

# **Prefeitura municipal de Uchoa**

## **Memória de cálculo estrutural Viaduto Ferroviário**

**Passagem sob ferrovia  
Km 169 + 56m**

**Prolongamento da rua Ubaldino Álvares Peres**



## **SUMÁRIO**

1	APRESENTAÇÃO.....	10
2	MAPA DE LOCALIZAÇÃO.....	11
3	MEMORIAL DESCRITIVO.....	14
4	MEMÓRIA DE CÁLCULO DA OAE.....	15
4.1	Caracterização estrutural.....	15
4.2	Especificação de materiais.....	18
4.3	Modelo numérico.....	18
4.4	Coeficientes de impacto.....	19
4.5	Efeitos térmicos equivalentes.....	20
4.6	Vigas VP.....	20
4.6.1	Caracterização do elemento.....	20
4.6.2	Ações permanentes gravitacionais.....	21
4.6.3	Ações móveis gravitacionais.....	21
4.6.4	Frenagem e aceleração do veículo.....	21
4.7	Viga longitudinal VL.....	23
4.7.1	Caracterização do elemento.....	23
4.7.2	Ações permanentes gravitacionais.....	23
4.7.3	Ações de vento.....	23
4.7.4	Demais efeitos.....	24
4.8	Viga de encontro VE.....	24
4.8.1	Caracterização dos elementos.....	24
4.8.2	Ações permanentes gravitacionais.....	24
4.8.3	Ações permanentes horizontais.....	24
4.8.4	Ações variáveis horizontais.....	25
4.8.5	Demais efeitos.....	25
4.9	Abas.....	26
4.9.1	Caracterização dos elementos.....	26
4.9.2	Ações permanentes gravitacionais.....	26
4.9.3	Ações permanentes horizontais.....	26



4.9.4	<i>Ações variáveis horizontais</i>	26
4.9.5	<i>Demais efeitos</i>	26
4.10	<i>Colisão de veículos</i>	26
4.10.1	<i>Colisão na superestrutura</i>	27
4.10.2	<i>Colisão em pilares</i>	27
4.11	<i>Fundação</i>	27
4.11.1	<i>Cálculo de constantes de mola</i>	27
4.11.2	<i>Apoios elásticos</i>	28
4.11.3	<i>Demais efeitos</i>	30
4.12	<i>Análise estática</i>	30
4.12.1	<i>Caracterização da estrutura</i>	30
4.12.2	<i>Aplicação de ações gerais</i>	34
4.12.3	<i>Aplicação de ações móveis</i>	35
4.12.4	<i>Resumo de carregamentos</i>	38
4.12.5	<i>Combinações consideradas</i>	45
4.13	<i>Envoltórias de solicitações no ELU</i>	48
4.14	<i>Dimensionamento no ELU</i>	52
4.14.1	<i>Vigas VP</i>	53
4.14.2	<i>Dente da VP</i>	55
4.14.3	<i>Vigas VL</i>	58
4.14.4	<i>Vigas VE</i>	61
4.14.5	<i>Abas</i>	65
4.15	<i>Verificações no ELS</i>	66
4.15.1	<i>Vigas VP – Fadiga e fissuração de flexão – Seção de meio de vão</i>	67
4.15.2	<i>Vigas VP – Fadiga e fissuração de estribos – Seção de apoio</i>	68
4.15.3	<i>Vigas VP – Flecha</i>	69
4.15.4	<i>Vigas VL – Fadiga e fissuração de flexão – Seção de meio de vão</i>	70
4.15.5	<i>Vigas VL – Fadiga e fissuração de estribos – Seção de apoio</i>	70
4.15.6	<i>Vigas VL – Flecha</i>	71
5	<b>INFRAESTRUTURA</b>	72



5.1	<i>Solicitações de fuste .....</i>	72
5.2	<i>Verificação de fuste no ELU.....</i>	76
5.3	<i>Solicitações na base de tubulão.....</i>	79
5.4	<i>Tensão aplicada na base de tubulões.....</i>	79
5.5	<i>Tensão admissível na cota de apoio.....</i>	80
6	<i>ESCORAMENTO DA VIA FÉRREA.....</i>	83
7	<i>BIBLIOGRAFIA .....</i>	87



