cal}} = 4,99 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{S_{min}} = 9,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{S_{nec}} = 9,42 \text{ cm}^2/\text{m} - 3 \phi 20\text{mm}$ );

Armadura negativa				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
90.801	210	205	29	C30
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	10,19	9,14
13,42	CA-50	0,023		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
3 x 20mm	9,42
2 x 12,5mm	2,50
<b>TOTAL</b>	<b>11,92</b>

- Armadura calculada ( $A_{s,cal}$ ) = 10,19 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura mínima ( $A_{s,min}$ ) = 9,14 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura adotada ( $A_{s,nec}$ ) = 11,92 cm<sup>2</sup>/m - 3  $\phi$  20mm e 2  $\phi$  12,5mm;

- Armaduras transversais:

Dados de Entrada	
Vsd (kN)	1349
h (cm)	210
d (cm)	205
bw (cm)	29
fck (MPa)	30
$\gamma_C$	1,4
As,ef	9,42
f <sub>ywk</sub> (MPa)	500
Aço	CA-50
N <sub>Sd</sub> (kN)	0

Resistencia do Concreto ao Cisalhamento	
Pré-Cálculo	
$\sigma_{cp}$ (kN/cm)	0,000
$\tau_{Rd}$ (kN/cm)	0,036
k	-0,45
As1 (cm <sup>2</sup> /m)	9,42
$\rho_1$	0,0016
Resultado	
<b>VRd1 (kN)</b>	<b>-122,37</b>

<0,02

**NÃO OK!**

Verificação Compressão Diagonal no concreto	
Pré-Cálculo	
$\alpha_{v2}$	0,88
Resultado	
<b>VRd2 (kN)</b>	<b>3.027</b>

**OK!**

Armadura Transversal	
Pré-Cálculo	
s (cm)	15
fctd (kN)	0,145
Vc (kN)	516,59
f <sub>ywd</sub> (kN)	43,5
Resultado	
<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1,56</b>

Armadura Mínima	
Pré-Cálculo	
s (cm)	15
fctm (kN)	0,29
Resultado	
<b>Asw<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0,50</b>
Armadura	As (cm <sup>2</sup> )
2 x 1,0mm	1,60

- Armadura calculada ( $A_{sw,cal}$ ) = 1,56 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{sw,min}$ ) = 0,50 cm<sup>2</sup>/m.
- Armadura adotada ( $A_{sw}$ ) = 1,60 cm<sup>2</sup>/m – 2 Ramos  $\phi$  10mm c/ 15cm

### 8.3.5. Aparelho de apoio

Os aparelhos em Neoprene fretado foram verificados de acordo com os padrões de referência da norma internacional BS EN 1337-3, para cálculo de aparelhos de apoio em função das forças atuantes no sentido vertical, horizontal e transversal na seção do aparelho e de sua rotação em decorrência da deformação provocada pelo movimento das longarinas em seu topo.

#### Aparelho de Apoio Retangular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	6.70	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	2.24	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	2.68	$\geq 0$	OK
Estabilidade a flambagem	15.06	$\leq 32.6$	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

#### Variáveis de entrada

$$F_{zk} = 1486.00 \text{ kN}$$

$$F_{zd} = 2080.00 \text{ kN}$$

$$F_{xd} = 25.00 \text{ kN}$$

$$v_{xd} = 7.59 \text{ mm}$$

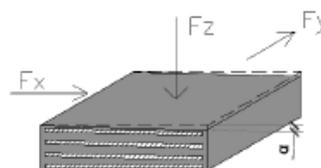
$$\alpha_{a,d} = 0.00955 \text{ rad}$$

$$F_{zd,min} = 1090.00 \text{ kN}$$

$$F_{yd} = 20.00 \text{ kN}$$

$$v_{yd} = 6.07 \text{ mm}$$

$$\alpha_{b,d} = 0.0 \text{ rad}$$



#### Aparelho de apoio escolhido

$$a = 300.0 \text{ mm}$$

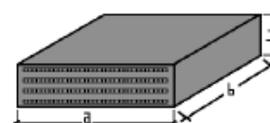
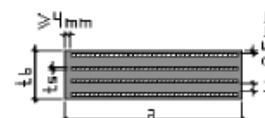
$$b = 500.0 \text{ mm}$$

$$n = 3.0 \text{ camadas}$$

$$t_s = 4.0 \text{ mm}$$

$$t_i = 12.0 \text{ mm}$$

$$t_b = 57.0 \text{ mm}$$



#### Configurações

$$*K_f = 0.6$$

$$G = 0.9 \text{ MPa}$$

$$E_b = 2000.0 \text{ MPa}$$

$$f_y = 210.0 \text{ MPa}$$

$$ch = 4.0 \text{ mm}$$

$$cv = 2.5 \text{ mm}$$

$$**K_h = 1.0$$

\*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto  $K_f = 0,6$  e, para quaisquer outros materiais  $K_f = 0,2$ .

\*\*Para aparelhos de apoio com presença de furos  $K_h = 2,0$ , caso contrário,  $K_f = 1,0$ .

#### Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (3.29 + 0.24 + 0.94) \leq 7 = 6.70 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.24 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

#### Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 2.24 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

#### Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0 = 2.68 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

#### Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 15.06 \leq 32.63 \rightarrow \text{OK}$$

#### Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$$\sigma_{cd,mtn} = \frac{F_{z,d \min}}{A_r} \geq 3 = 7.89 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d \min} \leq 0 = -201323.71 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

## 8.4. ESTRUTURAS COMPLEMENTARES

### 8.4.1. Guarda-Rodas

Conforme a norma NBR 7188 (ABNT, 2013), o dispositivo de contenção (guarda-rodas) deve ser dimensionado para uma força horizontal perpendicular à direção do tráfego, no valor de 100 kN. Esta força deve ser aplicada concomitantemente à uma força vertical de 100 kN sobre a estrutura, conforme apresentado no item 5.1.3.

