

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Gustavo Albuquerque Senger**

**PROJETO DA SUPERESTRUTURA CONSTITUIDA DE  
LONGARINAS PROTENDIDAS DE UM VIADUTO SOBRE A  
RS-389 NO ENTRONCAMENTO COM A ERS-407 NO  
ACESSO A XANGRI-LÁ:  
MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO**

Porto Alegre  
Outubro de 2019

**GUSTAVO ALBUQUERQUE SENGER**

**PROJETO DA SUPERESTRUTURA CONSTITUIDA DE  
LONGARINAS PROTENDIDAS DE UM VIADUTO SOBRE A  
RS-389 NO ENTRONCAMENTO COM A ERS-407 NO  
ACESSO A XANGRI-LÁ:  
MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO**

Trabalho de Diplomação  
apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola De  
Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte  
dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Roberto Domingo Rios**

Porto Alegre

Outubro de 2019

**GUSTAVO ALBUQUERQUE SENGER**

**PROJETO DA SUPERESTRUTURA CONSTITUIDA DE  
LONGARINAS PROTENDIDAS DE UM VIADUTO SOBRE A  
RS-389 NO ENTRONCAMENTO COM A ERS-407 NO  
ACESSO A XANGRI-LÁ:  
MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2019

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

**Prof. Jorge Luis P. Tamayo (UFRGS)**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, pela saúde e vida sem as quais não seria possível chegar até aqui.

Agradeço muito à minha família, principalmente aos meus pais, por sempre terem me dado todo o apoio, esforço, amor, educação e condições, que foram fatores preponderantes para esta conquista, assim como para eu me tornar a pessoa que sou hoje.

Agradeço à Malu, minha namorada, por me dar muito amor e carinho, por ser minha melhor amiga, por me acompanhar e me acalmar em todos os momentos difíceis, estando sempre do meu lado dizendo que tudo ia dar certo. Te amo.

Agradeço ao meu orientador, Roberto Rios, por toda a experiência e ajuda prestada durante a realização deste trabalho.

Agradeço, também, a todos os professores que tive em toda minha vida, desde a pré-escola, sem os quais não seria possível tal conquista.

Agradeço a todos meus queridos amigos da Ponte do Guaíba, principalmente à Laura, Kléber, Rafael, Thaíze, Zé Maria, Codó, e todos os colaboradores, que, de uma forma ou de outra, me passaram um pouquinho de sua amizade e conhecimento. E que, além disso, me inseriram neste mundo das grandes obras, abrindo um leque de conhecimento e mais paixão ainda pela engenharia. Agradeço por toda a ajuda prestada, também, ao Leandro e à Erika.

Agradeço aos meus amigos e colegas de curso, por toda a amizade e cumplicidade durante esses anos de graduação, por todos os momentos de sofrimento e alegria que passamos juntos, principalmente à Fernanda, ao Mathias, Gabriel e Victor, meus amigos do coração.

Meus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que, de alguma forma, fizeram parte desta jornada.

A grande conquista é o resultado de pequenas  
vitórias que passam despercebidas.

*Paulo Coelho*

## RESUMO

O presente trabalho trata-se do memorial descritivo e de cálculo do projeto de um vão da superestrutura, constituída de longarinas, transversinas e lajes, de um viaduto proposto sobre o entroncamento das rodovias ERS-389 e ERS-407, no município Xangri-Lá, RS. Primeiramente, de posse dos dados obtidos para o volume diário médio de veículos no trecho, estimam-se a classe e dimensões da Obra de Arte Especial. Em seguida, são descritas as características, materiais e hipóteses levadas em consideração no trabalho. São, então, determinadas os carregamentos permanentes e móveis, seguidos de suas respectivas solicitações em cada elemento estrutural. Feitas as combinações para os ELU e ELS aplicáveis, são calculadas força e perdas de protensão nas longarinas, as quais são posteriormente verificadas nas situações mais críticas. São determinadas, em seguida, as armaduras passivas constituintes de cada peça, levando em consideração o efeito de fadiga. De posse de todos os resultados, são detalhados os elementos.

Palavras-chave: Viaduto. Projeto. Concreto Protendido.

## **ABSTRACT**

This work is about the superstructure design and specifications of a proposed viaduct span, consisted of slabs and girders, and located at the junction of ERS-389 and ERS-407 highways, in Xangri-Lá, RS. First, with the obtained data for the average daily amount of vehicles at the junction, the class and dimensions of the viaduct are estimated. Afterwards the characteristics, materials and assumptions considered in this work are described. In the following, the dead and live loads are determined, followed by their respective stresses on each structural element. Once the applicable ULS and SLS combinations are done, the girders prestress forces and losses are estimated, and subsequently the critical sections stresses are verified. Afterwards the rebar reinforcements are determined for each structure elements, considering fatigue effect. Then, the project detalings are made.

Keywords: Viaduct. Concrete design. Prestressed Concrete.

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>12</b>
<b>2. MOTIVAÇÃO</b> .....	<b>12</b>
<b>3. LIMITAÇÕES, PREMISSAS E CONSIDERAÇÕES</b> .....	<b>12</b>
<b>4. DESCRIÇÃO DA OBRA</b> .....	<b>13</b>
4.1. LOCALIZAÇÃO .....	13
4.2. VÃOS PRINCIPAIS .....	13
4.3. SOLUÇÃO EMPREGADA .....	14
4.4. MATERIAIS .....	14
<b>5. GEOMETRIA DA OBRA</b> .....	<b>15</b>
5.1. DEFINIÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL .....	15
5.1.1. VIGAS LONGARINAS .....	16
5.1.2. VIGAS TRANSVERSINAS .....	16
5.1.3. LAJE DO TABULEIRO .....	16
5.1.3.1. PRÉ-LAJE .....	16
5.1.4. PAVIMENTO .....	16
5.1.5. GUARDA-RODAS .....	17
5.2. MODELO DA SEÇÃO TRANSVERSAL .....	17
<b>6. MODELO DE CÁLCULO DA SUPERESTRUTURA</b> .....	<b>20</b>
6.1. VIGAS LONGARINAS .....	20
6.2. VIGAS TRANSVERSINAS .....	20
6.3. LAJE DO TABULEIRO .....	20
<b>7. PROTENSÃO DAS LONGARINAS</b> .....	<b>21</b>
7.1. SISTEMA DE PROTENSÃO .....	21
7.2. DADOS TÉCNICOS DO SISTEMA ADOTADO .....	21
7.2.1. CORDOALHAS .....	21
7.2.2. ANCORAGEM ATIVA .....	21
7.2.3. ANCORAGEM PASSIVA .....	22
<b>8. HIPÓTESES DE CARGA</b> .....	<b>22</b>
8.1. CARGAS PERMANENTES .....	22
8.1.1. LAJE .....	22



8.1.1.1. PRÉ-LAJE .....	22
<b>8.1.2. LONGARINA .....</b>	<b>23</b>
<b>8.1.3. TRANSVERSINAS .....</b>	<b>23</b>
8.1.3.1. DE VÃO .....	23
8.1.3.2. DE EXTREMIDADE .....	23
8.2. CARGAS VARIÁVEIS .....	23
<b>8.2.1. PRÉ-LAJE .....</b>	<b>23</b>
<b>8.2.2. CARGAS MÓVEIS .....</b>	<b>23</b>
<b>9. CARGAS EXCEPCIONAIS .....</b>	<b>24</b>
<b>10. COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....</b>	<b>25</b>
10.1. AÇÕES PERMANENTES .....	25
10.2. AÇÕES VARIÁVEIS .....	25
10.3. AÇÕES EXCEPCIONAIS .....	25
10.4. FATORES DE REDUÇÃO E FADIGA .....	25
<b>11. DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>25</b>
11.1. INFORMAÇÕES DO PROJETO .....	25
11.2. MATERIAIS .....	26
<b>11.2.1. CONCRETO .....</b>	<b>26</b>
<b>11.2.2. AÇO PARA ARMADURA PASSIVA .....</b>	<b>26</b>
<b>11.2.3. AÇO PARA ARMADURA ATIVA .....</b>	<b>27</b>
11.3. SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA .....	27
<b>11.3.1. VÃO .....</b>	<b>27</b>
<b>11.3.2. EXTREMIDADE .....</b>	<b>28</b>
11.4. LAJE DO TABULEIRO .....	28
<b>11.4.1. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS .....</b>	<b>28</b>
<b>11.4.2. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES .....</b>	<b>29</b>
11.4.2.1. CARGAS PERMANENTES .....	29
11.4.2.2. CARGAS VARIÁVEIS .....	29
<b>11.4.3. DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES .....</b>	<b>30</b>
11.4.3.1. CÁLCULO DO PARÂMETRO $t$ DE RÜSCH .....	31
11.4.3.2. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES CENTRAIS .....	32
11.4.3.3. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES EM BALANÇO .....	32
11.4.3.4. MOMENTOS FLETORES NO BALANÇO DA JUNTA DE DILATAÇÃO .....	35
11.4.3.5. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO CORTANTE NA LAJE .....	36

<b>11.4.4. DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES</b> .....	<b>39</b>
11.4.4.1. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS.....	39
11.4.4.2. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS EXCEPCIONAIS.....	39
<b>11.4.5. DETERMINAÇÃO DO GRAU DE ENGASTAMENTO DA LAJE</b> .....	<b>40</b>
11.4.5.1. COMPATIBILIZAÇÃO DE MOMENTOS SEGUNDO O GRAU DE ENGASTAMENTO .....	41
<b>11.4.6. DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DAS LAJES</b> .....	<b>41</b>
<b>11.4.7. VERIFICAÇÃO DA ARMADURA DA LAJE À FADIGA</b> .....	<b>43</b>
11.4.7.1. COMBINAÇÕES PARA FADIGA .....	43
11.4.7.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA .....	44
<b>11.4.8. VERIFICAÇÃO DA LAJE AO ESFORÇO CORTANTE</b> .....	<b>46</b>
<b>11.4.9. VERIFICAÇÃO DAS PRÉ-LAJES</b> .....	<b>46</b>
<b>11.5. VIGA LONGARINA</b> .....	<b>48</b>
<b>11.5.1. LARGURA COLABORANTE</b> .....	<b>48</b>
<b>11.5.2. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS</b> .....	<b>49</b>
<b>11.5.3. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES</b> .....	<b>49</b>
11.5.3.1. CARGAS PERMANENTES.....	49
11.5.3.2. CARGAS VARIÁVEIS .....	50
<b>11.5.4. DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES</b> .....	<b>52</b>
11.5.4.1. PESO PRÓPRIO DA LONGARINA .....	52
11.5.4.2. PESO DA VIGA E LAJE.....	53
11.5.4.3. PESO DA ESTRUTURA FINALIZADA E CARGA MÓVEL .....	55
<b>11.5.5. DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES</b> .....	<b>57</b>
11.5.5.1. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS.....	57
11.5.5.2. COMBINAÇÕES PARA PROTENSÃO.....	58
11.5.5.3. COMBINAÇÃO PARA IDADE DE IÇAMENTO DAS LONGARINAS .....	59
11.5.5.4. COMBINAÇÃO FREQUENTE – ELS.....	60
11.5.5.5. COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE – ELS.....	61
<b>11.5.6. PROTENSÃO DA LONGARINA</b> .....	<b>61</b>
11.5.6.1. SISTEMA DE PROTENSÃO .....	61
11.5.6.2. TRAÇADO DOS CABOS.....	62
11.5.6.3. DETERMINAÇÃO DA CARGA DE PROTENSÃO .....	63
11.5.6.4. PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSÃO .....	65
11.5.6.5. CÁLCULO DO ALONGAMENTO DE PROJETO .....	67
11.5.6.6. PERDAS DIFERIDAS DE PROTENSÃO .....	68
11.5.6.7. VERIFICAÇÃO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	75
11.5.6.8. VERIFICAÇÃO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO .....	78
11.5.6.9. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL.....	82

11.6. VIGA TRANSVERSINA .....	88
<b>11.6.1. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS.....</b>	<b>89</b>
<b>11.6.2. DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES .....</b>	<b>89</b>
11.6.2.1. TRANSVERSINAS DE VÃO.....	89
11.6.2.2. TRANSVERSINAS DE EXTREMIDADE .....	91
<b>11.6.3. DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES.....</b>	<b>93</b>
<b>11.6.4. DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DAS TRANSVERSINAS.....</b>	<b>93</b>
11.6.4.1. TRANSVERSINA DE VÃO.....	93
11.6.4.2. TRANSVERSINA DE EXTREMIDADE .....	94
<b>11.6.5. VERIFICAÇÃO DA ARMADURA DA TRANSVERSINA À FADIGA.....</b>	<b>95</b>
11.6.5.1. COMBINAÇÕES PARA FADIGA .....	95
11.6.5.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA .....	96
<b>12. DETALHAMENTO .....</b>	<b>97</b>
12.1. VIGAS LONGARINAS .....	97
<b>12.1.1. ARMADURA DE PELE .....</b>	<b>97</b>
<b>12.1.2. ARMADURA DE MONTAGEM .....</b>	<b>97</b>
<b>12.1.3. ARMADURA DO PINO DE IÇAMENTO .....</b>	<b>97</b>
12.1.3.1. VERIFICAÇÃO DO ESMAGAMENTO NO CONCRETO NO CONTATO COM O PINO .....	98
<b>12.1.4. EXTREMIDADE DA LONGARINA.....</b>	<b>99</b>
12.2. VIGAS TRANSVERSINAS .....	99
<b>12.2.1. ARMADURA DE PELE .....</b>	<b>99</b>
<b>12.2.2. ANCORAGEM DAS ARMADURAS .....</b>	<b>99</b>
12.3. PRÉ-LAJE .....	99
<b>12.3.1. IÇAMENTO .....</b>	<b>99</b>
12.3.1.1. VERIFICAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO .....	100
12.3.1.2. DIMENSIONAMENTO DAS ALÇAS DE IÇAMENTO .....	101
12.4. BALANÇO NA JUNTA DA LAJE .....	101
<b>13. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>102</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>103</b>
<b>APÊNDICE A – ESFORÇOS NAS TRANSVERSINAS - SAP2000.....</b>	<b>106</b>
<b>APÊNDICE B – DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DIFERIDAS .....</b>	<b>109</b>
<b>ANEXO A – MEMÓRIAS DE CÁLCULO DO SOFTWARE T-RÜSCH.....</b>	<b>112</b>
<b>ANEXO B – DIMENSÕES DOS NICHOS DE PROTENSÃO .....</b>	<b>134</b>

## **1. INTRODUÇÃO**

Este trabalho apresenta, conjuntamente, os memoriais descritivo e de cálculo da superestrutura do vão central de um viaduto sobre o entroncamento da ERS-407 e da ERS-389, no município de Xangri-Lá, RS, tendo como objetivo sua caracterização e seu cálculo estrutural, respectivamente. São abordados neste documento as considerações e cálculos necessários para o adequado desenvolvimento do projeto. Os métodos de dimensionamento utilizados são, em sua maioria, simplificados, não necessitando, assim, o uso de softwares de alta capacidade.

A superestrutura considerada é do tipo grelha, parcialmente pré-moldada, constituída por vigas longarinas protendidas, vigas transversinas e lajes, além de pavimentação por concreto asfáltico e barreiras laterais em concreto. O método construtivo é abordado de maneira simplificada, tendo como objetivo o entendimento do comportamento da estrutura e sua sequência de construção, facilitando a análise de diferentes solicitações de caráter provisório que podem ser relevantes.

## **2. MOTIVAÇÃO**

Devido ao grande fluxo de veículos durante o período do verão advindos tanto da BR-101 quanto da RS-389 (Estrada do Mar), ocorrem frequentes congestionamentos no entroncamento em questão. Para solucionar tal problema, propõe-se o projeto deste viaduto visando facilitar o acesso aos municípios de Capão da Canoa e Xangri-lá, RS.

## **3. LIMITAÇÕES, PREMISSAS E CONSIDERAÇÕES**

Para este projeto, foi considerada apenas a superestrutura do viaduto, constituída de vigas longarinas, vigas transversinas, lajes e guarda-rodas. Além disso, foram propostos apenas os dois vãos centrais, sendo estes sobre as duas pistas da RS-389. O projeto abordará apenas a parte estrutural, sem consideração de drenagem, sinalização e iluminação. Para determinação dos esforços foram utilizados os softwares fTool, SAP2000, T-Rüsch e cálculos manuais.

## 4. DESCRIÇÃO DA OBRA

### 4.1. LOCALIZAÇÃO

A obra localiza-se no entroncamento da RS-389 e ERS-407, no município de Xangri-lá, conforme figura 1. Atualmente existe no local uma rotatória, cuja posição foi utilizada como base para a estimativa do vão a ser vencido pelas longarinas do viaduto.

Figura 1 - Localização do viaduto proposto sobre a RS-389



Fonte: Google Earth

### 4.2. VÃOS PRINCIPAIS

A elevada desenvolve-se sobre a RS-389, tendo seus pilares apoiados nos canteiros atualmente existentes no entroncamento, resultando em dois vãos principais de aproximadamente 30 metros de comprimento.

Figura 2 - Localização dos pilares propostos



Fonte: Google Earth

#### 4.3. SOLUÇÃO EMPREGADA

Visando uma construção mais limpa e redução do tempo de execução – por se tratar de uma obra sobre rodovia – foram adotados elementos pré-moldados com adições *in loco*. As longarinas são de seção tipo I, protendidas por pós-tensão aderente, devido à facilidade de execução sem a necessidade de pistas com contrafortes.

As lajes são constituídas por pré-lajes com a função de fôrmas nos vãos entre as longarinas para as adições *in loco*, enquanto nos balanços utiliza-se da moldagem no local com auxílio de cimbramento e assoalho, assim como nas transversinas.

#### 4.4. MATERIAIS

Conforme Tabela 4 do Manual de OAE (DNER, 1996), por se tratar de concreto protendido nas longarinas, foi definido concreto C45. Para simplificação, foi adotado o mesmo concreto para as lajes, pré-lajes e transversinas.

Foi adotado para armadura passiva aço CA-50, e para armadura ativa CP190-RB.

## 5. GEOMETRIA DA OBRA

### 5.1. DEFINIÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

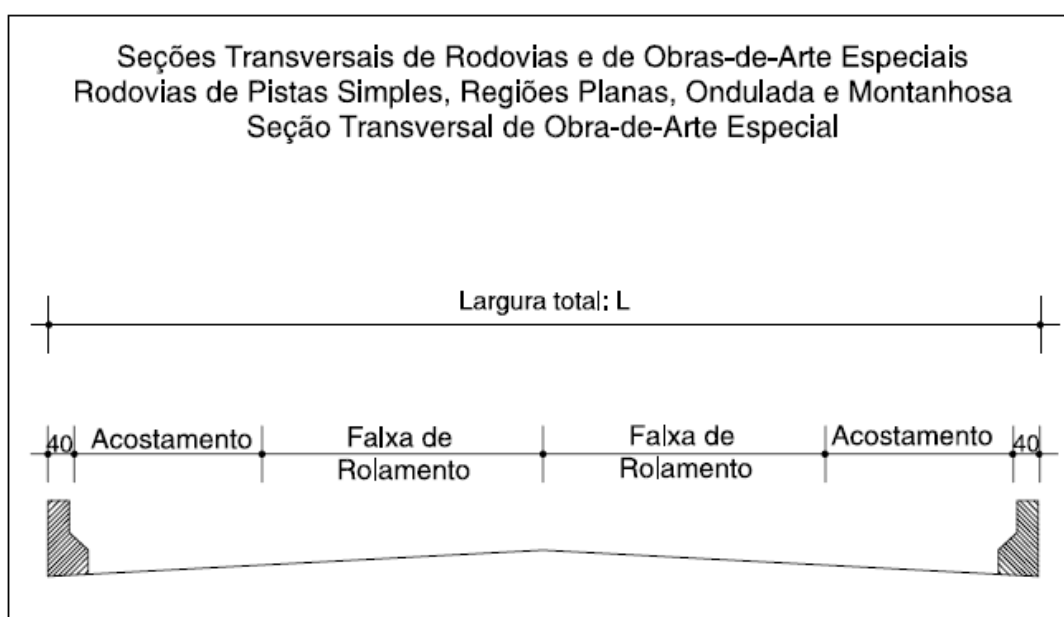
A classe do viaduto considerada foi TB-450 devido ao grande fluxo de veículos na rodovia, e por ser o acesso de caminhões aos municípios de Capão da Canoa e Xangri-lá, os quais não são permitidos na RS-389.

Para a ERS-407, no entroncamento em questão, há, segundo o Volume Diário Médio de rodovias (DAER, 2017), um VDM para 24h igual a 2047 veículos. De posse deste valor, e observando o quadro 1, do Manual de Projetos Geométricos (DAER, 1991), a rodovia se enquadra como Classe II. Para fins de simplificação, será adotado o  $VDM_{10}$  igual ao VDM atual.

Conforme Manual de OAEs (DNER, 1996), para TB-450 e classe II, as dimensões do tabuleiro são as seguintes:

- Acostamento: 250cm;
- Faixa de Rolamento: 350cm;
- Guarda-Rodas: 40cm;
- Largura Total do Tabuleiro: 1280cm.

Figura 3 - Seção transversal para viaduto classe II



Fonte: Manual de projeto de obras de arte especiais (DNER, 1996)

### 5.1.1. VIGAS LONGARINAS

As vigas longarinas são do tipo pré-moldado, seção I, protendidas. Foi considerado comprimento igual a 30 metros, a fim de vencer o vão principal do projeto. Adotou-se alargamento da alma da viga próximo ao apoio, visando melhor combater e distribuir as tensões de fendilhamento causadas pelas ancoragens do sistema de protensão.

As dimensões da seção atendem o disposto nos itens 9.1.4.1 da NBR 7187:2003. Além disso, a altura da seção foi estimada observando-se o disposto no item 3.3.5.3 do Manual de OAE (DNER, 1996) no qual, para longarinas protendidas, a relação altura/vão destas deve estar próxima a 1/18 e 1/20.

### 5.1.2. VIGAS TRANSVERSINAS

Foi adotada como solução o concreto armado moldado no local, sendo três transversinas no meio do vão e uma em cada extremidade, a fim de dar à estrutura rigidez para o comportamento de grelha. Todas possuem a mesma largura. As de meio de vão foram consideradas isoladas da laje (distanciadas desta em 5cm), ao contrário das de extremidade, que são solidárias à esta, servindo como apoio.

### 5.1.3. LAJE DO TABULEIRO

Também foi adotada como solução concreto moldado no local, tendo as pré-lajes função de fôrmas, enquanto para os balanços, assoalho e cimbramentos devem ser utilizados.

A espessura desta foi considerada igual a 20cm, atendendo o disposto no item 9.1.1, constante na NBR 7187:2003, onde a medida mínima para lajes rodoviárias é fixada em 15cm. Devido ao vão teórico entre longarinas ser de 3,2 metros, foi adotada a opção aconselhada para distâncias de 4m, conforme item 3.3.5.3. do Manual de OAE (DNER, 1996).

#### 5.1.3.1. PRÉ-LAJE

As pré-lajes possuem espessura de 7 centímetros, sendo que já incorporam a armadura transversal necessária da laje do tabuleiro.

### 5.1.4. PAVIMENTO

O pavimento considerado foi do tipo concreto asfáltico. A espessura mínima conforme item 2.4.3.7.2.a do Manual de OAE (DNER, 1996) é de 5 ou 7 centímetros,

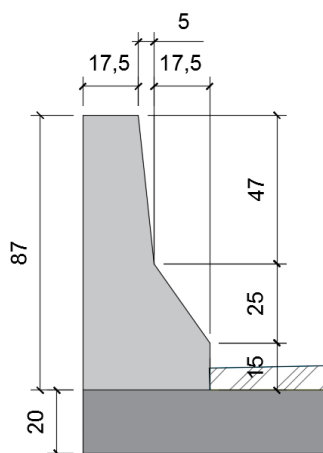


dependendo esta do número N (número de operações do eixo padrão). Para fins de simplificação, N não foi calculado, e adotou-se, a favor da segurança,  $h=7\text{cm}$ . Esta espessura varia de 7 cm, junto à barreira lateral, a 19 cm no centro da laje, resultando no caimento de 2%, especificado no item 2.4.3.2. do Manual de OAE (DNER, 1996).

#### 5.1.5. GUARDA-RODAS

O modelo adotado foi do tipo New-Jersey, pré-moldado, a fim de tornar mais rápida a execução. A fixação é dada por meio de chumbadores na laje. A seção considerada é a disposta na figura abaixo, baseada na figura 5 do Manual de OAE (DNER, 1996). Não será feito o dimensionamento das barreiras e dos chumbadores neste trabalho.

Figura 4 - Seção transversal do guarda-rodas (medidas em cm)

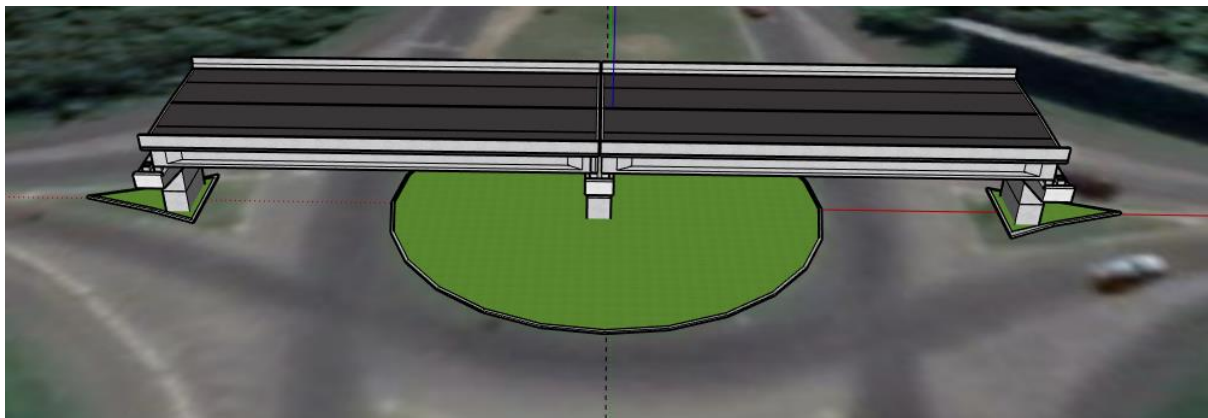


Fonte: Elaborado pelo autor

#### 5.2. MODELO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

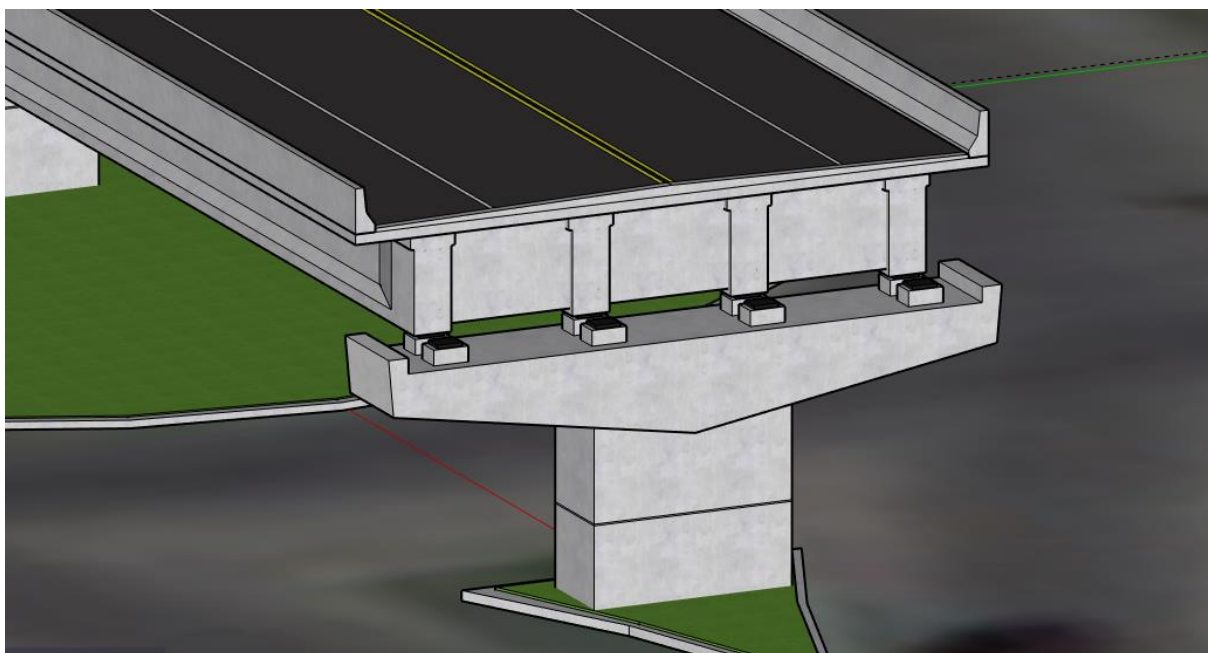
Abaixo, nas figuras 5 a 8, encontra-se a visão geral da estrutura considerada, em modelo 3D. Vigas travessa e pilares foram considerados apenas como representativos.

Figura 5 - Vãos principais do viaduto



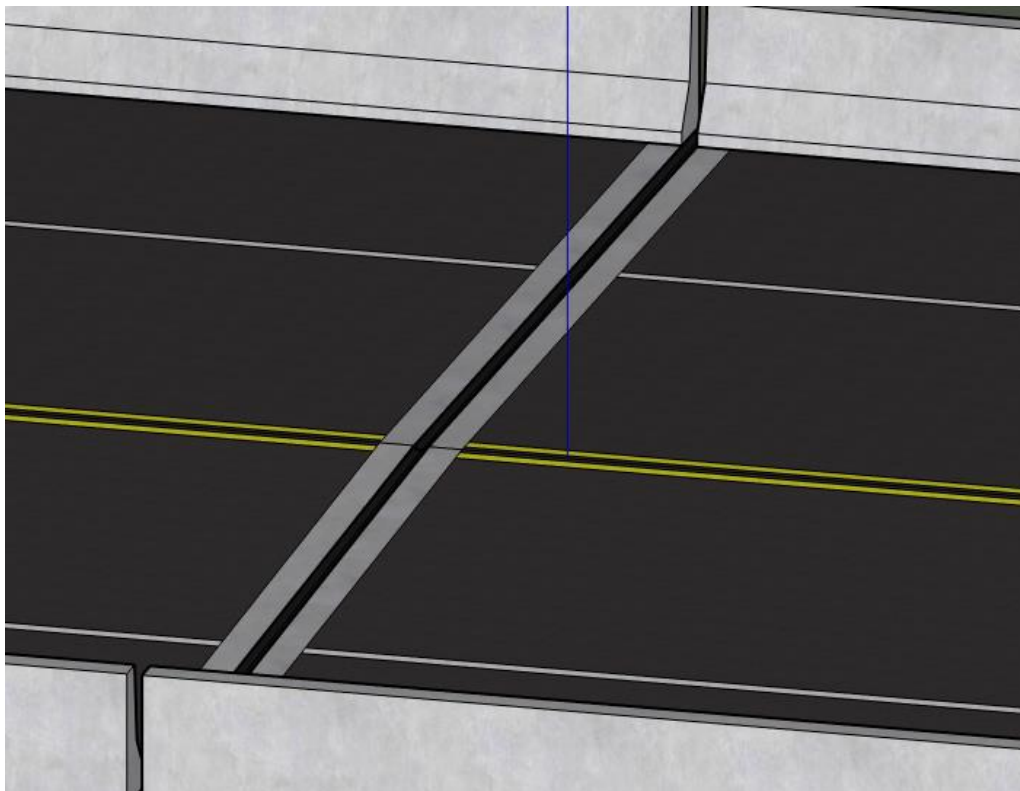
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 6 - Extremidade do vão



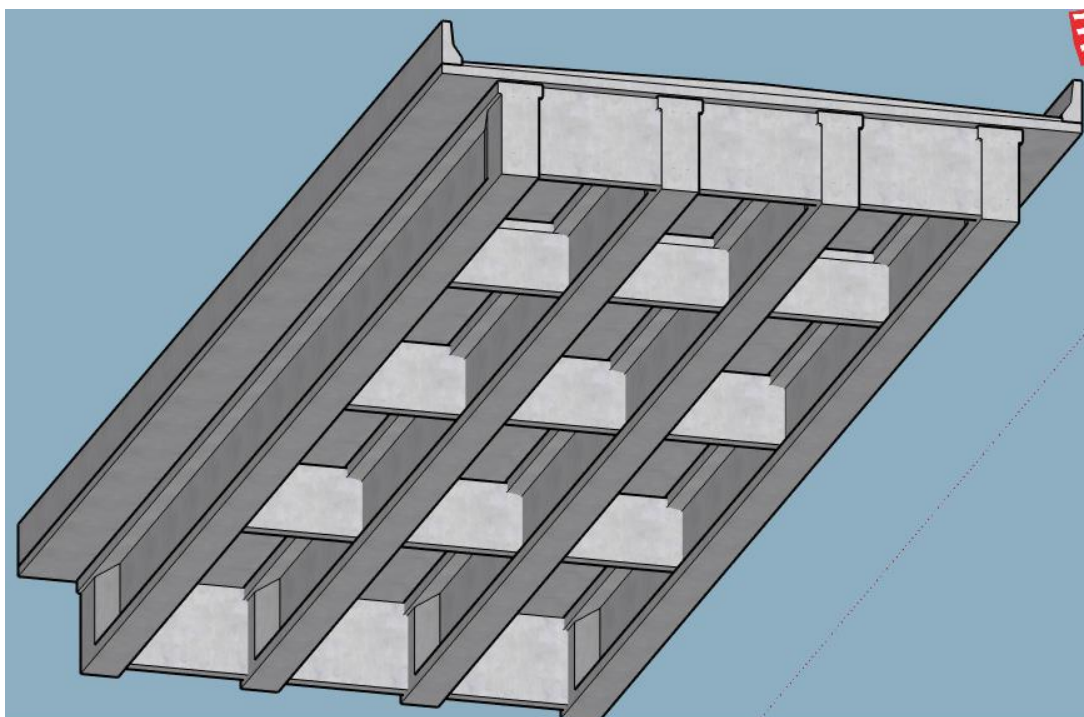
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 7 - Junta de dilatação entre vãos



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 8 - Vista inferior do tabuleiro de um vão do viaduto



Fonte: Elaborado pelo autor

## 6. MODELO DE CÁLCULO DA SUPERESTRUTURA

O modelo adotado para o cálculo da superestrutura foi do tipo grelha, sendo esta constituída de vigas longarinas e transversinas, que servem como apoio para a laje do tabuleiro. O modelo levou em consideração a existência de juntas de dilatação a cada vão. A fim de simplificar a análise, a distribuição de esforços na grelha foi estimada por meio do método de Engesser-Courbon (1940), garantida a rigidez do conjunto.

### 6.1. VIGAS LONGARINAS

As vigas longarinas foram consideradas isostáticas, solidárias à laje e biapoiadas.

### 6.2. VIGAS TRANSVERSINAS

As transversinas foram divididas em de meio de vão e de extremidade, sendo analisadas isoladas da laje e solidárias à laje, respectivamente. Para a situação de extremidade, o elemento serve como apoio do tabuleiro. Não foi levado em consideração neste trabalho o macaqueamento das vigas para manutenção dos aparelhos de apoio. Para efeitos de vinculação, as transversinas foram, simplificadaamente, consideradas como apoiadas nas longarinas.

### 6.3. LAJE DO TABULEIRO

As lajes centrais foram consideradas em duas condições de apoio: apoiadas nas laterais e nas transversinas de extremidade; e engastadas nas laterais e apoiadas nas transversinas de extremidade, a fim de determinar as solicitações máximas levando em conta que o comportamento real da estrutura tende a uma situação intermediária entre as duas descritas. As lajes em balanço foram consideradas de comprimento infinito e engastadas-livre.

Já para a determinação de esforços no balanço da laje na junta transversal de dilatação, após a transversina de extremidade, considerou-se um eixo do trem-tipo descarregando na posição mais desfavorável para o momento fletor.

Para o cálculo das solicitações nas lajes, foram utilizadas as tabelas de Rüsçh (1960). Além disso, para parâmetro  $l_x/l_y$ , fez-se o uso da tabela mais próxima e não

da interpolação entre elas. O tamanho do balanço para as cargas móveis foi considerado do eixo da longarina até a face do guarda-rodas, pois é a máxima posição na qual o trem-tipo pode trafegar.

## 7. PROTENSÃO DAS LONGARINAS

### 7.1. SISTEMA DE PROTENSÃO

O sistema adotado para as longarinas pré-moldadas foi do tipo pós-tensão ativa-passiva com aderência Rudloff, fazendo-se uso de bainhas metálicas corrugadas, preenchidas posteriormente à protensão por nata de cimento. As dimensões dos nichos necessários para ancoragem do sistema foram extraídas da calculadora online do site da Rudloff e encontram-se no anexo B.

### 7.2. DADOS TÉCNICOS DO SISTEMA ADOTADO

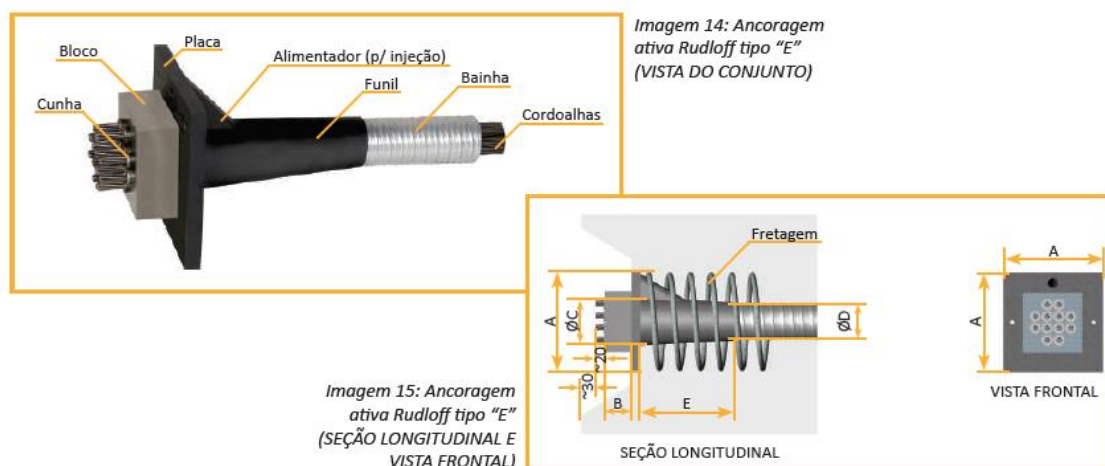
#### 7.2.1. CORDOALHAS

Foi considerada utilização de cordoalhas de 7 fios 15,2mm, aço CP190-RB. Os dados foram extraídos do catálogo de fios e cordoalhas da ArcelorMittal (2019).

#### 7.2.2. ANCORAGEM ATIVA

Foi considerada utilização de ancoragem Ativa tipo “E”.

Figura 9 - Ancoragem ativa APR multicablealhas tipo “E”



Fonte: Catálogo Rudloff para concreto protendido (2019)

### 7.2.3. ANCORAGEM PASSIVA

Foi considerada utilização de Ancoragem Passiva tipo “PC”, pois em caso de rompimento de cordoalhas, ainda é possível a realização da desprotensão e recuperação do conjunto.

Figura 10 - Ancoragem Passiva Tipo “PC”

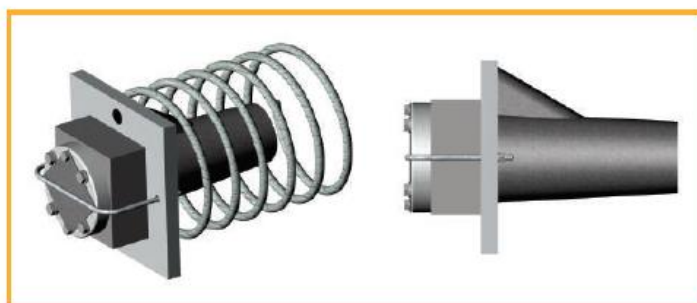


Imagem 26: Ancoragem passiva Rudloff tipo “PC” (VISTAS DO CONJUNTO MONTADO)

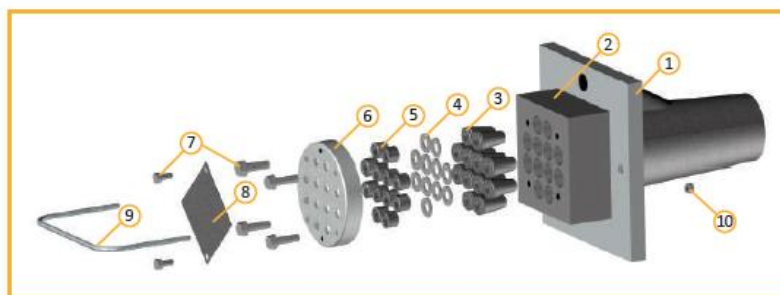


Imagem 27: Ancoragem passiva Rudloff tipo “PC” (VISTA DOS ELEMENTOS DO CONJUNTO)

Fonte: Catálogo Rudloff para concreto protendido (2019)

## 8. HIPÓTESES DE CARGA

### 8.1. CARGAS PERMANENTES

#### 8.1.1. LAJE

- Peso próprio;
- Peso da barreira de concreto distribuído ao longo da extremidade do balanço;
- Peso do pavimento considerando sua espessura média;
- Recapeamento do pavimento.

##### 8.1.1.1. PRÉ-LAJE

- Peso próprio da pré-laje de 7cm de espessura;

- Peso da capa de concreto no momento da concretagem;

#### 8.1.2. LONGARINA

- Peso próprio;
- Reação das cargas permanentes da laje sobre a longarina, adotando-se uma largura de contribuição de 3,2 metros, e considerando toda a carga distribuída igualmente para as quatro longarinas;
- Peso-próprio das transversinas;
- Alargamento de alma nos apoios.

#### 8.1.3. TRANSVERSINAS

##### 8.1.3.1. DE VÃO

- Peso próprio da transversina;

##### 8.1.3.2. DE EXTREMIDADE

- Peso próprio da transversina;
- Reação da carga permanente da laje, considerando a área de influência obtida pelo método das charneiras plásticas. Foi considerada, para isso, a laje com os bordos apoiados, o que gera maior área de influência para a transversina.

### 8.2. CARGAS VARIÁVEIS

Para fins de análise da superestrutura, foram consideradas como cargas variáveis apenas as cargas móveis provenientes do trem-tipo. Já para a análise da pré-laje antes e até momento da concretagem, foi considerado o que consta abaixo:

#### 8.2.1. PRÉ-LAJE

- Sobrecarga adicional devido a pessoas e equipamentos de pequeno porte, considerada como para forros acessíveis para manutenção, constante na NBR 6120:2019.

#### 8.2.2. CARGAS MÓVEIS

Os valores característicos das cargas móveis verticais são fixados na norma NBR 7188:2013. Segundo esta, para o viaduto em questão, classe 45, o trem-tipo padrão é o TB-450, sendo este composto por seis rodas, de carga 75kN, cada; três eixos de carga afastados entre si em 1,5m, ocupando uma área de 18m<sup>2</sup>. Por fora



desta área, considera-se uma carga de multidão, uniformemente distribuída de valor igual a  $5\text{kN/m}^2$ . Este veículo pode assumir qualquer posição no tabuleiro do viaduto, sendo considerada a posição mais desfavorável e desconsideradas solicitações favoráveis à segurança.

Para fins de simplificação de análise da estrutura, foi considerada assimilação das cargas móveis às estáticas, multiplicando-as pelos coeficientes definidos no item 5.1.2 da NBR 7188:2013. Além disso, o coeficiente de impacto vertical, definido no item 5.1.2.3 da mesma norma, foi aplicado nos primeiros 5 metros em relação à junta para as longarinas, enquanto para os outros elementos, adotou-se, para fins de simplificação, em todo o comprimento.

Figura 11 - Distribuição das Cargas Estáticas do Trem-tipo

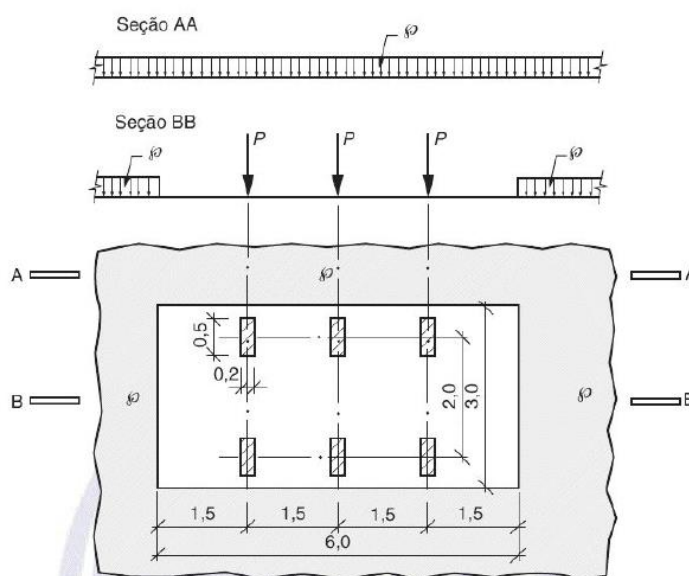


Figura 1 - Disposição das cargas estáticas

Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013)

## 9. CARGAS EXCEPCIONAIS

Foi considerada como carga excepcional para a superestrutura apenas a colisão de veículos no guarda-rodas, observados os itens 5.2.3.2 e 5.2.3.4 da NBR 7188:2013. Devido ao dispositivo de contenção ser tipo pré-moldado, foi considerada esta carga apenas para fins de determinação do momento na laje do balanço. Para tal, foi admitida abertura espacial de carga de  $45^\circ$  e aplicação em 50cm no topo do elemento, conforme item 5.2.3.2 da NBR 7188:2013.



## **10. COMBINAÇÕES DE AÇÕES**

As combinações de carga foram consideradas para os estados limite último e de serviço, dadas as situações de aplicação para cada elemento. Os valores dos coeficientes e as combinações para cada caso foram extraídos da NBR 8681:2003.

### **10.1. AÇÕES PERMANENTES**

Os coeficientes de ponderação para combinações últimas visando ações permanentes foram extraídos da Tabela 2 da NBR 8681:2003, destacando os coeficientes para pontes em geral.

### **10.2. AÇÕES VARIÁVEIS**

Os coeficientes de ponderação para combinações últimas visando ações variáveis foram extraídos da Tabela 5 da NBR 8681:2003, destacando os coeficientes para pontes.

### **10.3. AÇÕES EXCEPCIONAIS**

Para as ações excepcionais, como a colisão de veículos no guarda-rodas, o coeficiente utilizado foi igual a 1 e está prescrito no item 5.1.4.3 da NBR 8681:2003.

### **10.4. FATORES DE REDUÇÃO E FADIGA**

Os valores dos fatores de combinação e redução para as ações variáveis e os valores de redução para as combinações de fadiga foram extraídos das tabelas 6 e 7 da NBR 8681:2003, respectivamente.

## **11. DIMENSIONAMENTO**

### **11.1. INFORMAÇÕES DO PROJETO**

- Comprimento das longarinas = 30m (29,40m entre eixos de apoios);
- Largura do tabuleiro = 12,80m;
- Classe 45;
- Classe de Agressividade Ambiental III;
- Cobrimento Nominal = 4,5cm para Longarinas, 4,0cm para transversinas e 3,5cm para lajes.

## 11.2. MATERIAIS

### 11.2.1. CONCRETO

Para todos os elementos da superestrutura, foi adotado concreto C45.

$$f_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,3 \times 0,7 \times 45 = 2,657 \text{ MPa}$$

Para idades inferiores a 28 dias,  $f_{ck}$  pode ser expresso pela equação abaixo, retirada da NBR 6118:2014.

$$f_{ckj} = f_{c28} \exp \{s[1-(28/t)^{1/2}]\}$$

$f_{ctk}$  pode ser calculado utilizando o valor  $f_{ckj}$  na equação de  $f_{ctk}$ .

Foi adotado cimento CPV-ARI para os cálculos, sendo  $s=0,20$ .

O módulo de elasticidade para  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$  foi obtido segundo a NBR 6118:2014.

$$E_c = 1,2 \times 5600 \times f_{ck}^{1/2} = 45079 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} = 41135 \text{ MPa}$$

$$G = 0,4 E_{cs}$$

$$\nu = 0,2$$

Para idades inferiores a 28 dias, o módulo de elasticidade pode ser estimado com o  $f_{ck}$  relativo à idade em estudo.