## **LISTA DE TABELAS**

<i>Tabela 1 – valores de NSPT das sondagens.....</i>	<i>28</i>
<i>Tabela 2 – Coeficiente <math>\alpha</math> e K segundo Teixeira &amp; Godoy. ....</i>	<i>28</i>
<i>Tabela 3 – Caracterização de materiais considerados. ....</i>	<i>30</i>
<i>Tabela 4 – Relacionamento entre propriedades consideradas e peças da OAE. ....</i>	<i>30</i>
<i>Tabela 5 – Propriedades geométricas do modelo numérico.....</i>	<i>31</i>
<i>Tabela 6 – Definição de carregamentos considerados.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabela 7 – Definição de grupos de carregamentos. ....</i>	<i>34</i>
<i>Tabela 8 – Características das faixas consideradas.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabela 9 – Tipo de cargas por faixas.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabela 10 – Cargas consideradas nas faixas. ....</i>	<i>36</i>
<i>Tabela 11 – Tensão de ruptura geral.....</i>	<i>82</i>
<i>Tabela 12 – Tensão de ruptura local .....</i>	<i>82</i>



## **LISTA DE FIGURAS**

<i>Figura 1 – Mapa de localização de viaduto a ser construído. ....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2 – Mapa de situação do viaduto a ser construído. ....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 3 - Detalhe do mapa de situação. ....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 4 – Elevação longitudinal da obra. ....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 5 – Seção transversal típica da obra. ....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 6 – Modelo numérico da estrutura. ....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 7 – Características do veículo-tipo TBFR360 considerado. ....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 8 – Posição do trem tipo para deslocamento vertical máximo na extremidade esquerda da VL2. ....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 9 – Posição do trem tipo para deslocamento vertical máximo no centro da VL2. ....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 10 – Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (Vesic, 1975).....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 11 – Seção do escoramento. ....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 12 – Pressões atuantes ..... </i>	<i>83</i>
<i>Figura 13 – Cunha de aplicação de tensão. ....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 14 – Gráficos de esforços. ....</i>	<i>84</i>

## ***LISTA DE SÍMBOLOS***

A simbologia geral adotada neste Memorial está apresentada a seguir e a simbologia mais específica de algumas partes deste Memorial é apresentada no texto pertinente para simplificar esta apresentação.

### **a) Letras minúsculas**

- a - Distância ou dimensão
  - Menor dimensão de um retângulo
  - Deslocamento máximo (flecha)
- b - Largura
  - Dimensão ou distância paralela à largura
  - Menor dimensão de um retângulo
- $b_w$  - Largura da alma de uma viga
- c - Cobrimento da armadura em relação à face do elemento
- d - Altura útil
  - Dimensão ou distância
- f - Resistência
- g - Ação permanente distribuída
- h - Dimensão
  - Altura
- k - Coeficiente
- n - Número
- w - Abertura de fissura
- x - Altura da linha neutra
- z - Braço de alavanca
  - Distância

### **b) Letras maiúsculas**

- A - Área da seção cheia
- E - Módulo de elasticidade
- (EI) - Rigidez
- F - Força



- Ações

G - Ação permanente concentrada

H - Altura

K - Coeficiente

L - Altura total da estrutura ou de um lance de pilar

- Comprimento

- Vão

M - Momento fletor

N - Força normal

- Número de golpes com ensaio SPT

PN- Ensaio de compactação Proctor Normal

Q - Ação variável concentrada

R - Reação de apoio

- Esforço resistente

S - Esforço solicitante

T - Momento torçor

- Resultante de tração

V - Força cortante

### **c) Letras gregas**

$\theta$  - Rotação

$\rho$  - Taxa geométrica de armadura

$\rho$  - Massa específica

$\rho_{\min}$  - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

$\rho$  - Taxa geométrica de armadura

$\sigma_1$  - Tensão normal na borda tracionada pelo carregamento

$\sigma_2$  - Tensão normal na borda comprimida pelo carregamento

$\phi$  - Diâmetro das barras da armadura

$\varphi$  - Coeficiente de fluência

### **d) Símbolos subscritos com letras minúsculas**

ef - Efetivo



eq- Equivalente

g - ações permanentes

h - Horizontal

i - Número sequencial

inf- Inferior

inf- Infinito

j - Idade referente à data de concretagem

m - Médio

med - Médio

máx - Máximo

mín - Mínimo

nec - Necessário

nom - Nominal

x e y - Direções ortogonais em planta

z - Direção vertical

**e) Símbolos subscritos com letras maiúsculas**

CML- Concreto moldado no local

CPM- Concreto pré-moldado

SPT – Standart Penetration Test

**f) Símbolos subscritos com números**

0 - Ação permanente de peso próprio do elemento

1 - Ação permanente de complementos instalados antes da montagem, com seção simples