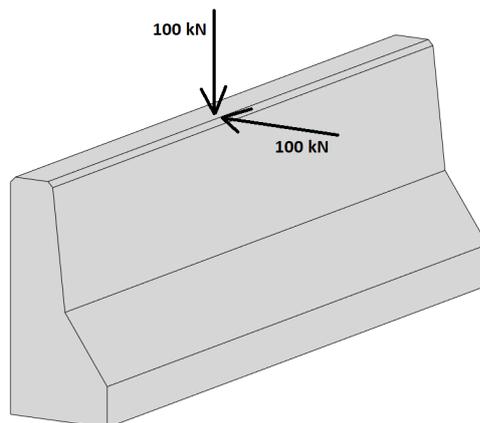


FIGURA 100 – CARGAS DE IMPACTO NO GUARDA-RODAS

De acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013), para colisões ao nível do tabuleiro, a ação das forças de impacto sobre a barreira, são aplicadas em um comprimento de 50 cm, no topo do elemento, admitindo-se uma distribuição espacial a 45 graus, com mostra a imagem abaixo.

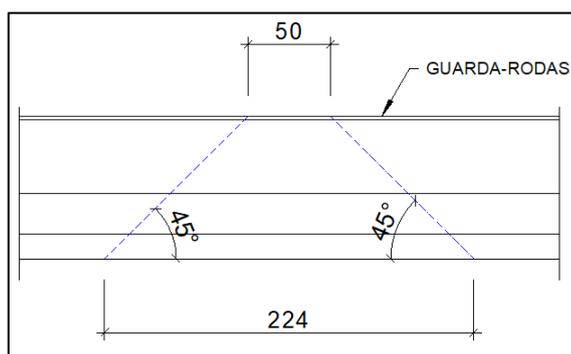


FIGURA 101 – DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DE IMPACTO NO GUARDA-RODAS

Para a obtenção dos esforços atuantes, foi gerado um modelo de cálculo do guarda-rodas, com as cargas aplicadas na extremidade da barra, como mostra a imagem abaixo.



FIGURA 102 – CARGAS DE IMPACTO NO GUARDA-RODAS (kN) – MODELO DE CÁLCULO

A carga de impacto no guarda-rodas, conforme a NBR 7188 (ABNT, 2013), é considerada uma combinação excepcional, com fatores de majoração de 1,15 para peso próprios de elementos moldados no local e 1,0 para ações variáveis em geral.

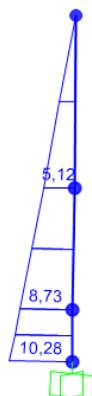


FIGURA 103 – MOMENTO FLETOR (tf.m) – MODELO DE CÁLCULO

Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
10.080	40	35	224	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	6,62	13,44
27,2	CA-50	0,023		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
15 barras 12,5mm	18,75

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 8,72 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 13,44 cm<sup>2</sup>.
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ) = 18,75 cm<sup>2</sup> –  $\phi$  12,5mm c/ 15cm

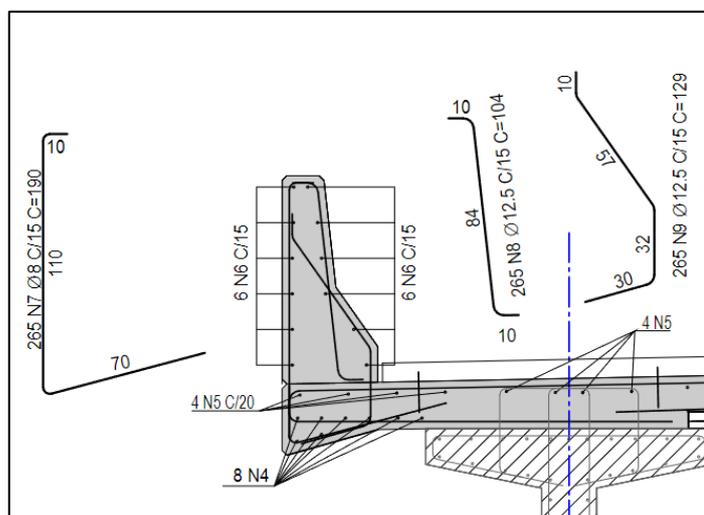


FIGURA 104 – ARMADURA GUARDA-RODAS

### 8.4.2. Laje de transição

Para a laje de transição da Ponte do Rio Bonito, foi adotada uma espessura de 0,28m e a menor da dimensão da laje com 4,15m. A geometria da laje acompanha a escorridade da ponte, conforme mostra os desenhos abaixo.