Tabela 1 - Características do concreto em diferentes idades

Idade Protensão (dias)	$f_{ck}$ (t=21d) (MPa)	$f_{ck}$ (t=28d) (MPa)	$f_{ctm}$ (t=21d) (MPa)	$f_{ctm}$ (t=28d) (MPa)	$E_{ci}$ (t=21d) (MPa)	$E_{ci}$ (t=28d) (MPa)	$E_{cs}$ (t=21d) (MPa)	$E_{cs}$ (t=28d) (MPa)
21,00	43,63	45,00	3,72	3,80	44387,12	45079,13	40351,11	41134,71

Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.2.2. AÇO PARA ARMADURA PASSIVA

O aço considerado para a armadura passiva foi o CA-50. As características deste são as seguintes:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

### 11.2.3. AÇO PARA ARMADURA ATIVA

O aço considerado para a armadura ativa foi o CP 190-RB. As características deste foram extraídas do catálogo de fios e cordoalhas para concreto protendido da ArcelorMittal (2019). As características são as seguintes:

$$f_{ptk} = 1840 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 0,9 \times 1840 = 1668 \text{ MPa}$$

$$E_p = 202000 \text{ MPa}$$

$$\varnothing_{cord} = 15,2 \text{ mm (7 fios)}$$

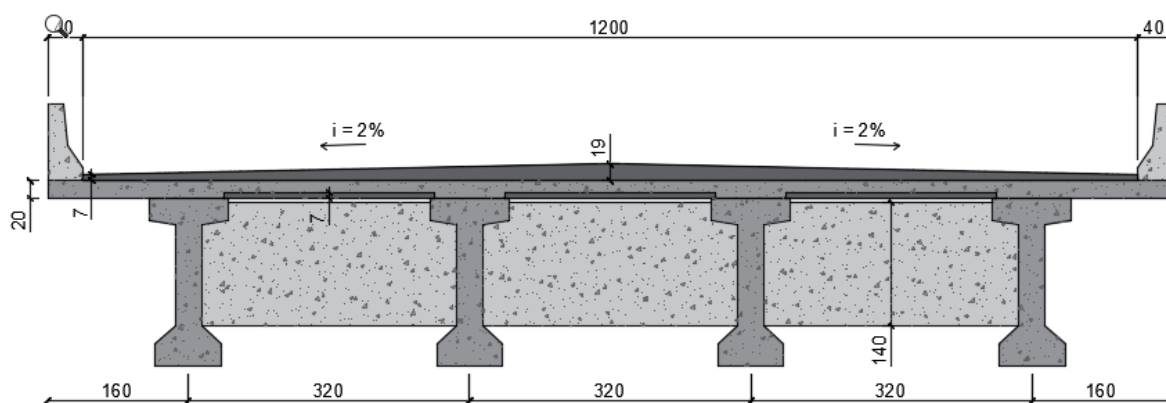
$$A_{cord} = 143,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Massa linear} = 1126 \text{ kg/km}$$

## 11.3. SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

### 11.3.1. VÃO

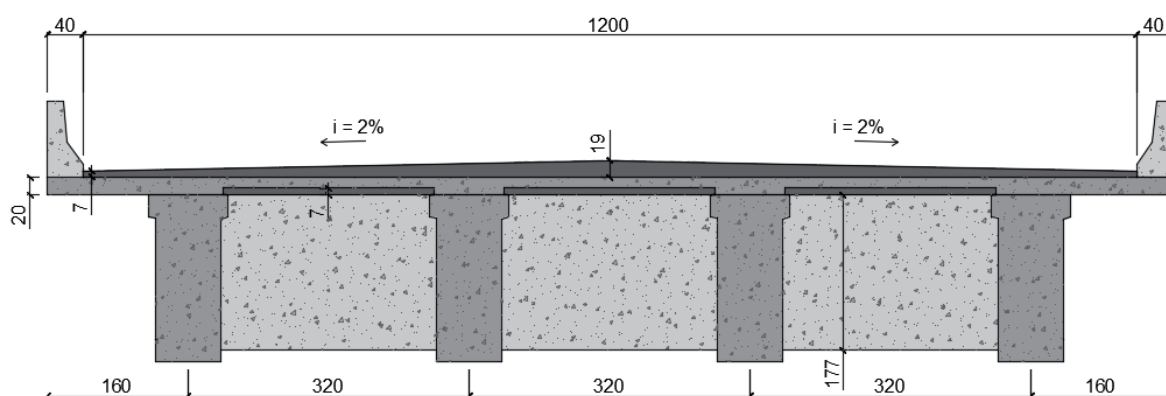
Figura 12 - Seção transversal no meio do vão (medidas em cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.3.2. EXTREMIDADE

Figura 13 - Seção transversal de extremidade (medidas em cm)

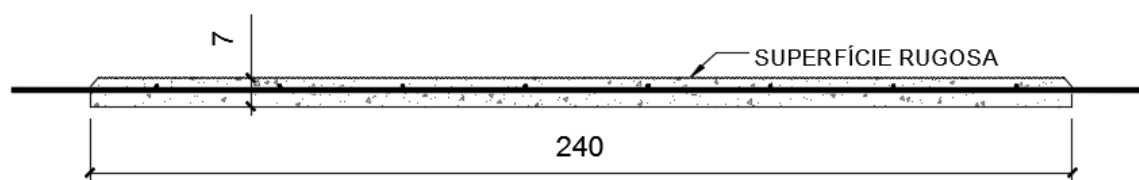


Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.4. LAJE DO TABULEIRO

A laje do tabuleiro considerada foi composta por pré-lajes de 7cm de espessura, e, acima desta, capa de concreto com 13cm, solidarizando todo o conjunto.

Figura 14 - Pré-laje (medidas em cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.1. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

Tabela 2 - Propriedades geométricas da laje

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA LAJE $t = \infty$				
$h_{laje}$ (cm)	$I_{g,laje}$ (m <sup>4</sup> /m)	Área (m <sup>2</sup> /m)	$y_{sup} = y_{inf}$ (m)	$W_{sup} = W_{inf}$ (m <sup>3</sup> /m)
20	0,00067	0,2	0,1	0,0067

Fonte: Elaborado pelo autor

## 11.4.2. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES

### 11.4.2.1. CARGAS PERMANENTES

Adotou-se peso específico do concreto de  $25 \text{ kN/m}^3$  e do concreto asfáltico de  $24 \text{ kN/m}^3$ , segundo NBR 7187:2003.

$$h_{\text{laje}} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Peso da laje} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,2 \text{ m} = \mathbf{5 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Área da barreira} = 0,2321 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso da barreira} = 0,2321 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{5,8 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Espessura média do pavimento} = (7 \text{ cm} + 19 \text{ cm})/2 = 13 \text{ cm}$$

$$\text{Peso do pavimento} = 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{3,12 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Recapeamento} = \mathbf{2 \text{ kN/m}^2}$$

Considerou-se o pavimento na largura do tabuleiro excluídas as áreas onde localizam-se as barreiras de concreto.

$$G_{\text{total,laje/m}^2} = \text{peso da laje} + \text{peso do pavimento} + \text{recapeamento}$$

$$\mathbf{G_{\text{total,laje/m}^2} = 5 \text{ kN/m}^2 + 3,12 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{10,12 \text{ kN/m}^2}}$$

### 11.4.2.2. CARGAS VARIÁVEIS

Para as cargas variáveis, foi considerada apenas a carga proveniente do trem-tipo (figura 11) admitido pela NBR 7188/2013, o qual possui, para este caso, as seguintes características:

Tipo: TB – 450

Peso por roda = 75kN

Número de rodas = 6

Número de eixos = 3

Área de ocupação = 18 m<sup>2</sup>

Carga de multidão (externa ao veículo) = 5 kN/m<sup>2</sup>

Para a consideração do efeito dinâmico dessas cargas, foram utilizados os coeficientes de impacto vertical (CIV) e de impacto adicional (CIA), sendo este último considerado em toda a laje.

$CIV = 1,35$  para vãos menores que 10m

$CIA = 1,25$

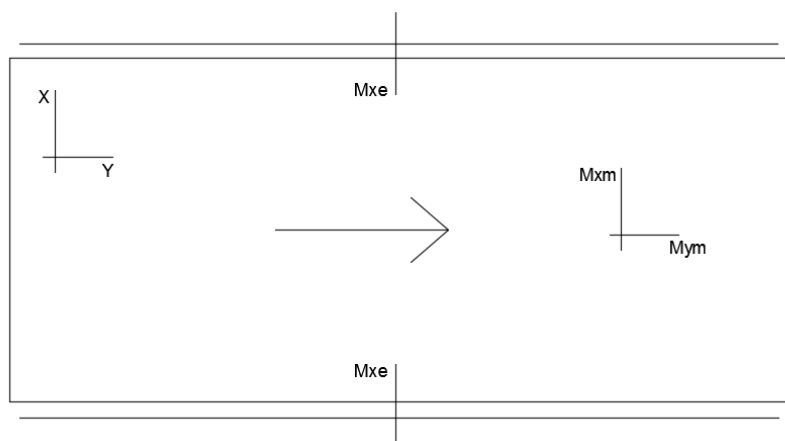
$CIV \times CIA = 1,69$

#### 11.4.3. DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES

As solicitações de momento fletor nas lajes foram obtidas por meio do Método de Rüsç, exceto as devido à carga permanente no balanço, utilizando o software T-Rüsç, da TQS. As memórias de cálculo do software e os diagramas encontram-se no anexo A.

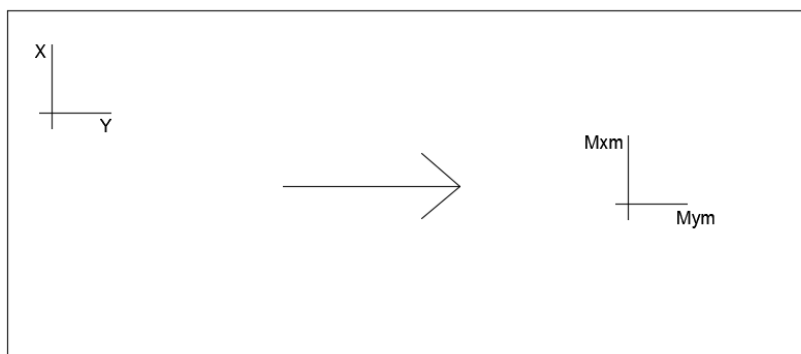
Foram considerados dois modelos de cálculo para a laje central, pois seu funcionamento na direção x é intermediário entre perfeitamente engastado e apoiado. Na direção y, considerou-se a laje apoiada sobre as transversinas de extremidade. Para o modelo de cargas móveis da laje em balanço, a largura considerada teve a largura da barreira de concreto descontada, pois o trem tipo não pode ocupar esta posição.

Figura 15 - Esquema estrutural da laje central - modelo 1



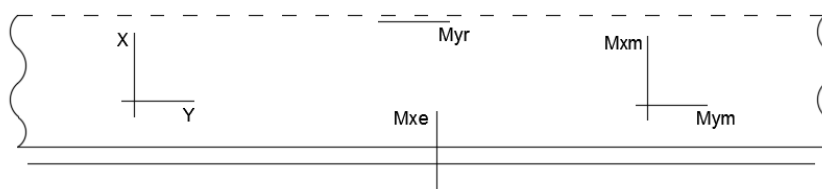
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 16 - Esquema estrutural da laje central - modelo 2



Fonte: Elaborado pelo autor

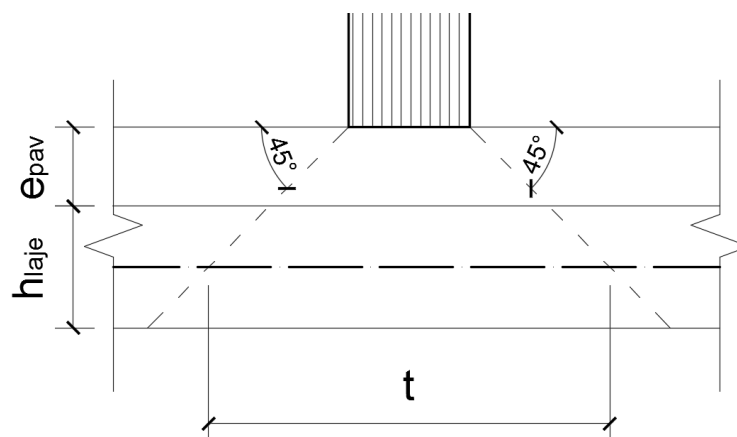
Figura 17 - Esquema estrutural da laje em balanço



Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.3.1. CÁLCULO DO PARÂMETRO $T$ DE RÜSCH

O parâmetro  $t'$  de Rüsç representa o lado do quadrado referente a área de contato do pneu com a laje. Já o parâmetro  $t$  representa a aresta da projeção deste quadrado no eixo da laje.

Figura 18 - Parâmetro  $t$  de Rüsç

Fonte: Elaborado pelo autor

Tamanho do contato: 0,2 m x 0,5 m

$h_{\text{laje}} = 0,2 \text{ m}$

$\epsilon_{\text{méd, pavimento}} = 0,13 \text{ m}$

$t' = (A_{\text{contato}})^{1/2}$

$t' = (0,2 \text{ m} \times 0,5 \text{ m})^{1/2} = 0,32 \text{ m}$

$t = t' + h_{\text{laje}} + 2 \times \epsilon_{\text{méd, pavimento}} = 0,32 \text{ m} + 0,2 \text{ m} + 2 \times 0,13 \text{ m} = \mathbf{0,78 \text{ m}}$

#### 11.4.3.2. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES CENTRAIS

Tabela 3 - Momentos fletores nas lajes centrais - modelo 1

SOLICITAÇÕES NAS LAJES CENTRAIS - RÜSCH - MODELO 1			
Carga Permanente		Carga Móvel	
$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	10,12	$q_{\text{Multidão}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5,00
		$PR_{\text{roda}}$ (kN)	75,00
$M_{xm}$ (kNm/m)	4,3	$M_{xm}$ (kNm/m)	12,8
$M_{ym}$ (kNm/m)	0,7	$M_{ym}$ (kNm/m)	9,1
$M_{xe}$ (kNm/m)	-8,6	$M_{xe}$ (kNm/m)	-33,9

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 4 - Momentos fletores nas lajes centrais - modelo 2

SOLICITAÇÕES NAS LAJES CENTRAIS - RÜSCH - MODELO 2			
Carga Permanente		Carga Móvel	
$g_k$ (kN/m/m)	10,12	$q_{\text{Multidão}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5,00
		$PR_{\text{roda}}$ (kN)	75,00
$M_{xm}$ (kNm/m)	10,4	$M_{xm}$ (kNm/m)	31,4
$M_{ym}$ (kNm/m)	3,4	$M_{ym}$ (kNm/m)	15,4

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.3.3. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES EM BALANÇO

Tabela 5 - Momentos fletores nas lajes em balanço devido à carga permanente

SOLICITAÇÕES NAS LAJES EM BALANÇO		
Apenas Permanente		
Seção	$x$ (m)	$M_k$ (kNm/m)
1	0	0
2	0,4	-2
3	0,8	-6,7
4	1,2	-13,1
5	1,6	-21,1
	$M_{k,\text{máx}}$ (kNm/m)	-21,1

Fonte: Elaborado pelo autor



Figura 19 - Seções para o cálculo dos momentos devidos à carga permanente no balanço



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 6 - Momentos fletores nas lajes em balanço devido à carga móvel

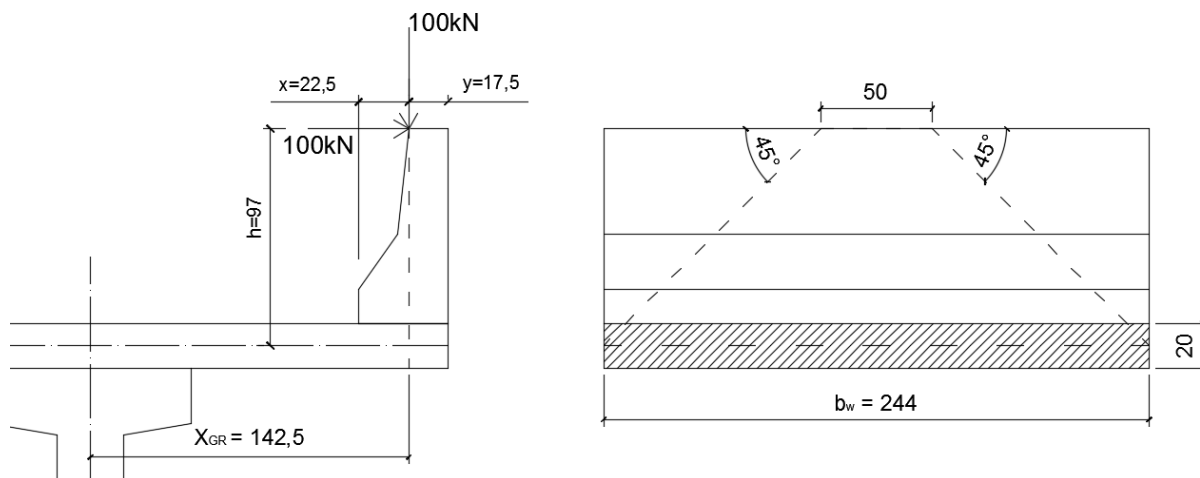
SOLICITAÇÕES NAS LAJES EM BALANÇO - RÜSCH			
Carga Permanente		Carga Móvel	
$g_k$ (kN/m/m)	10,12	$q_{Multidão}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5,00
$P_{GR,k}$ (kN/m)	5,80	$P_{Roda}$ (kN)	75,00
$M_{xe}$ (kNm/m)	-21,1	$M_{xm}$ (kNm/m)	3,3
$-M_{xm}$ (kNm/m)	-9,7	$-M_{xm}$ (kNm/m)	13,1
		$M_{xe}$ (kNm/m)	-45,1
		$M_{ym}$ (kNm/m)	5,29
		$M_{yr}$ (kNm/m)	15,9

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.3.3.1. Momentos fletores no balanço devido à colisão na barreira de concreto

Segundo a NBR 7188:2013, deve ser considerada a colisão de veículo na barreira de concreto. Segundo os itens 5.2.3.2 e 5.2.3.4 desta norma, esta ação deve ser aplicada na aresta superior da barreira, em um comprimento de 50cm, sendo formada por uma carga horizontal de 100kN e carga concomitante de, também, 100kN. Além disso, é admitida distribuição espacial a 45°.

Figura 20 - Determinação do momento no engaste devido à colisão (medidas em cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

$X_{GR}$  = Distância do eixo do engaste até o eixo da barreira

$b_w$  = Largura de influência no eixo da laje referente à carga aplicada no topo do guarda-rodas obedecendo abertura de carga a  $45^\circ$ .

$b_{w,engaste}$  = Largura de influência no engaste do balanço (eixo da longarina) referente à abertura de carga a  $45^\circ$  no plano da laje a partir de  $b_w$ .

$M_1$  = Momento causado pela carga horizontal na base do guarda-rodas.

$M_2$  = Momento causado pela carga vertical em relação ao eixo da longarina ( $X_{GR}$ ).

$M_{Col}$  = Momento resultante total da colisão no guarda-rodas.

$$X_{GR} = 1,425 \text{ m}$$

$$b_w = 2,44 \text{ m}$$

$$b_{w,engaste} = b_w + 2 \times X_{GR}$$

$$b_{w,engaste} = 2,44 \text{ m} + 2 \times 1,425 \text{ m} = 5,29 \text{ m}$$

$$M_1 = 100 \text{ kN} \times 0,97 \text{ m} = 97 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 100 \text{ kN} \times 1,425 \text{ m} = 142,5 \text{ kNm}$$

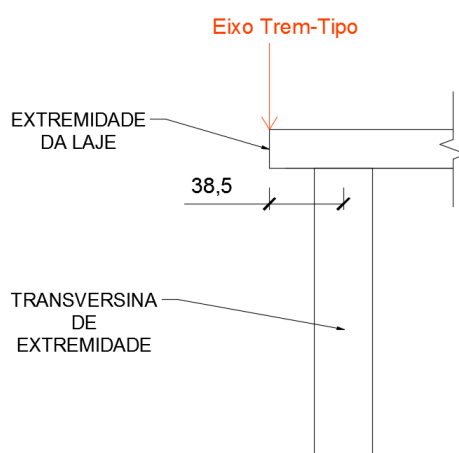
$$M_{Col} = (M_1 + M_2) / b_{w,engaste}$$

$$M_{Col} = (97 \text{ kNm} + 142,5 \text{ kNm}) / 5,29 \text{ m} = \mathbf{45,37 \text{ kNm/m}}$$

#### 11.4.3.4. MOMENTOS FLETORES NO BALANÇO DA JUNTA DE DILATAÇÃO

Para o cálculo dos momentos neste ponto, foi considerado o eixo do trem tipo na posição mais desfavorável para o momento negativo sobre a transversina de extremidade.

Figura 21 - Trem tipo sobre o balanço da junta de dilatação – corte entre longarinas (medidas em cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

$P_{\text{roda}}$  = Carga de uma roda do trem-tipo.

$G$  = Carga permanente da laje por metro quadrado.

$x_{\text{balanço}}$  = Distância do eixo da transversina de extremidade que serve como apoio da laje até o ponto de aplicação da carga (final da laje).

$b_w$  = largura de influência sobre o eixo da transversina, referente à carga pontual, considerando abertura de carga a  $45^\circ$  no plano da laje.

$M_g$  = Momento devido às cargas permanentes.

$M_q$  = Momento devido às cargas móveis.

$$P_{\text{roda}} = 75 \text{ kN}$$

$$G = 10,12 \text{ kN/m}$$

$$x_{\text{balanço}} = 0,385 \text{ m}$$

$$b_w = 2 \times 0,385 \text{ m} = 0,77 \text{ m (abertura de } 45^\circ)$$

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,50$$

$$M_g = g \times X_{\text{balanço}}^2 / 2 = 10,12 \text{ kN/m} \times (0,385 \text{ m})^2 / 2 = 0,75 \text{ kNm}$$

$$M_q = P \times X_{\text{balanço}} \times (CIV \times CIA) = 75 \text{ kN} \times 0,385 \text{ m} \times 1,69 = 48,8 \text{ kNm}$$

$$M_d = \gamma_g \times M_g / 1\text{m} + \gamma_q \times (M_q / b_w) = - [ 1,35 \times 0,75 \text{ kNm} / 1 \text{ m} + 1,5 \times ( 48,8 \text{ kNm} / 0,77 \text{ m} ) ] = \mathbf{-93,9 \text{ kNm/m}}$$

#### 11.4.3.5. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO CORTANTE NA LAJE

Para a determinação do esforço cortante, o modelo considerado foi simplificado, mas a favor da segurança por considerar o apoio como rígido. Este foi baseado na memória de cálculo do Projeto Executivo da OAE sobre os Córregos Pistola e Ribeirão Santa Cruz na Rodovia BR-242/TO (Razão Engenharia, 2009).

##### 11.4.3.5.1. Esforço cortante na laje central

Para o cálculo do esforço cortante na laje central, foi considerada a roda do eixo-tipo na posição logo antes da mesa da longarina, pois é onde se tem a menor espessura resistente da laje. Apenas uma roda tem influência no cortante, pois a outra encontra-se praticamente sobre o apoio. A análise é feita por meio de uma linha de influência do esforço cortante entre os eixos das duas longarinas adjacentes. Os valores "X" da linha são obtidos pela razão entre a distância do ponto de interesse ao apoio sobre a distância total entre os dois apoios.

$G_{\text{laje}}$  = Carga permanente da laje por  $\text{m}^2$ .

$a$  = largura da projeção da roda no eixo da laje.

$b$  = comprimento da projeção da roda no eixo da laje.

$X_c$  = Distância do centro da projeção da área da roda à face do apoio.

$b_w$  = Largura de influência da projeção do contato da roda na face do apoio, admitindo abertura de carga a  $45^\circ$  no plano da laje.

$L_x$  = Distância do ponto de interesse da linha de influência ao apoio.

$X$  = Influência da carga em relação ao apoio para a linha de influência.

$L_t$  = Distância entre eixos de apoio (longarinas).

$V_{g,k}$  = Esforço cortante por metro na face do apoio referente à carga permanente.

$V_{P,k}$  = Carga da roda majorada pelos coeficientes de impacto em relação ao apoio.

$V_{q,k}$  = Esforço cortante por metro na face do apoio referente à carga da roda.

$V_{sd,máx}$  = Esforço cortante de cálculo máximo.



$$Lx'' = 2,65 \text{ m} ; X'' = 0,828$$

$$Lx''' = 2,17 \text{ m} ; X''' = 0,678$$

$$Lt = 3,20 \text{ m}$$

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,50$$

$$(CIV \times CIA) = 1,69$$

$$V_{g,k} = G_{laje} \times (Lx'' \times X'' / 2 - Lx' \times X' / 2) = 10,12 \text{ kN/m}^2 \times (2,65 \text{ m} \times 0,828 / 2 - 0,55 \text{ m} \times 0,172 / 2) = 10,62 \text{ kN/m}$$

$$V_{P,k} = P_{veic} \times (CIV \times CIA) \times X''' = 75 \text{ kN} \times 1,69 \times 0,678 = 86,81 \text{ kN}$$

$$V_{q,k} = V_{P,k} / b_w = 86,81 \text{ kN} / 1,43 \text{ m} = 60,01 \text{ kN/m}$$

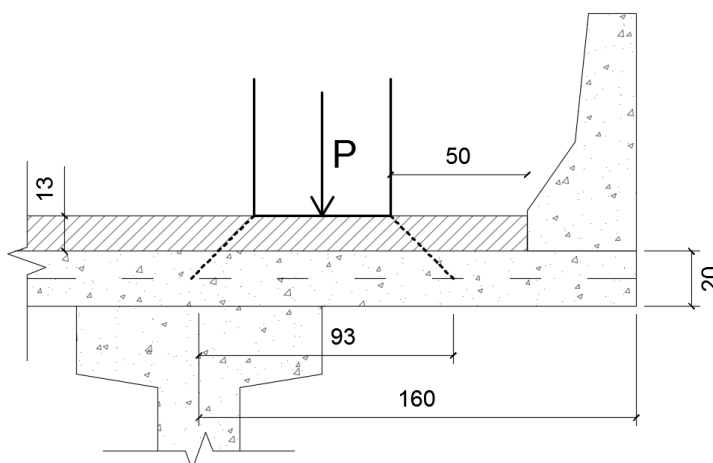
$$V_{sd,m\acute{a}x} = \gamma_g \times V_{g,k} + \gamma_q \times V_{q,k} = 1,35 \times 10,62 \text{ kN/m} + 1,50 \times 60,01 \text{ kN/m} = \mathbf{104,35}$$

**kN/m**

#### 11.4.3.5.2. Esforço cortante na laje em balanço

Para a laje em balanço, foi considerado o veículo tipo na posição mais próxima possível ao guarda-rodas. A posição da roda está praticamente sobre o apoio, o que torna essa situação mais favorável em relação à laje central, sendo esta, assim, desconsiderada.

Figura 23 - Determinação do esforço cortante na laje em balanço (medidas em cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.4. DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES

As combinações de ações e seus respectivos coeficientes de ponderação foram extraídos nas normas NBR 8681:2003 e NBR 6118:2014. As cargas móveis foram multiplicadas pelos coeficientes CIV e CIA contidos na NBR 7188:2013.

##### 11.4.4.1. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS

###### 11.4.4.1.1. Lajes centrais – modelo I

Tabela 7 - Combinação última normal para lajes centrais - modelo I

COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS NAS LAJES CENTRAIS - RÜSCH - MODELO I									
	Mxm (kNm/m)	Mym (kNm/m)	Mxe (kNm/m)	$\Phi$ (CIV*CIA)	$\gamma_g$	$\gamma_q$	Mxm,d (kNm/m)	Mym,d (kNm/m)	Mxe,d (kNm/m)
Permanente	4,3	0,7	-8,6	1,69	1,35	1,50	38,23	23,93	-97,46
Variável	12,8	9,1	-33,9						

Fonte: Elaborado pelo autor

###### 11.4.4.1.2. Lajes centrais – modelo II

Tabela 8 - Combinação última normal para lajes centrais - modelo II

COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS NAS LAJES CENTRAIS - RÜSCH - MODELO II							
	Mxm (kNm/m)	Mym (kNm/m)	$\Phi$ (CIV*CIA)	$\gamma_g$	$\gamma_q$	Mxm,d (kNm/m)	Mym,d (kNm/m)
Permanente	10,4	3,4	1,69	1,35	1,50	93,52	43,60
Variável	31,4	15,4					

Fonte: Elaborado pelo autor

###### 11.4.4.1.3. Lajes em balanço

Tabela 9 - Combinação última normal para lajes em balanço

COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS NAS LAJES EM BALANÇO - RÜSCH									
	Mxm (kNm/m)	Mxe (kNm/m)	Myr (kNm/m)	$\Phi$ (CIV*CIA)	$\gamma_g$	$\gamma_q$	Mxm,d (kNm/m)	Mxe,d (kNm/m)	Myr,d (kNm/m)
Permanente	0,0	-21,1	0,00	1,69	1,35	1,50	33,16	-142,64	40,25
Variável	13,1	-45,1							

Fonte: Elaborado pelo autor

##### 11.4.4.2. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS EXCEPCIONAIS

Foi considerada como combinação última excepcional a colisão na barreira lateral de concreto, influenciando no momento no engaste do balanço.

Tabela 10 - Combinação última excepcional para lajes em balanço

COMBINAÇÕES ÚLTIMAS EXCEPCIONAIS NAS LAJES EM BALANÇO - RÜSCH						
	Mxe (kNm/m)	$\psi$ (CIV*CIA)	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_0$	Mxe,d (kNm/m)
Permanente	-21,1	1,69	1,35	1,50	0,70	<b>-153,77</b>
Variável	-45,1					
Colisão	-45,4					

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.5. DETERMINAÇÃO DO GRAU DE ENGASTAMENTO DA LAJE

A determinação do grau de engastamento foi realizada conforme o livro Construções de concreto – vol. 6, de Leonhardt e Mönning (1979). O cálculo foi realizado para a seção I da longarina, referente ao meio do vão.

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{0,62 \times l^2}{b} \times \frac{J_L}{J_T}}$$

Onde,

$\alpha$ : grau de engastamento da laje.

$J_L$ : Momento de inércia da laje, para 1m, em m<sup>4</sup>.

$J_T$ : Momento de inércia à torção da alma da longarina, em m<sup>4</sup>.

b: Afastamento entre almas de longarinas, em metros.

l: Afastamento entre transversinas, em metros.

Então,

$$J_L = 1 \times 0,2^3 / 12 = 0,00067 \text{ m}^4$$

$$J_T = 1 / 3 \times (b_{f,sup} \times h_{f,sup}^3 + b_{f,inf} \times h_{f,inf}^3 + h_w \times b_w^3)$$

$$J_T = 1 / 3 \times (0,9 \times 0,25^3 + 0,75 \times 0,25^3 + 1,40 \times 0,3^3) = 0,021 \text{ m}^4$$

$$b = 3,2 \text{ m}$$

$$l = 7,35 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{0,62 \times 7,35^2}{3,2} \times \frac{0,00067}{0,021}} = 0,75$$



#### 11.4.5.1. COMPATIBILIZAÇÃO DE MOMENTOS SEGUNDO O GRAU DE ENGASTAMENTO

Os momentos no apoio e no vão das lajes centrais foram corrigidos segundo  $\alpha$ . Para  $M_{xm,d}$  foi considerado o maior valor entre o modelo I aliviado e o modelo II deslocado  $0,75 M_{xe,d}$ .

$$M_{xm,d} = M_{xm,d(l)} \times [1 + (1 - \alpha)]$$

$$M_{xe,d} = M_{xe,d(l)} \times \alpha$$

$$M_{ym,d} = M_{ym,d(l)} \times [1 + (1 - \alpha)]$$

Tabela 11 - Compatibilização de momentos para a laje central segundo o grau de engastamento

COMPATIBILIZAÇÃO DE MODELOS DAS LAJES CENTRAIS - RÜSCH							
	$\alpha$	$M_{xm,d}$ (kNm/m)	$M_{xe,d}$ (kNm/m)	$M_{ym,d}$ (kNm/m)	$M_{xm,d}$ (kNm/m)	$M_{xe,d}$ (kNm/m)	$M_{ym,d}$ (kNm/m)
Modelo I	0,75	38,23	-97,46	23,93	47,7	-73,3	29,9
Modelo II		93,52	0	43,60			

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.6. DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DAS LAJES

$$d = 20 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 16 \text{ cm} \text{ (para armadura principal - direção x)}$$

$$d = 20 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} = 15,5 \text{ cm} \text{ (para armadura principal no engaste do balanço - direção x)}$$

$$d = 20 \text{ cm} - h_{\text{pré-laje}} - 1 \text{ cm} = 20 \text{ cm} - 7 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \text{ (para armadura secundária, positiva, sobre a pré-laje - direção y)}$$

$$d = 20 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \text{ (para armadura secundária do balanço, positiva - direção y)}$$

Foi considerado para os cálculos abaixo aço CA-50 e concreto C45. Para a determinação da armadura longitudinal no balanço foi considerado  $M_{yr}$  em toda sua largura.

$$A_{s,\text{mín}} = 0,194\% \times A_c = 0,194 / 100 \times 20 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = \mathbf{3,88 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Tabela 12 - Determinação de As para o engaste do balanço

DETERMINAÇÃO DE As - ENGASTE DO BALANÇO										
Mxe,d (kNm/m)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)	
-153,8	15,5	45,00	500,00	1,40	1,15	100,00	0,85	4,20	5,25	
x23	x3-4 (cm)	Domínio	As (cm <sup>2</sup> /m)	As,mín (cm <sup>2</sup> /m)	As,escolhido (cm <sup>2</sup> /m)	n	$\emptyset$	s (cm)	As,ef (cm <sup>2</sup> /m)	
4,01	6,975	3	26,39	3,88	26,39	14	16	7,14	28,15	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 13 - Determinação de As para o engaste central

DETERMINAÇÃO DE As - ENGASTE CENTRAL										
Mxe,d (kNm/m)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)	
-73,3	16,0	45,00	500,00	1,40	1,15	100,00	0,85	1,78	2,22	
x23	x3-4 (cm)	Domínio	As (cm <sup>2</sup> /m)	As,mín (cm <sup>2</sup> /m)	As,escolhido (cm <sup>2</sup> /m)	n	$\emptyset$	s (cm)	As,ef (cm <sup>2</sup> /m)	
4,14	7,2	2	11,16	3,88	11,16	10	12,5	10,00	12,27	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 14 - Determinação de As transversal para o vão central

DETERMINAÇÃO DE As - VÃO CENTRAL (DIREÇÃO X)										
Mxm,d (kNm/m)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)	
47,7	16,0	45,00	500,00	1,40	1,15	100,00	0,85	1,13	1,41	
x23	x3-4 (cm)	Domínio	As (cm <sup>2</sup> /m)	As,mín (cm <sup>2</sup> /m)	As,escolhido (cm <sup>2</sup> /m)	n	$\emptyset$	s (cm)	As,ef (cm <sup>2</sup> /m)	
4,14	7,2	2	7,11	3,88	7,11	10	10	10,00	7,85	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 15 - Determinação de As longitudinal para o vão central

DETERMINAÇÃO DE As - VÃO CENTRAL (DIREÇÃO Y)										
Mym,d (kNm/m)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)	
29,9	12,0	45,00	500,00	1,40	1,15	100,00	0,85	0,95	1,19	
x23	x3-4 (cm)	Domínio	As (cm <sup>2</sup> /m)	As,mín (cm <sup>2</sup> /m)	As,escolhido (cm <sup>2</sup> /m)	n	$\emptyset$	s (cm)	As,ef (cm <sup>2</sup> /m)	
3,11	5,4	2	5,96	3,88	5,96	8	10	12,50	6,28	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 16 - Determinação de As longitudinal para o balanço

DETERMINAÇÃO DE As - BALANÇO (DIREÇÃO Y)										
Myr,d (kNm/m)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)	
40,2	15,0	45,00	500,00	1,40	1,15	100,00	0,85	1,02	1,27	
x23	x3-4 (cm)	Domínio	As (cm <sup>2</sup> /m)	As,mín (cm <sup>2</sup> /m)	As,escolhido (cm <sup>2</sup> /m)	n	$\emptyset$	s (cm)	As,ef (cm <sup>2</sup> /m)	
3,89	6,75	2	6,39	3,88	6,39	9	10	11,11	7,07	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 17 - Determinação de As longitudinal para o balanço da junta

DETERMINAÇÃO DE As - BALANÇO DA JUNTA									
Md (kNm/m)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)
-93,9	16,0	45,00	500,00	1,40	1,15	100,00	0,85	2,32	2,89
x23	x3-4 (cm)	Domínio	As (cm <sup>2</sup> /m)	As,mín (cm <sup>2</sup> /m)	As,escolhido (cm <sup>2</sup> /m)	n	$\emptyset$	s (cm)	As,ef (cm <sup>2</sup> /m)
4,14	7,2	2	14,55	3,88	14,55	12	12,5	8,33	14,73

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.7. VERIFICAÇÃO DA ARMADURA DA LAJE À FADIGA

Para tal verificação, considerou-se o disposto na seção 23 da NBR 6118:2014. O roteiro foi baseado em ARAÚJO (2013).

##### 11.4.7.1. COMBINAÇÕES PARA FADIGA

$$\gamma_f = 1,00$$

$$\psi_1 = 0,80 \text{ para lajes (item 23.5.2 NBR 6118:2014)}$$

$$M_{s,m\acute{a}x} = M_g + 0,8 \times M_q$$

$$M_{s,m\acute{i}n} = M_g$$

Tabela 18 - Determinação da combinação para fadiga - lajes centrais

COMBINAÇÃO PARA FADIGA - LAJES CENTRAIS														
		Mxm (kNm/m)	Mym (kNm/m)	Mxe (kNm/m)	$\Phi$ (CIV*CIA)	$\psi_1$	Mxm,máx (kNm/m)	Mxm,min (kNm/m)	Mym,máx (kNm/m)	Mym,min (kNm/m)	Mxe,máx (kNm/m)	Mxe,min (kNm/m)		
Modelo I	Permanente	4,3	0,7	-8,6	1,69	0,80	21,60	4,32	12,96	0,72	-54,40	-8,63		
	Variável	12,8	9,1	-33,9										
Modelo II	Permanente	10,4	3,4	0,0			52,79	10,40	24,21	3,42				
	Variável	31,4	15,4	0										
				$\alpha$	Mxm,máx (kNm/m)	Mxm,min (kNm/m)	Mym,máx (kNm/m)	Mym,min (kNm/m)	Mxe,máx (kNm/m)	Mxe,min (kNm/m)				
		Compatibilização		0,75	21,60	4,32	12,96	0,72	-54,40	-8,63				
		Modelo 2			52,79	10,40	24,21	3,42	0,00	0,00				
		Combinado			26,95	5,39	16,18	0,90	-40,92	-6,49				

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 19 - Determinação da combinação para fadiga - lajes em balanço

COMBINAÇÃO PARA FADIGA - LAJES EM BALANÇO								
	Mxe (kNm/m)	Myr (kNm/m)	$\Phi$ (CIV*CIA)	$\psi_1$	Mxe,max (kNm/m)	Mxe,min (kNm/m)	Myr,máx (kNm/m)	Myr,min (kNm/m)
Permanente	-21,1	0,0	1,69	0,80	-81,99	-21,10	21,47	0,00
Variável	-45,1	15,9						

Fonte: Elaborado pelo autor

## 11.4.7.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA

Nos casos em que  $K_{fad} = 1$ , manteve-se a armadura originalmente estipulada, enquanto se  $K_{fad} > 1$ , efetuou-se a majoração de  $A_s$ .

$$A_{s,fad} = K_{fad} \times A_s$$

$$x_{II} = -\frac{n \times A_s}{b_w} + \sqrt{\left[\frac{n \times A_s}{b_w}\right]^2 + \frac{2 \times n}{b_w} \times d \times A_s}$$

$$I_{II} = \frac{b_w \times x_{II}^3}{3} + n \times A_s \times (d - x_{II})^2$$

$$\sigma_{s,máx} = \frac{n \times |M_{s,máx}| \times (d - x_{II})}{I_{II}}$$

$$\sigma_{s,mín} = \frac{n \times |M_{s,mín}| \times (d - x_{II})}{I_{II}}$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,máx} - \sigma_{s,mín}$$

$$K_{fad} = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd,fad}}$$

Tabela 20 - Determinação do coeficiente de fadiga – engaste do balanço

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - ENGASTE DO BALANÇO									
Mxe,max (kNm/m)	Mxe,min (kNm/m)	As			As (cm <sup>2</sup> /m)	n	bw (cm)	d (cm)	x <sub>II</sub> (cm)
		n	∅	s (cm)					
-81,99	-21,10	14	16	7,14	28,15	14	100	15,5	7,79
I <sub>II</sub> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>s,máx</sub> (MPa)	σ <sub>s,mín</sub> (MPa)	Δσ <sub>s</sub> (MPa)	Δf <sub>s,fad,mín</sub> (MPa)	K <sub>fad</sub>	As,fad (cm <sup>2</sup> /m)	n	Adotado	
								∅	s (cm)
0,00039	225,75	58,10	167,65	190	1	28,15	14	16	7,1

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 21 - Determinação do coeficiente de fadiga - apoio central

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - APOIO CENTRAL									
Mxe,max (kNm/m)	Mxe,min (kNm/m)	As			As (cm <sup>2</sup> /m)	n	bw (cm)	d (cm)	x <sub>II</sub> (cm)
		n	∅	s (cm)					
-40,92	-6,49	10	12,5	10,00	12,27	10	100	16,0	5,16
I <sub>II</sub> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>s,máx</sub> (MPa)	σ <sub>s,mín</sub> (MPa)	Δσ <sub>s</sub> (MPa)	Δf <sub>s,fad,mín</sub> (MPa)	K <sub>fad</sub>	As,fad (cm <sup>2</sup> /m)	n	Adotado	
								∅	s (cm)
0,00019	233,51	37,05	196,47	190	1,03403	12,69	11	12,5	9,1

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 22 Determinação do coeficiente de fadiga - vão central - direção x

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - VÃO CENTRAL - DIREÇÃO X									
Mxm,max (kNm/m)	Mxm,min (kNm/m)	As			As (cm <sup>2</sup> /m)	n	bw (cm)	d (cm)	xu (cm)
		n	Ø	s (cm)					
26,95	5,39	10	10	10,00	7,85	10	100	16,0	4,29
Iu (m4)	σs,máx (MPa)	σs,min (MPa)	Δσs (MPa)	Δfs,fad,min (MPa)	Kfad	As,fad (cm <sup>2</sup> /m)	n	Adotado	
								Ø	s (cm)
0,00013	235,51	47,10	188,41	190	1	7,85	10	10	10,0

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 23 - Determinação do coeficiente de fadiga - vão central - direção y

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - VÃO CENTRAL - DIREÇÃO Y									
Mym,max (kNm/m)	Mym,min (kNm/m)	As			As (cm <sup>2</sup> /m)	n	bw (cm)	d (cm)	xu (cm)
		n	Ø	s (cm)					
16,18	0,90	8	10	12,50	6,28	8	100	12,0	3,01
Iu (m4)	σs,máx (MPa)	σs,min (MPa)	Δσs (MPa)	Δfs,fad,min (MPa)	Kfad	As,fad (cm <sup>2</sup> /m)	n	Adotado	
								Ø	s (cm)
0,00005	234,10	13,00	221,09	190	1,16366	7,31	10	10	10,0

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 24 - Determinação do coeficiente de fadiga - balanço - direção y

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - BALANÇO - DIREÇÃO Y									
Myr,max (kNm/m)	Myr,min (kNm/m)	As			As (cm <sup>2</sup> /m)	n	bw (cm)	d (cm)	xu (cm)
		n	Ø	s (cm)					
21,47	0,00	9	10	11,11	7,07	9	100	15,0	3,78
Iu (m4)	σs,máx (MPa)	σs,min (MPa)	Δσs (MPa)	Δfs,fad,min (MPa)	Kfad	As,fad (cm <sup>2</sup> /m)	n	Adotado	
								Ø	s (cm)
0,00010	221,01	0,00	221,01	190	1,1632	8,22	11	10	9,1

Fonte: Elaborado pelo autor

Para as armaduras secundária das lajes, adotou-se o disposto na tabela 19.1 da NBR 6118:2014.

$$\frac{As}{s} \geq \left\{ \begin{array}{l} 20\% As_{,princ} \\ 0,9 \frac{cm^2}{m} \\ 0,5 \rho_{min} = \frac{0,194\%}{2} = 0,097\% \end{array} \right\}$$

Para os casos de armadura secundária, foi adotada armadura Ø8mm c/ 25 cm para evitar fissuração e auxiliar no posicionamento e montagem da armadura principal.

Tabela 25 - Determinação da armadura secundária para lajes

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA SECUNDÁRIA PARA LAJES											
Local	Direção	Tipo	As, princ (cm <sup>2</sup> /m)	ρ <sub>min</sub>	0,5 ρ <sub>min</sub>	Ac*0,5ρ <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	20% As, princ (cm <sup>2</sup> /m)	As, mín (cm <sup>2</sup> /m)	n	Adotado	
										∅ (mm)	s (cm)
Balanço	X	As (+)	8,64	0,194%	0,097%	1,94	1,73	1,94	4	8	25,0
	Y	As (-)	-	-	-	-	-	-	4	8	25,0
Vão	Y	As (-)	-	-	-	-	-	-	4	8	25,0
Pré-laje	Y	As (+)	7,85	0,194%	0,097%	1,94	1,57	1,94	4	8	25,0

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.4.8. VERIFICAÇÃO DA LAJE AO ESFORÇO CORTANTE

Segundo o item 19.4.1 da NBR 6118:2014:

$$\gamma_c = 1,4$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1) + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

Onde,

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times 0,7 \times 0,3 \times (4,5 \text{ kN/cm}^2)^{2/3} / 1,4 = 0,047 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) = 28,15 \text{ cm}^2 / (100\text{cm} \times 16 \text{ cm}^2) = 0,0176$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,16 \text{ m} = 1,44$$

$$V_{Rd1} = [0,047 \text{ kN/cm}^2 \times 1,44 \times (1,2 + 40 \times 0,0176) + 0,15 \times 0] \times 100 \times 16$$

$$V_{Rd1} = \mathbf{165,85 \text{ kN/m}}$$

$$V_{sd} = 104,35 \text{ kN/m} < V_{Rd1} = 165,85 \text{ kN/m}$$

#### 11.4.9. VERIFICAÇÃO DAS PRÉ-LAJES

Foram consideradas duas situações: içamento das pré-lajes e concretagem da capa. Para o primeiro caso, foram adotadas as recomendações da NBR 9062:2017. Para o segundo, foi considerado, além do peso da capa, sobrecarga adicional de 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

Tabela 26 - Solicitações nas pré-lajes

SOLICITAÇÕES NAS PRÉ-LAJES - APOIADAS EM UMA DIREÇÃO												
	L (m)	h (m)	$\gamma_c$	gpp,k (kN/m/m)	qsc,k (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\beta_a$	$\gamma_f$	$\gamma_f \beta_a$	Qtot,d (kN/m/m)	Mmáx (kNm/m)
Íçamento	2,35	0,07	25	1,75				1,3	1,3	1,69	2,96	2,04
Concretagem	2,35	0,07	25	5	0,5	1,25	1,3				6,90	4,76

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 27 - Determinação de  $A_s$  para a pré-laje

DETERMINAÇÃO DE $A_s$ - PRÉ LAJE										
Md (kNm/m)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)	
4,8	3,0	45,00	500,00	1,40	1,15	100,00	0,85	0,65	0,81	
x23	x3-4 (cm)	Domínio	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,escolhido}$ (cm <sup>2</sup> /m)	n	$\emptyset$	s (cm)	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> /m)	
0,78	1,35	3	4,10	3,88	4,10	6	10	16,67	4,71	

Fonte: Elaborado pelo autor

Como  $A_s$  anteriormente escolhido para o vão central na direção x é maior que o necessário apenas para a pré-laje, verifica-se que a armadura final é suficiente para resistir às situações transitórias.

O esforço cortante foi considerado para o pior caso, com  $Q_{total} = 6,90 \text{ kN/m}^2$

$$V_{sd} = Q_{total} \times L_{vão} / 2$$

$$V_{sd} = 6,9 \text{ kN/m}^2 \times 2,35 \text{ m} / 2 = \mathbf{8,11 \text{ kN/m}}$$

$A_{s1} = 0,00 \text{ cm}^2$  na situação transitória

$d = 3 \text{ cm}$

Tabela 28 - Determinação do esforço cortante resistente da pré-laje

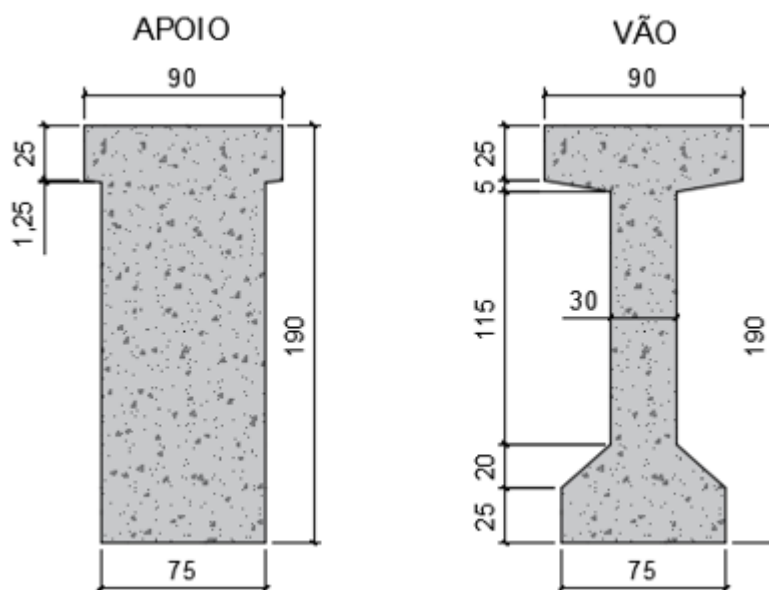
CÁLCULO DO CORTANTE RESISTENTE DA LAJE - VÃO CENTRAL							
fctd (kN/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{Rd}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	bw (cm)	$\rho_1$	k	$V_{Rd1}$ (kN/m)
0,190	0,047	0,00	3	100	0,0000	1,57	26,81

Fonte: Elaborado pelo autor

$$V_{sd} = 8,11 \text{ kN/m}^2 < V_{Rd1} = 26,81 \text{ kN/m}$$

## 11.5. VIGA LONGARINA

Figura 24 - Seção transversal da longarina (medidas em cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.5.1. LARGURA COLABORANTE

Segundo a NBR 6118:2014, pode ser considerada a laje colaborando com a longarina na flexão. Como trata-se de longarina pré-moldada e laje concretada *in loco*, será, posteriormente, verificada a costura entre os dois elementos a fim de realmente poder ser considerada a colaboração da laje.

$a = L$ , para vãos isostáticos.

$a = 29,40\text{m}$

$$b_1 \leq 0,5b_2$$

$$b_3 \leq b_4$$

$$b_3 \leq 0,1a$$

$$b_1 \leq 0,1a$$

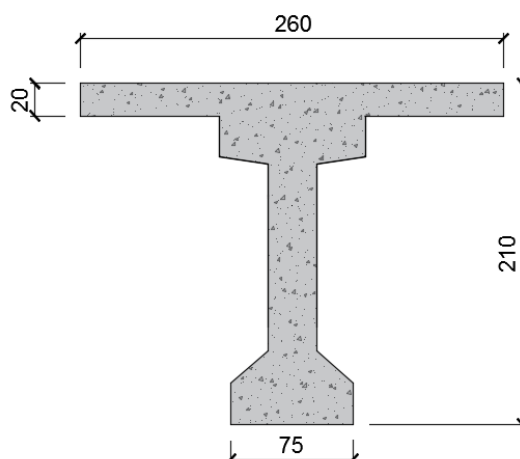
Tabela 29 - Cálculo da largura colaborante

LARGURA COLABORANTE						
L (m)	a (m)	b1 (m)	b2 (m)	b3 (m)	bw (m)	bf (m)
30	30	1,15	2,3	1,15	0,3	2,6

Fonte: Elaborado pelo autor



Figura 25 - Seção transversal da longarina com mesa colaborante (medidas em cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.5.2. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

DADOS DA LONGARINA							
	Longarina (m)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>zg</sub> (m <sup>4</sup> )	y <sub>sup</sub> (m)	y <sub>inf</sub> (m)	W <sub>sup</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>inf</sub> (m <sup>3</sup> )
t=0	30	0,8925	0,376	0,936	0,964	0,402	0,390
t=∞	30	1,4125	0,731	0,755	1,346	0,968	0,543

Tabela 3 - Propriedades da Longarina - Fonte: Autor

### 11.5.3. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES

#### 11.5.3.1. CARGAS PERMANENTES

Adotou-se peso específico do concreto de 25 kN/m<sup>3</sup> e do concreto asfáltico de 24 kN/m<sup>3</sup>, segundo NBR 7187:2003.

##### 11.5.3.1.1. Peso da longarina

Área da longarina = 0,8925 m<sup>2</sup>

Peso próprio = 0,8925 m<sup>2</sup> x 25 kN/m<sup>3</sup> = **22,31 kN/m**

##### 11.5.3.1.2. Peso proveniente do tabuleiro

Foi considerado, simplificada, que toda a carga permanente atuante nas lajes é uniformemente transferida 25% para cada longarina, exceto a barreira de concreto que foi considerada toda para as longarinas de extremidade.

Peso da laje = **5 kN/m<sup>2</sup>**

Peso da barreira = **5,8 kN/m**

Peso do pavimento = **3,12 kN/m<sup>2</sup>**

$$\text{Recapeamento} = \mathbf{2 \text{ kN/m}^2}$$

Considerou-se o pavimento na largura do tabuleiro excluídas as áreas onde localizam-se as barreiras de concreto. As cargas, para a longarina de extremidade, que é o pior caso, são:

$$\text{Largura de influência por longarina} = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Peso da laje} = 3,2 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{16 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Peso da Barreira} = \mathbf{5,8 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Peso do pavimento} = 3,12 \text{ kN/m}^2 \times [12,4 \text{ m} - (2 \times 0,4 \text{ m})] / 4 = \mathbf{9,36 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Recapeamento} = 2 \text{ kN/m}^2 \times [12,4 \text{ m} - (2 \times 0,4 \text{ m})] / 4 = \mathbf{6 \text{ kN/m}}$$

$$\mathbf{G_{total,laje} = 16 + 5,8 + 9,36 + 6 = 37,16 \text{ kN/m}}$$

#### 11.5.3.1.3. Cargas Concentradas

Foram consideradas como cargas concentradas o peso das transversinas e o alargamento da alma da longarina junto ao apoio. Como efetuou-se o cálculo para a longarina de extremidade, a rigor a transversina teria apenas metade de sua carga descarregada na longarina, mas a favor da segurança, foi considerada a carga total. O peso do alargamento de alma foi aplicado no centro de gravidade do volume do mesmo.

$$\text{Volume da transversina de vão} = 1,178 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso da transversina de vão} = 1,178 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{29,44 \text{ kN}}$$

$$\text{Volume da transversina de extremidade} = 1,293 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso da transversina de extremidade} = 1,293 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{32,32 \text{ kN}}$$

$$\text{Volume do alargamento de alma} = 0,856 \text{ m}^3 \text{ (por extremidade)}$$

$$\text{Peso do alargamento de alma} = 0,856 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{21,41 \text{ kN}}$$

#### 11.5.3.2. CARGAS VARIÁVEIS

Para as cargas variáveis, foi considerada, simplificada, apenas a carga proveniente do trem-tipo da figura 11, o qual possui as características citadas no item 11.4.2.2.

Para a consideração do efeito dinâmico dessas cargas, foram utilizados os coeficientes de impacto vertical (CIV), de número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), sendo este último apenas considerado na região afastada em até 5m das juntas.

$$\text{CIV} = 1 + 1,06 \times [20 / (\text{Liv} + 50)] = 1 + 1,06 \times [20 / (29,4 + 50)] = 1,27$$

$$\text{CNF} = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 = 1 - 0,05 \times (2 - 2) = 1,00$$

$$\text{CIA} = 1,25$$

$$\text{Próximo à junta: (CIV} \times \text{CNF} \times \text{CIA)} = 1,27 \times 1 \times 1,25 = \mathbf{1,58}$$

$$\text{Afastado da junta: (CIV} \times \text{CNF)} = 1,27 \times 1 = \mathbf{1,27}$$

#### 11.5.3.2.1. Determinação do trem-tipo da longarina

Para a determinação do trem-tipo, foi utilizado o Método de Engesser-Courbon (1940). Para tal, foram consideradas 5 transversinas de altura na mesma ordem de grandeza da longarina, a fim de obter a rigidez transversal necessária para a aplicação do método.

O quinhão de carga que cada longarina recebe, é dado pela seguinte equação:

$$r_{id} = 1/n + (6 / n) \times \{[2 \times i - (n + 1)] / (n+1)\} \times (d / L)$$

onde:

n = número de vigas

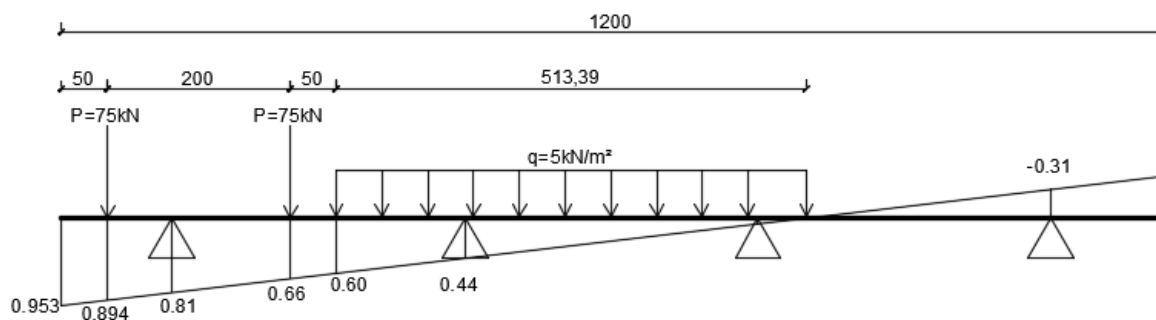
i = número da viga

d = distância do centro da seção transversal à carga unitária

L = largura do tabuleiro

De posse desta equação, obteve-se a seguinte distribuição de carga para a longarina externa:

Figura 26 - Repartição transversal de carga para longarina externa - Courbon (medidas em cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

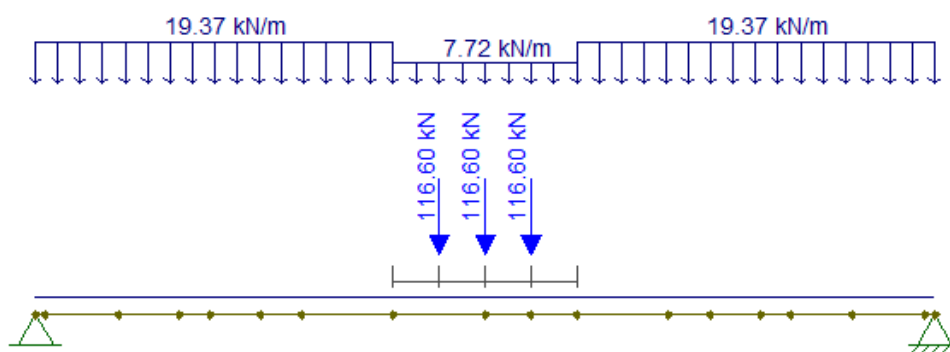
A favor da segurança, é considerada apenas a parcela desfavorável da distribuição transversal de cargas.

Carga de multidão externa:  $q_{mult} = 5 \text{ kN/m}^2 \times 0,9531 \times 8,13 \text{ m} / 2 = \mathbf{19,37 \text{ kN/m}}$

Carga de multidão interna:  $q'_{mult} = 5 \text{ kN/m}^2 \times 0,6016 \times 5,13 \text{ m} / 2 = \mathbf{7,72 \text{ kN/m}}$

Carga de Roda:  $P = 75 \text{ kN} \times (0,8945 + 0,6602) = \mathbf{116,60 \text{ kN}}$

Figura 27 - Trem-tipo para a longarina externa



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

#### 11.5.4. DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES

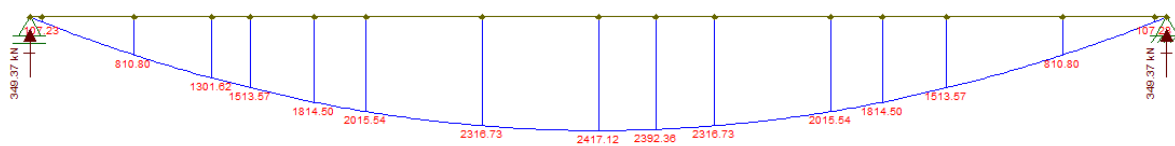
##### 11.5.4.1. PESO PRÓPRIO DA LONGARINA

Para determinação das solicitações devidas apenas ao peso próprio foram consideradas as seguintes cargas:

Peso da viga:  $g_{viga,k} = 22,31 \text{ kN/m}$

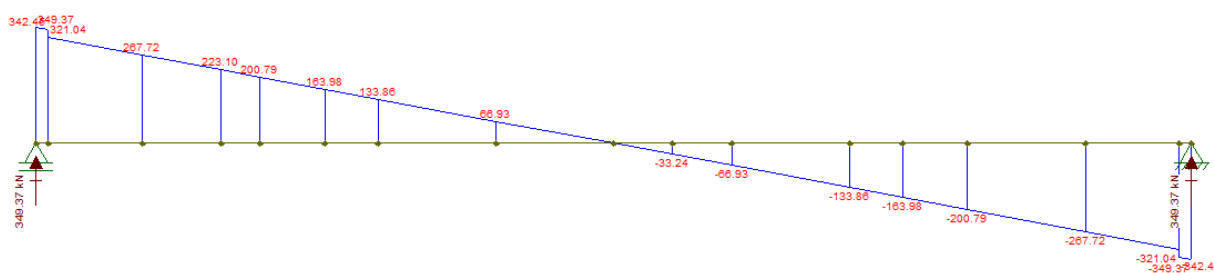
Peso do alargamento da alma no apoio:  $P_{alma,k} = 21,41 \text{ kN}$

Figura 28 - Momentos devido ao peso próprio da longarina



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

Figura 29 - Cortante devido ao peso próprio da longarina



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

Tabela 30 - Valores das solicitações - peso da longarina

Seção	x real viga (m)	Mk=Md (kNm)	Vk=Vd (kN)
1	0,3	0	349
2	3	811	268
3	6	1514	201
4	9	2016	134
5	12	2317	67
6	15	2417	0
7	18	2317	67
8	21	2016	134
9	24	1514	201
10	27	811	268
11	29,7	0	349

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.4.2. PESO DA VIGA E LAJE

Esta situação refere-se à etapa em que a longarina já recebe a carga das transversinas e da laje, logo após sua concretagem ( $t = 60$  dias). As cargas atuantes nesta fase foram consideradas as seguintes:

Peso da viga:  $g_{\text{viga},k} = 22,31$  kN/m

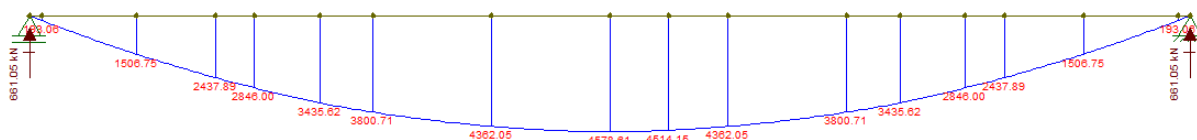
Peso do alargamento da alma no apoio:  $P_{alma,k} = 21,41 \text{ kN}$

Peso da transversina de vão:  $P_{ta,k} = 29,44 \text{ kN}$

Peso da transversina de extremidade:  $P_{te,k} = 32,32 \text{ kN}$

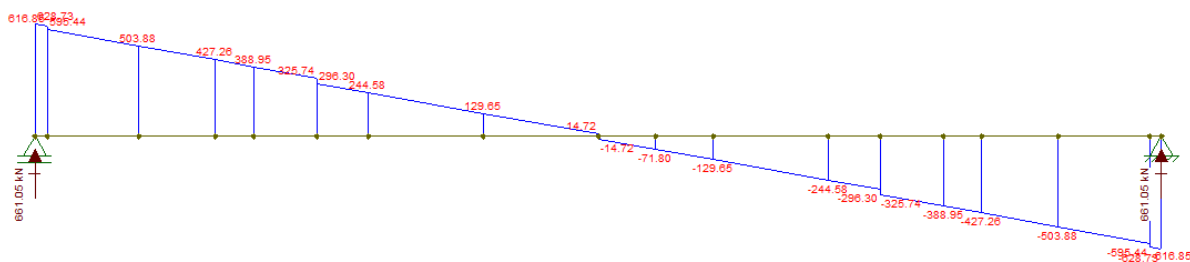
Peso da laje:  $16 \text{ kN/m}$

Figura 30 - Momentos na longarina após concretagem da laje



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

Figura 31 - Cortante na longarina após concretagem da laje



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

Tabela 31 - Valores das solicitações após a concretagem da laje

Seção	x real viga (m)	Mk (kNm)	Vk (kN)
1	0,3	0	629
2	3	1507	504
3	5	2438	427
4	6	2846	389
5	9	3801	245
6	12	4362	130
7	15	4579	15
8	18	4362	130
9	21	3801	245
10	24	2846	389
11	25	2438	427
12	27	1507	504
13	29,7	0	629

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.4.3. PESO DA ESTRUTURA FINALIZADA E CARGA MÓVEL

Para a situação final, todas as cargas permanentes estão atuando, assim como a carga móvel. Os valores constantes abaixo não levam em consideração os coeficientes de impacto, que serão utilizados diretamente nas combinações. Foi calculado, para as cargas móveis, a envoltória de solicitações máximas. As cargas atuantes são as seguintes:

##### **Cargas permanentes:**

Peso da viga:  $g_{\text{viga,k}} = 22,31 \text{ kN/m}$

Reação da laje:  $G_{\text{total,laje}} = 37,16 \text{ kN/m}$

Peso do alargamento da alma no apoio:  $P_{\text{alma,k}} = 21,41 \text{ kN}$

Peso da transversina de vão:  $P_{\text{ta,k}} = 29,44 \text{ kN}$

Peso da transversina de extremidade:  $P_{\text{te,k}} = 32,32 \text{ kN}$

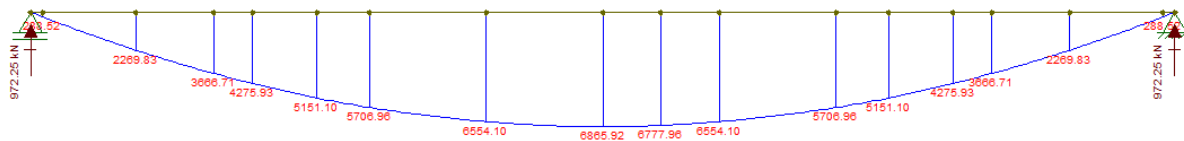
##### **Cargas móveis:**

Carga de multidão externa:  $q_{\text{mult}} = 19,37 \text{ kN/m}$

Carga de multidão interna:  $q'_{\text{mult}} = 7,72 \text{ kN/m}$

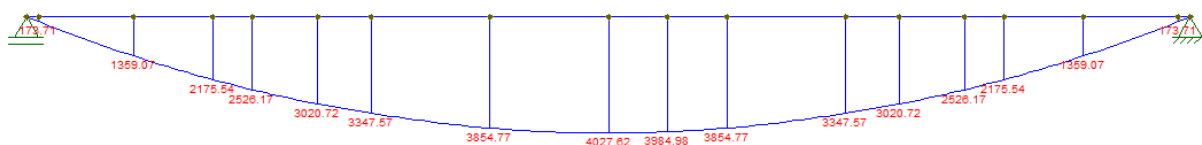
Carga de Roda:  $P = 116,60 \text{ kN}$

Figura 32 - Momentos devido a G na fase de utilização



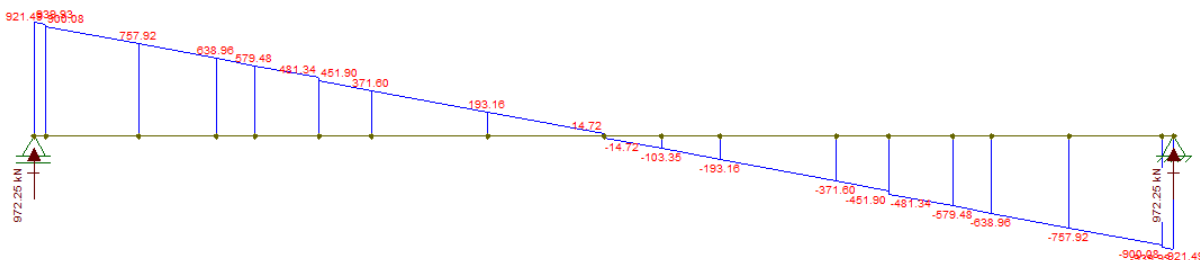
Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

Figura 33 – Envoltória de momentos devido a Q na fase de utilização



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

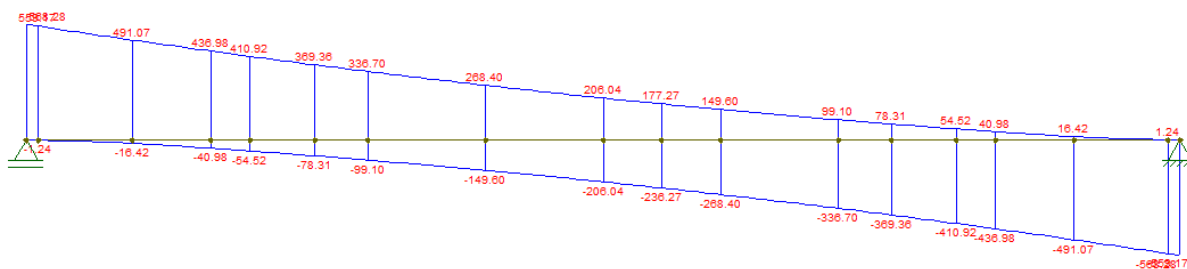
Figura 34 - Cortante devido a G na fase de utilização



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)



Figura 35 - Envoltória de Cortante devido a Q na fase de utilização



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

Tabela 32 - Valores das envoltórias de solicitações na fase de utilização

Seção	x real viga (m)	Mg,k (kNm)	Vg,k (kNm)	Mq (kNm)	Vq (kNm)
1	0,3	0,00	939,93	0,00	568,28
2	3	2269,83	757,92	1359,07	491,08
3	5	3666,71	638,96	2175,54	436,98
4	6	4275,93	579,48	2526,16	410,92
5	9	5706,96	371,60	3347,57	336,70
6	12	6554,10	193,16	3854,77	268,41
7	15	6865,92	14,72	4027,62	206,04
8	18	6554,10	193,16	3854,77	268,41
9	21	5706,96	371,60	3347,57	336,70
10	24	4275,93	579,48	2526,16	410,92
11	25	3666,71	638,96	2175,54	436,98
12	27	2269,83	757,92	1359,07	491,08
13	29,7	0,00	939,93	0,00	568,28

Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.5.5. DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES

As combinações de ações e seus respectivos coeficientes de ponderação foram extraídos nas normas NBR 8681:2003, NBR 6118:2014 e NBR 9062:2017. As cargas móveis foram multiplicadas, quando aplicável, pelos coeficientes CIV, CNF e CIA contidos na NBR 7188:2013

#### 11.5.5.1. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,50$$

$$(CIV \times CNF) = 1,27$$

$$(CIV \times CNF \times CIA) = 1,58$$

Tabela 33 - Combinação última normal para longarina externa

Seção	x real viga (m)	Md (kNm)	Vd (kN)
1	0,3	0	2619
2	3	6293	2190
3	5	10118	1901
4	6	10573	1563
5	9	14066	1142
6	12	16174	771
7	15	16923	411
8	18	16174	771
9	21	14066	1142
10	24	10573	1563
11	25	10118	1901
12	27	6293	2190
13	29,7	0	2619

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.5.2. COMBINAÇÕES PARA PROTENSÃO

##### 11.5.5.2.1. Idade de protensão

$$\gamma_g = \gamma_q = \mathbf{1,0}$$

$$(\text{CIV} \times \text{CNF}) = \mathbf{1,27}$$

$$(\text{CIV} \times \text{CNF} \times \text{CIA}) = \mathbf{1,58}$$

Tabela 34 - Combinação de solicitações na longarina externa para idade de protensão

Seção	x real viga (m)	Md (kNm)	Vd (kN)
1	0,3	0	349
2	3	811	268
3	6	1514	201
4	9	2016	134
5	12	2317	67
6	15	2417	0
7	18	2317	67
8	21	2016	134
9	24	1514	201
10	27	811	268
11	29,7	0	349

Fonte: Elaborado pelo autor

##### 11.5.5.2.2. Fase de concretagem da laje

Para esta situação, considerou-se as transversinas já concretadas e o peso da laje atuando já sobre a longarina.

$$\gamma_g = \gamma_q = \mathbf{1,0}$$

Tabela 35 - Combinação de solicitações para a longarina externa após a concretagem da laje

Seção	x real viga (m)	Md (kNm)	Vd (kN)
1	0,3	0	629
2	3	1507	504
3	5	2438	427
4	6	2846	389
5	9	3801	245
6	12	4362	130
7	15	4579	15
8	18	4362	130
9	21	3801	245
10	24	2846	389
11	25	2438	427
12	27	1507	504
13	29,7	0	629

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.5.2.3. Fase de utilização da estrutura

$$\gamma_g = \gamma_q = 1,0$$

$$(CIV \times CNF) = 1,27$$

$$(CIV \times CNF \times CIA) = 1,58$$

Tabela 36 – Combinação de solicitações na longarina externa para idade de utilização da estrutura

Seção	x real viga (m)	Md (kNm)
1	0,3	0
2	3	4422
3	5	7112
4	6	7477
5	9	9948
6	12	11438
7	15	11969
8	18	11438
9	21	9948
10	24	7477
11	25	7112
12	27	4422
13	29,7	0

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.5.3. COMBINAÇÃO PARA IDADE DE IÇAMENTO DAS LONGARINAS

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

$$\gamma_f = 1,30$$

$$\beta_a = 1,30$$

Tabela 37 - Combinação de solicitações para situação de içamento e transporte da longarina

Seção	x real viga (m)	Md (kNm)	Vd (kN)
1	0	0	0
2	0,3	-2	590
3	3	1369	452
4	6	2556	339
5	9	3405	226
6	12	3914	113
7	15	4083	0
8	18	3914	113
9	21	3405	226
10	24	2556	339
11	27	1369	452
12	29,7	-2	590
13	30	0	0

Fonte: Elaborado pelo autor

## 11.5.5.4. COMBINAÇÃO FREQUENTE – ELS

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,50$$

$$\psi_1 = 0,50$$

$$(CIV \times CNF) = 1,27$$

$$(CIV \times CNF \times CIA) = 1,58$$

Tabela 38 - Combinação frequente de solicitações para longarina externa

Seção	x real viga (m)	Md (kNm)	Vd (kN)
1	0,3	0	1390
2	3	3346	1147
3	5	5389	985
4	6	5876	840
5	9	7828	585
6	12	8996	363
7	15	9417	145
8	18	8996	363
9	21	7828	585
10	24	5876	840
11	25	5389	985
12	27	3346	1147
13	29,7	0	1390

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.5.5. COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE – ELS

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,50$$

$$\psi_2 = 0,30$$

$$(CIV \times CNF) = 1,27$$

$$(CIV \times CNF \times CIA) = 1,58$$

Tabela 39 - Combinação quase permanente de solicitações para longarina externa

Seção	x real viga (m)	Md (kNm)	Vd (kN)
1	0,3	0	1210
2	3	2916	991
3	5	4700	847
4	6	5236	736
5	9	6979	500
6	12	8019	295
7	15	8397	93
8	18	8019	295
9	21	6979	500
10	24	5236	736
11	25	4700	847
12	27	2916	991
13	29,7	0	1210

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6. PROTENSÃO DA LONGARINA

Para fins de simplificação, a protensão foi calculada apenas para a longarina externa e admitida igual para todas as outras. A análise das tensões nas seções foi realizada em diferentes fases, sendo as mais críticas: a idade de protensão (21 dias), a fase de concretagem da laje (na qual atuam, já, diversas cargas e não existe a mesa colaborante), e a fase de utilização da estrutura.

##### 11.5.6.1. SISTEMA DE PROTENSÃO

Foi adotado o sistema Rudloff com pós-tensão aderente com cordoalhas 15,2mm, 7 fios; 4 cabos com 10 cordoalhas cada, dispostos em parábola; ancoragem ativa (E-6-10) e passiva (PC-6-10). Os dados do sistema foram extraídos do catálogo Rudloff para Concreto Protendido (2019), e os das cordoalhas do catálogo de fios e cordoalhas da ArcelorMittal (2019).

Tabela 40 - Dados do sistema de protensão Rudloff

<b>DADOS SISTEMA DE PROTENSÃO</b>		
w (mm)	$\mu$ (1/rad)	K (1/m)
6	0,2	0,002

Fonte: Catálogo Rudloff para concreto protendido (2019)

#### 11.5.6.2. TRAÇADO DOS CABOS

Os cabos de protensão escolhidos possuem traçado parabólico em toda sua extensão.

Figura 36 - Traçado dos cabos de protensão na longarina



Fonte: Elaborado pelo autor

##### 11.5.6.2.1. Cabo representante

O cabo representante foi calculado considerando a posição média dos quatro cabos para duas situações: apenas a longarina para a idade de protensão; e seção composta com a laje colaborante.

Tabela 41 - Excentricidade do cabo representante na idade de protensão

<b>CABO REPRESENTANTE - SEÇÃO NO TEMPO t=0</b>													
Seção	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
X (m)	0,3	3,0	5,0	6,0	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0	24,0	25,0	27,0	29,7
y <sub>1</sub> (cm)	31,0	79,5	109,0	121,7	151,6	169,4	175,3	169,4	151,6	121,7	109,0	79,5	31,0
y <sub>2</sub> (cm)	75,4	108,8	129,2	137,9	158,7	171,1	175,3	171,1	158,7	137,9	129,2	108,8	75,4
y <sub>3</sub> (cm)	121,0	139,1	150,2	154,9	166,2	173,0	175,3	173,0	166,2	154,9	150,2	139,1	121,0
y <sub>4</sub> (cm)	166,6	169,5	171,2	172,0	173,8	174,9	175,3	174,9	173,8	172,0	171,2	169,5	166,6
y <sub>rep</sub> (cm)	98,5	124,2	139,9	146,6	162,6	172,1	175,3	172,1	162,6	146,6	139,9	124,2	98,5
e <sub>rep</sub> (cm)	4,9	30,6	46,3	53,0	69,0	78,5	81,7	78,5	69,0	53,0	46,3	30,6	4,9

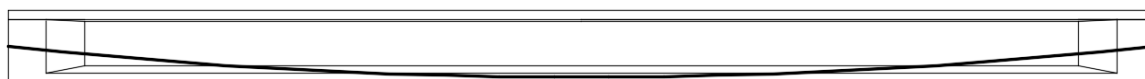
Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 42 - Excentricidade do cabo representante após solidarização da laje

CABO REPRESENTANTE - SEÇÃO NO TEMPO $t=\infty$													
Seção	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
X (m)	0,3	3,0	5,0	6,0	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0	24,0	25,0	27,0	29,7
y <sub>1</sub> (cm)	31,0	78,7	108,3	121,1	151,2	169,3	175,3	169,3	151,2	121,1	108,3	78,7	31,0
y <sub>2</sub> (cm)	75,4	108,8	129,2	137,9	158,7	171,1	175,3	171,1	158,7	137,9	129,2	108,8	75,4
y <sub>3</sub> (cm)	121,0	139,1	150,2	154,9	166,2	173,0	175,3	173,0	166,2	154,9	150,2	139,1	121,0
y <sub>4</sub> (cm)	166,6	169,5	171,2	172,0	173,8	174,9	175,3	174,9	173,8	172,0	171,2	169,5	166,6
y <sub>rep</sub> (cm)	118,5	144,0	159,7	166,5	182,5	192,1	195,3	192,1	182,5	166,5	159,7	144,0	118,5
e <sub>rep</sub> (cm)	44,5	70,0	85,7	92,5	108,5	118,0	121,2	118,0	108,5	92,5	85,7	70,0	44,5

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 37 - Traçado do cabo representante na longarina



Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.3. DETERMINAÇÃO DA CARGA DE PROTENSÃO

Para a determinação da carga de protensão foi utilizado o Método das Tensões Limites. Estimou-se a perda de carga inicial igual a 5% e final igual a 20%. Admitiu-se no ato da protensão tensões de compressão inferiores a  $0,7f_{ckj}$ , e de tração não superiores a  $1,2f_{ctmj}$ ; enquanto para o tempo infinito, tensões de compressão abaixo de  $0,5f_{ck}$ , e de tração menores que  $1,2f_{ctm}$ .

$$M_0 = 2417,12 \text{ kNm}$$

$$M_\infty = 11969 \text{ kNm}$$

Para  $t = 21$  dias:

$$\sigma_s = 0,95 \times P_0 \times \left( \frac{1}{A} - \frac{e_p}{W_s} \right) + \frac{M_0}{W_s} \geq -1,2 \times f_{ctmj}$$

$$\sigma_i = 0,95 \times P_0 \times \left( \frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_i} \right) - \frac{M_0}{W_i} \leq 0,7 \times f_{ckj}$$

Para  $t = \infty$ :

$$\sigma_s = 0,80 \times P_\infty \times \left( \frac{1}{A} - \frac{e_p}{W_s} \right) + \frac{M_\infty}{W_s} \leq 0,5 \times f_{ck}$$

$$\sigma_i = 0,80 \times P_\infty \times \left( \frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_i} \right) - \frac{M_\infty}{W_i} \geq -1,2 \times f_{ctm}$$

$$P \geq 7433 \text{ kN} ; P \geq -23314 \text{ kN}$$

$$P \leq 12037 \text{ kN} ; P \leq 12116 \text{ kN}$$

$$\text{Adotado } P = 7433 \text{ kN}$$

$$\sigma_{pi} = 0,82 \times f_{pyk} = 0,82 \times 166,8 \text{ kN/cm}^2 = 136,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_p = P / \sigma_{pi} = 7433 \text{ kN} / 136,8 \text{ kN/cm}^2 = 54,34 \text{ cm}^2$$

$$N = A_p / A_{cord} = 54,34 \text{ cm}^2 / 1,434 \text{ cm}^2 \approx 40 \text{ cordoalhas} = 4 \text{ cabos c/ } 10 \text{ cordoalhas}$$

$$A_{p, total} = N \times A_{cord} = 40 \times 1,434 = \mathbf{57,36 \text{ cm}^2}$$

$$P_{total} = A_p \times \sigma_{pi} = 57,36 \text{ cm}^2 \times 136,8 \text{ kN/cm}^2 = \mathbf{7846 \text{ kN}}$$

Tabela 43 - Determinação da carga P e da área de aço

CÁLCULO CARGA DE PROTENSÃO			
t=21d			
M0 (kNm)	Perda Inicial	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$
		P ≤ (kN)	P ≤ (kN)
2417,12	5%	12037	12116
t=∞			
M= (kNm)	Perda Final	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$
		P ≥ (kN)	P ≥ (kN)
11969	20%	<b>7433</b>	-23314
<b>CARGA ESCOLHIDA (kN)</b>		<b>7433</b>	
$\sigma_{pi}$ (kN/cm <sup>2</sup> )		0,74f <sub>ptk</sub>	137,2
		0,82f <sub>pyk</sub>	136,8
A <sub>p</sub> (cm <sup>2</sup> )		54,34	
Ø cordoalha (mm)		15,2	
A cordoalha (cm <sup>2</sup> )		1,434	
Nº de cabos		4	
Nº de cordoalhas/cabo		10	
<b>A<sub>p</sub> total (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>57,36</b>	
<b>P total (kN)</b>		<b>7846</b>	

Fonte: Elaborado pelo autor



#### 11.5.6.4. PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSÃO

Para a pós-tensão aderente, foram consideradas três perdas imediatas: atrito cabo-bainha; acomodação e recuo da ancoragem; e, devido a presença de mais de um cabo, encurtamento elástico do concreto. As equações e roteiro para a determinação destas foram extraídas da NBR 6118:2014 e de Cholfe e Bonilha (2018). Foram adotadas 15 seções de controle ao longo do comprimento da viga.

##### 11.5.6.4.1. Perdas por atrito ao longo do cabo

A equação para determinação da perda de carga encontra-se no item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118:2014:

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

$\mu = 0,2/\text{rad}$  (cordoalha-bainha metálica)

$k = 0,002/\text{m}$

Tabela 44 - Perdas de carga por atrito

Seção	x (m)	P <sub>0</sub> (kN)	$\alpha_0$ (rad)	$\alpha_i$ (rad)	$\Delta\alpha$ (rad)	$\Delta P$ (kN)	Patrito (kN)
0	0	7846,4	0,1071	0,1071	0,0000	0,00	7846,4
1	0,3	7846,4	0,1071	0,1047	0,0024	8,47	7837,9
2	3	7846,4	0,1071	0,0853	0,0218	80,87	7765,5
3	5	7846,4	0,1071	0,0710	0,0361	133,96	7712,5
4	6	7846,4	0,1071	0,0639	0,0432	160,29	7686,1
5	9	7846,4	0,1071	0,0425	0,0646	238,90	7607,5
6	12	7846,4	0,1071	0,0236	0,0835	312,94	7533,5
7	15	7846,4	0,1071	0,0000	0,1071	393,27	7453,2
8	18	7846,4	0,1071	-0,0236	0,1307	472,74	7373,7
9	21	7846,4	0,1071	-0,0425	0,1496	544,50	7301,9
10	24	7846,4	0,1071	-0,0639	0,1710	619,18	7227,2
11	25	7846,4	0,1071	-0,0710	0,1781	643,85	7202,6
12	27	7846,4	0,1071	-0,0853	0,1924	693,09	7153,3
13	29,7	7846,4	0,1071	-0,1047	0,2118	759,17	7087,2
14	30	7846,4	0,1071	-0,1071	0,2142	766,82	7079,6

Fonte: Elaborado pelo autor

##### 11.5.6.4.2. Perdas por acomodação e recuo da ancoragem

Esta ocorre na extremidade do cabo em que está a ancoragem ativa.

$L_{\text{viga}} = 30\text{m}$

$E_p = 202000 \text{ MPa}$

$$A_p = 57,36 \text{ cm}^2$$

$$P(x=0) = 7846,4 \text{ kN}$$

$$P(x=30) = 7079,6 \text{ kN}$$

$$\Delta p_1 = (7846,4 - 7079,6) / 30 \text{ m} = 25,56 \text{ kN/m}$$

$$X_r = W = \sqrt{\frac{\Delta w \times E_p \times A_p}{\Delta p_1}}$$

$$X_r = 16,49 \text{ m}$$

$$P(0) (x=W) = P(0) - \Delta p_1 \times X_r = 7846,4 \text{ kN} - 25,56 \text{ kN/m} \times 16,49 \text{ m} = 7425 \text{ kN}$$

$$P'(0) (x=0) = P(0) - 2 \times \Delta p_1 \times X_r = 7846,4 \text{ kN} - 2 \times 25,56 \text{ kN/m} \times 16,49 \text{ m} = 7003,3 \text{ kN}$$

$$\Delta p' = (P'(0) - P(0)) / X_r = (7003,3 \text{ kN} - 7846,4 \text{ kN}) / 16,49 \text{ m} = -51,1 \text{ kN/m}$$

$$P'(x) = P_{\text{atrito}} + \Delta p' \times (X_r - x)$$

Tabela 45 - Perdas de carga por acomodação e recuo da ancoragem

Hipótese:				$\Delta w$ (mm)	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	$E_p$ (Mpa)
W ≤ a, onde a=L/2=15m				6	57,36	202000
L1 (m)	P(0) (kN)	P(1) (kN)	$\Delta p_1$ (kN/m)	W=Xr	Hipótese?	
30	7846,4	7079,6	25,56	16,49	OK	
P(0) (x=W) (kN)	$\Delta P'(x)$ (kN/m)	P'(0) (x=0) (kN)	Seção	x (m)	Patrito (kN)	P' (kN)
7425	-51,1	7003,3	0	0,00	7846	7003,3
			1	0,30	7838	7010,2
			2	3,00	7766	7075,8
			3	5,00	7712	7125,0
			4	6,00	7686	7149,8
			5	9,00	7608	7224,5
			6	12,00	7533	7303,8
			7	15,00	7453	7376,9
			7' (x=W)	16,49	7425	7424,9
			8	18,00	7374	7373,7
			9	21,00	7302	7301,9
			10	24,00	7227	7227,2
			11	25,00	7203	7202,6
			12	27,00	7153	7153,3
			13	29,70	7087	7087,2
			14	30,00	7080	7079,6

Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.5.6.4.3. Perdas por encurtamento elástico do concreto

Devido à protensão sucessiva de cabos, o encurtamento do concreto causa perda de carga para n-1 cabos. A perda média para todos os cabos pode ser estimada conforme a seguinte equação:

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

$$E_{ci} (21d) = 44387,12 \text{ MPa}$$

$$E_p = 202000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_p = E_p / E_{ci} = 202000 \text{ MPa} / 44387,12 \text{ MPa} = \mathbf{4,55}$$

$$n = 4 \text{ cabos}$$

$$A_p = 57,36 \text{ cm}^2$$

$$(\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) = (P' / A_c) + (P' \times e_p^2 / I_{zg}) - (M_{g,k} \times e_p / I_{zg})$$

$$P''(x) = P'(x) - A_p \times \Delta\sigma_p$$

Tabela 46 - Perdas de carga devido ao encurtamento elástico do concreto

Seção	x (m)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	e <sub>p</sub> (cm)	M <sub>g,k</sub> (kNm)	P' (kN)	σ <sub>cp</sub> +σ <sub>cg</sub> (kPa)	Δσ <sub>p</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	P'' (kN)
0	0	0,893	0,376	1,4	0,0	7003,3	7850,5	13397,50	6926,5
1	0,3	0,893	0,376	4,9	0,0	7010,2	7899,6	13481,33	6932,9
2	3	0,893	0,376	30,6	810,8	7075,8	9033,1	15415,75	6987,4
3	5	0,893	0,376	46,3	1302,0	7125,0	10440,0	17816,62	7022,8
4	6	0,893	0,376	53,0	1513,6	7149,8	11222,4	19151,90	7039,9
5	9	0,893	0,376	69,0	2015,5	7224,5	13534,2	23097,17	7092,0
6	12	0,893	0,376	78,5	2316,7	7303,8	15312,2	26131,37	7154,0
7	15	0,893	0,376	81,7	2417,1	7376,9	16091,3	27461,06	7219,4
7' (x=W)	16,49	0,893	0,376	81,0	2392,4	7424,9	16111,4	27495,41	7267,2
8	18	0,893	0,376	78,5	2316,7	7373,7	15504,8	26460,05	7221,9
9	21	0,893	0,376	69,0	2015,5	7301,9	13718,8	23412,12	7167,6
10	24	0,893	0,376	53,0	1513,6	7227,2	11367,1	19398,85	7116,0
11	25	0,893	0,376	46,3	1302,0	7202,6	10571,1	18040,39	7099,1
12	27	0,893	0,376	30,6	810,8	7153,3	9139,3	15596,93	7063,9
13	29,7	0,893	0,376	4,9	0,0	7087,2	7986,5	13629,50	7009,1
14	30	0,893	0,376	1,4	0,0	7079,6	7936,0	13543,40	7001,9

Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.5.6.5. CÁLCULO DO ALONGAMENTO DE PROJETO

O cálculo do alongamento de projeto foi baseado em Schmid (1998). Devido à consideração de cabo representante, será considerada a perda inicial média igual para todos os cabos, variando apenas seu comprimento para obtenção dos

respectivos alongamentos. O segmento externo à ancoragem para o macaco foi considerado igual a 1 metro.

$\sigma_p^m$ : Tensão média na metade do comprimento da longarina, após perdas de atrito.

L: comprimento total do cabo

$E_p = 202000$  MPa

r: alongamento teórico do cabo

$$\sigma_p^m = [ P (x=0) + P (x=30) ] / ( 2 \times A_p )$$

$$\sigma_p^m = [ (7846,4 \text{ kN} + 7079,6 \text{ kN}) ] / ( 2 \times 57,36 \text{ cm}^2 ) = 130,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$r = ( \sigma_p^m \times L ) / E_p$$

Tabela 47 - Determinação do alongamento de projeto

DETERMINAÇÃO DO ALONGAMENTO DE PROJETO				
Cabo	1	2	3	4
Tensão (kN/cm <sup>2</sup> )	130,11	130,11	130,11	130,11
L (cm)	3096	3085	3078	3076
$E_p$ (kN/cm <sup>2</sup> )	20200	20200	20200	20200
r (mm)	199	199	198	198

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.6. PERDAS DIFERIDAS DE PROTENSÃO

Para as perdas diferidas finais, foi adotado 3650 dias como  $t=\infty$ . Por simplificação, considerou-se a idade fictícia igual a idade real do concreto. Foram adotados dois tempos para verificação das perdas:  $t = 60$  dias, simbolizando a etapa de concretagem da laje, que entende-se como crítica, pois várias cargas já são atuantes e ainda não há efeito de mesa colaborante;  $t = 3650$  dias, simbolizando 10 anos da obra e caracterizada pela já utilização da estrutura e presença das cargas móveis. As equações utilizadas foram extraídas da NBR 6118:2014.

##### 11.5.6.6.1. Parâmetros gerais

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8 + 0,1 \times U)}$$

$$h_{fict} = 2 \times \gamma \times A_c / \mu_{ar}$$

Tabela 48 - Parâmetros para t = 60 dias

PARÂMETROS GERAIS - t = 60 dias							
Ac (m <sup>2</sup> )	μ <sub>ar</sub> (m)	U (%)	γ	h <sub>fict</sub> (cm)	t <sub>0</sub> (dias)	t <sup>∞</sup> (dias)	Slump (cm)
0,893	6,16	70	1,45	42,00	21	60	≥10

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 49 - Parâmetros para t = 3650 dias

PARÂMETROS GERAIS - t = 3650 dias							
Ac (m <sup>2</sup> )	μ <sub>ar</sub> (m)	U (%)	γ	h <sub>fict</sub> (cm)	t <sub>0</sub> (dias)	t <sup>∞</sup> (dias)	Slump (cm)
1,413	9,56	70	1,45	42,83	21	3650	≥10

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.6.2. Retração do Concreto

Os coeficientes utilizados foram extraídos do anexo A da NBR 6118:2014.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \times [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fict}}{20,8 + 3 \times h_{fict}}$$

$$\varepsilon_{1s} = \frac{1}{10^4} \times \left[ -8,09 + \left( \frac{U}{15} \right) - \left( \frac{U^2}{2284} \right) - \left( \frac{U^3}{133765} \right) + \left( \frac{U^4}{7608150} \right) \right]$$

Tabela 50 - Retração para t = 60 dias

RETRAÇÃO - t = 60 dias							
h <sub>fict</sub> (cm)	U (%)	ε <sub>1s</sub>	ε <sub>2s</sub>	ε <sub>cs∞</sub>	β <sub>s</sub> (21d)	β <sub>s</sub> (60d)	ε <sub>cs(t,t0)</sub>
42,00	70	-6,22E-04	7,97E-01	-4,96E-04	0,06	0,17	-5,45E-05

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 51 - Retração para t = 3650 dias

RETRAÇÃO - t = 3650 dias							
h <sub>fict</sub> (cm)	U (%)	ε <sub>1s</sub>	ε <sub>2s</sub>	ε <sub>cs∞</sub>	β <sub>s</sub> (21d)	β <sub>s</sub> (3650d)	ε <sub>cs(t,t0)</sub>
42,83	70	-6,22E-04	7,95E-01	-4,94E-04	0,06	0,9	-4,15E-04

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.6.3. Fluência do concreto

Para os cálculos do coeficiente fluência, foi considerado o f<sub>ckj</sub> do concreto para a idade t<sup>∞</sup> em análise. Os coeficientes utilizados foram extraídos do anexo A da NBR 6118:2014.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \times \beta_d$$

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

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} + \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 1,25 \times (4,45 - 0,035 \times U)$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fict}}{20 + h_{fict}}$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

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

Tabela 52 - Cálculo do coeficiente de fluência para t = 60 dias

FLUÊNCIA - t = 60 dias								
fck(21d) (Mpa)	fck(60d) (Mpa)	h <sub>fict</sub> (cm)	Slump (cm)	U (%)	β <sub>d</sub> (t)	β <sub>f</sub> (21d)	β <sub>f</sub> (40d)	φ <sub>d=</sub>
43,63	47,94	42,00	≥10	70	0,541	0,28	0,43	0,4
		φ <sub>a</sub>	φ <sub>1c</sub>	φ <sub>2c</sub>	φ <sub>f=</sub>	φ <sub>d</sub>	φ(60,21)	
		0,07	2,50	1,35	3,39	0,22	<b>0,80</b>	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 53 - Cálculo do coeficiente de fluência para t = 3650 dias

FLUÊNCIA - t = 3650 dias								
fck(21d) (Mpa)	fck(3650d) (Mpa)	h <sub>fict</sub> (cm)	Slump (cm)	U (%)	β <sub>d</sub> (t)	β <sub>f</sub> (21d)	β <sub>f</sub> (3650d)	φ <sub>d=</sub>
43,63	54,01	42,83	≥10	70	0,986	0,28	0,89	0,4
		φ <sub>a</sub>	φ <sub>1c</sub>	φ <sub>2c</sub>	φ <sub>f=</sub>	φ <sub>d</sub>	φ(3650,21)	
		0,15	2,50	1,35	3,38	0,39	<b>2,61</b>	

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.6.4. Relaxação do aço de protensão

Para a obtenção dos valores para  $\psi_{1000h}$  foi utilizada a tabela 8.4 na NBR 6118:2014, e para o cálculo do coeficiente de relaxação do aço, foram utilizadas as equações contidas na mesma norma.

$$\sigma_p(x) = A_p / P''(x)$$

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000h} \times \left( \frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

Tabela 54 - Coeficiente de relaxação do aço para t = 60 dias

RELAXAÇÃO DO AÇO - t = 60 dias								
Seção	x (m)	P''(x) (kN)	Ap (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_p(x)$ (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>ptk</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_p/f_{ptk}$	$\psi_{1000h}$ (%)	$\psi_{(t,t_0)}$ (%)
0	0	6926,5	57,36	120,8	185,36	0,65	1,92	<b>1,90</b>
1	0,3	6932,9	57,36	120,9	185,36	0,65	1,92	<b>1,91</b>
2	3	6987,4	57,36	121,8	185,36	0,66	1,99	<b>1,97</b>
3	5	7022,8	57,36	122,4	185,36	0,66	2,03	<b>2,01</b>
4	6	7039,9	57,36	122,7	185,36	0,66	2,05	<b>2,03</b>
5	9	7092,0	57,36	123,6	185,36	0,67	2,10	<b>2,08</b>
6	12	7154,0	57,36	124,7	185,36	0,67	2,17	<b>2,15</b>
7	15	7219,4	57,36	125,9	185,36	0,68	2,25	<b>2,23</b>
7' (x=W)	16,49	7267,2	57,36	126,7	185,36	0,68	2,30	<b>2,28</b>
8	18	7221,9	57,36	125,9	185,36	0,68	2,25	<b>2,23</b>
9	21	7167,6	57,36	125,0	185,36	0,67	2,19	<b>2,17</b>
10	24	7116,0	57,36	124,1	185,36	0,67	2,13	<b>2,11</b>
11	25	7099,1	57,36	123,8	185,36	0,67	2,11	<b>2,09</b>
12	27	7063,9	57,36	123,1	185,36	0,66	2,07	<b>2,05</b>
13	29,7	7009,1	57,36	122,2	185,36	0,66	2,01	<b>1,99</b>
14	30	7001,9	57,36	122,1	185,36	0,66	2,00	<b>1,98</b>

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 55 - Coeficiente de relaxação do aço para t = 3650 dias

RELAXAÇÃO DO AÇO - t = 3650 dias								
Seção	x (m)	P''(x) (kN)	Ap (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_p(x)$ (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>ptk</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_p/f_{ptk}$	$\psi_{1000h}$ (%)	$\psi_{(t,t_0)}$ (%)
0	0	6926,5	57,36	120,8	185,36	0,65	1,92	<b>3,75</b>
1	0,3	6932,9	57,36	120,9	185,36	0,65	1,92	<b>3,76</b>
2	3	6987,4	57,36	121,8	185,36	0,66	1,99	<b>3,88</b>
3	5	7022,8	57,36	122,4	185,36	0,66	2,03	<b>3,96</b>
4	6	7039,9	57,36	122,7	185,36	0,66	2,05	<b>4,00</b>
5	9	7092,0	57,36	123,6	185,36	0,67	2,10	<b>4,11</b>
6	12	7154,0	57,36	124,7	185,36	0,67	2,17	<b>4,25</b>
7	15	7219,4	57,36	125,9	185,36	0,68	2,25	<b>4,39</b>
7' (x=W)	16,49	7267,2	57,36	126,7	185,36	0,68	2,30	<b>4,50</b>
8	18	7221,9	57,36	125,9	185,36	0,68	2,25	<b>4,40</b>
9	21	7167,6	57,36	125,0	185,36	0,67	2,19	<b>4,28</b>
10	24	7116,0	57,36	124,1	185,36	0,67	2,13	<b>4,17</b>
11	25	7099,1	57,36	123,8	185,36	0,67	2,11	<b>4,13</b>
12	27	7063,9	57,36	123,1	185,36	0,66	2,07	<b>4,05</b>
13	29,7	7009,1	57,36	122,2	185,36	0,66	2,01	<b>3,93</b>
14	30	7001,9	57,36	122,1	185,36	0,66	2,00	<b>3,91</b>

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.6.5. Perdas diferidas totais

As perdas diferidas totais, para cada idade, foram calculadas segundo o processo simplificado, item 9.6.3.4.2 da NBR 6118:2014.