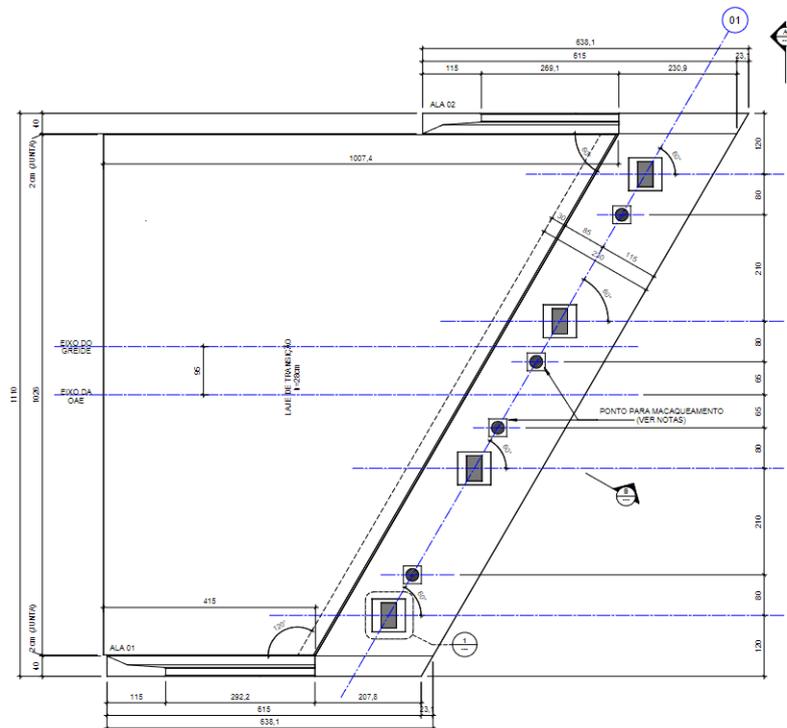


FIGURA 105 – FORMA LAJE DE TRANSIÇÃO – ENCONTRO 01

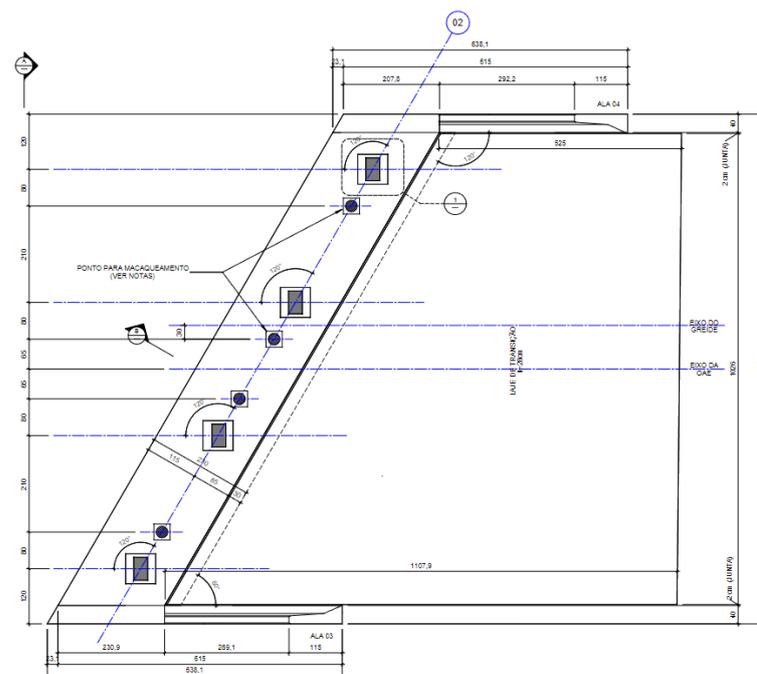


FIGURA 106 – FORMA LAJE DE TRANSIÇÃO – ENCONTRO 02

Em função do revestimento da ponte ser em pavimento rígido, a laje de transição é semelhante a uma placa de pavimento rígido. Para o seu dimensionamento, foi elaborado um modelo de cálculo, considerando um elemento de área para simular a laje sobre uma base elástica. A rigidez da base elástica foi calculada conforme as recomendações do IBTS, gráfico abaixo.