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \times E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{cpog} - \chi(t, t_0) \times \sigma_{p0}}{\chi_p + \chi_c \times \eta_p \times \alpha_p \times \rho_p}$$

$$\sigma_{cpog} = \left(\frac{P}{A}\right) + \left(\frac{P \times e_p^2}{I_{zg}}\right) - \left(\frac{M_g}{I_{zg}}\right) \times e_p$$

$$\sigma_{p0} = \left(\frac{P}{A_p}\right) + \alpha_p \left(\frac{P \times e_p^2}{I_{zg}} - \frac{M_g \times e_p}{I_{zg}}\right)$$

Onde, P é a carga na seção em estudo, após as perdas diferidas para o tempo em análise.

$$\alpha_p = E_p / E_{ci} = 202000 / 45079,13 = 4,48$$

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

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t, t_0)$$

$$\rho_p = A_p / A_c$$

$$\eta_p = 1 + (e_p^2 \times A_c) / I_c$$

$$P(t = \infty) = P''(x) - \Delta\sigma_p(t, t_0) \times A_p$$

As tabelas completas, com todos os coeficientes calculados, encontram-se no apêndice B. Abaixo encontram-se os resultados.



Tabela 56 - Perdas diferidas totais para t = 60 dias

PERDAS TOTAIS DIFERIDAS - t = 60 dias									
$E_{cs}(t,t_0)$	$E_p$ (MPa)	$E_{ci}$ (Mpa)	$\alpha_p$	$\varphi(t,t_0)$	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )			
-5,45E-05	202000	45079,13	4,48	0,80	57,36	8925			
Seção	x (m)	$P''(x)$ (kN)	$\sigma_{p0}(x)$ (kN/cm <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$\epsilon_p$ (m)	Mg,k (kNm)	$\Delta\sigma_p(t,t_0)$ (MPa)	P (t=∞) (kN)
0	0,00	6926,5	120,8	0,893	0,376	0,01	0,0	-58,41	6591,4
1	0,30	6932,9	120,9	0,893	0,376	0,05	0,0	-58,66	6596,4
2	3,00	6987,4	121,8	0,893	0,376	0,31	1506,8	-60,85	6638,4
3	5,00	7022,8	122,4	0,893	0,376	0,46	2437,9	-62,52	6664,2
4	6,00	7039,9	122,7	0,893	0,376	0,53	2846,0	-63,32	6676,7
5	9,00	7092,0	123,6	0,893	0,376	0,69	3800,7	-65,73	6715,0
6	12,00	7154,0	124,7	0,893	0,376	0,79	4362,1	-68,14	6763,1
7	15,00	7219,4	125,9	0,893	0,376	0,82	4578,6	-69,88	6818,5
7' (x=W)	16,49	7267,2	126,7	0,893	0,376	0,81	4514,2	-71,17	6858,9
8	18,00	7221,9	125,9	0,893	0,376	0,79	4362,1	-69,80	6821,5
9	21,00	7167,6	125,0	0,893	0,376	0,69	3800,7	-67,50	6780,4
10	24,00	7116,0	124,1	0,893	0,376	0,53	2846,0	-64,99	6743,2
11	25,00	7099,1	123,8	0,893	0,376	0,46	2437,9	-64,15	6731,1
12	27,00	7063,9	123,1	0,893	0,376	0,31	1506,8	-62,40	6705,9
13	29,70	7009,1	122,2	0,893	0,376	0,05	0,0	-60,14	6664,1
14	30,00	7001,9	122,1	0,893	0,376	0,01	0,0	-59,87	6658,5

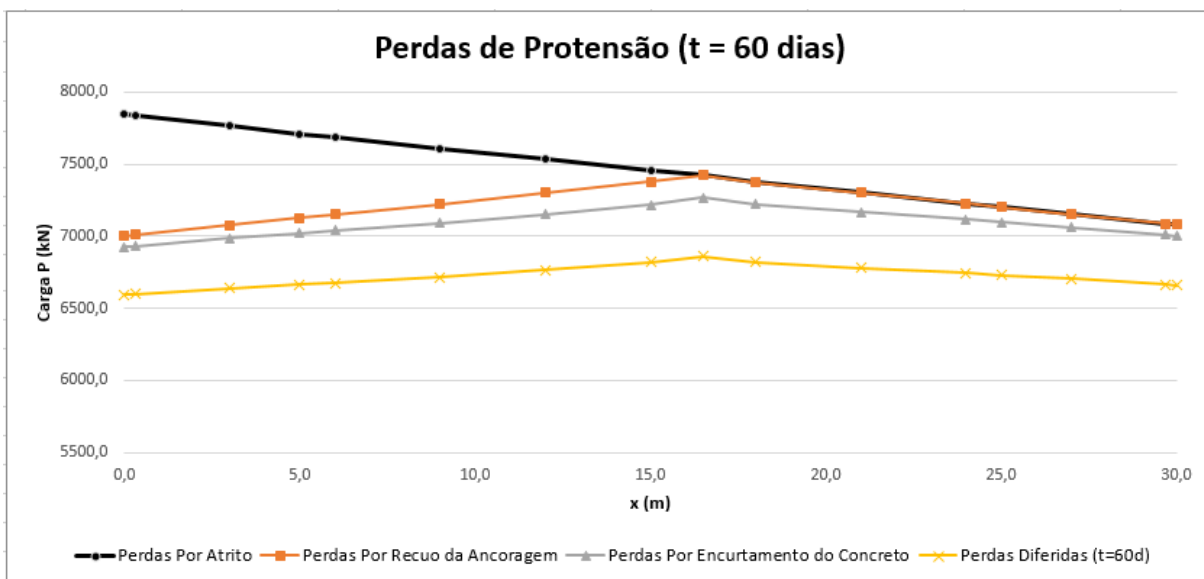
Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 57 – Perdas diferidas totais para t = 3650 dias

PERDAS TOTAIS DIFERIDAS - t = 3650 dias									
$E_{cs}(t,t_0)$	$E_p$ (MPa)	$E_{ci}$ (Mpa)	$\alpha_p$	$\varphi(t,t_0)$	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )			
-4,15E-04	202000	45079,13	4,48	2,61	57,36	14125			
Seção	x (m)	$P''(x)$ (kN)	$\sigma_{p0}(x)$ (kN/cm <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$\epsilon_p$ (m)	Mg,k (kNm)	$\Delta\sigma_p(t,t_0)$ (MPa)	P (t=∞) (kN)
0	0,00	6926,5	120,8	1,413	0,731	0,41	0,0	-188,54	5845,0
1	0,30	6932,9	120,9	1,413	0,731	0,45	0,0	-191,45	5834,7
2	3,00	6987,4	121,8	1,413	0,731	0,70	2269,8	-196,18	5862,1
3	5,00	7022,8	122,4	1,413	0,731	0,86	3666,7	-196,54	5895,4
4	6,00	7039,9	122,7	1,413	0,731	0,93	4275,9	-196,14	5914,8
5	9,00	7092,0	123,6	1,413	0,731	1,09	5707,0	-194,73	5975,1
6	12,00	7154,0	124,7	1,413	0,731	1,18	6554,1	-194,96	6035,7
7	15,00	7219,4	125,9	1,413	0,731	1,21	6865,9	-196,87	6090,1
7' (x=W)	16,49	7267,2	126,7	1,413	0,731	1,21	6778,0	-200,13	6119,2
8	18,00	7221,9	125,9	1,413	0,731	1,18	6554,1	-198,55	6083,0
9	21,00	7167,6	125,0	1,413	0,731	1,09	5707,0	-198,53	6028,9
10	24,00	7116,0	124,1	1,413	0,731	0,93	4275,9	-199,68	5970,6
11	25,00	7099,1	123,8	1,413	0,731	0,86	3666,7	-199,98	5952,0
12	27,00	7063,9	123,1	1,413	0,731	0,70	2269,8	-199,40	5920,1
13	29,70	7009,1	122,2	1,413	0,731	0,45	0,0	-194,36	5894,2
14	30,00	7001,9	122,1	1,413	0,731	0,41	0,0	-191,40	5904,1

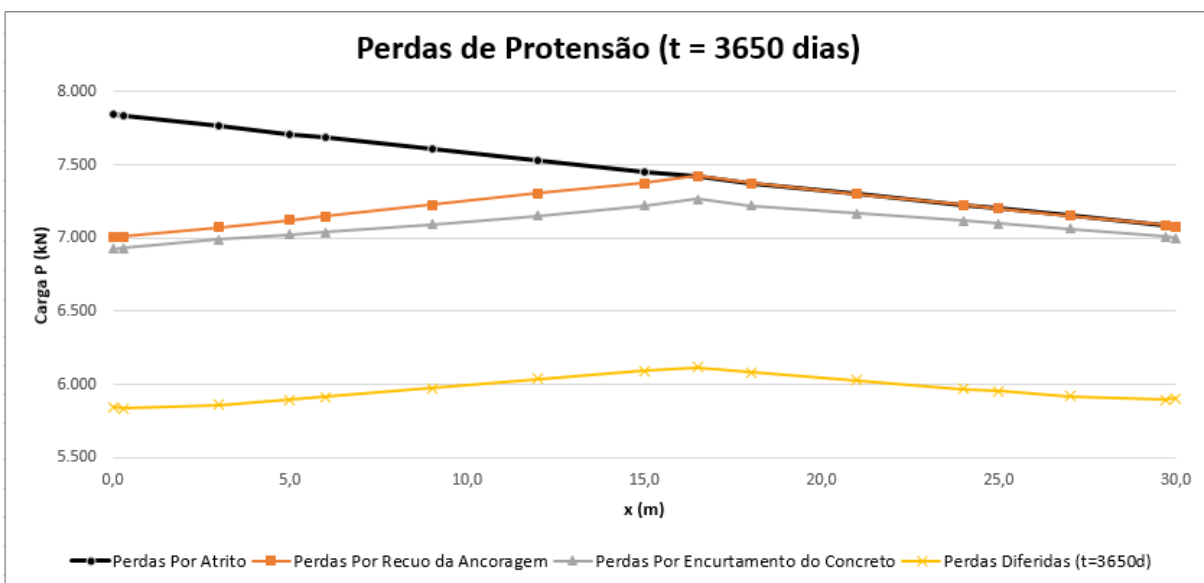
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 38 - Perdas totais para t = 60 dias



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 39 - Perdas totais para t = 3650 dias



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 58 - Resumo das perdas de protensão

RESUMO DAS CARGAS APÓS PERDAS						
Seção	x (m)	Patrito (kN)	P' (kN)	P'' (kN)	P (t=3650d) (kN)	% PERDA
0	0,0	7846,4	7003,3	6926,5	5845,0	21,4%
1	0,3	7837,9	7010,2	6932,9	5834,7	21,5%
2	3,0	7765,5	7075,8	6987,4	5862,1	21,1%
3	5,0	7712,5	7125,0	7022,8	5895,4	20,7%
4	6,0	7686,1	7149,8	7039,9	5914,8	20,4%
5	9,0	7607,5	7224,5	7092,0	5975,1	19,6%
6	12,0	7533,5	7303,8	7154,0	6035,7	18,8%
7	15,0	7453,2	7376,9	7219,4	6090,1	18,1%
7'	16,5	7424,9	7424,9	7267,2	6119,2	17,7%
8	18,0	7373,7	7373,7	7221,9	6083,0	18,2%
9	21,0	7301,9	7301,9	7167,6	6028,9	18,9%
10	24,0	7227,2	7227,2	7116,0	5970,6	19,7%
11	25,0	7202,6	7202,6	7099,1	5952,0	19,9%
12	27,0	7153,3	7153,3	7063,9	5920,1	20,4%
13	29,7	7087,2	7087,2	7009,1	5894,2	20,7%
14	30,0	7079,6	7079,6	7001,9	5904,1	20,6%

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.7. VERIFICAÇÃO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

De acordo com a classe de agressividade ambiental III, a tabela 13.4 da NBR 6118:2014 estabelece que devem ser verificados para pós-tensão limitada os estados limites de serviço referentes à formação de fissuras para a combinação frequente, e à descompressão para a combinação quase permanente. Além destes, foi verificado, ainda, o ELS de compressão excessiva.

Os valores das solicitações estão contidos nas tabelas 38 e 39, para combinação frequente e quase permanente, respectivamente. Para a tensão no bordo comprimido, foi considerado como limite  $0,7 f_{ck}$  para ambos os casos, representando o ELS-CE, enquanto para o tracionado considerou-se como limite a tensão de fissuração para a abertura de fissuras, e 0 MPa para descompressão. Adotou-se a convenção (+) compressão e (-) tração.

$$\sigma_{fiss} = \alpha \times f_{ct} = \alpha \times f_{ctk,inf} = \alpha \times 0,7 \times f_{ctm}$$

$$\alpha = 1,3 \text{ para seção I}$$

$$\sigma_{fiss} = 1,3 \times 0,7 \times -3,795 \text{ MPa} = \mathbf{-3,454 \text{ MPa}}$$

$$0,7 \times f_{ck} = 0,7 \times 45 \text{ MPa} = \mathbf{31,5 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{inf} = P^{\infty} \times (1/A + e_p / W_{inf}) - M / W_{inf}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = P^{\infty} \times (1/A - e_p / W_{\text{sup}}) + M / W_{\text{sup}}$$

Tabela 59 - Verificação do ELS-F e ELS-CE para combinação frequente

VERIFICAÇÃO ELS-F E ELS-CE (FREQUENTE)								
A (m²)	W <sub>inf</sub> (m³)	W <sub>sup</sub> (m³)	f <sub>ctk,inf</sub> (MPa)	α	σ <sub>fiss</sub> (MPa)	f <sub>ck</sub> (MPa)	0,7*f <sub>ck</sub> (MPa)	Tração (-) Compressão (+)
1,4125	0,543	0,968	2,657	1,3	-3,454	45,00	31,5	
Seção	x (m)	P (t=∞) (kN)	M <sub>máx,els</sub> (kNm)	e <sub>p</sub> (m)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> > σ <sub>fiss</sub> ?	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub> < 0,7f <sub>ck</sub> ?
0	0,0	5845,0	0,0	0,41	8,55	OK	1,66	OK
1	0,3	5834,7	0,0	0,45	8,91	OK	1,45	OK
2	3,0	5862,1	3346,0	0,70	5,57	OK	3,35	OK
3	5,0	5895,4	5389,5	0,86	3,58	OK	4,51	OK
4	6,0	5914,8	5876,3	0,93	3,46	OK	4,60	OK
5	9,0	5975,1	7827,6	1,09	1,76	OK	5,61	OK
6	12,0	6035,7	8996,1	1,18	0,84	OK	6,20	OK
7	15,0	6090,1	9417,4	1,21	0,57	OK	6,41	OK
7'	16,5	6119,2	9302,4	1,21	0,79	OK	6,32	OK
8	18,0	6083,0	8996,1	1,18	0,97	OK	6,18	OK
9	21,0	6028,9	7827,6	1,09	1,91	OK	5,59	OK
10	24,0	5970,6	5876,3	0,93	3,59	OK	4,58	OK
11	25,0	5952,0	5389,5	0,86	3,71	OK	4,50	OK
12	27,0	5920,1	3346,0	0,70	5,69	OK	3,35	OK
13	29,7	5894,2	0,0	0,45	9,00	OK	1,46	OK
14	30,0	5904,1	0,0	0,41	8,64	OK	1,68	OK

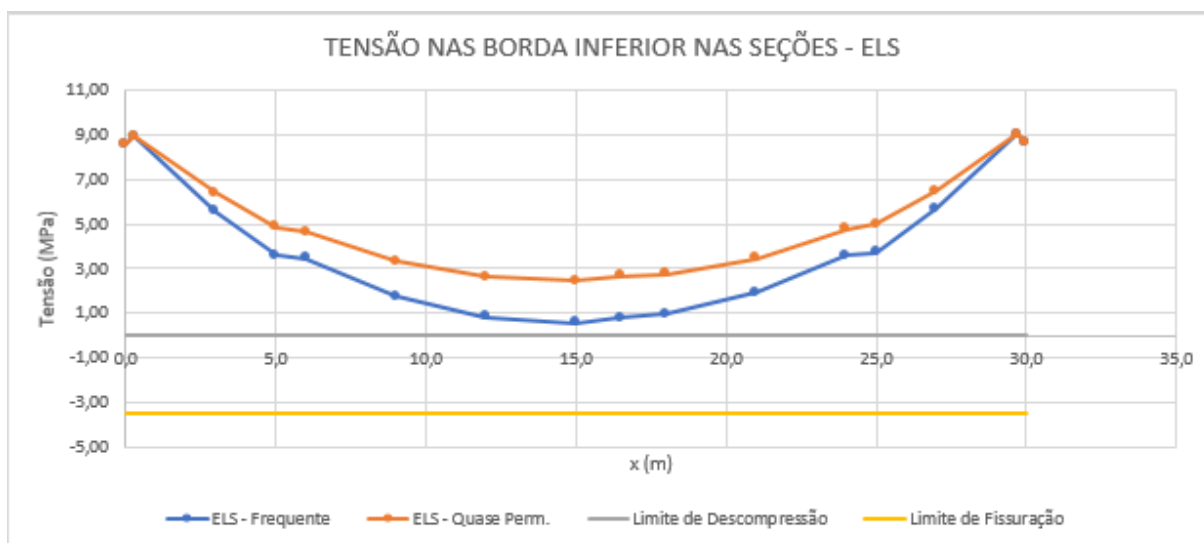
Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 60 - Verificação do ELS-D e ELS-CE para combinação quase permanente

VERIFICAÇÃO ELS-D E ELS-CE (QUASE PERMANENTE)								
A (m²)	W <sub>inf</sub> (m³)	W <sub>sup</sub> (m³)	f <sub>ck</sub> (MPa)	0,7*f <sub>ck</sub> (MPa)	Tração (-) Compressão (+)			
1,4125	0,543	0,968	45,000	31,5				
Seção	x (m)	P (t=∞) (kN)	M <sub>máx,els</sub> (kNm)	e <sub>p</sub> (m)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> > 0?	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub> < 0,7f <sub>ck</sub> ?
0	0,0	5845,0	0,0	0,41	8,55	OK	1,66	OK
1	0,3	5834,7	0,0	0,45	8,91	OK	1,45	OK
2	3,0	5862,1	2915,6	0,70	6,36	OK	2,91	OK
3	5,0	5895,4	4700,4	0,86	4,84	OK	3,80	OK
4	6,0	5914,8	5236,1	0,93	4,64	OK	3,94	OK
5	9,0	5975,1	6979,4	1,09	3,33	OK	4,74	OK
6	12,0	6035,7	8019,3	1,18	2,63	OK	5,19	OK
7	15,0	6090,1	8396,8	1,21	2,45	OK	5,36	OK
7'	16,5	6119,2	8292,7	1,21	2,65	OK	5,27	OK
8	18,0	6083,0	8019,3	1,18	2,77	OK	5,17	OK
9	21,0	6028,9	6979,4	1,09	3,47	OK	4,72	OK
10	24,0	5970,6	5236,1	0,93	4,77	OK	3,92	OK
11	25,0	5952,0	4700,4	0,86	4,97	OK	3,79	OK
12	27,0	5920,1	2915,6	0,70	6,48	OK	2,91	OK
13	29,7	5894,2	0,0	0,45	9,00	OK	1,46	OK
14	30,0	5904,1	0,0	0,41	8,64	OK	1,68	OK

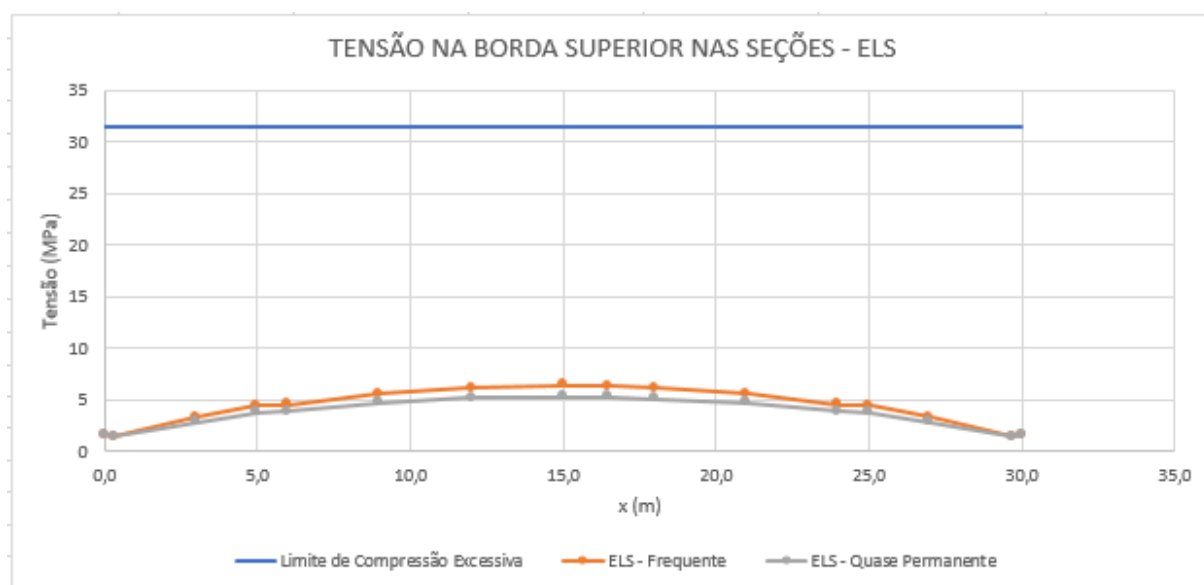
Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 61 - Tensão nas seções de controle na borda inferior - ELS



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 62 - Tensão nas seções de controle na borda superior - ELS



Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.7.1. Verificação da longarina após a concretagem da laje

A combinação de solicitações referentes a esta fase construtiva encontra-se na tabela 35.

Tabela 63 - Verificação das tensões nas seções após a concretagem da laje

VERIFICAÇÃO DE TENSÕES NAS SEÇÕES - t = 60 dias								
A (m²)	W <sub>inf</sub> (m³)	W <sub>sup</sub> (m³)	f <sub>ck</sub> (MPa)	0,7*f <sub>ck</sub> (MPa)	Tração (-) Compressão (+)			
0,8925	0,390	0,402	45,00	31,5				
Seção	x (m)	P (t=60d) (kN)	M <sub>máx,k</sub> (kNm)	e <sub>p</sub> (m)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> > 0?	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub> < 0,7f <sub>ck</sub> ?
0	0,0	6591,4	0,0	0,01	7,62	OK	7,16	OK
1	0,3	6596,4	0,0	0,05	8,22	OK	6,58	OK
2	3,0	6638,4	1506,8	0,31	8,79	OK	6,13	OK
3	5,0	6664,2	2437,9	0,46	9,13	OK	5,86	OK
4	6,0	6676,7	2846,0	0,53	9,26	OK	5,75	OK
5	9,0	6715,0	3800,7	0,69	9,65	OK	5,46	OK
6	12,0	6763,1	4362,1	0,79	10,01	OK	5,22	OK
7	15,0	6818,5	4578,6	0,82	10,18	OK	5,18	OK
7'	16,5	6858,9	4514,2	0,81	10,35	OK	5,10	OK
8	18,0	6821,5	4362,1	0,79	10,19	OK	5,17	OK
9	21,0	6780,4	3800,7	0,69	9,84	OK	5,42	OK
10	24,0	6743,2	2846,0	0,53	9,43	OK	5,74	OK
11	25,0	6731,1	2437,9	0,46	9,28	OK	5,85	OK
12	27,0	6705,9	1506,8	0,31	8,92	OK	6,15	OK
13	29,7	6664,1	0,0	0,05	8,31	OK	6,65	OK
14	30,0	6658,5	0,0	0,01	7,70	OK	7,23	OK

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.8. VERIFICAÇÃO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para a verificação no ELU, foram consideradas as solicitações da combinação da tabela 33. Primeiramente foi verificado se apenas a armadura ativa seria suficiente para resistir às solicitações. Como não foi, colocou-se  $A_{s,min}$  e, deste modo, verificou-se a segurança da longarina. A tabela 67 refere-se ao resumo dos cálculos para a última situação. Nos apêndices encontra-se o desenvolvimento completo.

##### 11.5.6.8.1. Determinação do pré-alongamento

Roteiro baseado Cholfe e Bonilha (2018).

$$N_p = P_\infty$$

$$\sigma_{cp} = (\gamma_p \times N_p) / A_c + (\gamma_p \times N_p \times e_p^2) / I_c$$

$$N_{pn} = N_p + \alpha_p \times A_p \times \sigma_{cp}$$

$$N_{pnd} = \gamma_p \times N_p + (\alpha_p \times A_p \times \sigma_{cp}) \times \gamma_p$$

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$$

$$\alpha_p = E_p / E_c$$

$$\Delta \varepsilon_{pi} = N_{pnd} / (E_p \times A_p)$$

Tabela 64 - Determinação do pré-alongamento

DETERMINAÇÃO DO PRÉ-ALONGAMENTO								
Ac (m <sup>2</sup> )	Ic (m <sup>4</sup> )	Ap (cm <sup>2</sup> )	fck (MPa)	Ep (GPa)	αE	αi	γp (fav)	αp
0,8925	0,731	57,36	45,00	202	1,2	0,9	0,9	4,48

Seção	x (m)	ep (m)	Np (kN)	σcp (kPa)	Npnd (kN)	Δεpi
3	5	0,86	5895,42	-11276,39	5566,74	0,480%
5	9	1,08	5975,08	-14682,05	5717,20	0,493%
7	15	1,21	6090,11	-17164,35	5878,16	0,507%
9	21	1,08	6028,88	-14814,25	5768,68	0,498%
11	25	0,86	5952,01	-11384,62	5620,17	0,485%

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.8.2. Determinação do domínio de deformação

Para determinação do domínio, foi utilizado o método do K<sub>6</sub>, apresentado em Cholfe e Bonilha (2018). Inicialmente considerando apenas A<sub>p</sub>. Como a mesa tem h<sub>f</sub> = 20 cm, a seção foi considerada retangular, de largura igual à mesa colaborante, 260cm.

$$K_6 = b_f \times d^2 / M_d$$

$$x = \beta_x \times d_p$$

Tabela 65 - Determinação do domínio de deformação

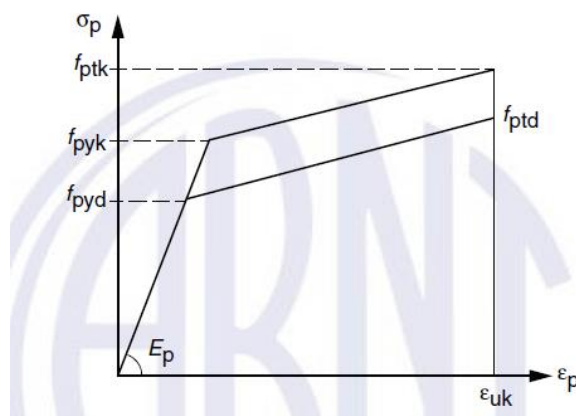
Determinação do domínio de deformação										
Seção	xviga (m)	Md (kNm)	dp (m)	K6	βx	βz	εcd (°/oo)	x (m)	y (m)	Domínio
3	5	10118,3	1,60	0,657	0,095	0,962	1,056	0,153	0,122	2
5	9	14066,5	1,83	0,616	0,098	0,961	1,091	0,180	0,144	2
7	15	16923,5	1,95	0,586	0,101	0,960	1,125	0,197	0,158	2
9	21	14066,5	1,83	0,616	0,098	0,961	1,091	0,180	0,144	2
11	25	10118,3	1,60	0,657	0,095	0,962	1,056	0,153	0,122	2

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.8.3. Determinação da tensão na armadura ativa

A determinação da tensão na armadura ativa foi realizada com base no diagrama tensão-deformação simplificado da figura 8.5 da NBR 6118:2014.

Figura 40 - Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativas



Fonte: ABNT NBR 6118:2014, pag. 31

$$f_{pyd} = 1450,6 \text{ MPa}$$

$$f_{ptd} = 1611,8 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{yd} = f_{pyd} / E_p = 1450,6 / 202000 = 0,718 \%$$

$$\epsilon_{ud} = 3,5 \%$$

$$\alpha = (f_{ptd} - f_{pyd}) / (35 - \epsilon_{yd}) = 5,79$$

Para  $\epsilon_{pd,tot} > \epsilon_{yd}$ :

$$\sigma_{pd} = 1450,6 + 5,79 \times (\epsilon - \epsilon_{yd})$$

Como a longarina encontra-se no domínio 2 em todas as seções, a deformação na armadura ativa,  $\epsilon_{pd,tot}$ , pode ser encontrada por:

$$\epsilon_{pd} / (d_p - X) = \epsilon_{sd} / (d_s - X), \text{ com } \epsilon_{sd} = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_{pd,tot} = \epsilon_{pd} + \Delta\epsilon_{pi}$$

Tabela 66 - Determinação da tensão na armadura ativa no ELU

DETERMINAÇÃO DA TENSÃO NA ARMADURA ATIVA									
Seção	x viga (m)	x L.N. (m)	ds (m)	dp (m)	$\epsilon_{sd}$ (%)	$\epsilon_{pd}$ (%)	$\Delta\epsilon_{pi}$ (%)	$\epsilon_{pd,tot}$ (%)	$\sigma_{pd}$ (MPa)
3	5	0,153	2,03	1,60	1,000	0,770%	0,480%	1,251%	1481,5
5	9	0,180	2,03	1,83	1,000	0,890%	0,493%	1,383%	1489,1
7	15	0,197	2,03	1,95	1,000	0,958%	0,507%	1,465%	1493,9
9	21	0,180	2,03	1,83	1,000	0,890%	0,498%	1,388%	1489,4
11	25	0,153	2,03	1,60	1,000	0,770%	0,485%	1,256%	1481,7

Fonte: Elaborado pelo autor



#### 11.5.6.8.4. Determinação do momento fletor resistente

Considerando a tensão na armadura ativa, a posição da linha neutra é recalculada, assim como as deformações no concreto e na armadura passiva:

$$X = (\sigma_{pd} \times A_p + f_{yd} \times A_s) / (0,85 \times f_{cd} \times 0,8 \times b_w)$$

$$\epsilon_{cd} / \epsilon_{pd,ult} = X / (d_p - X)$$

$$\epsilon_{cd} / \epsilon_{sd} = X / (d_s - X)$$

Confirmado o domínio 2 e a linha neutra na mesa, calculou-se a armadura mínima.

$$A_{s,min} = 0,177\% \times A_c = 0,177/100 \times 14125 \text{ cm}^2 = \mathbf{25,00 \text{ cm}^2} = \mathbf{8\text{Ø}20}$$

De posse destes valores, calcula-se o momento fletor resistente:

$$M_{Rd} = \sigma_{pd} \times A_p \times (d_p - 0,4 \times X) + \sigma_{sd} \times A_s \times (d_s - 0,4 \times X)$$

Tabela 67 - Determinação do momento resistente último

DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE ÚLTIMO - ELU							
		$A_{s,ef} \text{ (cm}^2\text{)}$	$f_{yd} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$f_{cd} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$d_s \text{ (m)}$		
		25,13	43,48	3,214	2,03		
Seção	xviga (m)	x (m) L.N.	$d_p \text{ (m)}$	$\sigma_{pd} \text{ (MPa)}$	$M_{Rd} \text{ (kNm)}$	$M_{sd} \text{ (kNm)}$	Situação
3	5	0,169	1,60	1481,5	15159,3	10118,3	OK
5	9	0,170	1,83	1489,1	17160,9	14066,5	OK
7	15	0,170	1,95	1493,9	18293,7	16923,5	OK
9	21	0,170	1,83	1489,4	17163,4	14066,5	OK
11	25	0,169	1,60	1481,7	15161,6	10118,3	OK

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.8.5. Verificação no ELU no ato da protensão

Foi utilizado o método de verificação simplificada, segundo o item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2014. Considerou-se como tensão limite de compressão  $0,7 f_{ckj}$ , e como limite de tração  $1,2 f_{ctmj}$ .

$$t = 21 \text{ dias}$$

$$f_{ckj} = 43,63 \text{ MPa}$$

$$f_{ctmj} = 3,72 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,20 \text{ (ação provisória)}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_p = 1,10$$

$$\gamma_f = 1,00 \text{ (desfavorável)}$$

$$\gamma_f = 0,90 \text{ (favorável)}$$

Como, no caso, existem tensões de tração na viga, foi adotada, conforme item 17.2.4.3.2.c da NBR 6118:2014, armadura passiva com tensão limitada a 250 MPa.

$$\sigma_{\text{sup,máx}} = -1,82 \text{ MPa}$$

$$\text{Área tracionada} = A_t = 1430,24 \text{ cm}^2$$

$$F_t = (\sigma_{\text{sup,máx}} / 2) \times A_t = (0,182 \text{ kN/cm}^2 / 2) \times 1430,24 \text{ cm}^2 = 129,86 \text{ kN}$$

$$A_s = F_t / f_{yd} = 129,86 / 25 \text{ kN/cm}^2 = \mathbf{5,19 \text{ cm}^2 (5\text{Ø}12,5)}$$

Tabela 68 - Verificação no ELU no ato da protensão

VERIFICAÇÃO ELU NA PROTENSÃO - VERIFICAÇÃO SIMPLIFICADA										
f <sub>ckj</sub> (MPa)	f <sub>ctmj</sub> (MPa)	γ <sub>c</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>p</sub>	γ <sub>f</sub> (desf)	γ <sub>f</sub> (fav)				
43,63	-3,72	1,2	1,15	1,10	1	0,9	(+ ) Compressão (- ) Tração			
f <sub>cdj</sub> (MPa)	f <sub>tdj</sub> (MPa)	W <sub>sup</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>inf</sub> (m <sup>3</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	0,7*f <sub>ckj</sub> (MPa)	σ <sub>sup,máx</sub> (MPa)	A (cm <sup>2</sup> )	F (kN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	
36,36	250,00	0,402	0,390	0,8925	30,540	-1,816	1430,24	129,86	5,19	5Ø12,5
Seção	x (m)	P''(x) (kN)	Pd (kN)	Mg,k (kNm)	Mg,d (kNm)	e <sub>p</sub> (m)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> < 0,7f <sub>ckj</sub> ?	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub> > 0?
0	0,00	6926,5	7619,1	0,0	0,0	0,01	8,81	OK	8,27	OK
1	0,30	6932,9	7626,2	0,0	0,0	0,05	9,51	OK	7,61	OK
2	3,00	6987,4	7686,1	810,8	729,7	0,31	12,78	OK	4,57	OK
3	5,00	7022,8	7725,1	1302,0	1171,8	0,46	14,82	OK	2,68	OK
4	6,00	7039,9	7743,9	1513,6	1362,2	0,53	15,71	OK	1,85	OK
5	9,00	7092,0	7801,2	2015,5	1814,0	0,69	17,88	OK	-0,13	COLOCAR A <sub>s</sub>
6	12,00	7154,0	7869,4	2316,7	2085,1	0,79	19,30	OK	-1,36	COLOCAR A <sub>s</sub>
7	15,00	7219,4	7941,3	2417,1	2175,4	0,82	19,94	OK	-1,82	COLOCAR A <sub>s</sub>
7' (x=W)	16,49	7267,2	7993,9	2392,4	2153,1	0,81	20,03	OK	-1,79	COLOCAR A <sub>s</sub>
8	18,00	7221,9	7944,1	2316,7	2085,1	0,79	19,54	OK	-1,42	COLOCAR A <sub>s</sub>
9	21,00	7167,6	7884,4	2015,5	1814,0	0,69	18,12	OK	-0,18	COLOCAR A <sub>s</sub>
10	24,00	7116,0	7827,6	1513,6	1362,2	0,53	15,92	OK	1,84	OK
11	25,00	7099,1	7809,0	1302,0	1171,8	0,46	15,01	OK	2,67	OK
12	27,00	7063,9	7770,2	810,8	729,7	0,31	12,94	OK	4,60	OK
13	29,70	7009,1	7710,0	0,0	0,0	0,05	9,61	OK	7,70	OK
14	30,00	7001,9	7702,1	0,0	0,0	0,01	8,91	OK	8,36	OK

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.9. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Devido à protensão da longarina, as solicitações de esforço cortante para o ELU, podem ser reduzidas.

$$\gamma_p \text{ (fav)} = 0,9$$

$$V_{d,ef} = V_d - \gamma_p \times P^\infty \times \text{sen}(\alpha)$$

Tabela 69 - Esforço cortante reduzido devido à protensão

ESFORÇO CORTANTE REDUZIDO PELA PROTENSÃO							
Seção	x real viga (m)	Vd (kN)	$\gamma_p$	P <sup>=</sup> (kN)	$\alpha$ (rad)	Vp (kN)	Vd,ef (kN)
1	0,3	2618,9	0,9	5834,7	0,105	609,8	2070,1
2	3	2189,8	0,9	5862,1	0,085	499,4	1740,3
3	5	1900,7	0,9	5895,4	0,071	418,2	1524,3
4	6	1563,3	0,9	5914,8	0,064	377,7	1223,3
5	9	1141,6	0,9	5975,1	0,043	253,9	913,1
6	12	770,9	0,9	6035,7	0,024	142,4	642,7
7	15	411,5	0,9	6090,1	0,000	0,0	411,5
8	18	770,9	0,9	6083,0	0,024	143,5	641,7
9	21	1141,6	0,9	6028,9	0,043	256,2	911,0
10	24	1563,3	0,9	5970,6	0,064	381,3	1220,1
11	25	1900,7	0,9	5952,0	0,071	422,2	1520,7
12	27	2189,8	0,9	5920,1	0,085	504,4	1735,9
13	29,7	2618,9	0,9	5894,2	0,105	616,0	2064,5

Fonte: Elaborado pelo autor

$$\varnothing_{\text{bainha}} = 75 \text{ mm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$b_{w,ef} = b_w - \varnothing_{\text{bainha}} / 2 = 30 - 7,5 / 2 = 26,25 \text{ cm}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - (f_{ck} / 250) = 1 - (45 / 250) = 0,82$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Verificação da biela comprimida:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_{w,ef} \times d$$

Verificação da biela tracionada:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_{w,ef} \times d$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)}$$

$$(A_{sw}/s)_{\text{min}} = (0,2 \times f_{ctm} \times b_w \times \text{sen } \alpha) / f_{ywk}$$

$$S_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 0,6 \times d \leq 30\text{cm}; \text{ se } V_{sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2} \\ 0,3 \times d \leq 20\text{cm}; \text{ se } V_{sd} > 0,67 \times V_{Rd2} \end{cases}$$

Tabela 70 - Verificação das bielas comprimidas

VERIFICAÇÃO DAS BIELAS COMPRIMIDAS					
fck (MPa)	fywk (MPa)	yc	ys	fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	fywd (MPa)
45	500	1,4	1,15	3,214	43,48
fctd (MPa)	av2	α (°)	Øbainha (cm)	d (cm)	bw (cm)
0,190	0,820	90	7,5	203	30
Trecho	x (m)	Vsd (kN)	bw,ef (cm)	VRd2 (kN)	Biela Comprimida
1	0,3 - 3m	2070,13	26,25	3792,17	OK
2	3 - 5m	1740,33	26,25	3792,17	OK
2	5 - 6m	1524,30	26,25	3792,17	OK
3	6 - 9m	1223,32	26,25	3792,17	OK
4	9 - 12m	913,08	26,25	3792,17	OK
5	12 - 15m	642,69	26,25	3792,17	OK
6	15 - 18m	641,69	26,25	3792,17	OK
7	18 - 21m	911,02	26,25	3792,17	OK
8	21 - 24m	1220,12	26,25	3792,17	OK
9	24 - 25m	1520,68	26,25	3792,17	OK
10	25 - 27m	1735,88	26,25	3792,17	OK
13	27 - 29,7m	2064,53	26,25	3792,17	OK

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 71 - Verificação dos tirantes tracionados

VERIFICAÇÃO DOS TIRANTES TRACIONADOS									
fck (MPa)	fywk	yc	ys	fcd	fywd				
45	500	1,4	1,15	3,214	43,48				
fctd (MPa)	av2	α (°)	Øbainha (cm)	d (cm)	bw (cm)				
0,190	0,820	90	7,5	203	30				
Trecho	x (m)	Vc (kN)	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s,min (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s,esc (cm <sup>2</sup> /m)	smax (cm)	Ø (mm)	s (cm)	Asw/s,ef (cm <sup>2</sup> /m)
1	0,3 - 3m	606,7	18,4	4,6	18,4	30,0	12,5	13,0	18,9
2	3 - 5m	606,7	14,3	4,6	14,3	30,0	12,5	17,0	14,4
2	5 - 6m	606,7	11,6	4,6	11,6	30,0	12,5	20,0	12,3
3	6 - 9m	606,7	7,8	4,6	7,8	30,0	10,0	20,0	7,9
4	9 - 12m	606,7	3,9	4,6	4,6	30,0	8,0	20,0	5,0
5	12 - 15m	606,7	0,5	4,6	4,6	30,0	8,0	20,0	5,0
6	15 - 18m	606,7	0,4	4,6	4,6	30,0	8,0	20,0	5,0
7	18 - 21m	606,7	3,8	4,6	4,6	30,0	8,0	20,0	5,0
8	21 - 24m	606,7	7,7	4,6	7,7	30,0	10,0	20,0	7,9
9	24 - 25m	606,7	11,5	4,6	11,5	30,0	12,5	20,0	12,3
10	25 - 27m	606,7	14,2	4,6	14,2	30,0	12,5	17,0	14,4
13	27 - 29,7m	606,7	18,4	4,6	18,4	30,0	12,5	13,0	18,9

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.5.6.9.1. Verificação da armadura transversal à fadiga

Para tal verificação, foi realizada a combinação de solicitações, para a qual tem-se:

$$\gamma_f = 1,00$$

$$\psi_1 = 0,5 \text{ para longarinas (item 23.5.2 NBR 6118:2014)}$$

$$V_{c,fad} = 0,5 \times V_c \text{ (item 25.5.3 NBR 6118:2014)}$$

$$V_{d,ef,m\acute{a}x} = V_g + V_q \times \psi_1 - \gamma_p \times V_p$$

$$V_{d,ef,min} = V_g - \gamma_p \times V_p$$

Tabela 72 - Esforço cortante para combinação de fadiga

ESFORÇO CORTANTE REDUZIDO PELA PROTENSÃO - FADIGA										
Seção	x real viga (m)	Vg,k (kN)	Vq,k (kN)	$\gamma_p$	P $\infty$ (kN)	$\alpha$ (rad)	Vp (kN)	$\psi_1$	Vd,ef,máx (kN)	Vd,ef,mín (kN)
1	0,3	939,9	900,0	0,9	5834,7	0,105	609,8	0,5	841,1	391,1
2	3	757,9	777,7	0,9	5862,1	0,085	499,4	0,5	697,3	308,4
3	5	639,0	692,1	0,9	5895,4	0,071	418,2	0,5	608,6	262,6
4	6	579,5	520,6	0,9	5914,8	0,064	377,7	0,5	499,9	239,5
5	9	371,6	426,6	0,9	5975,1	0,043	253,9	0,5	356,4	143,1
6	12	193,2	340,1	0,9	6035,7	0,024	142,4	0,5	235,0	65,0
7	15	14,7	261,1	0,9	6090,1	0,000	0,0	0,5	145,2	14,7
8	18	193,2	340,1	0,9	6083,0	0,024	143,5	0,5	234,0	64,0
9	21	371,6	426,6	0,9	6028,9	0,043	256,2	0,5	354,4	141,1
10	24	579,5	520,6	0,9	5970,6	0,064	381,3	0,5	496,7	236,3
11	25	639,0	692,1	0,9	5952,0	0,071	422,2	0,5	605,0	258,9
12	27	757,9	777,7	0,9	5920,1	0,085	504,4	0,5	692,9	304,0
13	29,7	939,9	900,0	0,9	5894,2	0,105	616,0	0,5	835,5	385,5

Fonte: Elaborado pelo autor

De posse de tais valores, realizou-se a determinação do coeficiente de fadiga para a armadura transversal,  $\alpha$ .

$$\Delta f_{s,fad} = 85 \text{ para estribos (tabela 23.2, NBR 6118:2014)}$$

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = \left( \frac{V_{d,ef,m\acute{a}x} - V_{c,fad}}{0,9 \times d \times \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)} \right)$$

$$\sigma_{sw,mín} = \left( \frac{V_{d,ef,mín} - V_{c,fad}}{0,9 \times d \times \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)} \right)$$

$$\Delta \sigma_{sw} = \sigma_{sw,m\acute{a}x} - \sigma_{sw,mín}$$

Tabela 73 - Determinação do coeficiente de fadiga para armadura transversal

COEFICIENTE DE FADIGA PARA LONGARINAS								
		$\gamma_s$	$\gamma_c$	$V_c$ (kN)	$d$ (cm)			
		1	1,4	606,7	203			
Trecho	x (m)	$V_{d,ef,máx}$ (kN)	$V_{d,ef,mín}$ (kN)	$\sigma_{sw,máx}$ (MPa)	$\sigma_{sw,mín}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{sw}$ (MPa)	$\Delta f_{s,fad}$ (MPa)	$\alpha$
1	0,3 - 3m	841,1	391,1	1,559	0,025	1,534	85	1
2	3 - 5m	697,3	308,4	1,494	0,002	1,492	85	1
2	5 - 6m	608,6	262,6	1,361	0,000	1,361	85	1
3	6 - 9m	499,9	239,5	1,369	0,000	1,369	85	1
4	9 - 12m	356,4	143,1	0,578	0,000	0,578	85	1
5	12 - 15m	235,0	65,0	0,000	0,000	0,000	85	1
6	15 - 18m	234,0	64,0	0,000	0,000	0,000	85	1
7	18 - 21m	354,4	141,1	0,555	0,000	0,555	85	1
8	21 - 24m	496,7	236,3	1,347	0,000	1,347	85	1
9	24 - 25m	605,0	258,9	1,345	0,000	1,345	85	1
10	25 - 27m	692,9	304,0	1,477	0,000	1,476	85	1
13	27 - 29,7m	835,5	385,5	1,543	0,024	1,519	85	1

Fonte: Elaborado pelo autor

Como os valores de  $\alpha$  não foram superiores a 1, manteve-se a armadura anteriormente escolhida.

#### 11.5.6.9.2. Verificação da costura da mesa

Para tal verificação, baseou-se em El Debs (2017), página 182. A verificação da ligação do talão inferior-alma não foi realizada no presente trabalho, e, simplificada, foi adotada armadura no talão de bitola igual ao estribo da alma.

$$\tau_d = \frac{F_{hd}}{b_{int} \times l_0}$$

$\tau_d$  = tensão solicitante de cálculo

$F_{hd}$  = força horizontal de cisalhamento =  $R_t$

$b_{int}$  = largura da interface viga-laje

$l_0$  = para vão isostáticos,  $L / 2$

$$\tau_u = \beta_s \times \rho \times f_{yd} + \beta_c \times f_{ctd}$$

$\rho = A_{st} / (b_{int} \times s)$

$\tau_u$  = tensão resistente de cálculo

$\beta_s$  e  $\beta_c$  = coeficientes obtidos na tabela 4.3, pág. 185 (El Debs, 2017). Para valores intermediários, os coeficientes foram interpolados.

$A_{st}$  = área de aço transversal de costura

$$A_{c,loc} = b_f \times h_f = 2,6 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} = 0,5 \text{ m}^2$$

$R_t$  = resultante de tração para a seção mais solicitada no ELU

$$R_t = R_{pt} + R_{st} = 8568,96 \text{ kN} + 1092,69 \text{ kN} = 9661,65 \text{ kN} \text{ (seção 7 no ELU)}$$

$$b_{int} = 0,9 \text{ m} - 2 \times 0,05 \text{ m} = 0,8 \text{ m}$$

$$l_0 = 15 \text{ m}$$

Após efetuados os cálculos, verificou-se a necessidade de aumento da área de aço de costura, aumentando a bitola e diminuindo o espaçamento dos estribos de dois ramos, e, ainda, adicionando armaduras de costura de quatro ramos ao longo da face superior da longarina.

Tabela 74 - Verificação da costura da mesa

VERIFICAÇÃO DA COSTURA DA MESA				
$A_{c,loc} \text{ (m}^2\text{)}$	0,5		$\emptyset 4R \text{ (mm)}$	10
$R_t \text{ (kN)}$	9661,7		s (cm)	18
$F_{hd} \text{ (kN)}$	9661,7		$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	4,71225
$b_{int} \text{ (m)}$	0,8		s (cm)	18
$l_0 \text{ (m)}$	15,0		$\rho$	0,33%
$\tau_d \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	<b>0,0805</b>		$\beta_s$	0,59
			$\beta_c$	0,39
			$f_{otd} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	0,019
			$f_{yd} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	43,48
			$\tau_u \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	<b>0,0913</b>

Fonte: Elaborado pelo autor

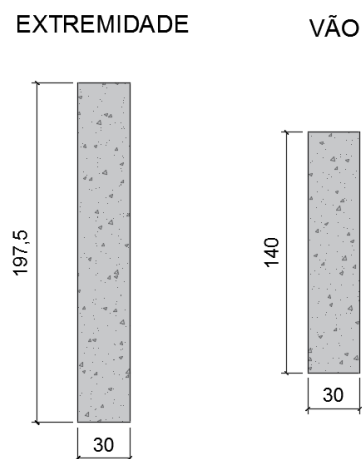
Tabela 75 - Resumo da configuração final dos estribos para a longarina

ARMADURA TRANSVERSAL FINAL DA LONGARINA				
Trecho	x (m)	Ø (mm)	s (cm)	Asw/s,ef (cm <sup>2</sup> /m)
1	0,3 - 3m	12,5	13	18,88
2	3 - 5m	12,5	17	14,44
2	5 - 6m	12,5	20	12,27
3	6 - 9m	10	18	8,73
4	9 - 12m	10	18	8,73
5	12 - 15m	10	18	8,73
6	15 - 18m	10	18	8,73
7	18 - 21m	10	18	8,73
8	21 - 24m	10	18	8,73
9	24 - 25m	12,5	20	12,27
10	25 - 27m	12,5	17	14,44
13	27 - 29,7m	12,5	13	18,88

Fonte: Elaborado pelo autor

## 11.6. VIGA TRANSVERSINA

Figura 41 - Seção transversal das vigas transversinas



Fonte: Elaborado pelo autor



### 11.6.1. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

Tabela 76 - Propriedades das transversinas

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
	De Vão	De Extremidade
Largura (m)	0,30	0,30
Altura (m)	1,40	1,78
Área (m <sup>2</sup> )	0,42	0,53
Lvão (m)	3,2	3,2

Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.6.2. DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES

Para a determinação das solicitações nas transversinas, estas foram consideradas simplesmente apoiadas nas longarinas.

#### 11.6.2.1. TRANSVERSINAS DE VÃO

##### 11.6.2.1.1. Momento fletor

Para o momento positivo foi considerado apenas o peso próprio do elemento, enquanto para o momento negativo considerou-se que a transversina absorve a diferença de momentos no apoio entre a laje central e o balanço.

$$g_{+,k \text{vão}} = \gamma_c \times A_c = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,42 \text{ m}^2 = 10,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{+,g,k} = (\gamma_c \times A_c) \times L^2 / 8 = (25 \text{ kN/m}^3 \times 0,42 \text{ m}^2) \times (3,2 \text{ m})^2 / 8 = \mathbf{13,44 \text{ kNm}}$$

Comprimento de influência da transversina de vão na laje = 7,35 m

$$\Delta M_{g,k,laje} = -14,61 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta M_{q,k,laje} = -33,07 \text{ kNm/m}$$

$$M_{-,g,k} = \Delta M_{g,k,laje} \times L_{\text{influência}} = -14,61 \text{ kNm/m} \times 7,35 \text{ m} = \mathbf{-107,37 \text{ kNm}}$$

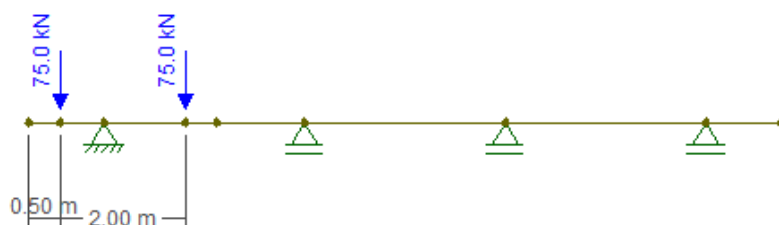
$$M_{-,q,k} = \Delta M_{q,k,laje} \times L_{\text{influência}} = -33,07 \text{ kNm/m} \times 7,35 \text{ m} = \mathbf{-243,06 \text{ kNm}}$$

##### 11.6.2.1.2. Esforço cortante

Como as transversinas de vão não recebem carga diretamente da laje, têm-se, para o caso permanente, apenas o peso próprio do elemento; para a parcela variável, o cortante causado pela deflexão do tabuleiro em decorrência da diferença de carga móvel entre as longarinas. Este segundo caso, por ser de difícil determinação, foi, simplificarmente, modelado por meio de uma grelha de barras no software SAP2000 considerando as reações (apenas desfavoráveis) das longarinas

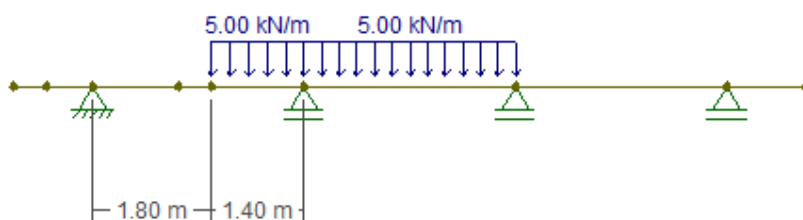
como se fossem apoios rígidos e o trem-tipo na posição mais próxima possível à barreira lateral, o que gera maior deflexão.

Figura 42 – Posicionamento das cargas de roda no tabuleiro



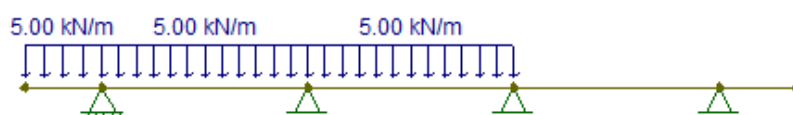
Fonte: Elaborado pelo autor (software fTool)

Figura 43 – Posicionamento da carga de multidão - zona com veículo



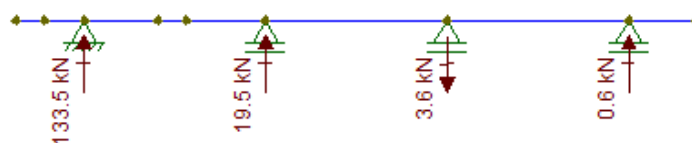
Fonte: Elaborado pelo autor (software fTool)

Figura 44 - Posicionamento da carga de multidão - zona sem veículo



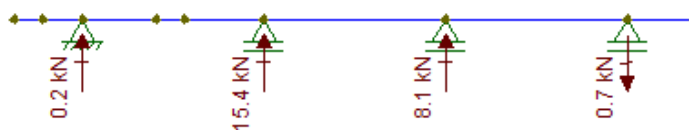
Fonte: Elaborado pelo autor (software fTool)

Figura 45 - Reações para cargas de roda



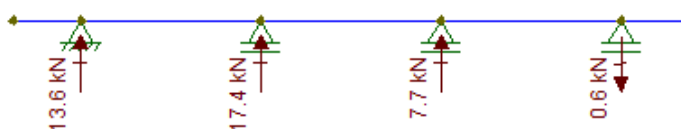
Fonte: Elaborado pelo autor (software fTool)

Figura 46 - Reações para carga de multidão - zona com veículo



Fonte: Elaborado pelo autor (software fTool)

Figura 47 - Reações para carga de multidão - zona sem veículo



Fonte: Elaborado pelo autor (software fTool)

Foram desconsideradas reações favoráveis ou desprezíveis, assim como abertura de carga. A nomenclatura das longarinas utilizada abaixo segue a sequência crescente, da esquerda para a direita.

Tabela 77 - Reações nas longarinas para cortante na transversina de vão

REAÇÃO NAS LONGARINAS					
Tipo	Zona	Reação			
		L1	L2	L3	L4
Roda	-	133,5 kN	19,5 kN	0	0
Multidão	Com veículo	0	15,4 kN/m	8,1 kN/m	0
	Sem veículo	13,6 kN/m	17,4 kN/m	7,7 kN/m	0

Fonte: Elaborado pelo autor

O modelo no SAP2000 com as cargas e diagramas encontra-se no apêndice A. Os valores máximos obtidos para o cortante na transversina do meio do vão são os seguintes:

$$V_{g,k} = 7,8 \text{ kN}$$

$$V_{q,k} = 34,7 \text{ kN} \times 1,58 = 54,83 \text{ kN}$$

#### 11.6.2.2. TRANSVERSINAS DE EXTREMIDADE

Para estas considerou-se, simplificada, um eixo do trem-tipo descarregando sobre a transversina. A carga permanente proveniente da laje foi obtida pela teoria das charneiras plásticas, para a qual considerou-se a situação

extrema de laje apoiada nas longarinas, obtendo-se, assim, uma maior área de influência. Da mesma forma que para as transversinas de vão, considerou-se estas absorvendo a diferença de momentos no apoio entre a laje em balanço e a central.

$$g_{+,k \text{ ext}} = A_{\text{inf,laje}} \times q_{\text{laje}} / L_{\text{vão}} + A_c \times \gamma_c$$

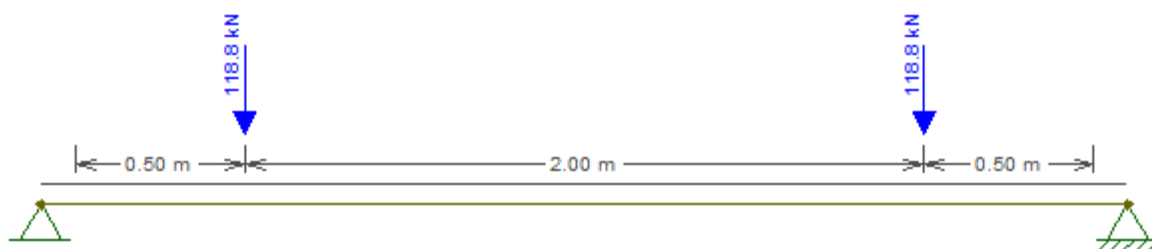
$$g_{+,k \text{ ext}} = 2,56 \text{ m}^2 \times 10,12 \text{ kN/m}^2 / 3,2 \text{ m} + 0,53 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{21,41 \text{ kN/m}}$$

#### 11.6.2.2.1. Momento fletor

$$M_{+,g,k} = 21,41 \text{ kN/m} \times (3,2 \text{ m})^2 / 8 = \mathbf{27,4 \text{ kNm}}$$

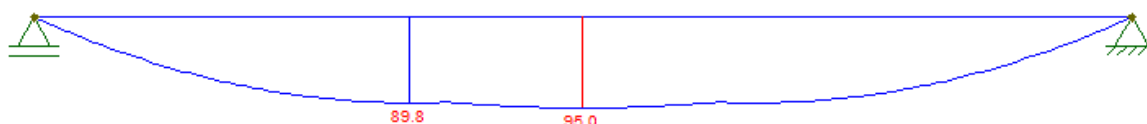
$$P_{+,k} = P_{\text{roda}} \times (\text{CIV} \times \text{CIA} \times \text{CNF}) = 75 \text{ kN} \times 1,58 = \mathbf{118,78 \text{ kN}}$$

Figura 48 - Trem tipo para a transversina de extremidade



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

Figura 49 – Envoltória de momentos positivos na transversina de extremidade devido ao eixo-tipo



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

$$M_{+,q,k} = \mathbf{95 \text{ kNm}} \text{ (com coeficiente de impacto)}$$

$$\Delta M_{g,k,laje} = -14,61 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta M_{q,k,laje} = -33,07 \text{ kNm/m}$$

$$L_{\text{influência}} = 3,68 \text{ m}$$

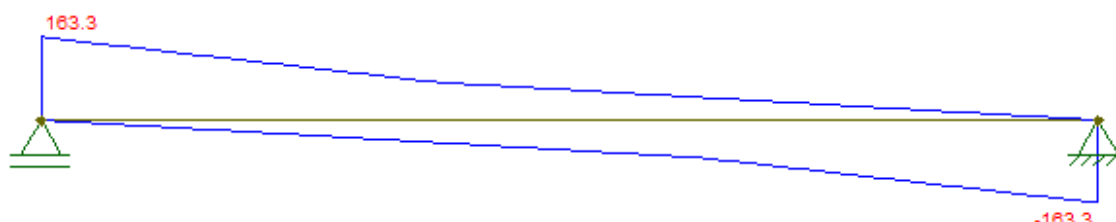
$$M_{-,g,k} = \Delta M_{g,k,laje} \times L_{\text{influência}} = -14,61 \text{ kNm/m} \times 3,68 \text{ m} = \mathbf{-53,68 \text{ kNm}}$$

$$M_{-,q,k} = \Delta M_{q,k,laje} \times L_{\text{influência}} = -33,07 \text{ kNm/m} \times 3,68 \text{ m} = \mathbf{-121,53 \text{ kNm}}$$

### 11.6.2.2. Esforço cortante

$$V_{g,k} = g_{+,k \text{ ext}} \times L_{\text{vão}} / 2 = 21,41 \text{ kN/m} \times 3,2 \text{ m} / 2 = \mathbf{34,25 \text{ kN}}$$

Figura 50 - Envoltória de esforço cortante na transversina de extremidade devido ao eixo-tipo



Fonte: Elaborado pelo autor (software: fTool)

$$V_{q,k} = \mathbf{163,3 \text{ kN}}$$
 (majorado com coeficiente de impacto)

### 11.6.3. DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES

Para as transversinas será considerada apenas a combinação última normal no ELU, para a qual, tem-se:

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,50$$

Tabela 78 - Combinação última normal para transversinas de vão

COMBINAÇÃO TRANSVERSINAS DE VÃO - ELU								
$V_{g,k}$ (kN)	$V_{q,k}$ (kN)	$M_{+g,k}$ (kNm)	$M_{+q,k}$ (kNm)	$M_{-g,k}$ (kNm)	$M_{-q,k}$ (kNm)	$V_{sd}$ (kN)	$M_{+d}$ (kNm)	$M_{-d}$ (kNm)
7,80	54,83	13,44	0,00	-107,37	-243,06	92,78	18,14	-509,54

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 79 - Combinação última normal para transversinas de extremidade

COMBINAÇÃO TRANSVERSINAS DE EXTREMIDADE - ELU								
$V_{g,k}$ (kN)	$V_{q,k}$ (kN)	$M_{+g,k}$ (kNm)	$M_{+q,k}$ (kNm)	$M_{-g,k}$ (kNm)	$M_{-q,k}$ (kNm)	$V_{sd}$ (kN)	$M_{+d}$ (kNm)	$M_{-d}$ (kNm)
34,25	163,30	27,40	95,00	-53,68	-121,53	291,19	179,49	-254,77

Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.6.4. DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DAS TRANSVERSINAS

#### 11.6.4.1. TRANSVERSINA DE VÃO

$$d = 140 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 134 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$$

$$A_{s,\min} = 0,194\% \times A_c = 0,194 / 100 \times 0,42 \text{ m}^2 = \mathbf{8,15 \text{ cm}^2}$$

$$(A_{sw}/s)_{\min} = (0,2 \times f_{ctm} \times b_w \times \sin \alpha) / f_{yk}$$

$$(A_{sw}/s)_{\min} = (100 \text{ cm} / \text{m}) \times 0,2 \times 0,3 \times (45 \text{ MPa})^{2/3} \times 30 \text{ cm} \times 1 / 500 \text{ MPa} = \mathbf{4,55}$$

**cm<sup>2</sup>/m**

Tabela 80 - Determinação da armadura para momento positivo - transversina de vão

DETERMINAÇÃO DE $A_s$ - TRANSVERSINA DE VÃO - M(+)									
M+,d (kNm)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	$\alpha_c$	y (cm)	x (cm)
18,1	134,0	45,00	500,00	1,40	1,15	30,00	0,85	0,17	0,21
x23	x3-4 (cm)	Domínio	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,\text{escolhido}}$ (cm <sup>2</sup> )	n	$\emptyset$	$A_{s,\text{ef}}$ (cm <sup>2</sup> )	
34,71	60,3	2	0,31	8,15	8,15	5	16	10,05	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 81 - Determinação da armadura para momento negativo - transversina de vão

DETERMINAÇÃO DE $A_s$ - TRANSVERSINA DE VÃO - M(-)									
M-,d (kNm)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	$\alpha_c$	y (cm)	x (cm)
-509,5	134,0	45,00	500,00	1,40	1,15	30,00	0,85	4,72	5,90
x23	x3-4 (cm)	Domínio	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,\text{escolhido}}$ (cm <sup>2</sup> )	n	$\emptyset$	$A_{s,\text{ef}}$ (cm <sup>2</sup> )	
34,71	60,3	2	8,90	8,15	8,90	5	16	10,05	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 82 - Determinação da armadura transversal - transversina de vão

DETERMINAÇÃO DE $A_{sw}/s$ - TRANSVERSINA DE VÃO										
$V_{sd}$ (kN)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	$\alpha_v$	$V_{Rd2}$ (kN)	Diagon. Comp.	
92,8	134,0	45,00	500,00	1,40	1,15	30,00	0,82	2860,80	OK	
fctd (MPa)	$V_{c0}$ (kN)	$f_{ywd}$ (MPa)	$\alpha$ (°)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw}/s_{\min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$S_{\max}$ (cm)	$\emptyset$	S (cm)		
1,90	457,73	434,783	90,00	-6,96	4,55	30	8	25,00		

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.6.4.2. TRANSVERSINA DE EXTREMIDADE

$$d = 197,5 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 191 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$$

Considerou-se para o dimensionamento destas transversinas a espessura da laje para cálculo da área e altura útil. Entretanto, não foi considerada mesa colaborante.

$$A_{s,\min} = 0,194\% \times A_c = 0,194 / 100 \times 0,59 \text{ m}^2 = \mathbf{11,49 \text{ cm}^2}$$

$$(A_{sw}/s)_{\min} = (0,2 \times f_{ctm} \times b_w \times \sin \alpha) / f_{yk}$$

$$(A_{sw}/s)_{\min} = (100 \text{ cm} / \text{m}) \times 0,2 \times 0,3 \times (45 \text{ MPa})^{2/3} \times 30 \text{ cm} \times 1 / 500 \text{ MPa} = 4,55$$

**cm<sup>2</sup>/m**

Tabela 83 - Determinação da armadura para momento positivo - transversina de extremidade

DETERMINAÇÃO DE $A_s$ - TRANSVERSINA DE EXTREMIDADE - M(+)									
M+,d (kNm)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)
179,5	191,0	45,00	500,00	1,40	1,15	30,00	0,85	1,15	1,44
x23	x3-4 (cm)	Domínio	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,\text{escolhido}}$ (cm <sup>2</sup> )	n	$\emptyset$	$A_{s,\text{ef}}$ (cm <sup>2</sup> )	
49,47	85,95	2	2,17	11,49	11,49	4	20	12,57	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 84 – Determinação da armadura para momento negativo - transversina de extremidade

DETERMINAÇÃO DE $A_s$ - TRANSVERSINA DE EXTREMIDADE - M(-)									
M-,d (kNm)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	ac	y (cm)	x (cm)
-254,8	191,0	45,00	500,00	1,40	1,15	30,00	0,85	1,63	2,04
x23	x3-4 (cm)	Domínio	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,\text{escolhido}}$ (cm <sup>2</sup> )	n	$\emptyset$	$A_{s,\text{ef}}$ (cm <sup>2</sup> )	
49,47	85,95	2	3,08	11,49	11,49	4	20	12,57	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 85 – Determinação da armadura transversal - transversina de extremidade

DETERMINAÇÃO DE $A_{sw}/s$ - TRANSVERSINA DE EXTREMIDADE									
Vsd (kN)	d (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	bw (cm)	$\sigma_2$	$V_{Rd2}$ (kN)	Diagon. Comp.
291,2	191,0	45,00	500,00	1,40	1,15	30,00	0,82	4077,71	OK
fctd (MPa)	Vc0 (kN)	fjwd (MPa)	$\alpha$ (°)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw}/s,\min$ (cm <sup>2</sup> /m)	$S_{\max}$ (cm)	$\emptyset$	S (cm)	
1,90	652,44	434,783	90,00	-4,83	4,55	30	8	25,00	

Fonte: Elaborado pelo autor

### 11.6.5. VERIFICAÇÃO DA ARMADURA DA TRANSVERSINA À FADIGA

A armadura transversal não será verificada a fadiga, pois as tensões no aço são muito baixas, como pode-se concluir com base na área de aço necessária para os estribos. Para as situações nas quais a verificação é necessária, considerou-se o disposto na seção 23 da NBR 6118:2014.

#### 11.6.5.1. COMBINAÇÕES PARA FADIGA

$$\gamma_f = 1,00$$

$$\psi_1 = 0,70 \text{ para transversinas (item 23.5.2 NBR 6118:2014)}$$

$$M_{s,\max} = M_g + 0,7 \times M_q$$

$$M_{s,\min} = M_g$$

Tabela 86 - Combinação para fadiga - transversina de vão

COMBINAÇÕES TRANSVERSINAS DE VÃO - FADIGA										
	M+,k (kNm)	M-,k (kNm)	Vk (kN)	$\psi_1$	M+,máx (kNm)	M+,min (kNm)	M-,máx (kNm)	M-,min (kNm)	Vs,máx (kN)	Vs,min (kN)
Permanente	13,44	-107,37	7,80	0,70	13,44	13,44	-277,51	-107,37	46,18	7,80
Variável	0,00	-243,06	54,83							

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 87 - Combinação para fadiga - transversina de extremidade

COMBINAÇÕES TRANSVERSINAS DE EXTREMIDADE - FADIGA										
	M+,k (kNm)	M-,k (kNm)	Vk (kN)	$\psi_1$	M+,máx (kNm)	M+,min (kNm)	M-,máx (kNm)	M-,min (kNm)	Vs,máx (kN)	Vs,min (kN)
Permanente	27,40	-53,68	34,25	0,70	93,90	27,40	-138,75	-53,68	148,56	34,25
Variável	95,00	-121,53	163,30							

Fonte: Elaborado pelo autor

#### 11.6.5.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA

Os cálculos desenvolvidos seguem o roteiro já utilizado no item 13.4.7.2.

Tabela 88 - Coeficiente de fadiga para momento positivo - transversina de vão

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - TRANSVERSINA DE VÃO - M(+)									
M+,máx (kNm)	M+,min (kNm)	As		As (cm <sup>2</sup> )	n	bw (cm)	d (cm)	x <sub>ii</sub> (cm)	
		n	$\phi$						
13,44	13,44	5	16	10,05	5	100	134,0	11,11	
I <sub>ii</sub> (m4)	$\sigma_{s,máx}$ (MPa)	$\sigma_{s,min}$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta f_{s,fad,min}$ (MPa)	K <sub>fad</sub>	As,fad (cm <sup>2</sup> )	Adotado		
							n	$\phi$	
0,00805	10,26	10,26	0,00	190	1	10,05	5	16	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 89 - Coeficiente de fadiga para momento negativo - transversina de vão

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - TRANSVERSINA DE VÃO - M(-)									
M-,máx (kNm)	M-,min (kNm)	As		As (cm <sup>2</sup> )	n	bw (cm)	d (cm)	x <sub>ii</sub> (cm)	
		n	$\phi$						
-277,51	-107,37	5	16	10,05	5	100	134,0	11,11	
I <sub>ii</sub> (m4)	$\sigma_{s,máx}$ (MPa)	$\sigma_{s,min}$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta f_{s,fad,min}$ (MPa)	K <sub>fad</sub>	As,fad (cm <sup>2</sup> )	Adotado		
							n	$\phi$	
0,00805	211,87	81,97	129,90	190	1	10,05	5	16	

Fonte: Elaborado pelo autor



Tabela 90 - Coeficiente de fadiga para momento positivo - transversina de extremidade

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - TRANSVERSINA DE EXTREMIDADE - M(+)								
M+,máx (kNm)	M+,min (kNm)	As		As (cm²)	n	bw (cm)	d (cm)	x <sub>ii</sub> (cm)
		n	Ø					
93,90	27,40	4	20	12,57	4	100	191,0	13,36
I <sub>ii</sub> (m4)	σ <sub>s,máx</sub> (MPa)	σ <sub>s,min</sub> (MPa)	Δσ <sub>s</sub> (MPa)	Δf <sub>s,fad,min</sub> (MPa)	K <sub>fad</sub>	As,fad (cm²)	Adotado	
							n	Ø
0,01666	40,06	11,69	28,37	185	1	12,57	4	20

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 91 - Coeficiente de fadiga para momento negativo - transversina de extremidade

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FADIGA - TRANSVERSINA DE EXTREMIDADE - M(-)								
M-,máx (kNm)	M-,min (kNm)	As		As (cm²)	n	bw (cm)	d (cm)	x <sub>ii</sub> (cm)
		n	Ø					
-138,75431	-53,682878	4	20	12,566	4	100	191	13,3632
I <sub>ii</sub> (m4)	σ <sub>s,máx</sub> (MPa)	σ <sub>s,min</sub> (MPa)	Δσ <sub>s</sub> (MPa)	Δf <sub>s,fad,min</sub> (MPa)	K <sub>fad</sub>	As,fad (cm²)	Adotado	
							n	Ø
0,01666	59,19	22,90	36,29	185	1	12,57	4	20

Fonte: Elaborado pelo autor

## 12. DETALHAMENTO

### 12.1. VIGAS LONGARINAS

#### 12.1.1. ARMADURA DE PELE

$$A_{s,pele} = 0,10\% \times A_{c,alma} = 0,10/100 \times 30 \text{ cm} \times 190 \text{ cm} = \mathbf{5,7 \text{ cm}^2}$$

Adotado 8Ø10 por face + barras de posicionamento.

Para a pele da mesa inferior foi considerada a mesma bitola.

#### 12.1.2. ARMADURA DE MONTAGEM

Para a armadura de montagem foi considerado nos cantos dos estribos barras de Ø12,5mm, pois é o diâmetro máximo da armadura transversal.

#### 12.1.3. ARMADURA DO PINO DE IÇAMENTO

Determinou-se a armadura do pino de içamento com base nas considerações da NBR 9062:2017. O diâmetro do pino foi considerado como 15cm.



#### 12.1.4. EXTREMIDADE DA LONGARINA

A armadura da extremidade da longarina foi, simplificada, arbitrada apenas para a acomodação das ancoragens e para evitar excessos de cobrimento levando em conta as formas angulares existentes. Foram escolhidas barras de Ø10mm e Ø12,5mm.

### 12.2. VIGAS TRANSVERSINAS

#### 12.2.1. ARMADURA DE PELE

$$A_{s,pele,v\tilde{a}o} = 0,10\% \times A_{c,alma} = 0,10/100 \times 30 \text{ cm} \times 140 \text{ cm} = \mathbf{4,2 \text{ cm}^2}$$

Adotado 6Ø10 por face

$$A_{s,pele,ext} = 0,10\% \times A_{c,alma} = 0,10/100 \times 30 \text{ cm} \times 177,5 \text{ cm} = \mathbf{5,3 \text{ cm}^2}$$

Adotado 9Ø10 por face devido ao espaçamento máximo de 20cm.

#### 12.2.2. ANCORAGEM DAS ARMADURAS

Em algumas situações, foram utilizadas nas longarinas bainhas corrugadas nas quais serão introduzidas as barras longitudinais da transversina, e que deverão ser, posteriormente, injetadas com *grout*, garantindo, assim, a aderência e evitando excesso de esperas.

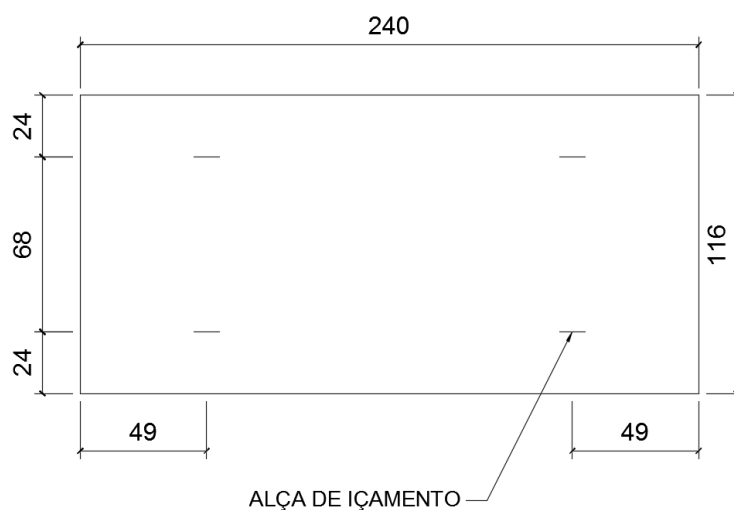
### 12.3. PRÉ-LAJE

#### 12.3.1. IÇAMENTO

Os roteiros neste item utilizados são baseados no capítulo 2.7 de El Debs (2017), além de nas normas NBR 6118:2014 e 9062:2017.

## 12.3.1.1. VERIFICAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO

Figura 52 - Locação das alças de içamento da pré-laje



Fonte: Elaborado pelo autor

Segundo El Debs (2017):

$$a = 116 \text{ cm}$$

$$b = 240 \text{ cm}$$

$g = 2,96 \text{ kN/m}^2$  (já majorado pelos coeficientes  $\gamma_f$  e  $\beta_a$  da NBR 9062:2017)

$$M^+_a = M^-_a = 0,0107 \times g \times a^2 \times b = 0,0107 \times 2,96 \text{ kN/m}^2 \times (1,16 \text{ m})^2 \times (2,40 \text{ m})$$

$$M^+_a = M^-_a = \mathbf{0,102 \text{ kNm}}$$

$$M^+_b = M^-_b = 0,0107 \times g \times a \times b^2 = 0,0107 \times 2,96 \text{ kN/m}^2 \times (1,16 \text{ m}) \times (2,40 \text{ m})^2$$

$$M^+_b = M^-_b = \mathbf{0,212 \text{ kNm}}$$

Seção resistente na direção a:  $\leq \{15 h \text{ ou } b / 2$

$$15 \times h = 15 \times 0,07 \text{ m} = \mathbf{1,05 \text{ m}}$$

$$b / 2 = 2,40 \text{ m} / 2 = 1,20 \text{ m}$$

Seção resistente na direção b =  $a/2$

$$a / 2 = 1,16 \text{ m} / 2 = \mathbf{0,8 \text{ m}}$$

De posse destes valores, chega-se à uma área de aço necessária igual a:

Direção a:

$$A_s^+ = 0,11 \text{ cm}^2 \text{ em } 105 \text{ cm} = 0,105 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s^- = 0,05 \text{ cm}^2 \text{ em } 105 \text{ cm} = 0,047 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{existente}} = \text{Ø}8 \text{ c/ } 25 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK!}$$

Direção b:

$$A_s^+ = 0,3 \text{ cm}^2 \text{ em } 80 \text{ cm} = 0,375 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s^- = 0,12 \text{ cm}^2 \text{ em } 80 \text{ cm} = 0,150 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{existente}} = \text{Ø}10 \text{ c/ } 10 = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK!}$$

### 12.3.1.2. DIMENSIONAMENTO DAS ALÇAS DE IÇAMENTO

Alças de barras de aço ASTM A36 (MR 250) Ø6,35 mm

$$f_{yk} = 250 \text{ MPa (catálogo Gerdau Barras e Perfis)}$$

$$f_{yd} = 250 \text{ MPa} / 1,15 = 217,4 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f = 1,3 \text{ e } \beta_a = 3, \text{ segundo NBR 9062:2017}$$

#### 12.3.1.2.1. Verificação da resistência da barra

$$\text{Peso total da pré-laje} = 2,4 \text{ m} \times 1,16 \text{ m} \times 0,07 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4,87 \text{ kN}$$

$$F_{\text{alça}} = 4,87 \text{ kN} / 4 = 1,22 \text{ kN}$$

$$F_{\text{ramo}} = 1,22 / 2 = 0,61 \text{ kN}$$

$$F_d = \gamma_f \times \beta_a \times F_{\text{ramo}} = 1,3 \times 3 \times 0,61 \text{ kN} = 2,38 \text{ kN}$$

$$F_d \leq A_{s,\text{ramo}} \times f_{yk} = (0,635 \text{ cm})^2 \times \pi / 4 \times 21,7 \text{ kN/cm}^2 = \mathbf{6,87 \text{ kN OK}}$$

#### 12.3.1.2.2. Verificação da ancoragem da barra

$$f_{bd} = f_{ctd} \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 = 0,188 \text{ kN/cm}^2 \times 1 \times 1 \times 1 = 0,188 \text{ kN/cm}^2$$

$$L_b = \text{Ø} \times f_{yd} / (4 \times f_{bd}) = 0,635 \text{ cm} \times 21,7 \text{ kN/cm}^2 / (4 \times 0,188 \text{ kN/cm}^2) = \mathbf{18,3 \text{ cm}}$$

### 12.4. BALANÇO NA JUNTA DA LAJE

No balanço da laje, foi considerada, simplificada, a armadura do berço da junta como estribos de diâmetro 10mm c/ 8cm, acompanhando as barras longitudinais negativas. A largura do berço foi adotada como 20cm.

### 13. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este projeto possibilitou o contato com os reais desafios do engenheiro civil projetista, gerando grande aprendizado e senso crítico para compreender e resolver as estruturas da melhor forma possível. Grandes obras, como pontes e viadutos, não são comuns no cotidiano de grande parte dos profissionais, fato que torna ainda maior o desafio de projetar.

As normas utilizadas para o projeto dessas grandes estruturas, quando não faltam dados ou diretrizes, são bastante dispersas e contraditórias. As NBRs 7187 e 7188 se contradizem quando da definição de um coeficiente de impacto, por exemplo. Portanto, seria uma boa melhoria a atualização conjunta destas normas, ou até a união em um único documento, a fim de facilitar o trabalho do projetista e evitar divergências que podem levar a erros de interpretação.

O uso de métodos simplificados e softwares 2D neste trabalho mostrou que é possível realizar o projeto de uma grande estrutura de forma mais simples, transformando uma estrutura interligada em um sistema de vigas. Entretanto, isso pode levar a resultados menos econômicos em relação a métodos computacionais, como o MEF. A tentativa de simplificar algo tão complexo leva a um entendimento mais profundo do comportamento das estruturas em geral, trazendo grandes ganhos de conhecimento para o projetista. As transversinas são os elementos com comportamento de mais difícil entendimento, pois depende de uma relação de rigidezes e deformações do conjunto como um todo.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **DNIT 122**: Pontes e viadutos rodoviários – Estruturas de concreto armado – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER). **VDM de rodovias – EET/SPQ**. Porto Alegre, 2017. Disponível em: <<https://www.daer.rs.gov.br/vdm-de-rodovias>>. Acesso em: 5 maio 2019.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER). **Normas de Projetos Rodoviários, Parte I: Projeto Geométrico de Rodovias**. Porto Alegre, v.1, 1991.

ARCELLORMITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**. 2019. Disponível em: <<https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/fios-e-cordoalhas>>. Acesso em 19 ago. 2019.

RUDLOFF. **Concreto protendido – catálogo técnico**. São Paulo, 2019. Disponível em: <<http://www.rudloff.com.br/concreto-protendido/>>. Acesso em 19 ago. 2019.

ARAÚJO, Daniel de Lima. **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas**. Goiânia, 2013.

STUCCHI, Fernando Rebouças. **Pontes e grandes estruturas (Notas de aula)**. USP, São Paulo, 2006.

OLIVEIRA, Alexandre Magno Alves de; PIEROTT, Rodrigo Moulin Ribeiro. **Projeto de dimensionamento de uma ponte em concreto armado sobre o rio Ururaí**. Monografia, UENF, Campo dos Goytacazes, 2016.

RÜSCH, E. H. **Fahrbahnplatten von Strazenbrüchen**. Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1960.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado – Fundamentos e aplicações**. 2. ed., São Paulo, Oficina de textos, 2017.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Princípios básicos de construção de pontes de concreto – vol. 6**. Tradução de José Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro, Interciência, 1979;

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado – vol. 3**. Tradução de José Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro, Interciência, 1978;

TINOCO, S. S. et al. **Projeto e cálculo de pontes em concreto armado – lajes**. IME, Rio de Janeiro, 1977, v.2.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto (Notas de aula)**. UFSCar, São Carlos, 2007.

ALMEIDA, Vanderlei de Souza. **Influência da distribuição transversal de cargas no projeto de vigas protendidas de pontes**. Monografia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2015.



RAYMUNDO, Henrique. **Proposta de projeto e comparação entre métodos de cálculo estrutural de tabuleiro de ponte em concreto armado e protendido.** Monografia, UFSCar, São Carlos, 2009.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do concreto protendido (Notas de aula).** UNESP, Bauru, 2019.

KAESTNER, Camile Luana. **Dimensionamento de longarinas protendidas com a consideração das etapas construtivas.** Monografia, UFSC, Florianópolis, 2009.

JUNIOR, José Herbet Faleiros. **Procedimentos de cálculo, verificação e detalhamento de armaduras longitudinais na seção transversal em elementos protendidos.** Monografia, UFSCar, São Carlos, 2010.

RAZÃO ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA. **Projeto Executivo de Engenharia para Construção de Obras de Arte Especiais sobre os Córregos Pistola (Km 246,75) e Ribeirão Santa Cruz (Km 242,34) na Rodovia: BR-242/TO – Memória de cálculo de estruturas.** v. 3B, 2009. Disponível em: <[http://www1.dnit.gov.br/anexo/Projetos/Projetos\\_edital0138\\_10-23\\_0.pdf](http://www1.dnit.gov.br/anexo/Projetos/Projetos_edital0138_10-23_0.pdf)>. Acesso em 01 set. 2019.

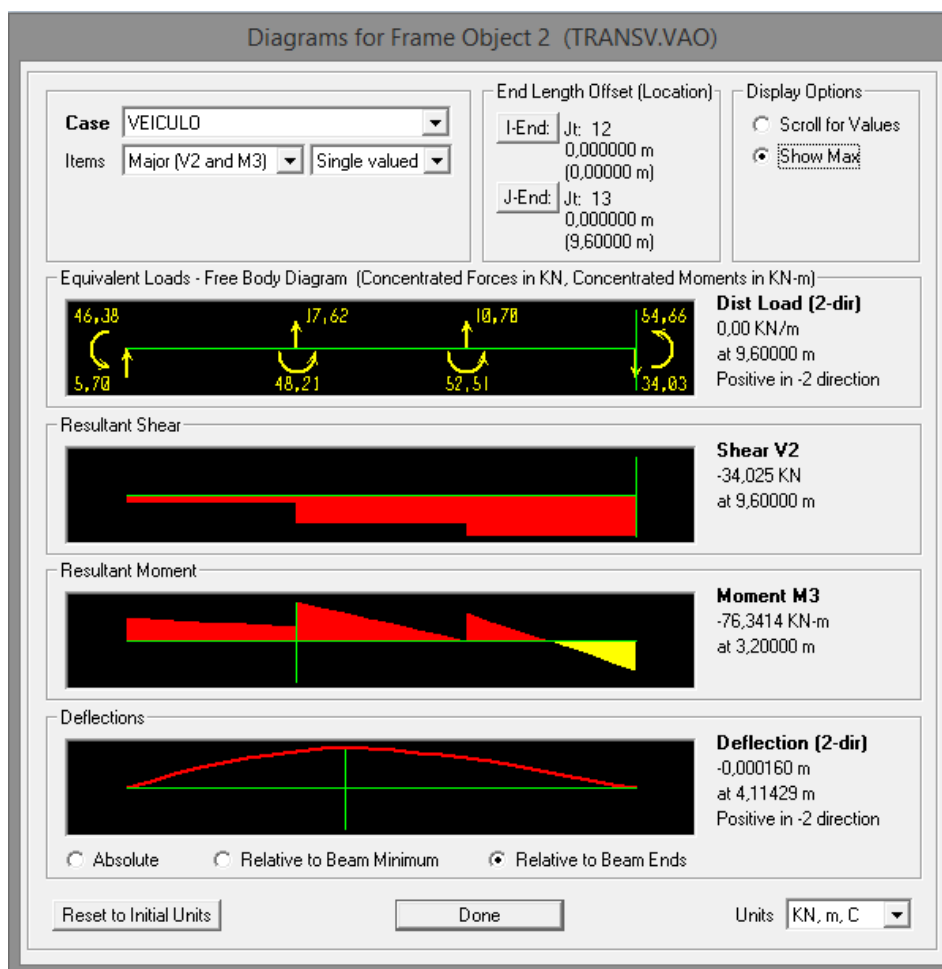
SCHMID, M. T. **Perdas de força de protensão.** 2. ed, Rudloff Industrial Ltda., 1998.

CHOLFE, Luiz; BONILHA, Luciana. **Concreto protendido: teoria e prática.** 2. ed., São Paulo, Oficina de textos, 2018.

## **APÊNDICE A – ESFORÇOS NAS TRANSVERSINAS - SAP2000**



Figura 55 - Esforços nas transversinas do centro do vão



Fonte: Elaborado pelo autor (software SAP2000)

## **APÊNDICE B – DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DIFERIDAS**

Tabela 92 - Determinação das perdas diferidas - t = 60 dias

PERDAS TOTAIS DIFERIDAS - t = 60 dias																	
$\varepsilon_{e(t,w)}$	$E_p$ (MPa)	$E_{c(t)}$ (MPa)	ap	$\phi_{(t,w)}$	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )											
-5,45E-05	202000	45079,13	4,48	0,80	57,36	8925											
Seção	x (m)	P <sup>0</sup> (x) (kN)	$\sigma^0$ (x) (kN/cm <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	L (m <sup>4</sup> )	$e_p$ (m)	M <sub>0,t</sub> (kNm)	$\sigma^{gras}$ (MPa)	$\sigma_{s0}$ (MPa)	$\psi_{(t,w)}$ (%)	$\chi_{(t,w)}$	$\chi_p$	$\chi_s$	P <sub>s</sub>	$\eta_p$	$\Delta\sigma_{p(t,w)}$ (MPa)	P (t=60) (kN)
0	0,00	6926,5	120,8	0,893	0,376	0,01	0,0	7,8	1207,6	1,90	0,019	1,019	1,398	0,0064	1,00	-58,41	6591,4
1	0,30	6932,9	120,9	0,893	0,376	0,05	0,0	7,8	1208,9	1,91	0,019	1,019	1,398	0,0064	1,01	-58,66	6596,4
2	3,00	6987,4	121,8	0,893	0,376	0,31	1506,8	8,3	1220,5	1,97	0,020	1,020	1,398	0,0064	1,22	-60,85	6638,4
3	5,00	7022,8	122,4	0,893	0,376	0,46	2437,9	8,9	1228,8	2,01	0,020	1,020	1,398	0,0064	1,51	-62,52	6664,2
4	6,00	7039,9	122,7	0,893	0,376	0,53	2846,0	9,1	1232,9	2,03	0,020	1,020	1,398	0,0064	1,67	-63,32	6676,7
5	9,00	7092,0	123,6	0,893	0,376	0,69	3800,7	9,9	1245,4	2,08	0,021	1,021	1,398	0,0064	2,13	-65,73	6715,0
6	12,00	7154,0	124,7	0,893	0,376	0,79	4362,1	10,6	1258,9	2,15	0,022	1,022	1,398	0,0064	2,46	-68,14	6763,1
7	15,00	7219,4	125,9	0,893	0,376	0,82	4578,6	10,9	1271,4	2,23	0,023	1,023	1,398	0,0064	2,58	-69,88	6818,5
7'(w=1)	16,49	7267,2	126,7	0,893	0,376	0,81	4514,2	11,1	1280,2	2,28	0,023	1,023	1,398	0,0064	2,56	-71,17	6858,9
8	18,00	7221,9	125,9	0,893	0,376	0,79	4362,1	10,8	1271,3	2,23	0,023	1,023	1,398	0,0064	2,46	-69,80	6821,5
9	21,00	7167,6	125,0	0,893	0,376	0,69	3800,7	10,1	1259,0	2,17	0,022	1,022	1,398	0,0064	2,13	-67,50	6780,4
10	24,00	7116,0	124,1	0,893	0,376	0,53	2846,0	9,3	1246,4	2,11	0,021	1,021	1,398	0,0064	1,67	-64,99	6743,2
11	25,00	7099,1	123,8	0,893	0,376	0,46	2437,9	9,0	1242,3	2,09	0,021	1,021	1,398	0,0064	1,51	-64,15	6731,1
12	27,00	7063,9	123,1	0,893	0,376	0,31	1506,8	8,5	1233,9	2,05	0,021	1,021	1,398	0,0064	1,22	-62,40	6705,9
13	29,70	7009,1	122,2	0,893	0,376	0,05	0,0	7,9	1222,1	1,99	0,020	1,020	1,398	0,0064	1,01	-60,14	6664,1
14	30,00	7001,9	122,1	0,893	0,376	0,01	0,0	7,8	1220,7	1,98	0,020	1,020	1,398	0,0064	1,00	-59,87	6658,5

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 93 - Determinação das perdas diferidas - t = 3650 dias

PERDAS TOTAIS DIFERIDAS - t = 3650 dias																	
$\varepsilon_{r(t=0)}$	$E_p$ (MPa)	$E_{ci}$ (MPa)	ap	$\psi_{r(t=0)}$	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )											
-4,15E-04	202000	45079,13	4,48	2,61	57,36	14125											
Seção	x (m)	$P^r(x)$ (kN)	$q^p(x)$ (kN/cm <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	$I_x$ (m <sup>4</sup> )	$e_p$ (m)	$M_{q,r}$ (kNm)	$\sigma_{base}$ (MPa)	$q_{p,r}$ (MPa)	$\psi_{r(t=0)}$ (%)	$X_{r(t=0)}$	$X_p$	$X_c$	$P_r$	$\eta_r$	$\Delta\sigma_r(t=0)$ (MPa)	$P$ (t=0) (kN)
0	0,00	6926,5	120,8	1,413	0,731	0,41	0,0	6,5	1214,7	3,75	0,038	1,038	2,304	0,00406	1,32	-188,54	5845,0
1	0,30	6932,9	120,9	1,413	0,731	0,45	0,0	6,8	1217,1	3,76	0,038	1,038	2,304	0,00406	1,36	-191,45	5834,7
2	3,00	6987,4	121,8	1,413	0,731	0,70	2269,8	7,5	1229,5	3,88	0,040	1,040	2,304	0,00406	1,95	-196,18	5862,1
3	5,00	7022,8	122,4	1,413	0,731	0,86	3666,7	7,8	1236,8	3,96	0,040	1,040	2,304	0,00406	2,43	-196,54	5895,4
4	6,00	7039,9	122,7	1,413	0,731	0,93	4275,9	7,8	1240,1	4,00	0,041	1,041	2,304	0,00406	2,66	-196,14	5914,8
5	9,00	7092,0	123,6	1,413	0,731	1,09	5707,0	8,0	1249,7	4,11	0,042	1,042	2,304	0,00406	3,28	-194,73	5975,1
6	12,00	7154,0	124,7	1,413	0,731	1,18	6554,1	8,1	1260,9	4,25	0,043	1,043	2,304	0,00406	3,70	-194,96	6035,7
7	15,00	7219,4	125,9	1,413	0,731	1,21	6665,9	8,2	1272,7	4,39	0,045	1,045	2,304	0,00406	3,84	-196,87	6090,1
7' (x=15)	16,49	7267,2	126,7	1,413	0,731	1,21	6778,0	8,4	1281,6	4,50	0,046	1,046	2,304	0,00406	3,81	-200,13	6119,2
8	18,00	7221,9	125,9	1,413	0,731	1,18	6554,1	8,3	1273,4	4,40	0,045	1,045	2,304	0,00406	3,70	-198,55	6083,0
9	21,00	7167,6	125,0	1,413	0,731	1,09	5707,0	8,2	1263,4	4,28	0,044	1,044	2,304	0,00406	3,28	-198,53	6028,9
10	24,00	7116,0	124,1	1,413	0,731	0,93	4275,9	8,0	1253,7	4,17	0,043	1,043	2,304	0,00406	2,66	-199,68	5970,6
11	25,00	7099,1	123,8	1,413	0,731	0,86	3666,7	7,9	1250,4	4,13	0,042	1,042	2,304	0,00406	2,43	-199,98	5952,0
12	27,00	7063,9	123,1	1,413	0,731	0,70	2269,8	7,6	1243,1	4,05	0,041	1,041	2,304	0,00406	1,95	-199,40	5920,1
13	29,70	7009,1	122,2	1,413	0,731	0,45	0,0	6,9	1230,5	3,93	0,040	1,040	2,304	0,00406	1,38	-194,36	5894,2
14	30,00	7001,9	122,1	1,413	0,731	0,41	0,0	6,6	1227,9	3,91	0,040	1,040	2,304	0,00406	1,32	-191,40	5904,1

Fonte: Elaborado pelo autor

## **ANEXO A – MEMÓRIAS DE CÁLCULO DO SOFTWARE T-RÜSCH**





## Cálculo de Esforços em laje de ponte pelo método de Rüsch

[www.pcalc.com.br/trusch](http://www.pcalc.com.br/trusch)