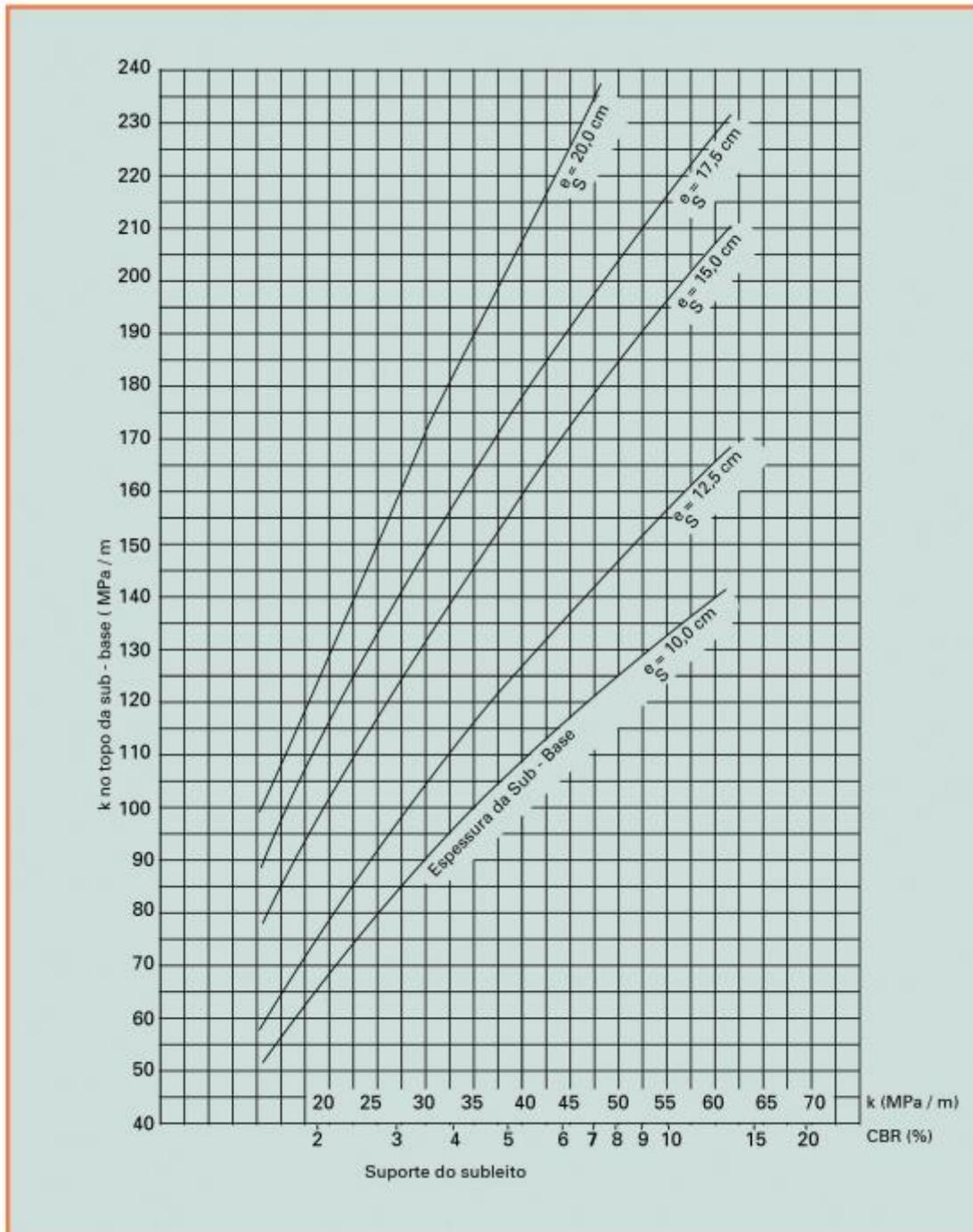


Figura 2.8: Aumento de k devido à presença de sub-base de solo-cimento

FIGURA 107 – VALOR DE K PARA SUB-BASE DE SOLO CIMENTO – MANUAL IBTS

Foi considerado uma sub-base com CBR igual a 5% e uma espessura de 10,0cm, sendo o valor de k igual a 100 MPa/m.

Abaixo segue as imagens do modelo de cálculo, geometria e carregamentos.

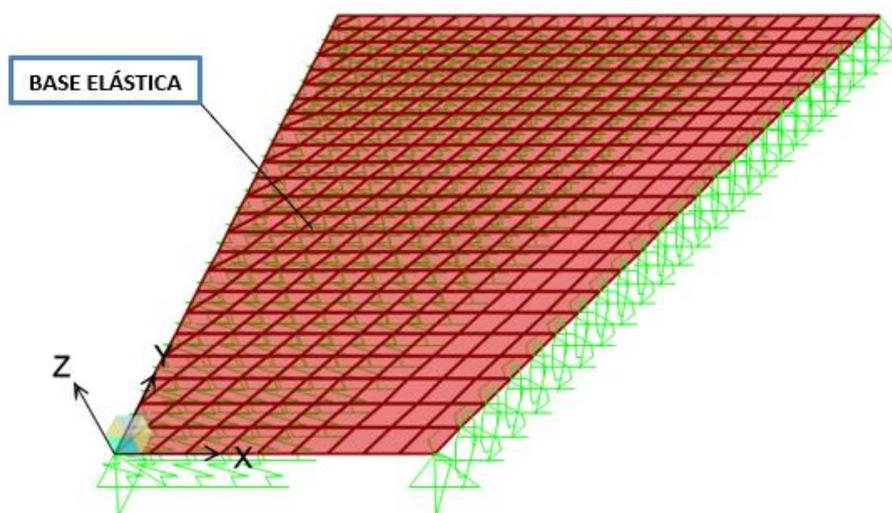


FIGURA 108 – MODELO DE CÁLCULO – LAJE DE TRANSIÇÃO

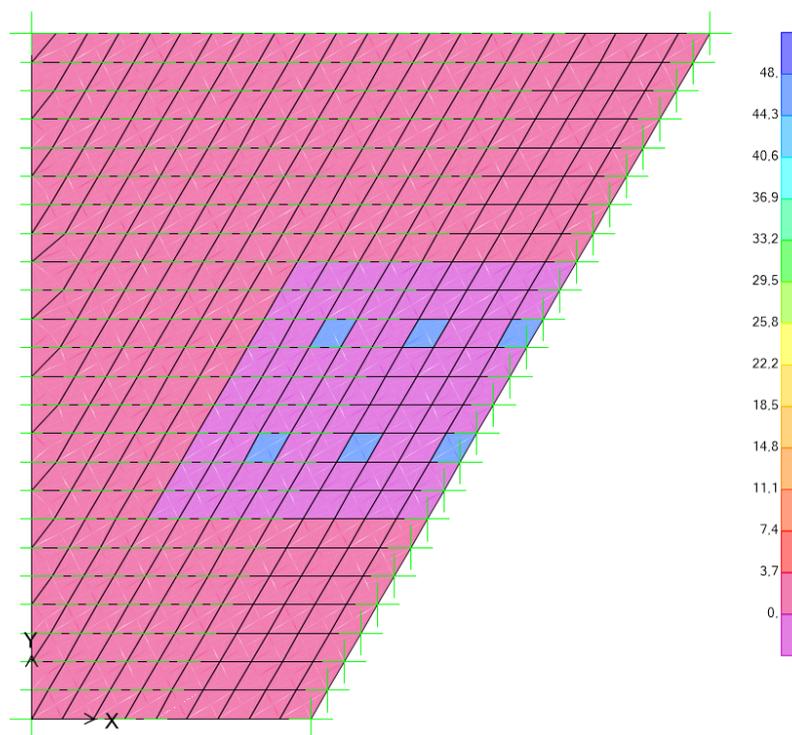


FIGURA 109 – SOBRECARGA - TREM-TIPO POSIÇÃO 1 (tf.m/m)

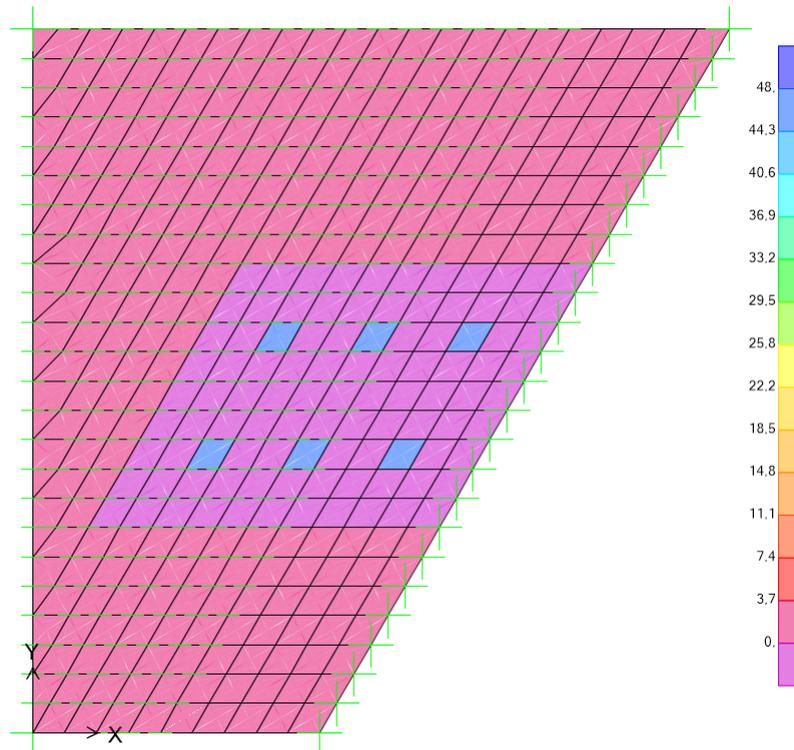


FIGURA 110 – SOBRECARGA - TREM-TIPO POSIÇÃO 2 (tf.m/m)

Seguem abaixo os esforços encontrados para a laje de transição.