23/09/2019 21:07:07

### Sumário

- [Parâmetros de entrada](#)
- [Esforços devido às cargas móveis](#)
  - [M<sub>xm</sub>](#)
  - [M<sub>ym</sub>](#)
  - [M<sub>xe</sub>](#)
  - [Diagramas Envoltoários](#)
    - [M<sub>x</sub> devido à p](#)
    - [M<sub>y</sub> devido à p](#)
- [Esforços devido às cargas permanentes](#)
  - [M<sub>xm</sub>](#)
  - [M<sub>ym</sub>](#)
  - [M<sub>xe</sub>](#)
  - [Diagramas Envoltoários](#)
    - [M<sub>x</sub> devido à g](#)
    - [M<sub>y</sub> devido à g](#)

### Parâmetros de entrada

$b_y/b_x=9,19$   
Direção do tráfego:



Tabela: 93

$b_x/a=1,60$

$b/a=0,39$

Condições de apoio:



## Esforços devido às cargas móveis

$M_{xm}$  (Tabela 93.1)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,50	0,118	0,083	0,041	0,02	0,0	0,0
1,0	0,171	0,129	0,078	0,061	0,0	0,0
1,5	0,227	0,18	0,131	0,127	0,0	0,05
2,0	0,289	0,241	0,2	0,185	0,0	0,2
2,5	0,347	0,305	0,265	0,235	0,0	0,45
3,0	0,4	0,358	0,322	0,291	0,0	0,85
4,0	0,51	0,468	0,431	0,395	0,05	1,72
5,0	0,6	0,56	0,53	0,48	0,14	2,84
6,0	0,69	0,66	0,62	0,57	0,26	4,5
7,0	0,76	0,73	0,7	0,63	0,4	6,9
8,0	0,82	0,8	0,76	0,69	0,56	9,4
9,0	0,87	0,84	0,81	0,73	0,7	12,2
10,0	0,9	0,87	0,83	0,75	0,9	15,85

$$M_L=0,17$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,08$$

$$M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{xm} = 1 \times (75,0 \times 0,17 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,08)$$

$$M_{xm} = 12,82 \text{ kN.m/m}$$

$M_{ym}$  (Tabela 93.2)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,50	0,095	0,054	0,032	0,005	0,0	0,0
1,0	0,148	0,092	0,058	0,02	0,0	0,0
1,5	0,203	0,147	0,081	0,045	0,0	0,02
2,0	0,257	0,206	0,116	0,079	0,0	0,05
2,5	0,296	0,248	0,156	0,118	0,0	0,11
3,0	0,331	0,284	0,2	0,166	0,02	0,22
4,0	0,401	0,352	0,287	0,254	0,08	0,45
5,0	0,46	0,416	0,367	0,333	0,18	0,74

6,0	0,52	0,482	0,44	0,411	0,32	1,17
7,0	0,58	0,54	0,51	0,475	0,54	1,78
8,0	0,64	0,6	0,57	0,53	0,8	2,37
9,0	0,68	0,65	0,62	0,58	1,04	3,13
10,0	0,73	0,7	0,65	0,62	1,28	3,96

$$M_L=0,12$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,03$$

$$M_{ym} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{ym} = 1 \times (75,0 \times 0,12 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,03)$$

$$M_{ym} = 9,07 \text{ kN.m/m}$$

$M_{xe}$  (Tabela 93.3)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,50	0,25	0,19	0,12	0,05	0,0	0,05
1,0	0,32	0,26	0,18	0,09	0,0	0,1
1,5	0,47	0,43	0,35	0,23	0,0	0,35
2,0	0,64	0,61	0,54	0,398	0,0	0,8
2,5	0,76	0,74	0,69	0,55	0,01	1,45
3,0	0,87	0,85	0,81	0,71	0,05	2,1
4,0	1,05	1,05	1,01	0,97	0,1	3,4
5,0	1,21	1,21	1,18	1,15	0,33	4,7
6,0	1,34	1,34	1,31	1,28	0,8	7,0
7,0	1,44	1,44	1,42	1,39	1,4	10,3
8,0	1,52	1,52	1,5	1,47	2,1	15,0
9,0	1,57	1,57	1,56	1,53	3,0	20,4
10,0	1,59	1,59	1,58	1,56	3,74	25,9

$$M_L=0,42$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,44$$

$$M_{xe} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

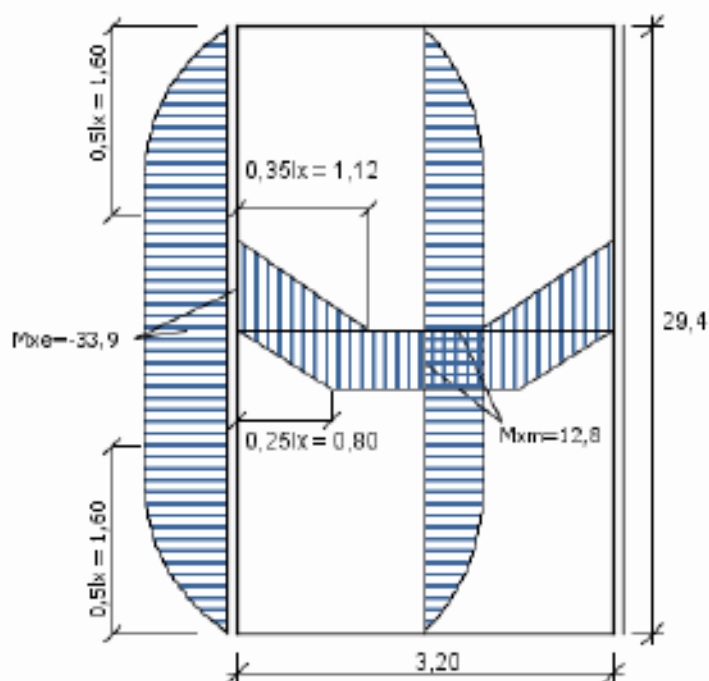
$$M_{xe} = 1 \times (75,0 \times 0,42 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,44)$$

$$M_{xe} = -33,87 \text{ kN.m/m}$$

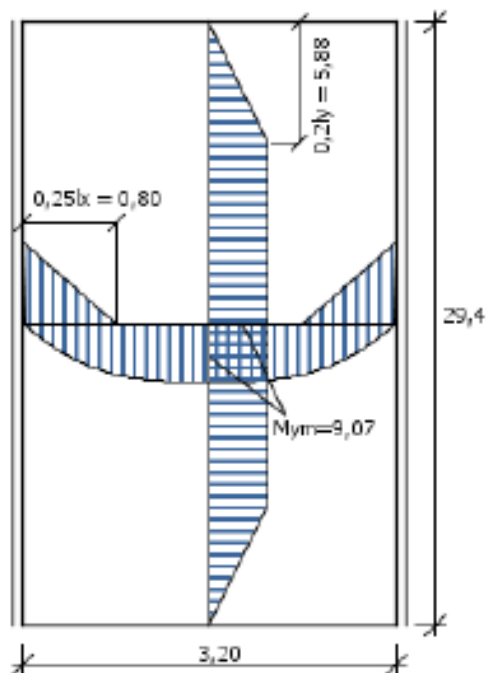
---

## Diagramas Envoltórios

$M_x$  devido à  $p$



$M_y$  devido à  $p$




---

## Esforços devido às cargas permanentes

$M_{xm}$

$k=0,04$

$$M_{xm}=k \times g \times l_x^2$$

$$M_{xm}=0,04 \times 10,12 \times 10,24$$

$$M_{xm}=4,32 \text{ kN.m/m}$$

$M_{ym}$

$k=0,01$

$$M_{ym}=k \times g \times l_x^2$$

$$M_{ym}=0,01 \times 10,12 \times 10,24$$

$$M_{ym}=0,72 \text{ kN.m/m}$$

---

**$M_{xe}$**

$$k=0,08$$

$$M_{xe}=k \times g \times l_x^2$$

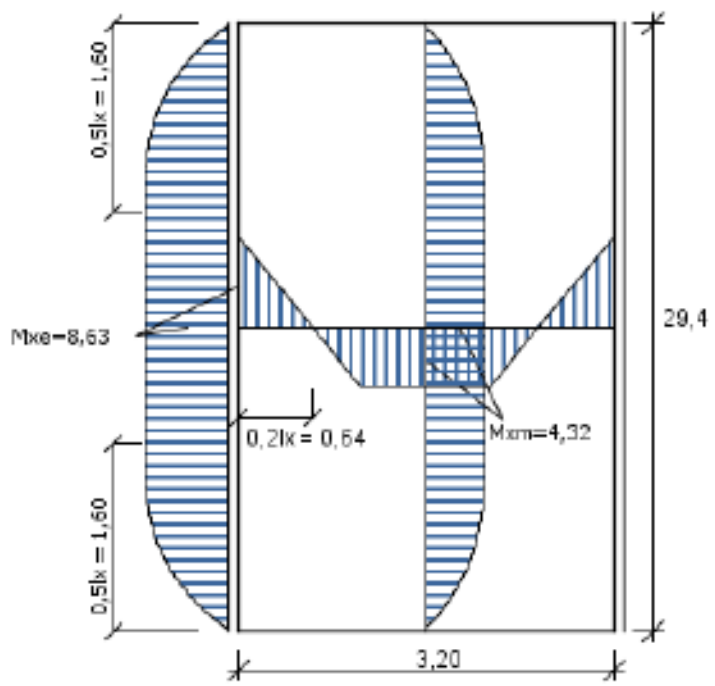
$$M_{xe}=0,08 \times 10,12 \times 10,24$$

$$M_{xe}=8,63 \text{ kN.m/m}$$

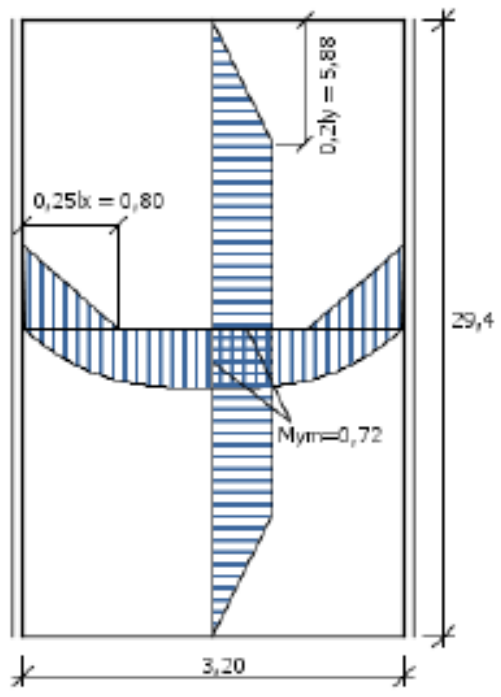
---


## **Diagramas Envoltórios**

**$M_x$  devido à  $g$**



**$M_y$  devido à g**





## Cálculo de Esforços em laje de ponte pelo método de Rüsch

[www.pcalc.com.br/trusch](http://www.pcalc.com.br/trusch)

19/09/2019 13:32:22

## Sumário

- [Parâmetros de entrada](#)
- [Esforços devido às cargas móveis](#)
  - [M<sub>xm</sub>](#)
  - [M<sub>ym</sub>](#)
  - [Diagramas Envoltórios](#)
    - [M<sub>x</sub> devido à p](#)
    - [M<sub>y</sub> devido à p](#)
- [Esforços devido às cargas permanentes](#)
  - [M<sub>xm</sub>](#)
  - [M<sub>ym</sub>](#)
  - [Diagramas Envoltórios](#)
    - [M<sub>x</sub> devido à g](#)
    - [M<sub>y</sub> devido à g](#)

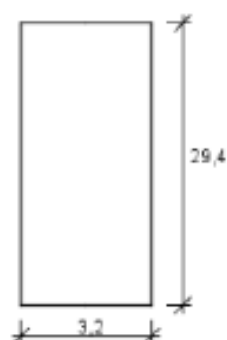
## Parâmetros de entrada

$b_y/l_k=9,19$   
Direção do tráfego:

↕  
Tabela:76  
 $l_x/a=1,60$

$l_y/a=0,39$

Condições de apoio:





## Esforços devido às cargas móveis

$M_{xm}$  (Tabela 76.1)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,50	0,2	0,17	0,112	0,065	0,0	0,0
1,0	0,351	0,3	0,237	0,176	0,0	0,15
1,5	0,431	0,4	0,351	0,305	0,1	0,23
2,0	0,52	0,491	0,461	0,421	0,25	0,4
2,5	0,62	0,59	0,56	0,53	0,58	0,96
3,0	0,72	0,69	0,67	0,63	1,0	1,35
4,0	0,87	0,85	0,82	0,8	2,2	2,85
5,0	0,99	0,98	0,95	0,93	3,46	5,65
6,0	1,08	1,07	1,04	1,02	4,7	8,0
7,0	1,15	1,14	1,11	1,1	5,75	11,8
8,0	1,2	1,19	1,17	1,15	6,9	16,4
9,0	1,24	1,23	1,21	1,2	8,0	22,1
10,0	1,27	1,26	1,24	1,23	9,12	28,7

$$M_L=0,39$$

$$M_p=0,13$$

$$M_{p'}=0,26$$

$$M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{xm} = 1,00 \times (75,0 \times 0,39 + 5,0 \times 0,13 + 5,0 \times 0,26)$$

$$M_{xm} = 31,44 \text{ kN.m/m}$$

$M_{ym}$  (Tabela 76.2)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,50	0,155	0,095	0,069	0,028	0,0	0,0
1,0	0,223	0,158	0,11	0,063	0,0	0,03
1,5	0,267	0,22	0,16	0,118	0,02	0,07
2,0	0,322	0,263	0,228	0,179	0,04	0,12
2,5	0,382	0,338	0,29	0,253	0,1	0,24
3,0	0,457	0,408	0,361	0,323	0,17	0,4
4,0	0,58	0,53	0,472	0,433	0,37	1,03
5,0	0,69	0,64	0,58	0,53	0,58	2,03

6,0	0,77	0,73	0,66	0,62	0,78	3,06
7,0	0,84	0,8	0,73	0,7	0,92	4,54
8,0	0,9	0,86	0,8	0,76	1,29	6,28
9,0	0,96	0,91	0,85	0,82	1,3	8,25
10,0	1,02	0,95	0,9	0,87	1,46	10,67

$$M_L=0,20$$

$$M_p=0,02$$

$$M_p=0,08$$

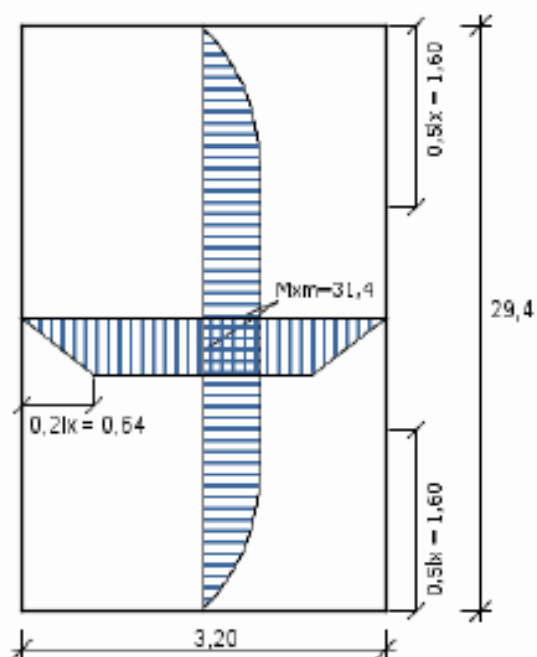
$$M_{ym} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_p')$$

$$M_{ym} = 1,00 \times (75,0 \times 0,20 + 5,0 \times 0,02 + 5,0 \times 0,08)$$

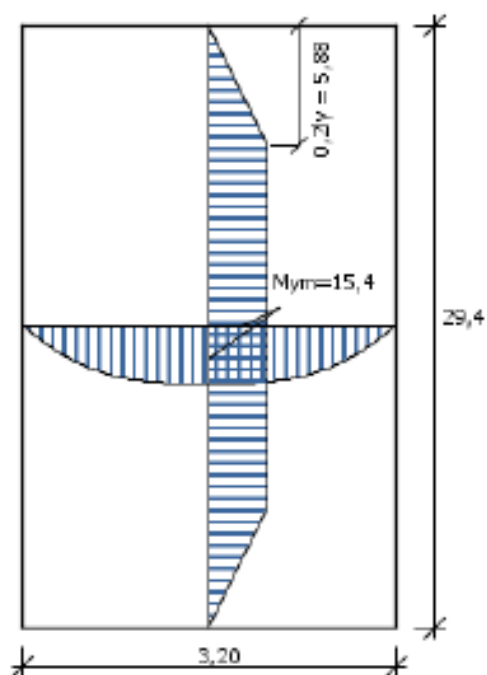
$$M_{ym} = 15,36 \text{ kN.m/m}$$

## Diagramas Envoltórios

$M_x$  devido à  $p$



**$M_y$  devido à  $p$**




---

## Esforços devido às cargas permanentes

$M_{xm}$

$k=0,10$

$M_{xm}=k \times g \times l_x^2$

$M_{xm}=0,10 \times 10,12 \times 10,24$

$M_{xm}=10,36 \text{ kN.m/m}$

---

$M_{ym}$

$k=0,03$

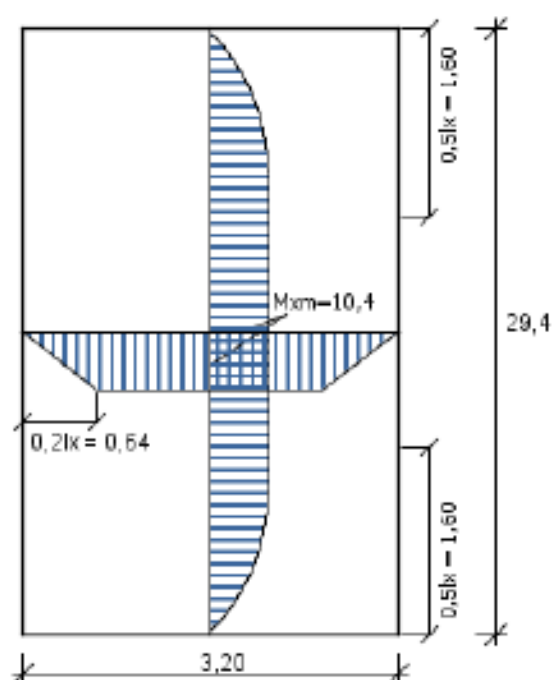
$$M_{ym} = k \times g \times l_x^2$$

$$M_{ym} = 0,03 \times 10,12 \times 10,24$$

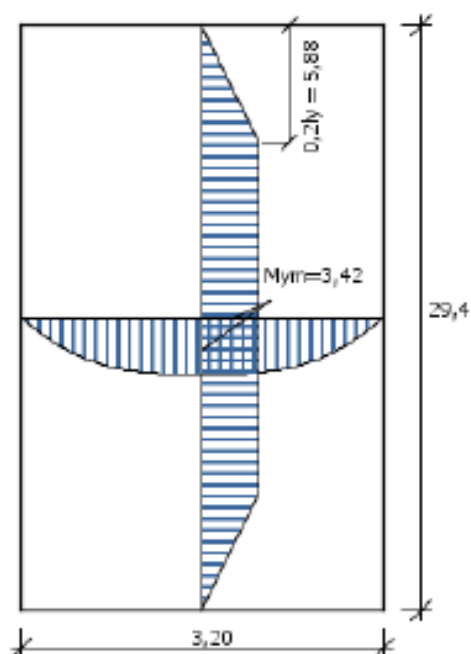
$$M_{ym} = 3,42 \text{ kN.m/m}$$

## Diagramas Envoltórios

$M_x$  devido à g



$M_y$  devido à g





## Cálculo de Esforços em laje de ponte pelo método de Rüsch

[www.pcalc.com.br/truss](http://www.pcalc.com.br/truss)

19/09/2019 13:34:26

### Sumário

- [Parâmetros de entrada](#)
- [Esforços devido às cargas móveis](#)
  - [M<sub>xm</sub>](#)
  - [M<sub>ym</sub>](#)
  - [M<sub>xe</sub>](#)
  - [M<sub>vr</sub>](#)
  - [-M<sub>xm</sub>](#)
  - [Diagramas Envolitórios](#)
    - [M<sub>x</sub> devido à p](#)
    - [M<sub>y</sub> devido à p](#)
- [Esforços devido às cargas permanentes](#)
  - [Diagramas Envolitórios](#)
    - [M<sub>x</sub> devido à g](#)
    - [M<sub>y</sub> devido à g](#)

### Parâmetros de entrada

$b_y/b_x = \infty$   
Direção do tráfego:

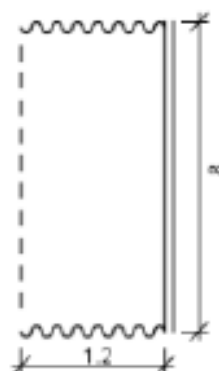


Tabela: 98

$b_x/a = 0,60$

$l/a = 0,39$

Condições de apoio:



## Esforços devido às cargas móveis

$M_{xm}$  (Tabela 98.3)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,125	0,046	0,013	0,007	0,001	0,0	0,0
0,25	0,074	0,024	0,015	0,001	0,0	0,0
0,375	0,092	0,035	0,02	0,001	0,0	0,0
0,50	0,102	0,048	0,027	0,002	0,0	0,0
0,625	0,11	0,061	0,033	0,003	0,0	0,0
0,75	0,114	0,075	0,038	0,012	0,0	0,0
1,00	0,124	0,094	0,051	0,026	0,0	0,01
1,25	0,133	0,11	0,065	0,04	0,0	0,02
1,50	0,155	0,133	0,092	0,062	0,0	0,03
1,75	0,179	0,158	0,121	0,084	0,0	0,04
2,00	0,208	0,185	0,154	0,109	0,0	0,05
2,25	0,24	0,214	0,189	0,133	0,0	0,06
2,50	0,274	0,245	0,225	0,158	0,0	0,07

$$M_L=0,04$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,0$$

$$M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{xm} = 1,00 \times (75,0 \times 0,04 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,0)$$

$$M_{xm} = 3,26 \text{ kN.m/m}$$

$M_{ym}$  (Tabela 98.4)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,125	0,075	0,048	0,014	0,003	0,0	0,0
0,25	0,1	0,068	0,027	0,005	0,0	0,0
0,375	0,118	0,082	0,036	0,007	0,0	0,0
0,50	0,131	0,091	0,046	0,01	0,0	0,0
0,625	0,142	0,097	0,052	0,017	0,0	0,0
0,75	0,156	0,103	0,06	0,034	0,0	0,0
1,00	0,18	0,125	0,085	0,062	0,0	0,0
1,25	0,195	0,142	0,118	0,093	0,0	0,02



1,50	0,24	0,185	0,169	0,133	0,0	0,04
1,75	0,285	0,25	0,225	0,175	0,0	0,05
2,00	0,35	0,322	0,29	0,212	0,0	0,07
2,25	0,428	0,405	0,356	0,25	0,0	0,09
2,50	0,51	0,5	0,43	0,285	0,0	0,14

$$M_L=0,07$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,0$$

$$M_{ym} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{ym} = 1,00 \times (75,0 \times 0,07 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,0)$$

$$M_{ym} = 5,29 \text{ kN.m/m}$$

$M_{xe}$  (Tabela 98.1)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,125	0,11	0,1	0,1	0,04	0,0	0,0
0,25	0,23	0,23	0,2	0,1	0,0	0,0
0,375	0,38	0,37	0,33	0,18	0,0	0,0
0,50	0,52	0,51	0,46	0,28	0,0	0,0
0,625	0,7	0,67	0,6	0,433	0,0	0,0
0,75	0,9	0,87	0,8	0,63	0,0	0,0
1,00	1,24	1,18	1,1	0,95	0,05	0,0
1,25	1,5	1,44	1,34	1,22	0,23	0,0
1,50	1,72	1,66	1,57	1,45	0,38	0,08
1,75	1,9	1,85	1,76	1,66	0,7	0,3
2,00	2,04	2,0	1,93	1,84	1,24	0,66
2,25	2,18	2,15	2,1	2,0	1,98	1,2
2,50	2,29	2,29	2,23	2,18	3,24	1,9

$$M_L=0,60$$

$$M_p=0,0$$

$$M_{p'}=0,0$$

$$M_{xe} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{xe} = 1,00 \times (75,0 \times 0,60 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,0)$$

$$M_{xc} = -45,08 \text{ kN.m/m}$$

$M_{yr}$  (Tabela 98.2)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,125	0,17	0,1	0,06	0,01	0,0	0,0
0,25	0,27	0,18	0,1	0,012	0,0	0,0
0,375	0,34	0,23	0,125	0,02	0,0	0,0
0,50	0,39	0,265	0,145	0,04	0,0	0,0
0,625	0,425	0,287	0,16	0,052	0,0	0,0
0,75	0,44	0,3	0,16	0,08	0,0	0,0
1,00	0,5	0,36	0,22	0,135	0,0	0,0
1,25	0,58	0,448	0,309	0,216	0,0	0,0
1,50	0,68	0,54	0,422	0,31	0,0	0,04
1,75	0,79	0,66	0,55	0,415	0,0	0,06
2,00	0,91	0,78	0,69	0,53	0,0	0,08
2,25	1,04	0,91	0,84	0,65	0,0	0,1
2,50	1,17	1,04	0,9	0,77	0,0	0,15

$$M_L = 0,21$$

$$M_p = 0,0$$

$$M_{p'} = 0,0$$

$$M_{yr} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$M_{yr} = 1,00 \times (75,0 \times 0,21 + 5,0 \times 0,0 + 5,0 \times 0,0)$$

$$M_{yr} = 15,92 \text{ kN.m/m}$$

$-M_{xm}$  (Tabela 98.5)

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,125	0,056	0,043	0,013	0,01	0,0	0,0
0,25	0,1	0,086	0,056	0,024	0,0	0,0
0,375	0,136	0,13	0,09	0,04	0,0	0,0
0,50	0,176	0,174	0,127	0,06	0,0	0,0
0,625	0,218	0,218	0,154	0,079	0,0	0,0
0,75	0,266	0,263	0,2	0,104	0,0	0,0
1,00	0,33	0,328	0,263	0,15	0,06	0,0

1,25	0,377	0,373	0,313	0,196	0,21	0,0
1,50	0,414	0,41	0,354	0,239	0,32	0,0
1,75	0,444	0,442	0,39	0,28	0,5	0,02
2,00	0,47	0,468	0,42	0,318	0,72	0,05
2,25	0,49	0,487	0,447	0,356	1,03	0,09
2,50	0,51	0,51	0,471	0,391	1,51	0,14

$$M_L=0,18$$

$$M_p=0,00$$

$$M_{p'}=0,0$$

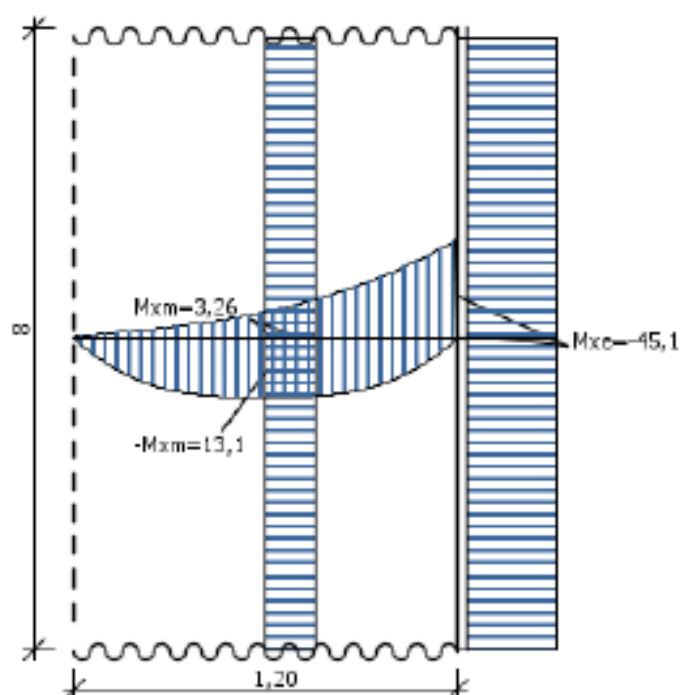
$$-M_{xm} = \varphi \times (P \times M_L + p \times M_p + p' \times M_{p'})$$

$$-M_{xm} = 1,00 \times (75,0 \times 0,18 + 5,0 \times 0,00 + 5,0 \times 0,0)$$

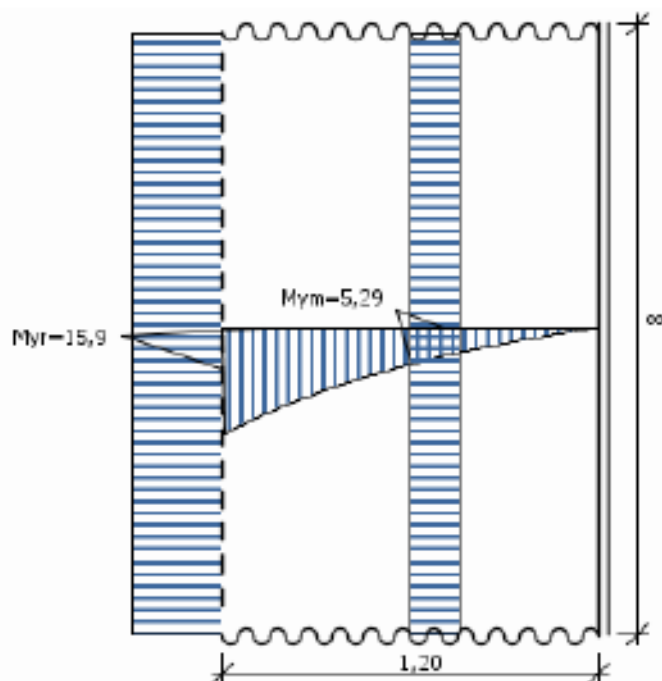
$$-M_{xm} = 13,14 \text{ kN.m/m}$$

## Diagramas Envoltórios

$M_x$  devido à  $p$



$M_y$  devido à  $p$

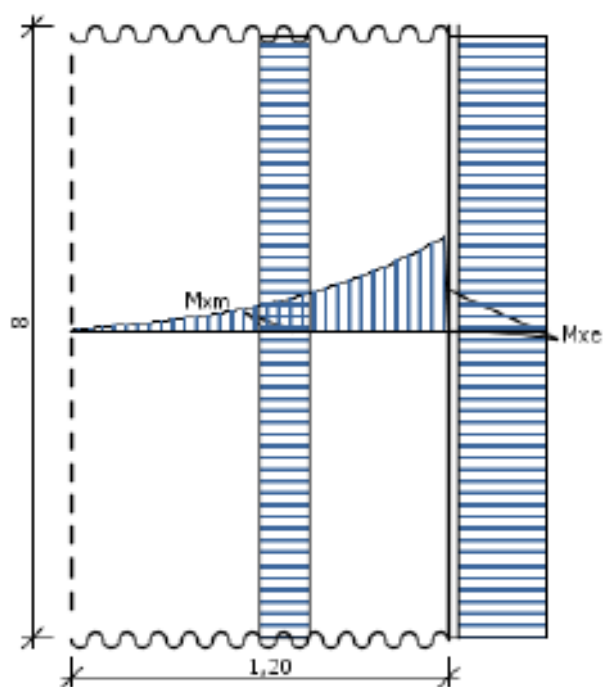


---

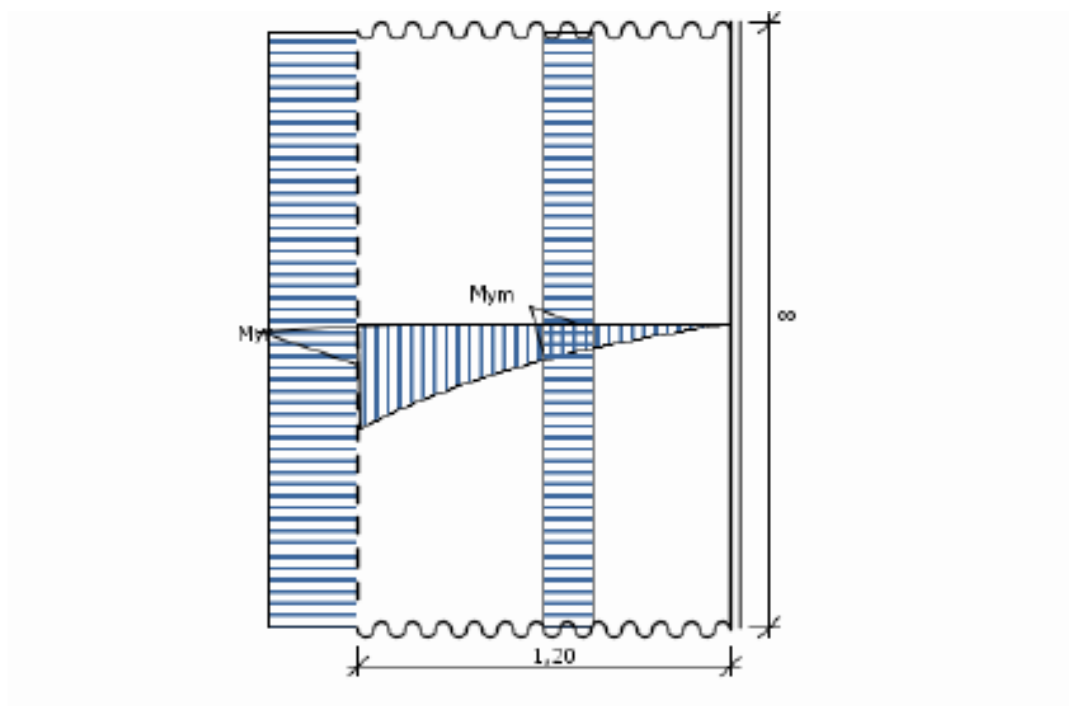
**Esforços devido às cargas permanentes**

**Diagramas Envoltórios**

$M_x$  devido à  $g$

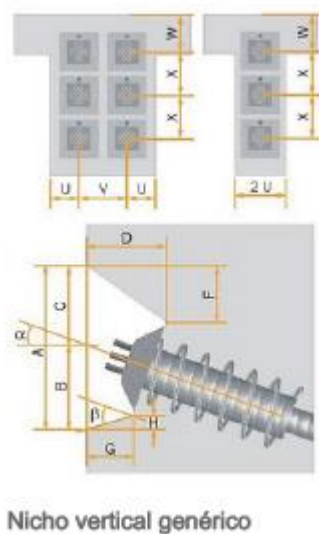


$M_y$  devido à  $g$



## **ANEXO B – DIMENSÕES DOS NICHOS DE PROTENSÃO**

Figura 56 - Medidas genéricas para nichos de protensão verticais



Fonte: Calculadora online Rudloff para nichos de protensão  
([www.rudloff.com.br/dimensionamento-nichos-calculos-php/](http://www.rudloff.com.br/dimensionamento-nichos-calculos-php/))

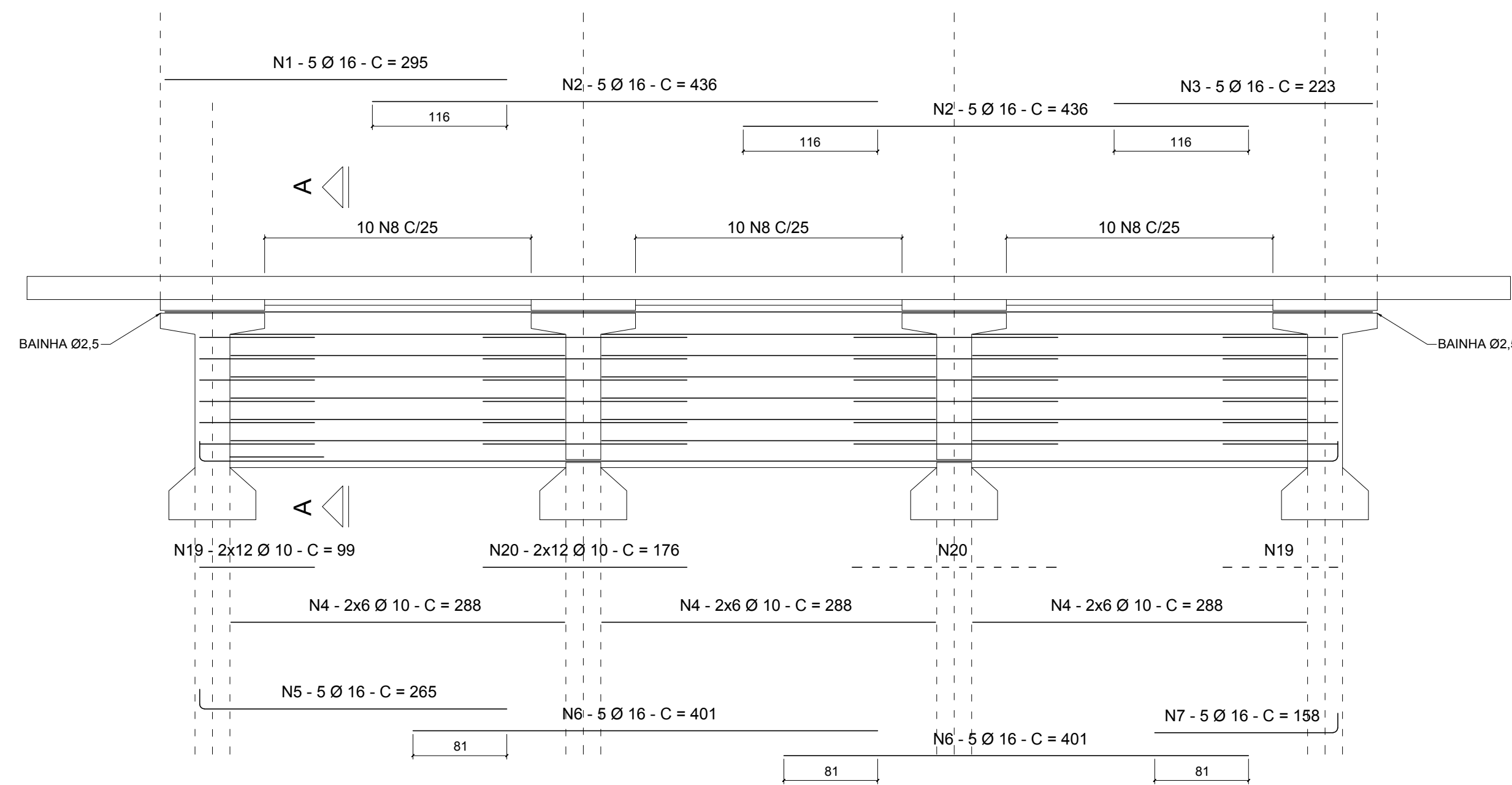
Figura 57 - Dimensões dos nichos de ancoragem em função do ângulo  $\alpha$ 

$\alpha = 12^\circ$		$\alpha = 8^\circ$		$\alpha = 4^\circ$		$\alpha = 1^\circ$	
A	48.2 cm	A	47.3 cm	A	46.8 cm	A	46.7 cm
B	22.3 cm	B	22.5 cm	B	22.8 cm	B	23.2 cm
C	26.0 cm	C	24.9 cm	C	24.0 cm	C	23.5 cm
D	19.6 cm	D	18.4 cm	D	17.2 cm	D	16.3 cm
F	12.3 cm	F	9.8 cm	F	7.7 cm	F	6.3 cm
G	12.4 cm	G	13.6 cm	G	14.8 cm	G	15.7 cm
H	1.7 cm	H	2.9 cm	H	4.2 cm	H	5.4 cm
$\beta$	$20^\circ$	$\beta$	$20^\circ$	$\beta$	$20^\circ$	$\beta$	$20^\circ$
U	25.0 cm	U	25.0 cm	U	25.0 cm	U	25.0 cm
V	37.5 cm	V	37.5 cm	V	37.5 cm	V	37.5 cm
W	25.0 cm	W	25.0 cm	W	25.0 cm	W	25.0 cm
X	37.5 cm	X	37.5 cm	X	37.5 cm	X	37.5 cm

Fonte: Calculadora online Rudloff para nichos de protensão  
([www.rudloff.com.br/dimensionamento-nichos-calculos-php/](http://www.rudloff.com.br/dimensionamento-nichos-calculos-php/))

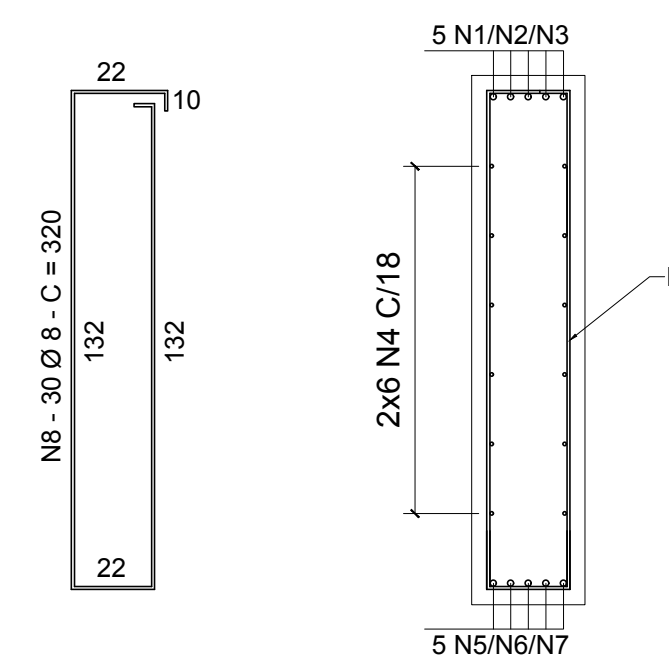
# ARMAÇÃO DAS TRANSVERSINAS DE VÃO - 3x

ESCALA 1 : 40



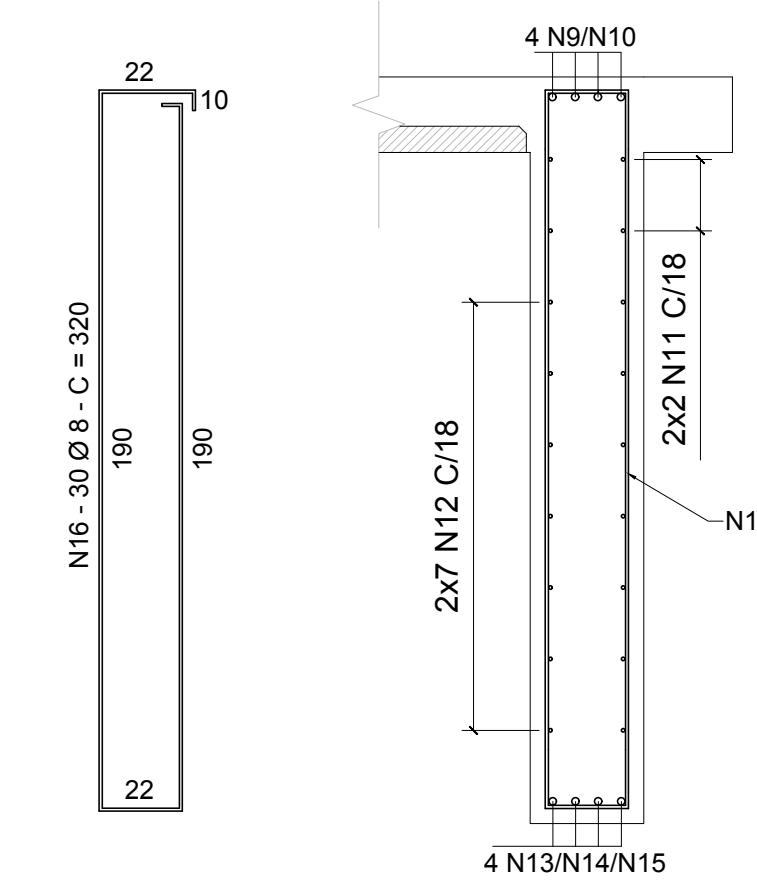
# CORTE A - A

ESCALA 1 : 20



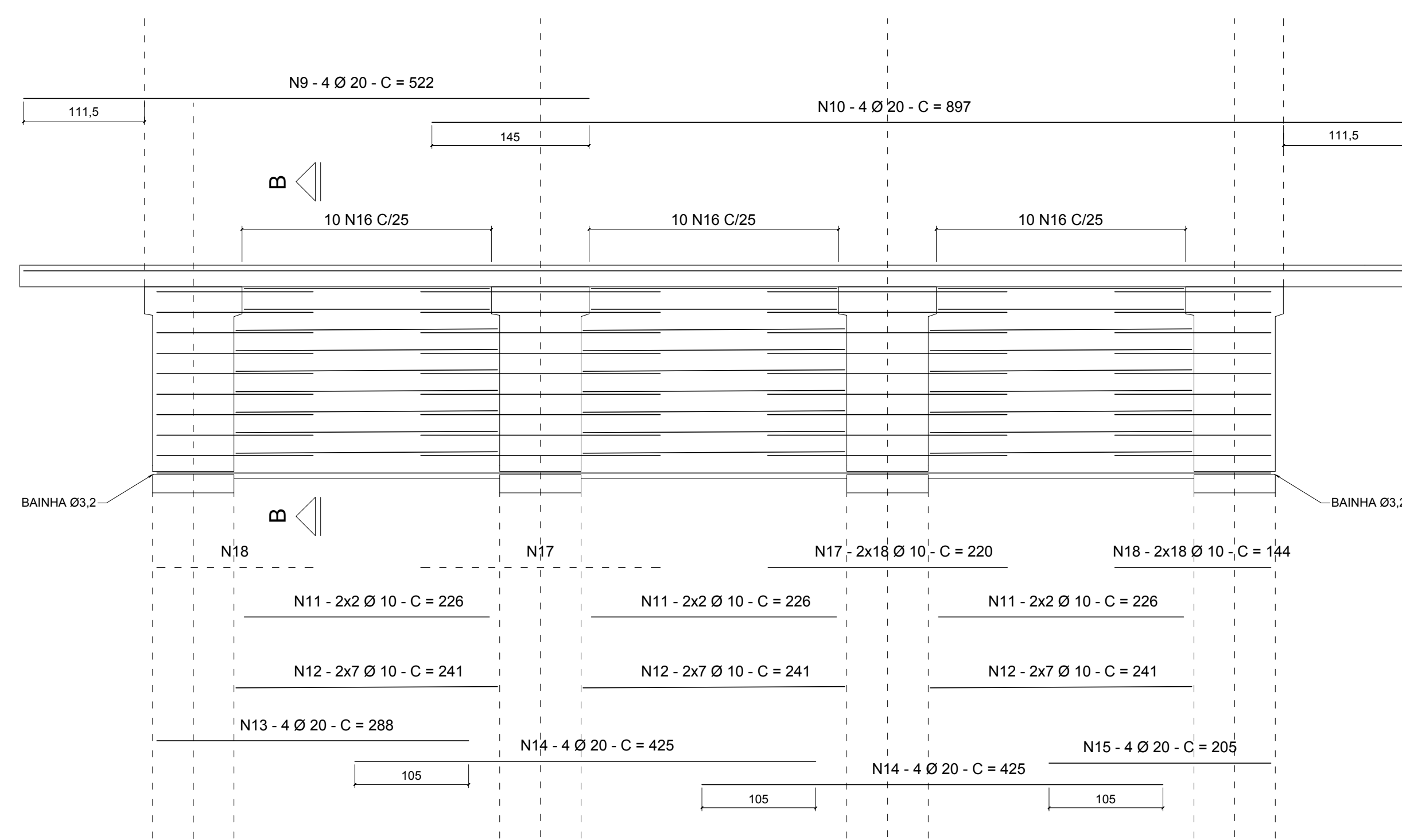
# CORTE B - B

ESCALA 1 : 20



# ARMAÇÃO DAS TRANSVERSINAS DE EXTREMIDADE - 2x

ESCALA 1 : 40



## LISTA DE FERROS - P/ 1 PEÇA

N	Ø (mm)	Q	Comp. Unit. (cm)	Comp. Total (cm)
1	16	5	295	1475
2	16	10	436	4360
3	16	5	223	1115
4	10	36	288	10368
5	16	5	265	1325
6	16	10	401	4010
7	16	5	158	790
8	8	30	320	9600
9	20	4	522	2088
10	20	4	897	3588
11	10	12	226	2712
12	10	42	241	10122
13	20	4	288	1152
14	20	8	425	3400
15	20	4	205	820
16	8	30	320	9600
17	10	36	220	7920
18	10	36	144	5184
19	10	24	99	2376
20	10	24	176	4224

### RESUMO P/ 1 PEÇA DE CADA

RESUMO GERAL CA-50		
Ø (mm)	Comp. (m)	Peso (kg)
8	192	76
10	331	265
16	131	206
20	99	244
<b>TOTAL</b>		<b>791</b>

### RESUMO P/ TODAS AS PEÇAS

RESUMO GERAL CA-50		
Ø (mm)	Comp. (m)	Peso (kg)
8	480	190
10	1028	634
16	392	619
20	198	488
<b>TOTAL</b>		<b>1931</b>

## NOTAS:

1 - As bainhas utilizadas devem ser corrugadas e posteriormente deve ser feita sua injeção com grout de resistência igual ou superior a 40 MPa.

2 - CAA - III - cobrimento nominal: 4 cm

3 - Utilizar concreto:  
fck ≥ 45 MPa  
a/c ≤ 0,50

4 - As posições N17 a N20 deverão ser posicionadas na concretagem da longarina, obedecendo posições do desenho 201902-06.