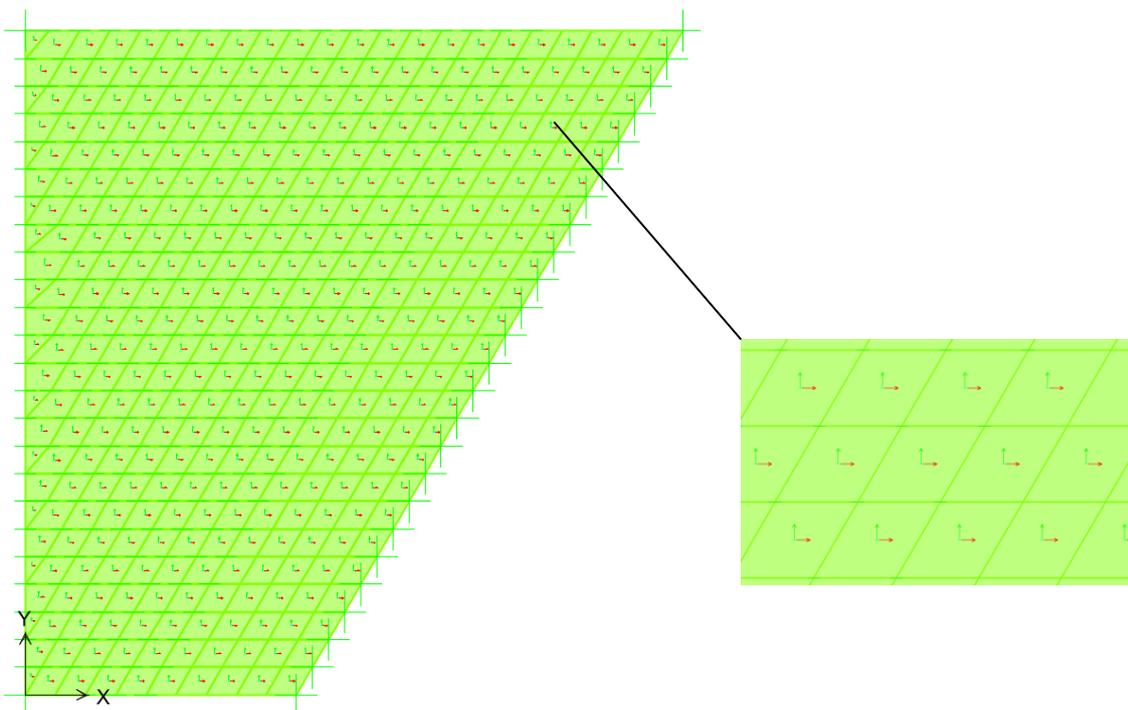


FIGURA 111 – EIXOS LOCAIS DO MODELO DE CÁLCULO

**Legenda:** Eixo 1: vermelho / Eixo 2: verde / Eixo 3: ciano

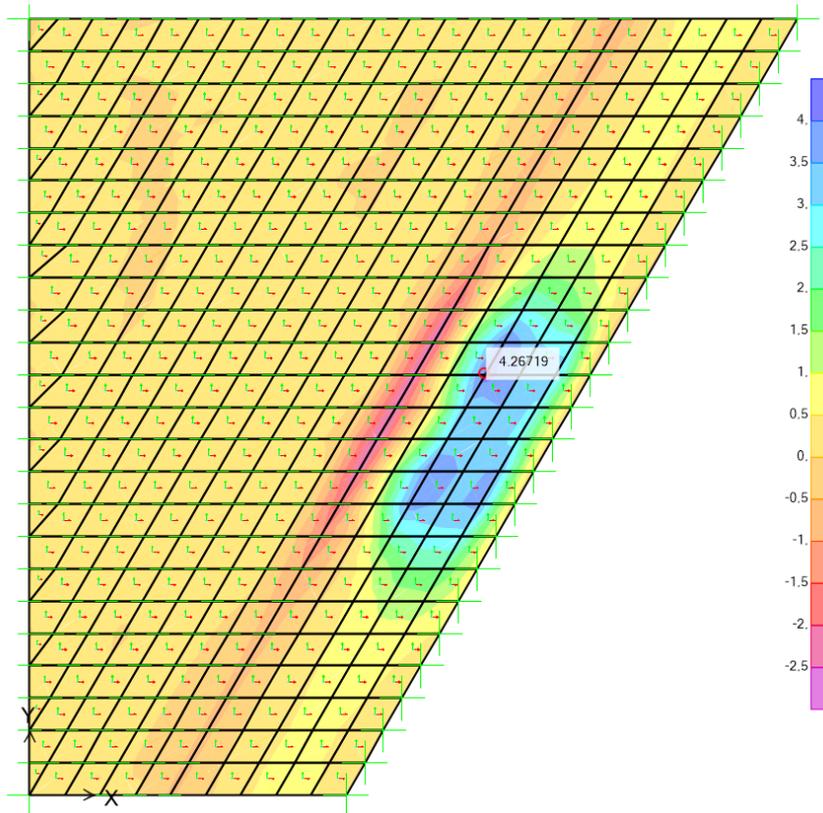


FIGURA 112 – MOMENTO M11 (tf.m)

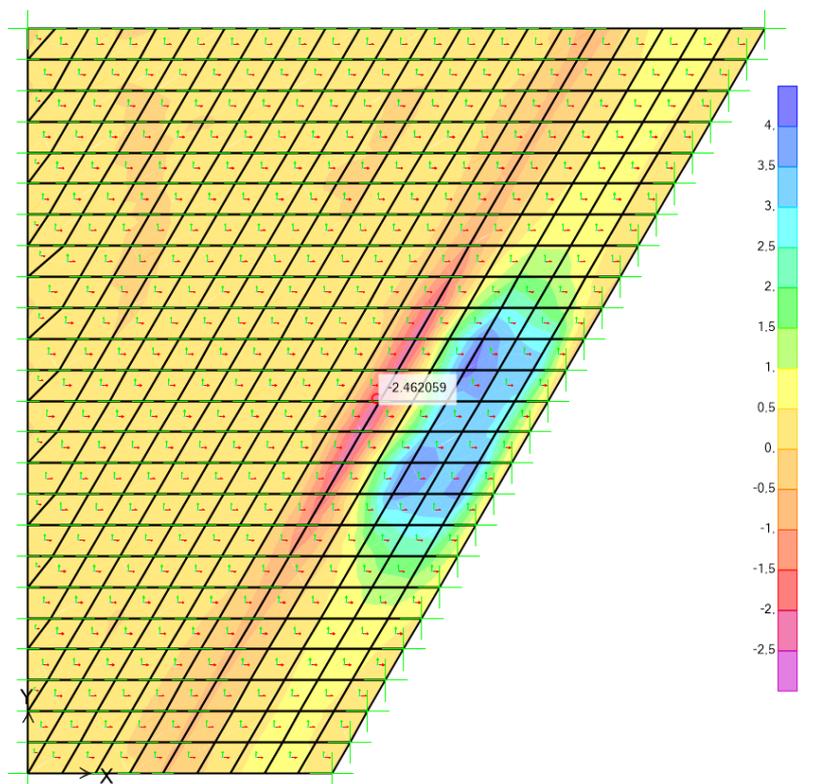


FIGURA 113 – MOMENTO M11 (tf.m)

Armadura positiva				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
6.000	28	23	100	C40
Coeficientes			Armadura	Armadura
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	calculada (cm <sup>2</sup> )	mínima (cm <sup>2</sup> )
8,8	CA-50	0,023	6,00	4,20
		<b>ARM. SEC.</b>	1,20	2,1
			<b>As<sub>adot.</sub></b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
		PRINCIPAL	10mm c/15	8,33
		SECUND.	6,3mm c/15	2,10

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 6,00 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 4,20 cm<sup>2</sup>.
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ) = 8,33 cm<sup>2</sup> –  $\phi$  12mm c/ 15cm

Armadura negativa				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
4.500	28	23	100	C40
Coeficientes			Armadura	Armadura
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	calculada (cm <sup>2</sup> )	mínima (cm <sup>2</sup> )
11,76	CA-50	0,023	4,50	4,20
		<b>ARM. SEC.</b>	0,90	2,1
			<b>As<sub>adot.</sub></b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
		PRINCIPAL	10mm c/15	5,33
		SECUND.	6,3mm c/15	2,10

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 4,50 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 4,20 cm<sup>2</sup>.
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ) = 5,33 cm<sup>2</sup> –  $\phi$  10mm c/ 15cm

#### 8.4.3. Cortina

Segue abaixo o dimensionamento da cortina de contenção localizada nos encontros. Para a obtenção dos esforços atuantes, foi gerado um modelo de cálculo da cortina, com as cargas de empuxo do solo, sobrecarga e peso da laje de transição aplicadas na barra, como mostram as imagens abaixo.