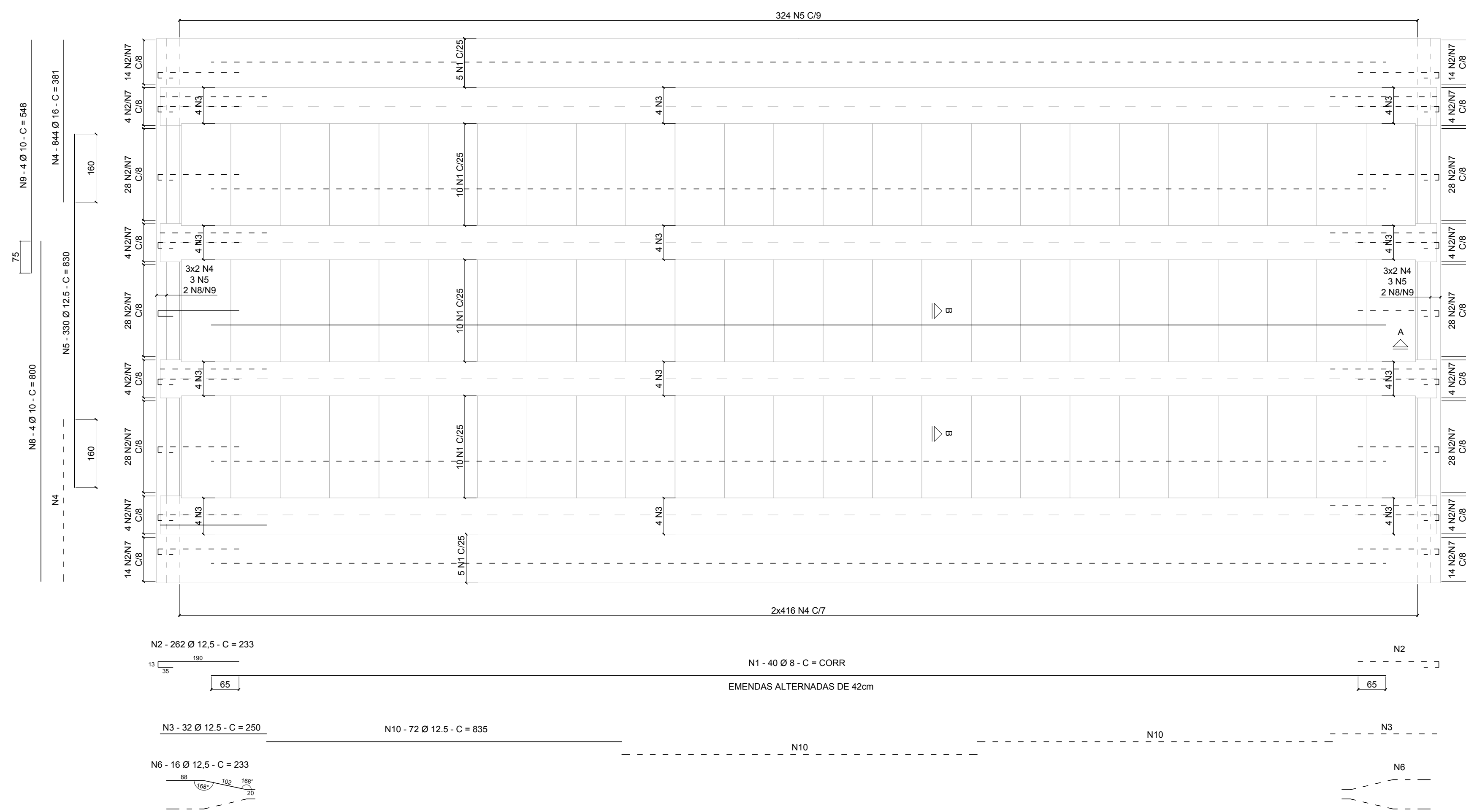
4 - Medidas em centímetros

0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
	FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº
	A1	INDICADA	1/1	201902-01
<b>UFRGS</b> TÍTULO: Projeto Estrutural - Armação das Transversinas				



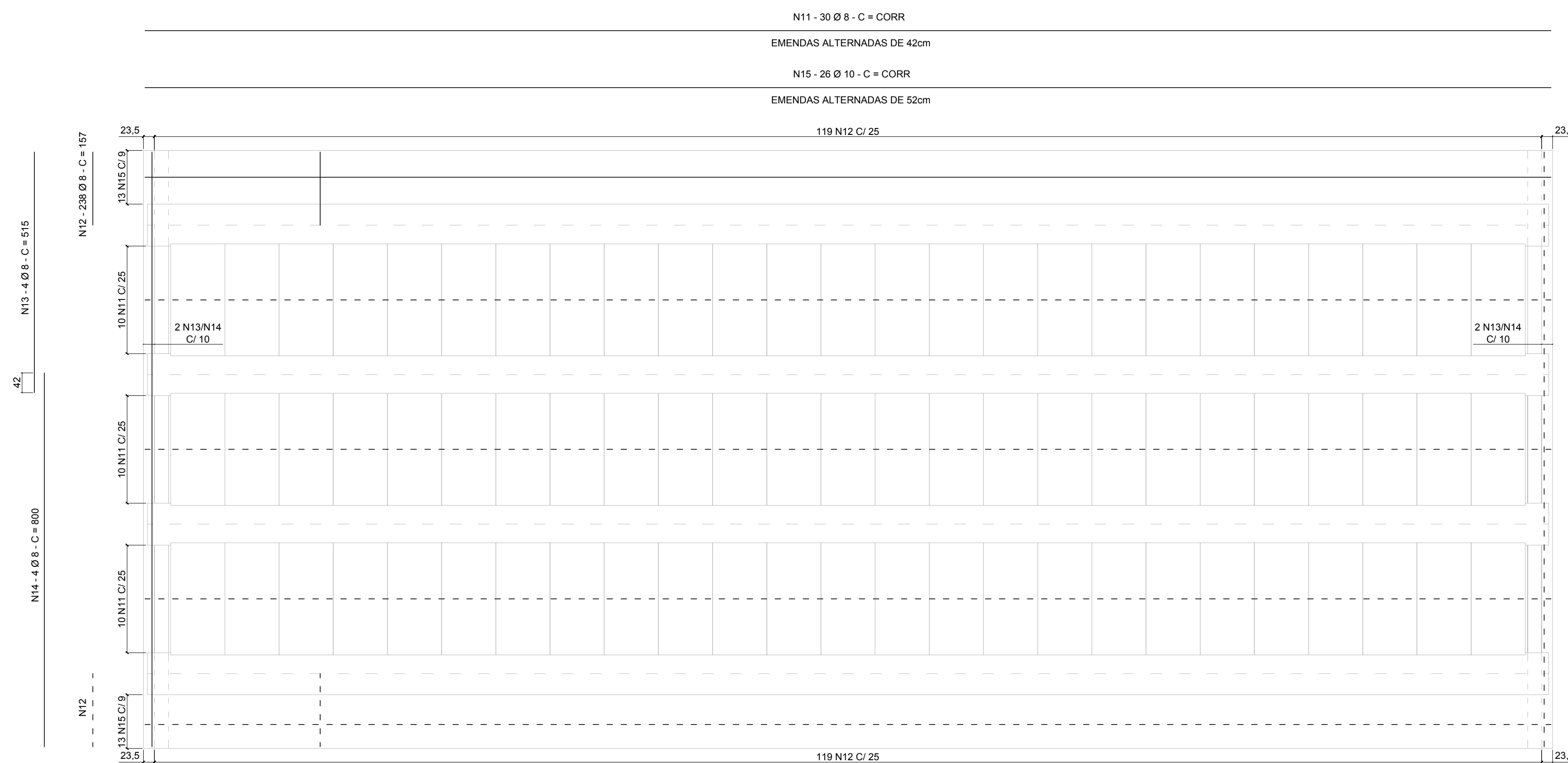
# PLANTA DA CAPA DA LAJE - ARMAÇÃO INFERIOR

ESCALA 1 : 75



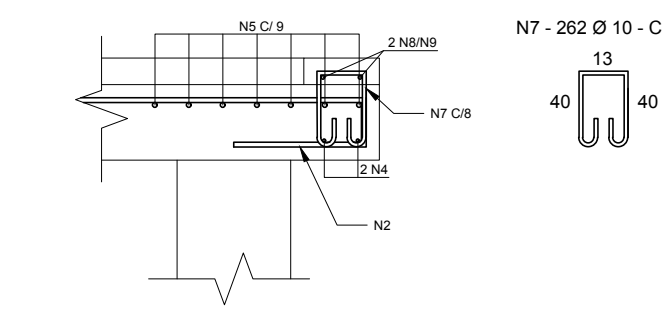
# PLANTA DA CAPA DA LAJE - ARMAÇÃO INFERIOR

ESCALA 1 : 75



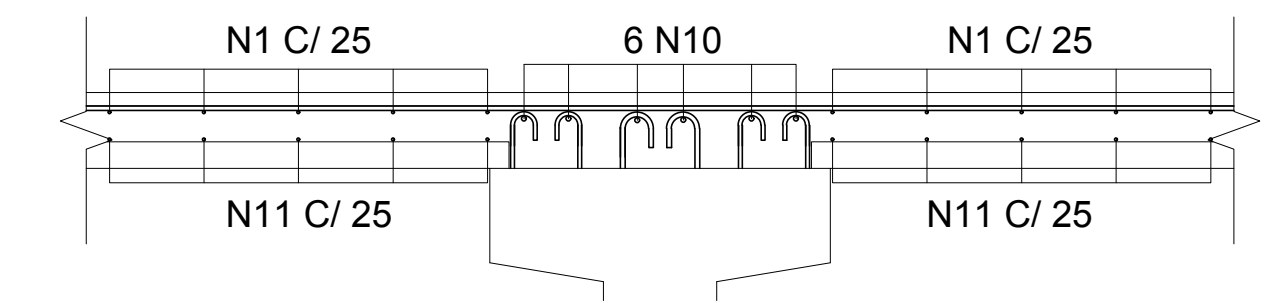
## CORTE A - A

ESCALA 1 : 20



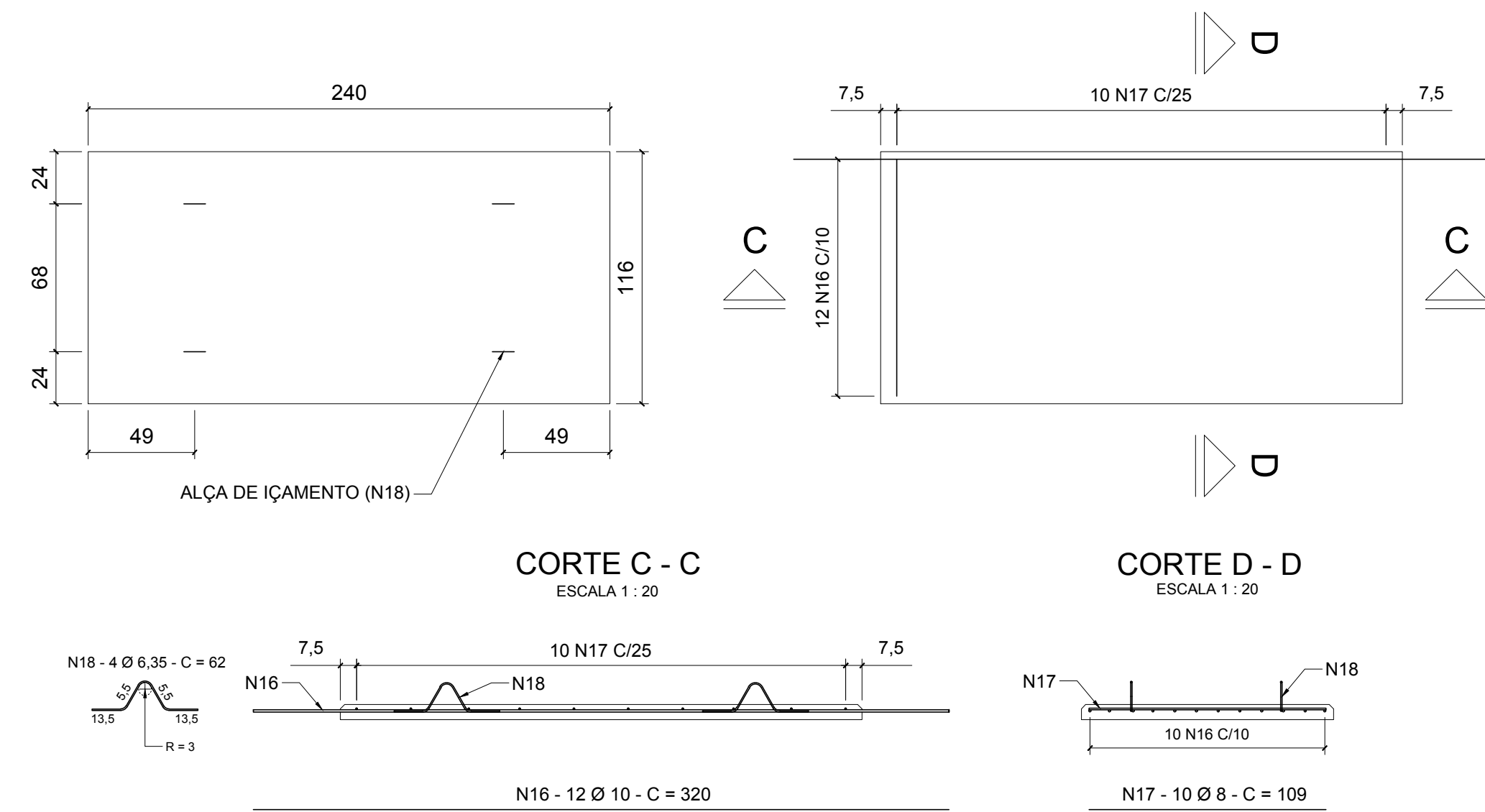
## CORTE B - B

ESCALA 1 : 20



## ARMAÇÃO DAS PRÉ-LAJES - 75x

ESCALA 1 : 25



## LISTA DE FERROS

N	Ø (mm)	Q	Comp. Unit. (cm)	Comp. Total (cm)
1	8	40	CORR	CORR
2	12,5	262	233	61046
3	12,5	32	250	8000
4	16	844	381	321564
5	12,5	330	830	273900
6	12,5	16	233	3728
7	10	262	63	16506
8	10	4	800	3200
9	10	4	548	2192
10	12,5	72	835	60120
11	8	30	CORR	CORR
12	8	238	157	37366
13	8	4	515	2060
14	8	4	800	3200
15	10	26	CORR	CORR
16	10	900	320	288000
17	8	750	109	81750
18	6,35	300	62	18600

## RESUMO GERAL CA-50

Ø (mm)	Comp. (m)	Peso (kg)
8	1266	500
10	3107	1917
12,5	4068	3917
16	3216	5074
<b>TOTAL</b>		<b>11409</b>

### NOTAS:

- O aço utilizado para as alças de içamento das pré-lajes deverá ser ASTM A36. Para as demais armaduras utilizar aço CA-50.
- CAA - III - cobertura nominal: 3,5 cm
- Utilizar concreto:  
fck ≥ 45 MPa  
a/c ≤ 0,50
- Medidas em centímetros

## RESUMO GERAL ASTM A36

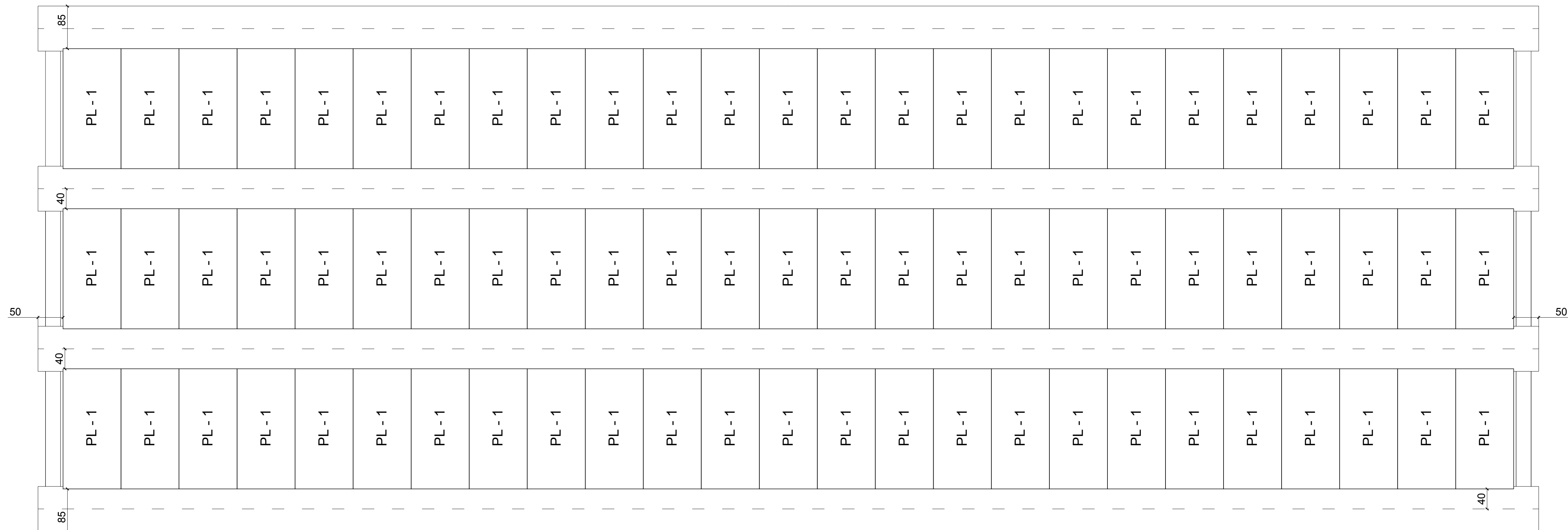
Ø (mm)	Comp. (m)	Peso (kg)
6,35	186	46

0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº	
A1	INDICADA	1/1	201902-02	
TÍTULO: Projeto Estrutural - Armação das Lajes e Pré-lajes				

UFRGS

# PLANTA DE LOCAÇÃO DAS PRÉ-LAJES

ESCALA 1 : 75



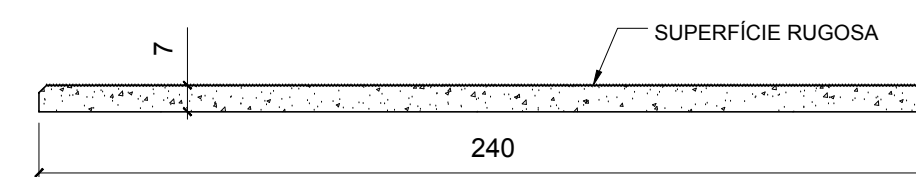
## FÔRMA DAS PRÉ-LAJES - 75x

ESCALA 1 : 25



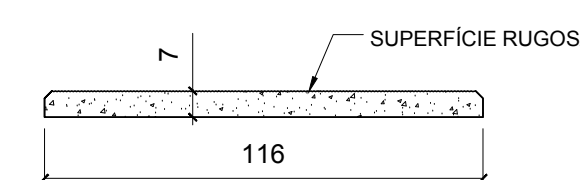
### CORTE A - A

ESCALA 1 : 20



### CORTE D - D

ESCALA 1 : 20



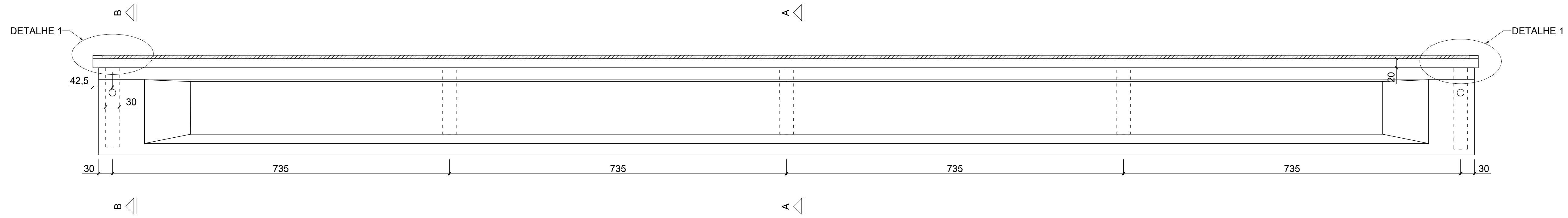
NOTAS:

1 - Medidas em centímetros

0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
UFRGS	FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº
	A1	INDICADA	1/1	201902-03
TÍTULO: Fôrma e Locação das Pré-lajes				

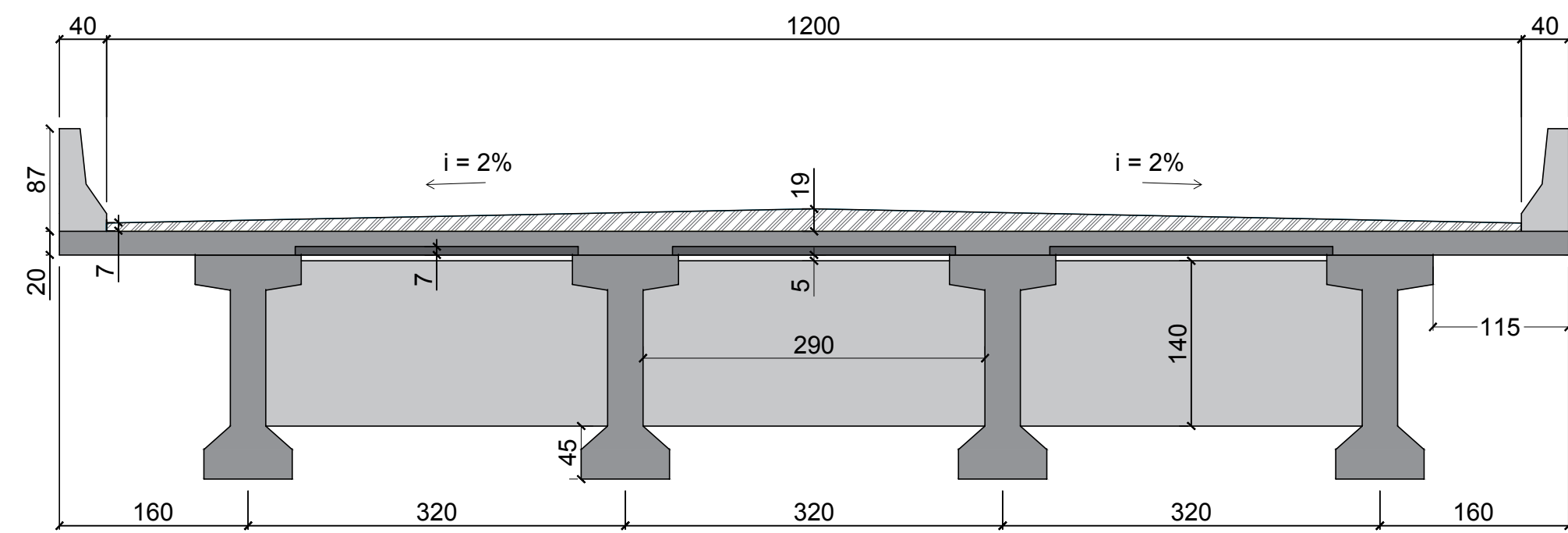
# PERFIL LONGITUDINAL DA SUPERESTRUTURA

ESCALA 1 : 50



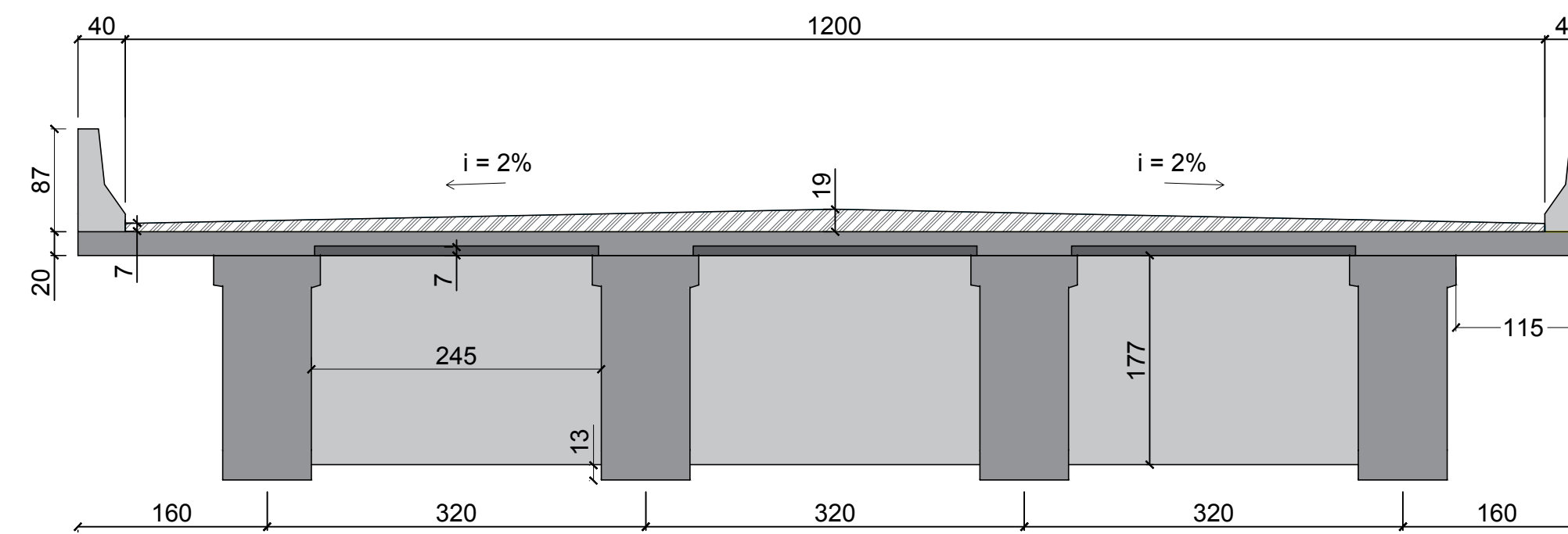
## CORTE A - A

ESCALA 1 : 50



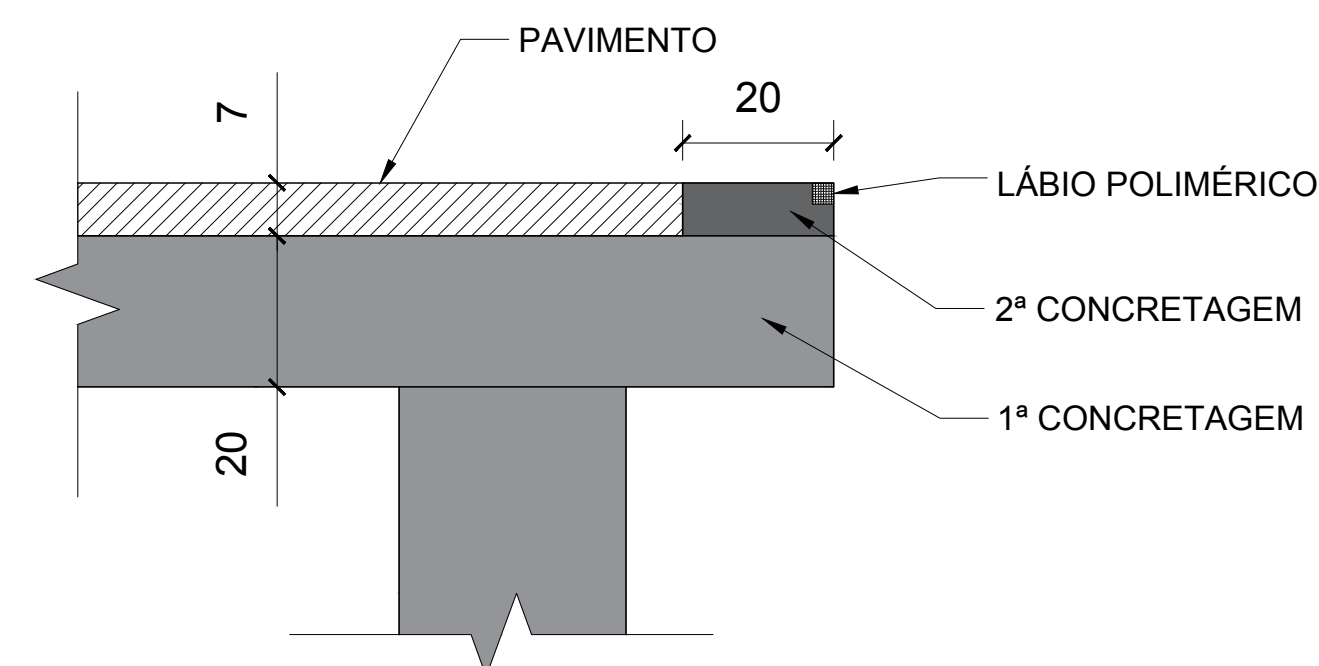
## CORTE B - B

ESCALA 1 : 50



## DETALHE 1

ESCALA 1 : 10



### NOTAS:

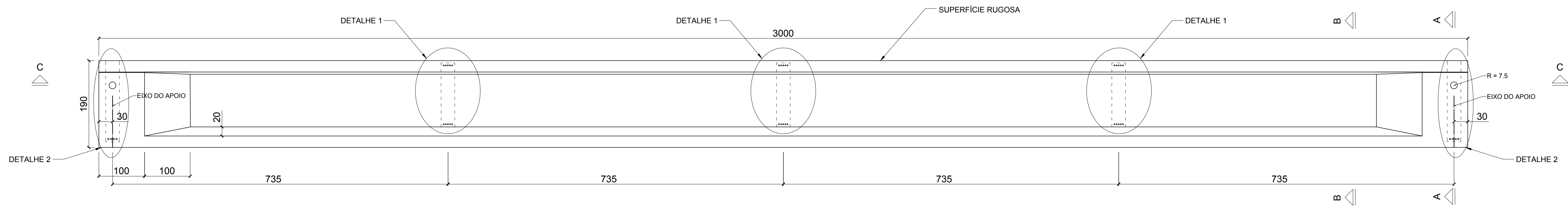
1 - A segunda concretagem referente ao detalhe 1 deverá ser realizada com concreto C45 ou superior.

2 - Medidas em centímetros.

0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
UFRGS	FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº
	A1	INDICADA	1/1	201902-04
TÍTULO: Perfil Longitudinal e Seções Transversais				

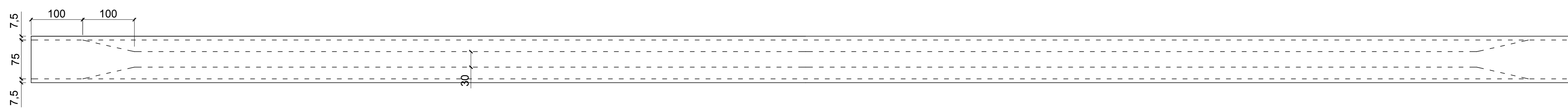
# VISTA LATERAL DA LONGARINA

ESCALA 1 : 50



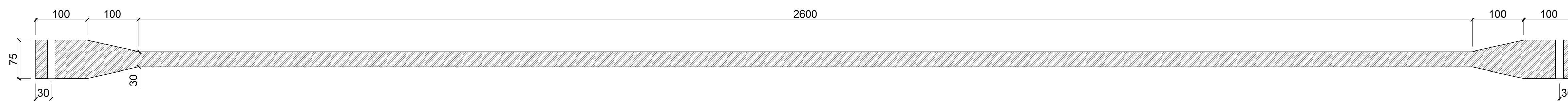
# PROJEÇÃO SUPERIOR DA LONGARINA

ESCALA 1 : 50



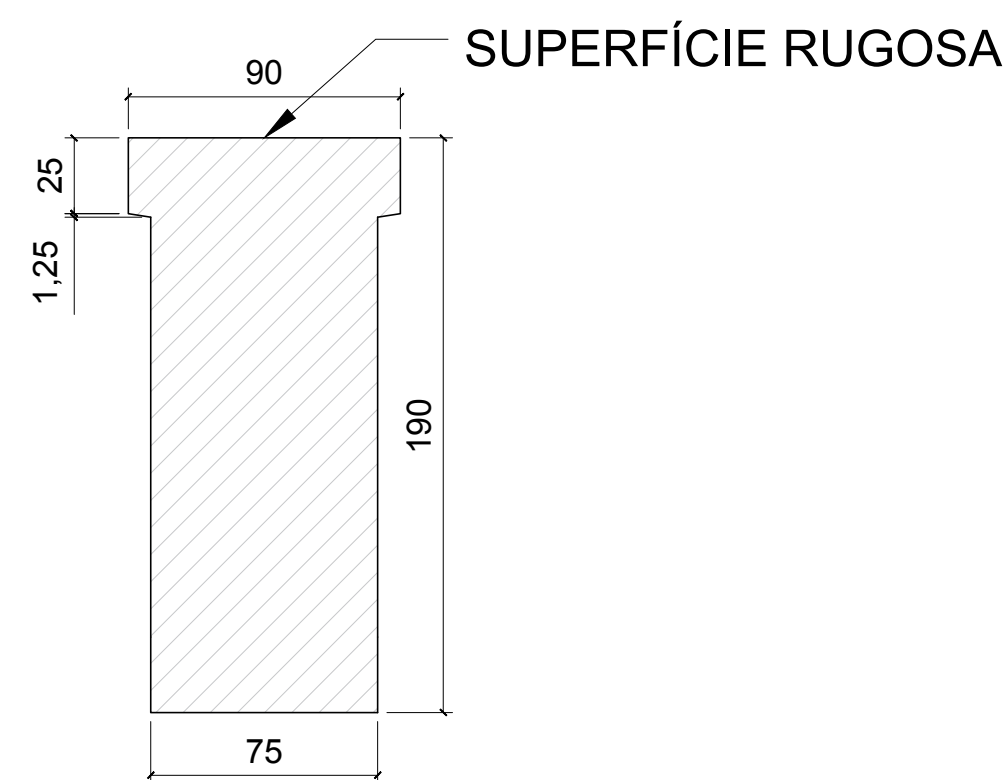
# CORTE C - C

ESCALA 1 : 50



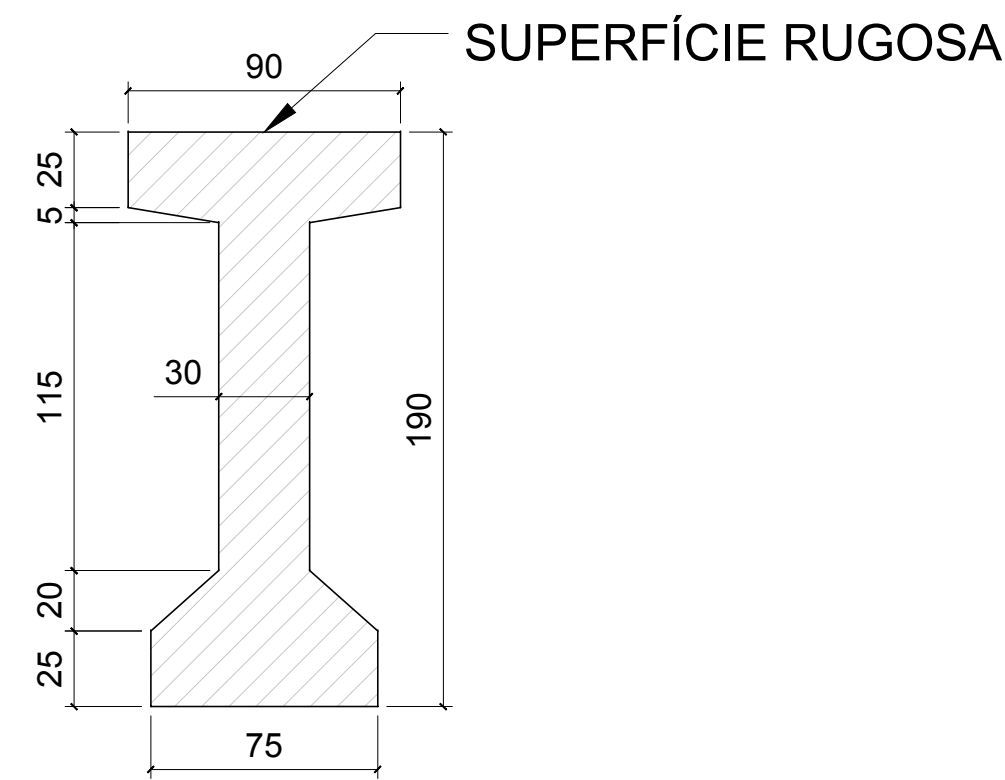
# CORTE A - A

ESCALA 1 : 25



# CORTE B - B

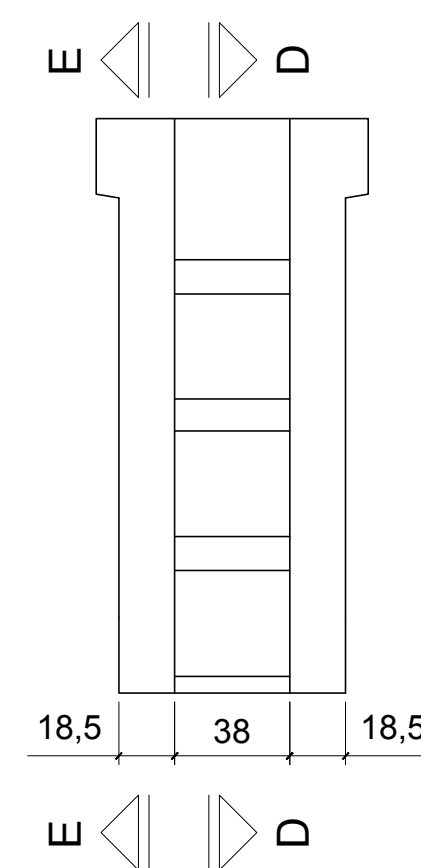
ESCALA 1 : 25



# EXTREMIDADE DA LONGARINA

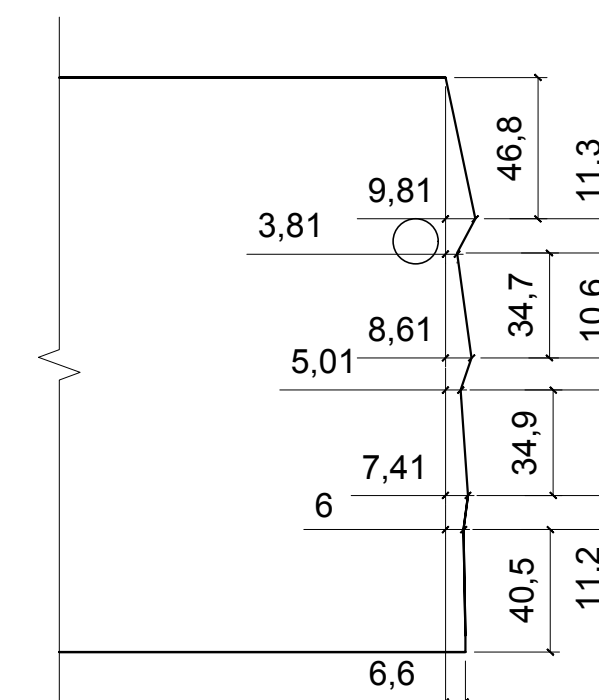
## VISTA DA EXTREMIDADE

ESCALA 1 : 25



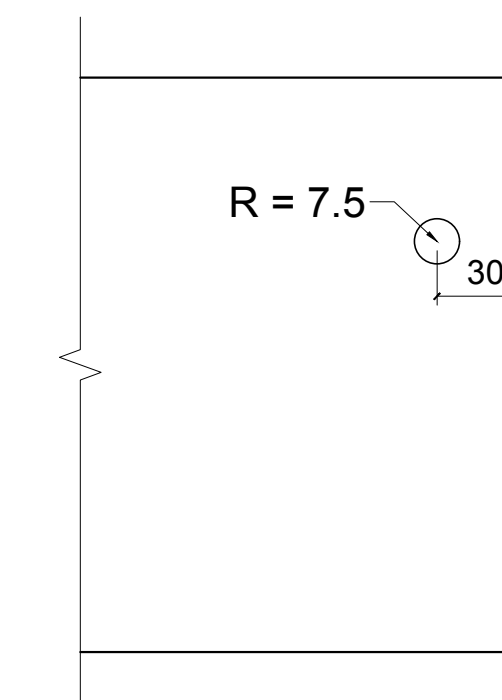
## CORTE D - D

ESCALA 1 : 25



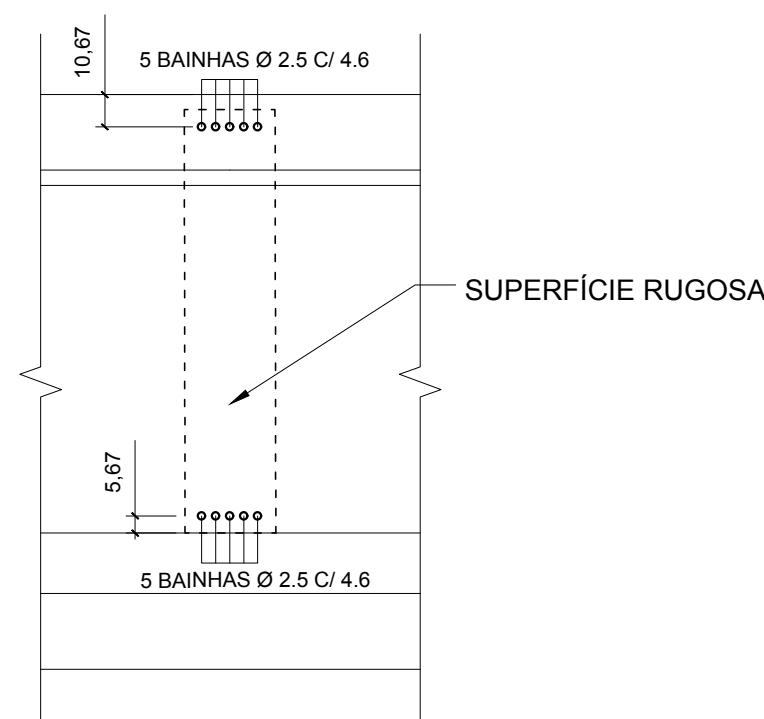
## CORTE E - E

ESCALA 1 : 25



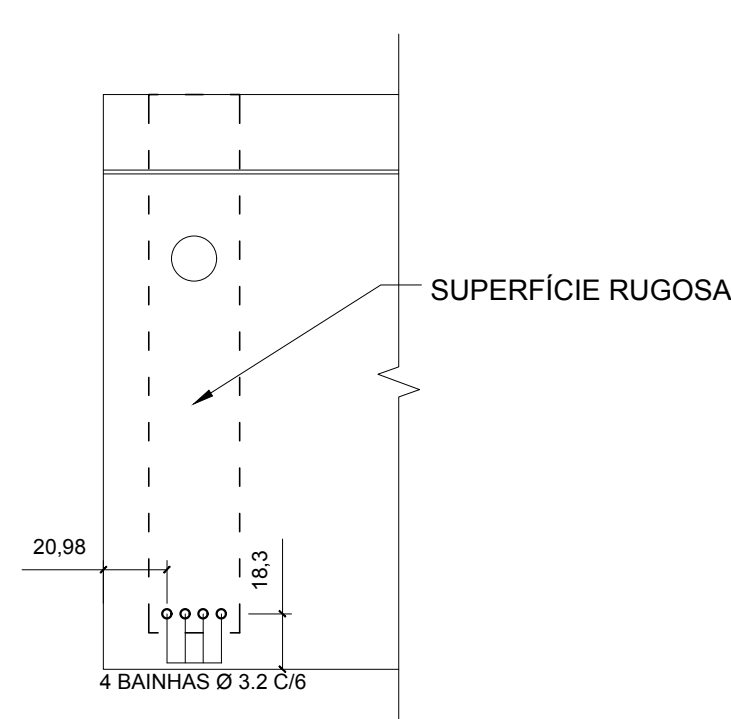
# DETALHE 1

ESCALA 1 : 25



# DETALHE 2

ESCALA 1 : 25



## NOTAS:

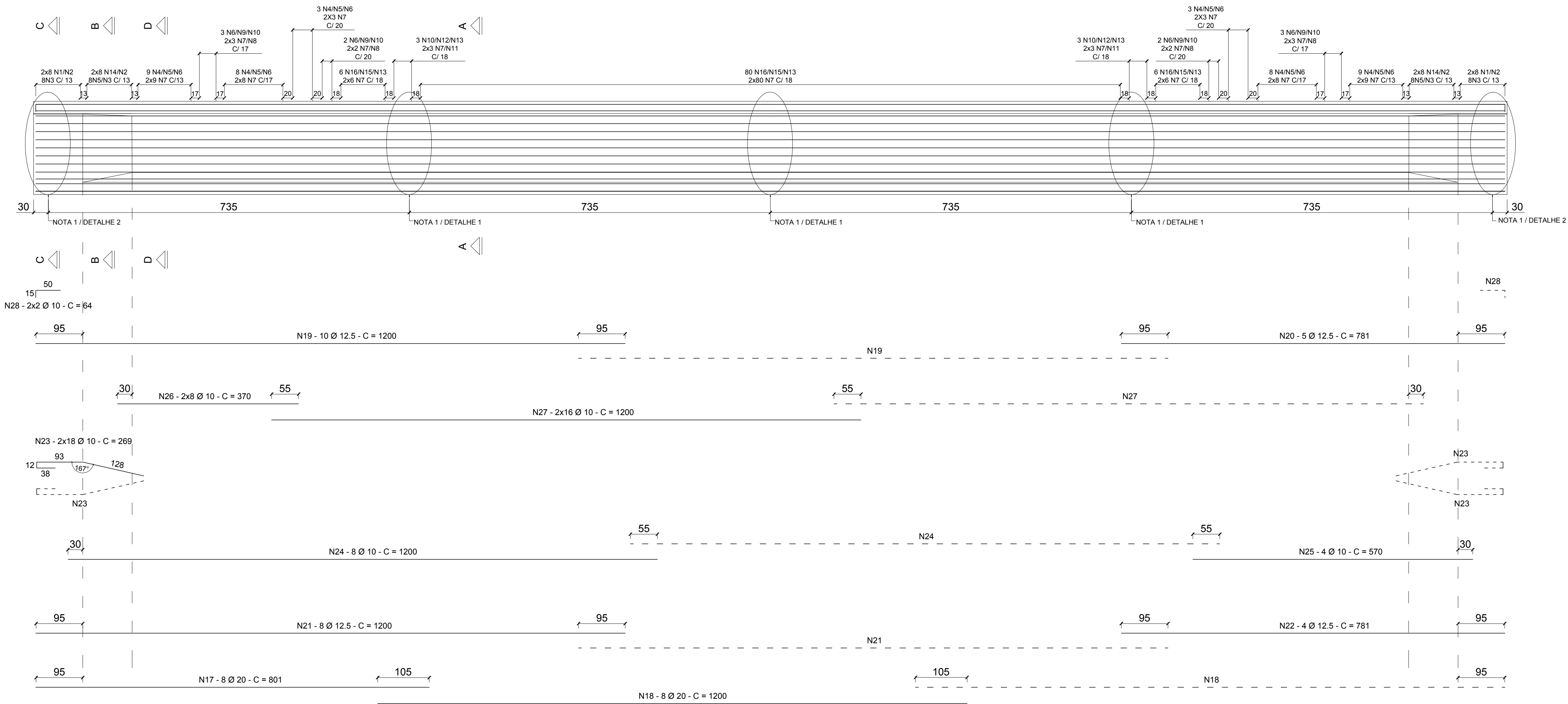
1 - Os nichos de protensão, após a injeção das bainhas, deverão ter sua armadura complementar montada e posteriormente serem concretados seguindo o perfil do corte E - E, acompanhando as laterais.

2 - Medidas em centímetros.

0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº	
A1	INDICADA	1/1	201902-05	
TÍTULO: Fôrma das Longarinas				

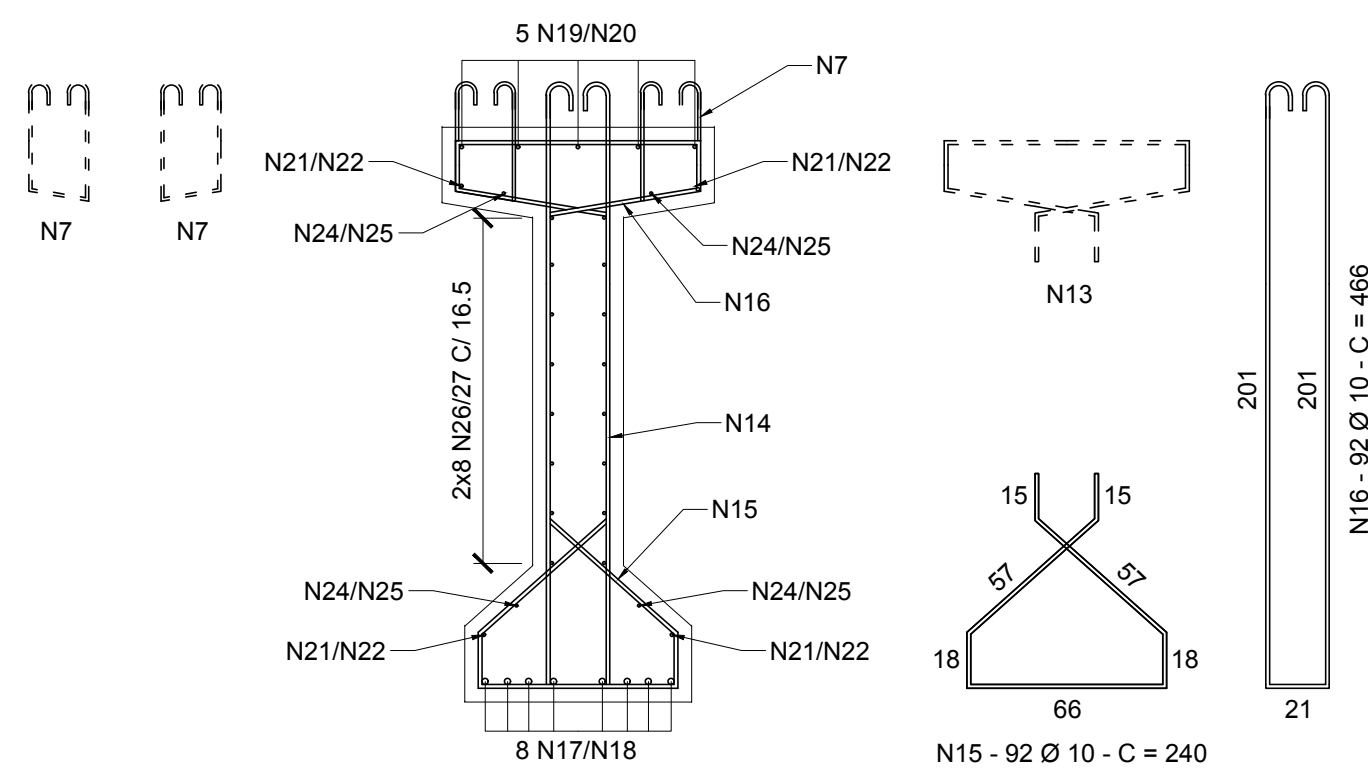
# ARMADURA LONGITUDINAL DA LONGARINA

ESCALA 1 : 50



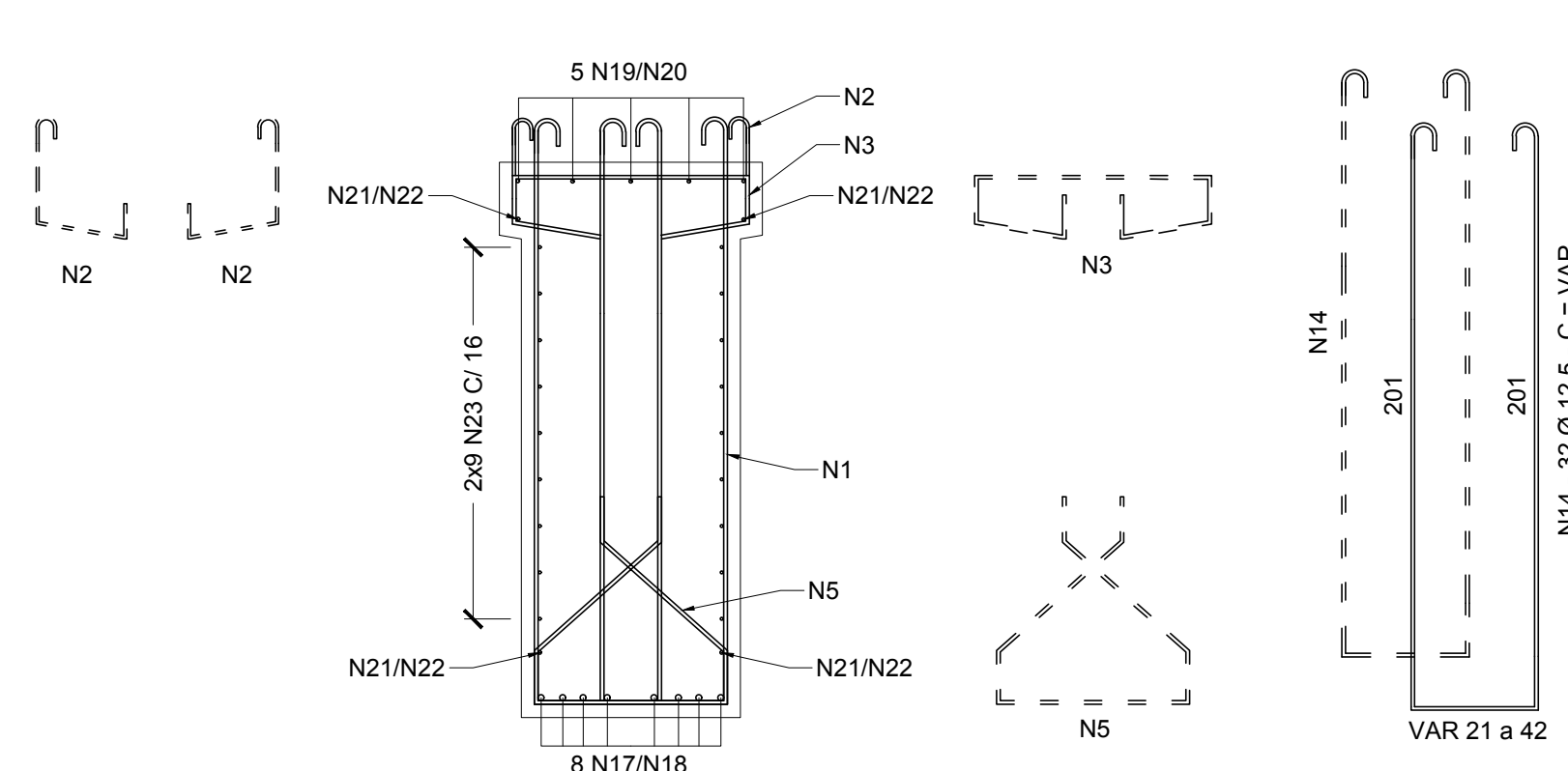
## CORTE A - A

ESCALA 1 : 25



## CORTE B - B

ESCALA 1 : 25



## LISTA DE FERROS

N	Ø (mm)	Q	Comp. Unit. (cm)	Comp. Total (cm)
40	10	4	87	348
41	16	8	682	5456
42	10	6	204	1224
43	25	8	350	2800
44	8	14	76	1064

## RESUMO GERAL CA-50 PARA UMA LONGARINA

Ø (mm)	Comp. (m)	Peso (kg)
8	16	6
10	2092	1290
12.5	1195	1151
16	55	86
20	160	395
25	28	108
<b>TOTAL</b>		<b>3037</b>

## LISTA DE FERROS

N	Ø (mm)	Q	Comp. Unit. (cm)	Comp. Total (cm)
1	12,5	32	466	14912
2	10,0	64	88	5632
3	12,5	32	192	6144
4	12,5	40	466	18640
5	12,5	56	240	13440
6	12,5	50	236	11800
7	10	296	111	32856
8	12,5	20	175	3500
9	12,5	10	292	2920
10	8	16	36	576
11	10	12	175	2100
12	10	6	292	1752
13	10	98	236	23128
14	12,5	32	449	14368
15	10	92	240	22080
16	10	92	466	42872
17	20	8	801	6408
18	20	8	1200	9600
19	12,5	10	1200	12000
20	12,5	5	781	3905
21	12,5	8	1200	9600
22	12,5	4	781	3124
23	10	36	269	9684
24	10	8	1200	9600
25	10	4	570	2280
26	10	16	370	5920
27	10	32	1200	38400
28	10	4	64	256
29	10	8	71	568
30	10	28	137	3836
31	10	8	78	624
32	10	4	151	604
33	10	8	97	776
34	10	40	89	3560
35	12,5	8	259	2072
36	12,5	12	259	3108
37	10	4	88	352
38	10	4	87	348
39	10	4	88	352

### NOTAS:

1 - Nos detalhes 1 e 2, quando das longarinas externas, as bainhas deverão ser substituídas pelas posições referentes constantes no projeto 201902-01.

2 - CAA - III - cobertura nominal: 4,5 cm

3 - Utilizar concreto:  
fck ≥ 45 MPa  
a/c ≤ 0,50

4 - Medidas em centímetros

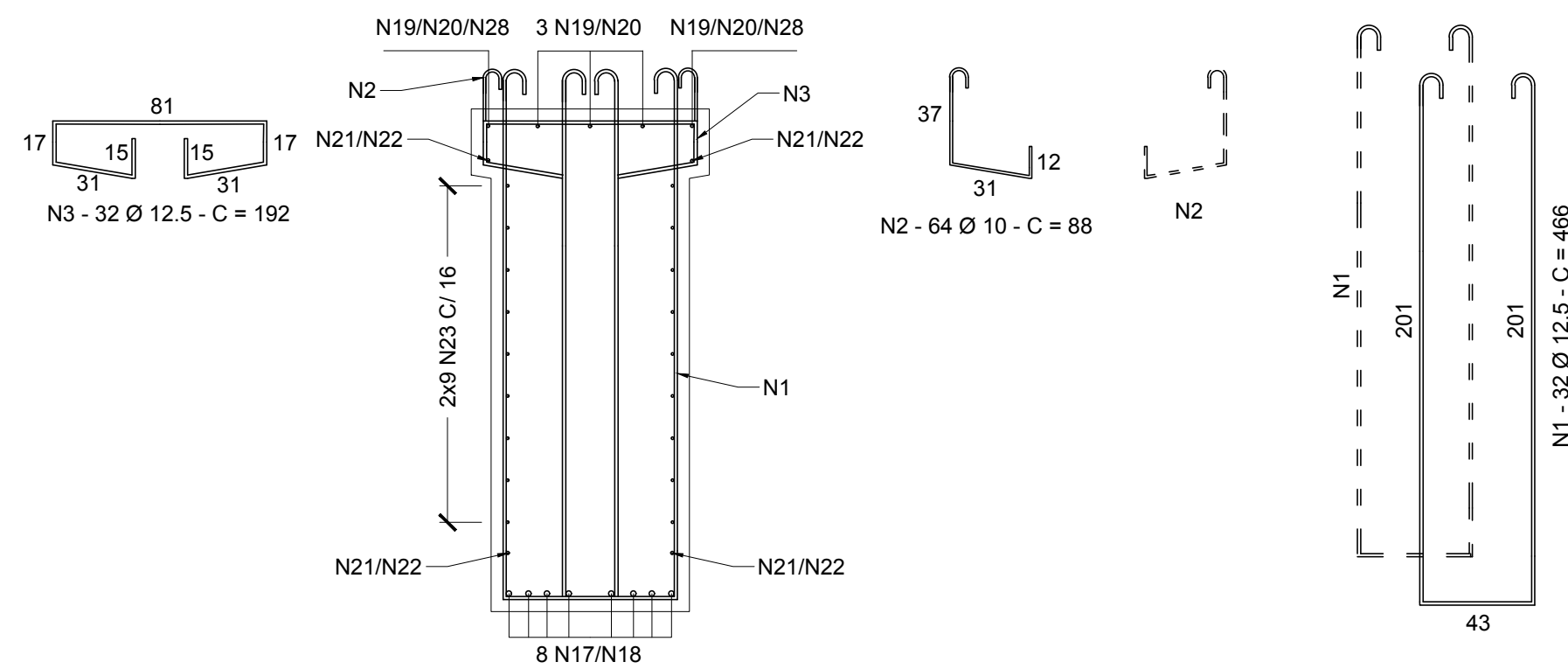
0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº	
A1	INDICADA	1/3	201902-06	
TÍTULO: Projeto Estrutural - Armação das Longarinas				

UFRGS



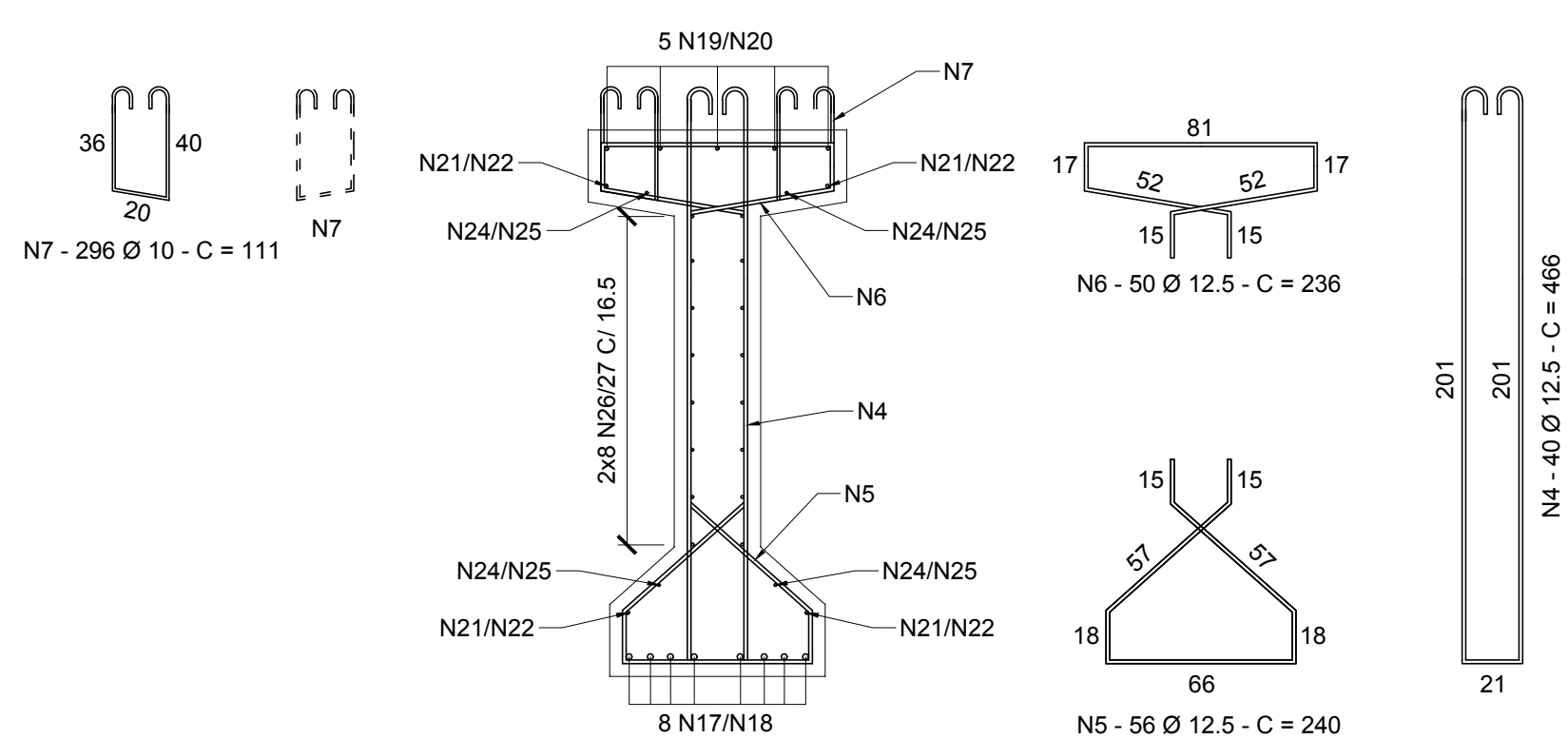
# CORTE C - C

ESCALA 1 : 25



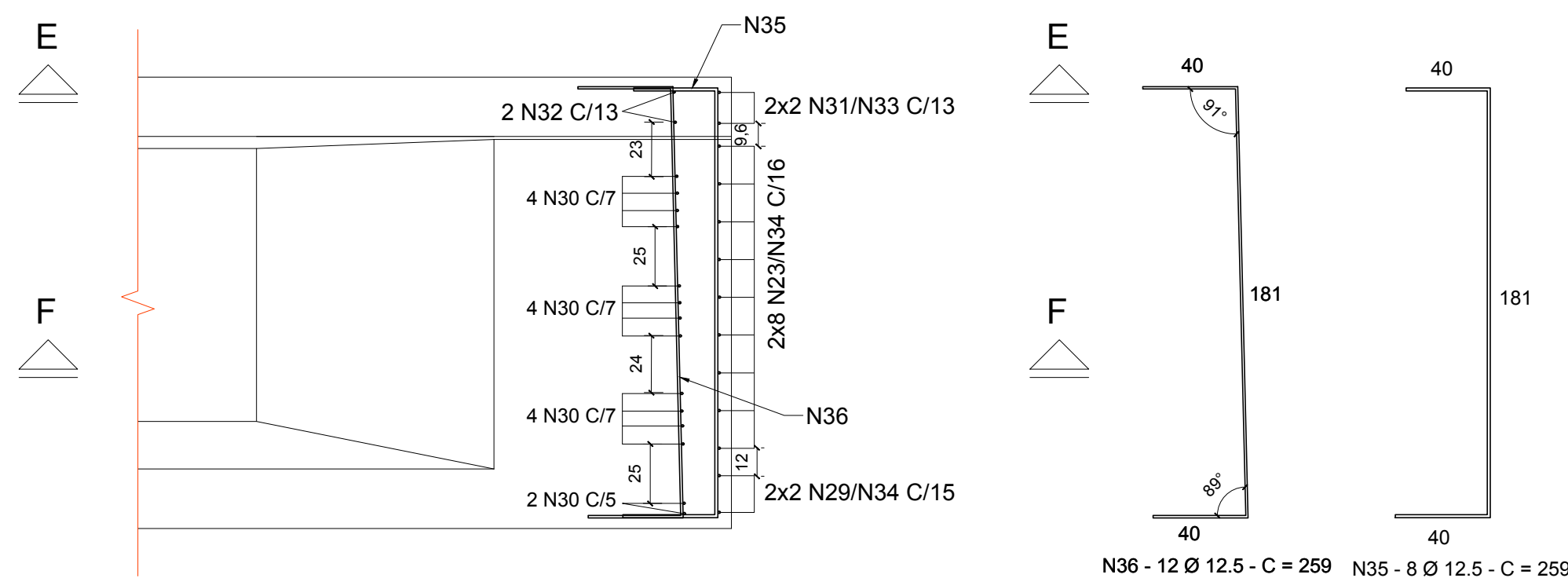
# CORTE D - D

ESCALA 1 : 25



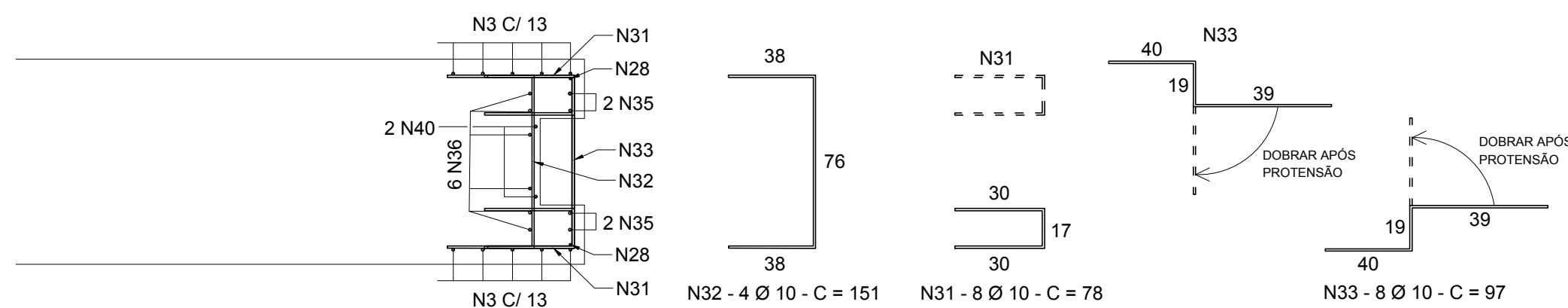
# CORTE G - G

ESCALA 1 : 25



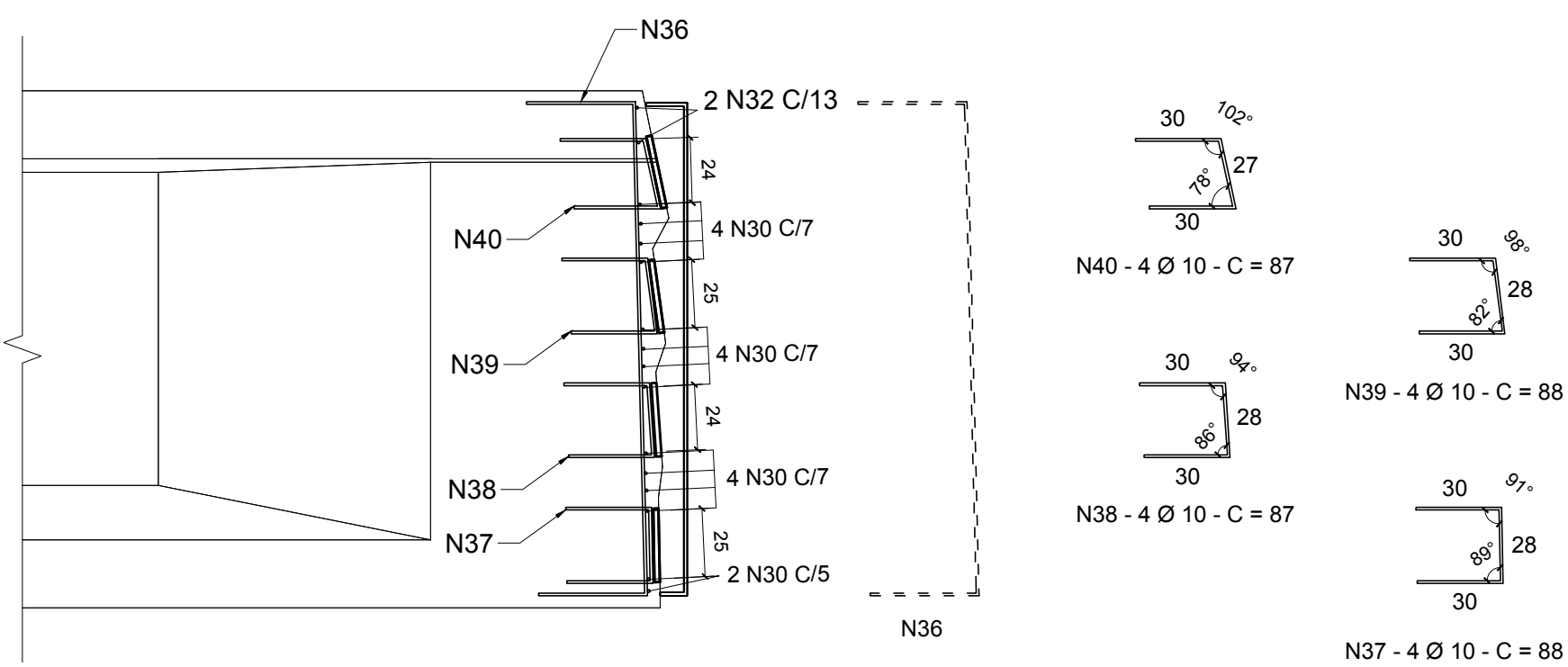
# CORTE E - E

ESCALA 1 : 25



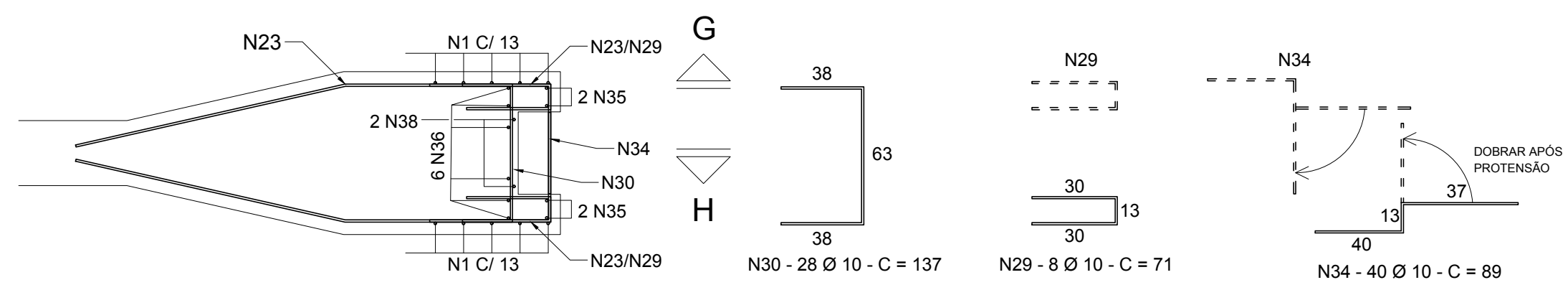
# CORTE H - H

ESCALA 1 : 25



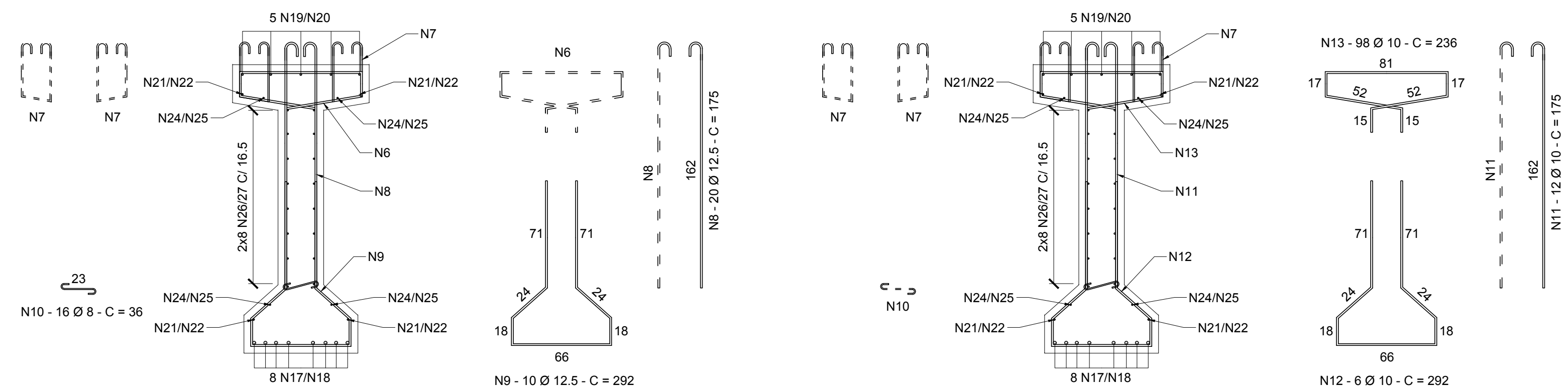
# CORTE F - F

ESCALA 1 : 25



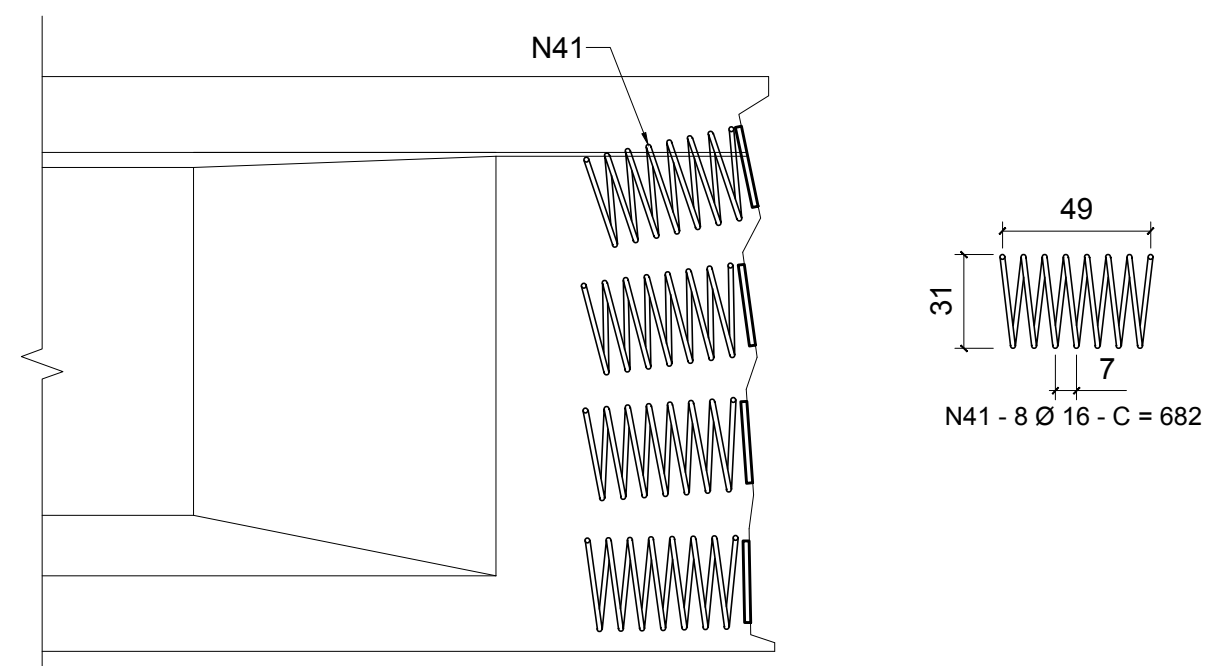
# SOLUÇÕES PARA INTERFERÊNCIA DE BAINHAS

ESCALA 1 : 25



# CORTE H - H DETALHE DAS FRETAGENS

ESCALA 1 : 25



## NOTAS:

1 - Nos detalhes 1 e 2, quando das longarinas de extremidade, as bainhas deverão ser substituídas pelas posições referentes constantes no projeto 201902-01.

2 - CAA - III - cobertura nominal: 4,5 cm

3 - Utilizar concreto:  
fck ≥ 45 MPa  
a/c ≤ 0,50

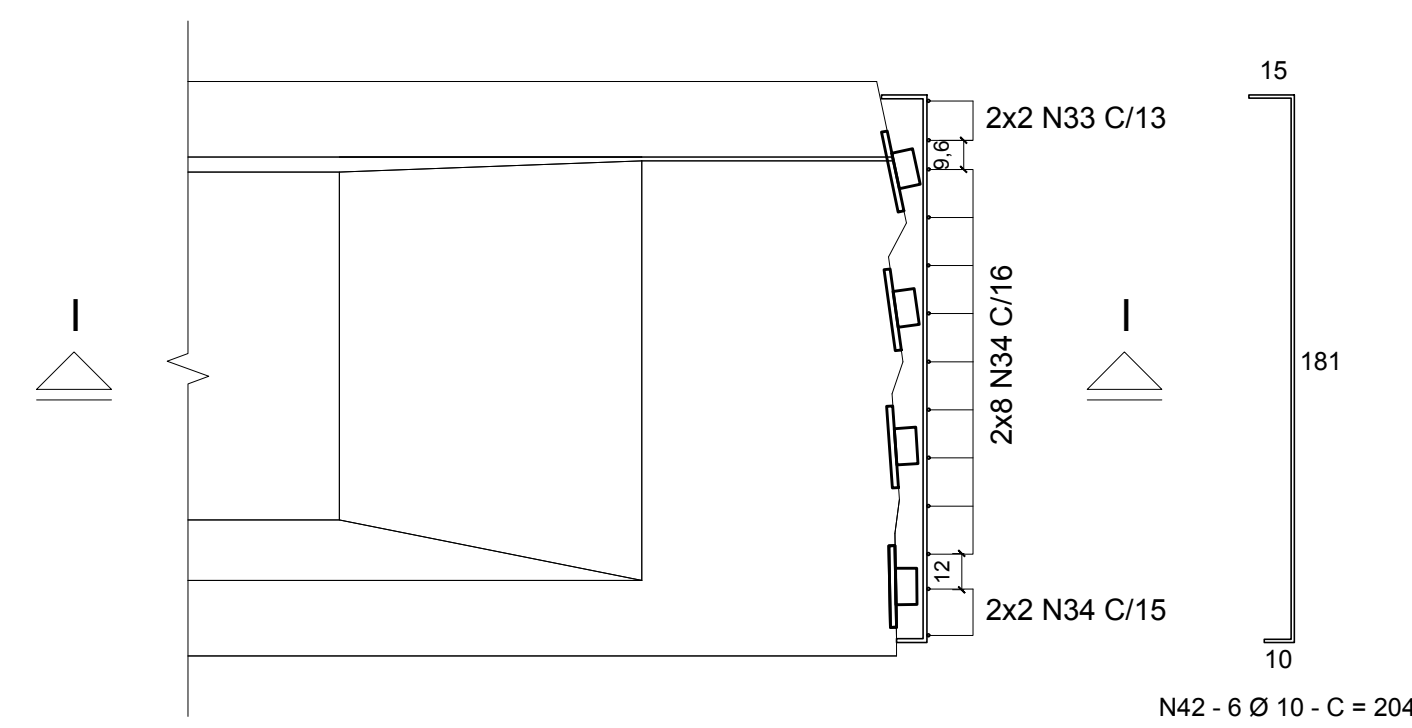
4 - Medidas em centímetros

5 - As posições N33 e N34 deverão ser dobradas e a posição N42 colocada após a protensão, conforme cortes E-E, F-F, H-H e I-I. Então deverá ser efetuada a concretagem do restante da extremidade da longarina.

0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
	FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº
	A1	INDICADA	2/3	201902-06
TÍTULO: Projeto Estrutural - Armação das Longarinas				

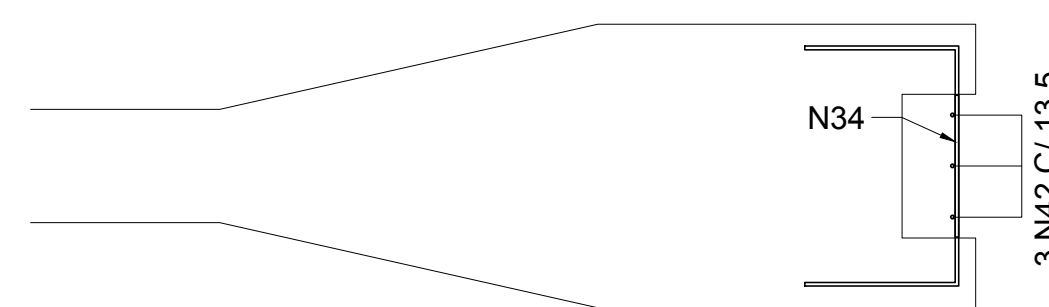
# CORTE H - H DETALHE PÓS INJEÇÃO

ESCALA 1 : 25



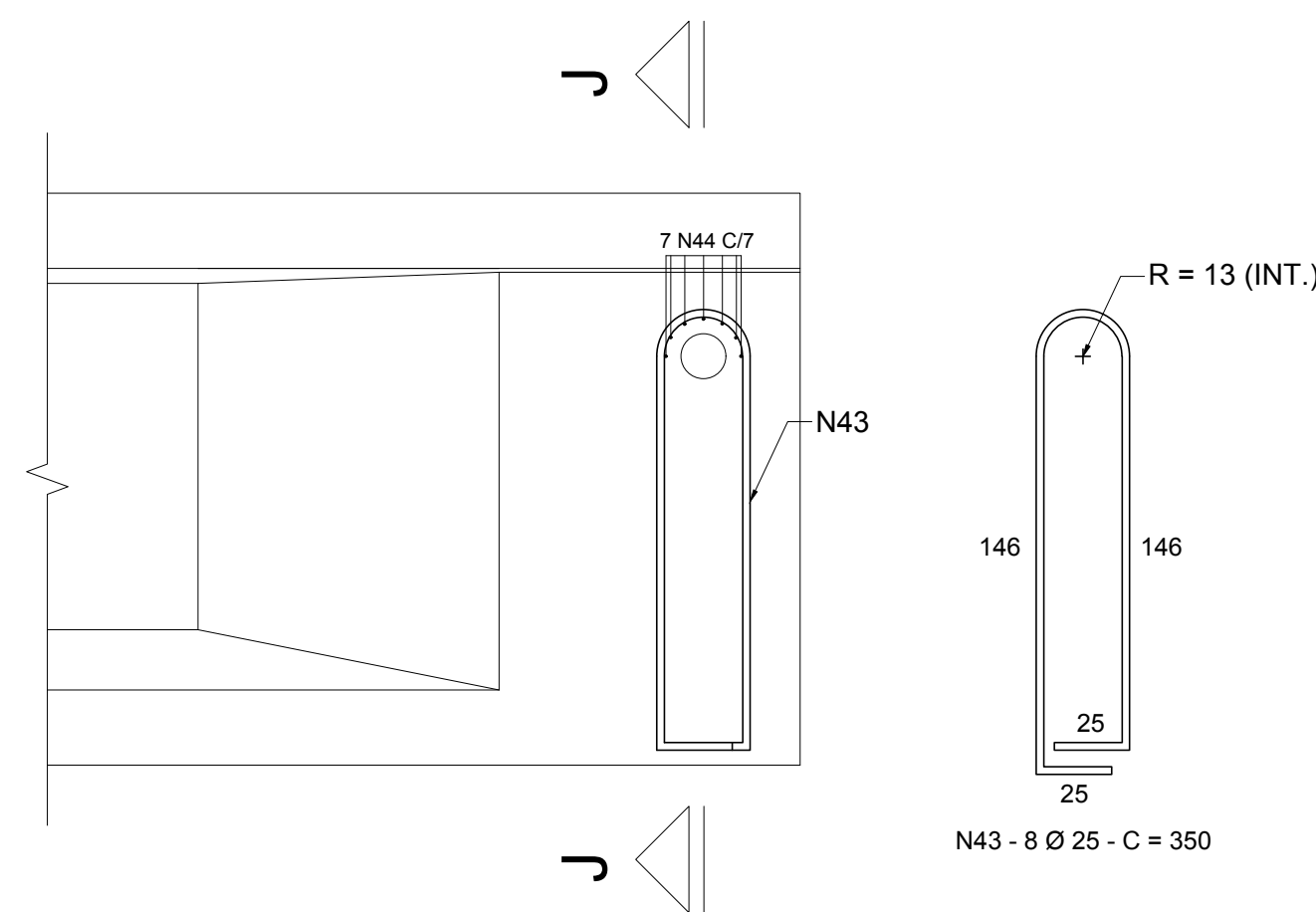
# CORTE I - I DETALHE PÓS INJEÇÃO

ESCALA 1 : 20



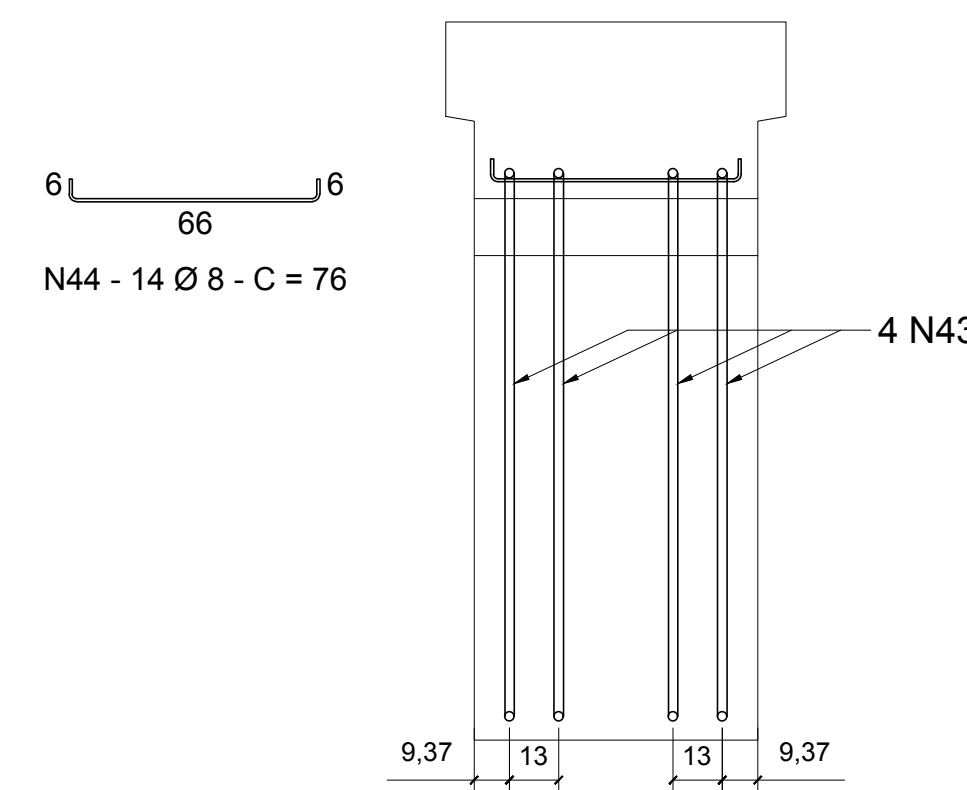
# DETALHE DA ARMADURA DE IÇAMENTO

ESCALA 1 : 25



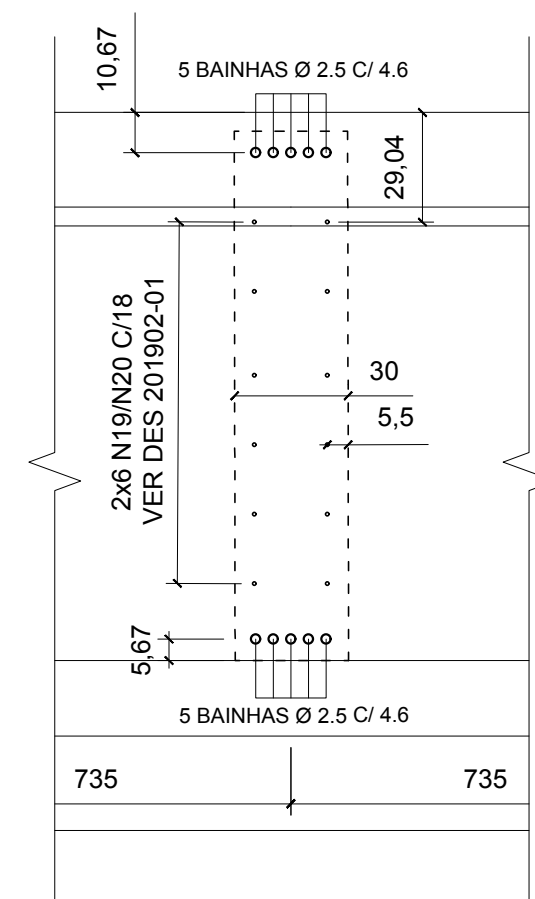
# CORTE J - J

ESCALA 1 : 20



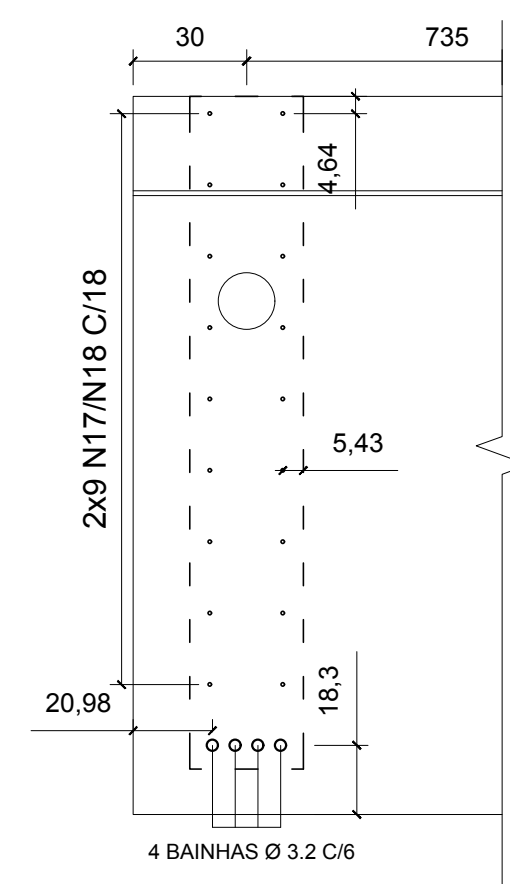
# DETALHE 1

ESCALA 1 : 20



# DETALHE 2

ESCALA 1 : 20



## NOTAS:

1 - Nos detalhes 1 e 2, quando das longarinas de extremidade, as bainhas deverão ser substituídas pelas posições referentes constantes no projeto 201902-01.

2 - Nos detalhes 1 e 2, deverão ser colocadas as posições N17 a N20. Ver projeto 201902-01.

3 - CAA - III - cobrimento nominal: 4,5 cm

4 - Utilizar concreto:  
fck ≥ 45 MPa  
a/c ≤ 0,50

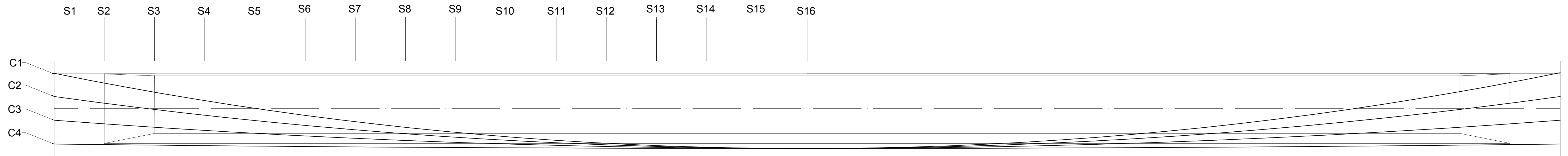
5 - Medidas em centímetros

6 - As posições N33 e N34 deverão ser dobradas e a posição N42 colocada após a protensão, conforme corte E-E, F-F, H-H e I-I. Então deverá ser efetuada a concretagem do restante da extremidade da longarina.

0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
UFRGS	FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº
	A1	INDICADA	3/3	201902-06
TÍTULO: Projeto Estrutural - Armação das Longarinas				

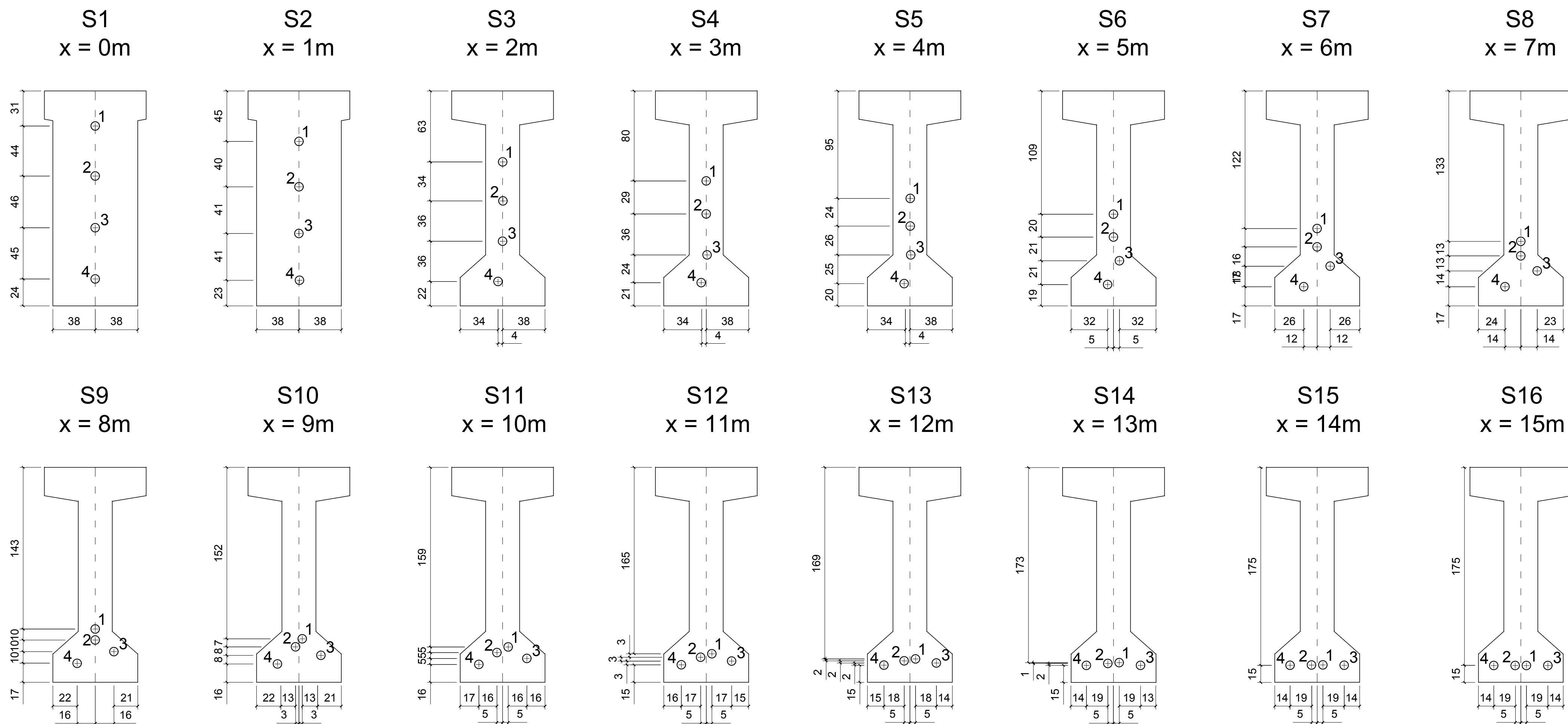
# POSIÇÃO DOS CABOS - LONGITUDINAL

ESCALA 1 : 40



# POSIÇÃO DOS CABOS NAS SEÇÕES

ESCALA 1 : 25



RESUMO CP-190 RB PARA UMA LONGARINA		
Cabo	Comp. (m)	Peso (kg)
C1	31,96	360
C2	31,85	359
C3	31,78	358
C4	31,76	358
TOTAL		1434

TABELA DE ALONGAMENTOS			
Cabo	Comp. (m)	Carga (tf)	Alongamento (mm)
C1	31,96	196	199
C2	31,85	196	199
C3	31,78	196	198
C4	31,76	196	198

- NOTAS:**
- Deverá ser utilizado sistema de ancoragem Rudloff, sendo quatro ativas E-6-10, e quatro passivas PC-6-10.
  - Idade de protensão = 21 dias.  
f<sub>ck,min</sub> = 43,6 MPa  
E<sub>cs,min</sub> = 40351 MPa
  - Os cabos deverão ser protendidos na sequência: 1, 4, 3, 2.
  - Os alongamentos e as cargas referentes a cada cabo encontram-se na tabela.
  - Todos os cabos são constituídos por 10 cordoalhas de 15,2mm, aço CP-190 RB.
  - Todos os cabos deverão ser dispostos em bainhas metálicas corrugadas de 75mm de diâmetro.
  - O comprimento dos cabos já considera o comprimento adicional de 1 metro em cada lado.

0	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	OUT/2019	GUSTAVO S.	GUSTAVO S.
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	ELABORADO	VERIFICADO
FORMATO	ESCALA	FOLHA	DESENHO Nº	
A1	INDICADA	1/1	201902-07	
TÍTULO: Projeto Estrutural - Protensão das Longarinas				