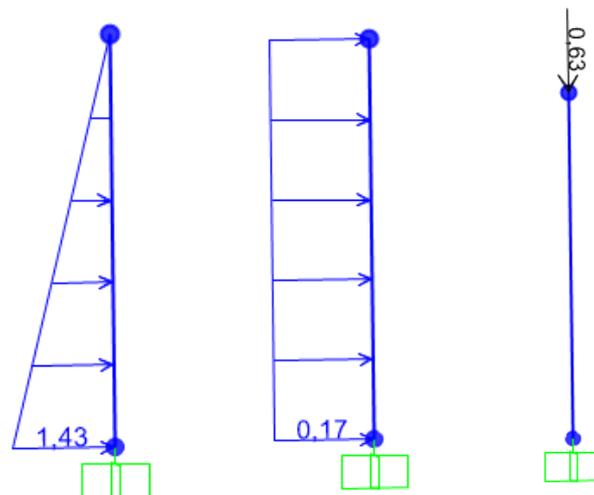


FIGURA 114 – CARREGAMENTOS – EMPUXO SOLO, SOBRECARGA E PESO LAJE DE TRANSIÇÃO (tf/m)

Com os dados acima foi possível obter os esforços que possibilitam a verificação da estrutura como uma seção de “viga”.

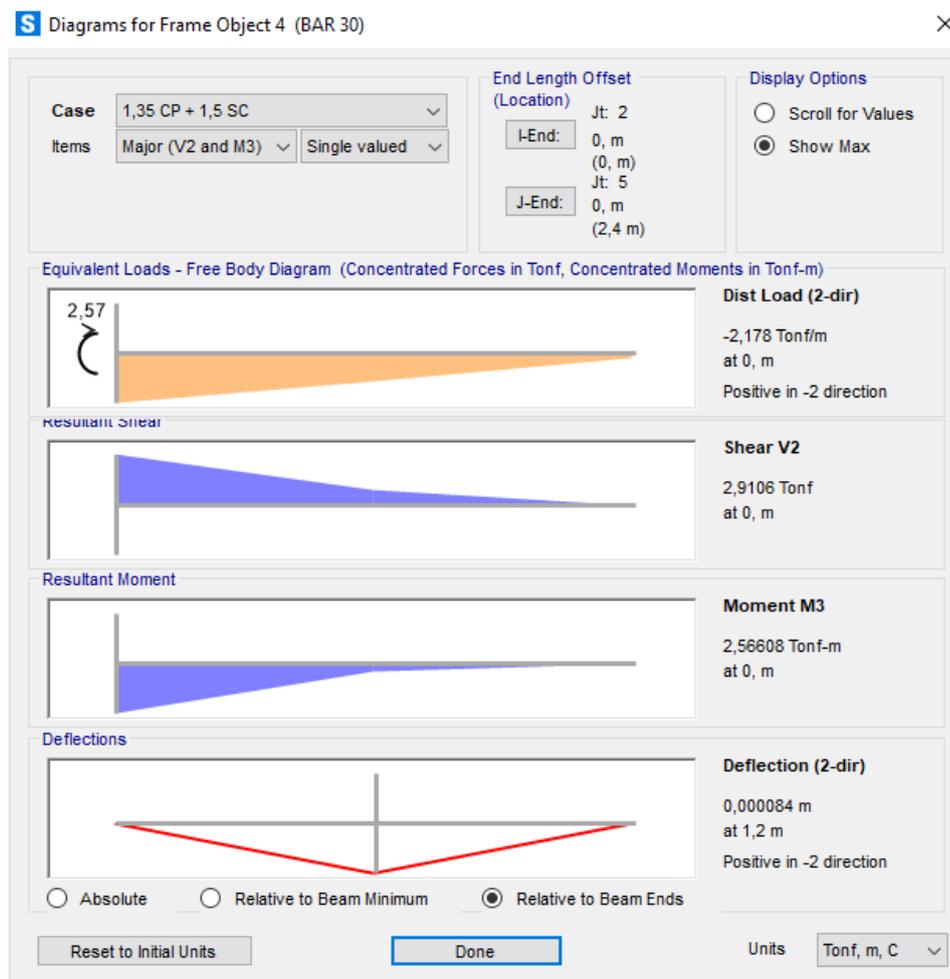


FIGURA 115 – ESFORÇOS – MOMENTO FLETOR E CORTANTE (tf/m)

Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
2.570	30	25	100	C30
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	2,36	4,50
24,3	CA-50	0,023		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
12,5mm c/15	8,33

- Armadura calculada ( $A_{S_{cal}} = 2,36 \text{ cm}^2$ );
- Armadura mínima ( $A_{S_{min}} = 4,50 \text{ cm}^2$ ).
- Armadura adotada ( $A_{S_{adot}} = 8,33 \text{ cm}^2 - \phi 12,5\text{mm c/ 15cm}$ )

## 8.5. JUNTAS DE DILATAÇÃO

Para a avaliação da junta de dilatação, foram consideradas combinadas as seguintes cargas: permanentes, temperatura, frenagem e trem-tipo. A figura abaixo mostra o resultado do deslocamento da estrutura.

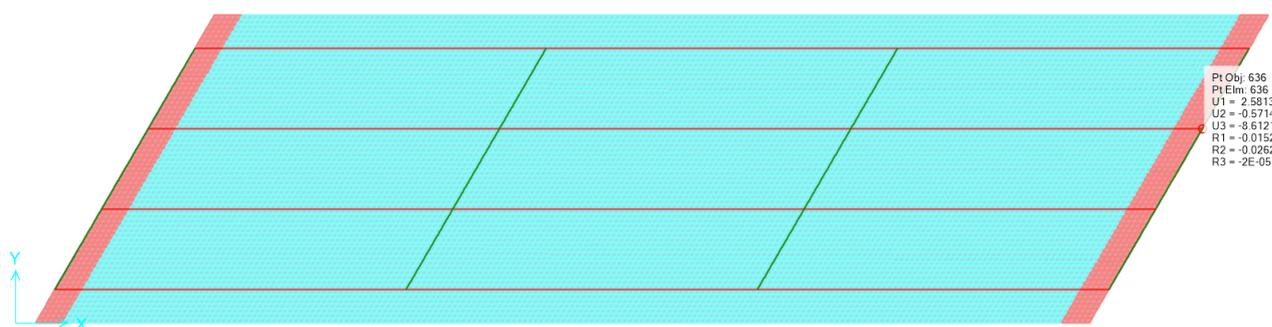


FIGURA 116 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL DA ESTRUTURA (mm)

- Combinação: Carga permanente + sobrecarga + temperatura;
- Deslocamento: 2,6 mm
- Junta de dilatação adotada: JJ5070VV, ou similar (catálogo abaixo)

SELANTE		DIMENSÕES – PONTO NEUTRO		MOVIMENTAÇÕES		
CÓDIGO	LARGURA	PROFUNDIDADE	LARGURA	COMPRESSÃO (-)	RAÇÃO (+)	RECALQUE/CISALHAMENTO (-)/(+)
JJ2030VV	20	40	20	10	10	12
JJ2540VV	25	50	25	10	15	15
JJ3550VV	35	60	35	15	20	21
JJ4060VV	40	70	40	20	20	30
JJ5070VV	50	80	50	25	25	30
JJ6080VV	60	90	60	30	30	36
JJ8097VV	80	120	80	40	40	48
JJ99120VV	100	140	100	50	50	60
JJ120120VV	120	140	120	60	60	72
JJ150190VV	150	210	150	75	75	90

FIGURA 117 – CATÁLOGO JUNTAS JEENE

## 9. CONCLUSÃO

Conforme os dados apresentados neste documento, conclui-se que a estrutura proposta para a Ponte sobre o Rio Bonito é estável e atende aos critérios de segurança impostos pelas normas citadas.

## 10. TERMO DE ENCERRAMENTO

Este documento, denominado **Memória de Cálculo – Ponte sobre o Rio Bonito**, referente ao contrato de “Elaboração do Projeto Executivo de Engenharia para Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-170/PRC-466, a aproximadamente 1 km do entroncamento com a PR-460 e PR-239, em Pitanga, e finalizando no km 220, no início do perímetro urbano de Turvo, com extensão total estimada de 45,5 km, denominado de Lote 1 - Subtrecho 03”, é composto por 129 páginas, inclusive esta, numeradas sequencialmente a partir do sumário.

Rio de Janeiro, 26 de janeiro de 2024



---

**Consórcio PRODEC - UNIDEC**

Eng.º Márcio Roberto Fernandes

CREA-RJ 18.471/D

Coordenação Geral

## ANEXO 1 - FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA – PONTE EXISTENTE SOBRE O RIO BONITO

## ANEXO 2 - DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA

Colombo, 30 de outubro de 2023.

### DECLARAÇÃO

O Engenheiro Civil Fábio Augusto Wosniak, CREA-PR 65.821/D, responsável técnico pelo projeto de Obras de Artes Especiais, e o Consórcio PRODEC-UNIDEC, aqui representado pelo seu responsável técnico, o Engenheiro Civil Márcio Roberto Fernandes, CREA-RJ 18.471/D, declaram que calcularam e verificaram os quantitativos relativos ao Projeto de Obras de Artes Especiais, parte integrante do Projeto Executivo de Engenharia para Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-170/PRC-466, a aproximadamente 1 km do entroncamento com a PR-460 e PR-239, em Pitanga, e finalizando no km 220, no início do perímetro urbano de Turvo, com extensão total estimada de 45,5 km, denominado de Lote 1, pelos quais assumem total responsabilidade.

- Viaduto: Interseção da PR-170 com a PR-239;
- Viaduto: Interseção da PR-170 com a Avenida Universitária;
- Viaduto: Interseção da PR-170 com a PR-456;
- Passarela de Pedestres – Perímetro Urbano de Pitanga
- Ponte sobre o Rio Carazinho;
- Ponte sobre o Rio Bonito.

Fábio Augusto Wosniak  
Fábio Augusto Wosniak (Nov 6, 2023 14:52 GMT-3)

**Fábio Augusto Wosniak**

Eng. Civil – CREA-PR 65.821/D

Projetista de OAE

Márcio Roberto Fernandes  
Márcio Roberto Fernandes (Nov 6, 2023 14:57 GMT-3)

**Márcio Roberto Fernandes**

Eng. Civil – CREA-RJ 18.471/D

Consórcio PRODEC-UNIDEC

Coordenador Geral