2 - Ação permanente de complementos instalados após a montagem, com seção simples

3 - Ação permanente de complementos instalados após a montagem, com seção composta

## **1 APRESENTAÇÃO**

Este documento, denominado Memorial de Cálculo, apresenta memorial descritivo e memória de cálculo da infra e da superestrutura referentes à transposição, passagem inferior, a ser construída no km 169 + 56m da ferrovia, no município de Uchoa, estado de São Paulo.

Este relatório está dividido em seis capítulos incluindo este capítulo inicial de apresentação.

O capítulo 2 indica o local onde a obra será implantada.

O capítulo 3 apresenta o memorial descritivo com informações gerais da obra.

O capítulo 4 contempla a memória de cálculo da infra, da meso e da superestrutura do viaduto desde a caracterização até o dimensionamento de cada elemento principal.

O capítulo 5 apresenta o dimensionamento e verificação da infraestrutura.

As referências bibliográficas são apresentadas no capítulo 6.



## 2 MAPA DE LOCALIZAÇÃO

A obra de arte será realizada no município de Uchoa, estado de São Paulo, Brasil (Figura 1). O trecho de implantação ferroviária interliga o bairro São Miguel à região central do Município.

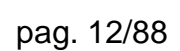
*Figura 1 – Mapa de localização de viaduto a ser construído.*

(Fonte: [http://www.igc.sp.gov.br/produtos/mapas\\_ra.aspx?](http://www.igc.sp.gov.br/produtos/mapas_ra.aspx?))



O mapa de situação e o local de implantação podem ser observados com mais detalhes na Figura 2 e na Figura 3 na qual a região destacada de vermelho corresponde à obra de arte a ser executada.

(Fonte: google maps.com.br)







*Figura 3 - Detalhe do mapa de situação.*



### **3 MEMORIAL DESCRITIVO**

O viaduto projetado permite a transposição ferroviária sobre via urbana, com dimensões principais de comprimento total de 21,92 m, largura da faixa de trilhos de 10,10 m e largura total do viaduto de 12,30 m, conforme implantação apresentada em projeto.

A via férrea é apoiada sobre a superestrutura composta por vigas pré-moldadas no canteiro VP em concreto armado de altura constante. As vigas VP serão lançadas justapostas no sentido longitudinal da obra e apoiadas simplesmente sobre duas vigas longitudinais principais VL de concreto armado moldadas no local.

O viaduto foi concebido de maneira a ser executado diretamente sobre solo no local, sem desvio do tráfego ferroviário. Após a montagem das vigas VP e restabelecimento do tráfego ferroviário, pode ser executada a escavação abaixo do tabuleiro até a cota inferior da passagem, com mínima interrupção do tráfego ferroviário.

As vigas VL estão apoiadas em tubulões totalmente embutidos no solo e com alargamento de base.

A carga móvel ferroviária considerada é de padrão TB-360, conforme veículo-tipo especificado no item 2.2.1 e Tabela 1 da NBR 7189.

O cobrimento de armaduras está especificado no projeto para cada peça estrutural atendendo à Classe de Agressividade Ambiental CAA-III.

## **4 MEMÓRIA DE CÁLCULO DA OAE**

### **4.1 Caracterização estrutural**

A obra e arte é definida com eixos longitudinais distantes entre si de 10,90 m na direção longitudinal e com eixos perpendiculares à travessia inferior com distância entre si de 16,58 m. A Figura 4 apresenta a elevação longitudinal típica da obra.

As vigas VL são de concreto armado, isostáticas com 1 tramo de vão teórico com distância entre eixos de apoio de 16,58 m. A seção transversal da viga VL é retangular com seção constante e nas laterais internas das vigas foram previstos dentes de concreto para apoio das vigas VP.

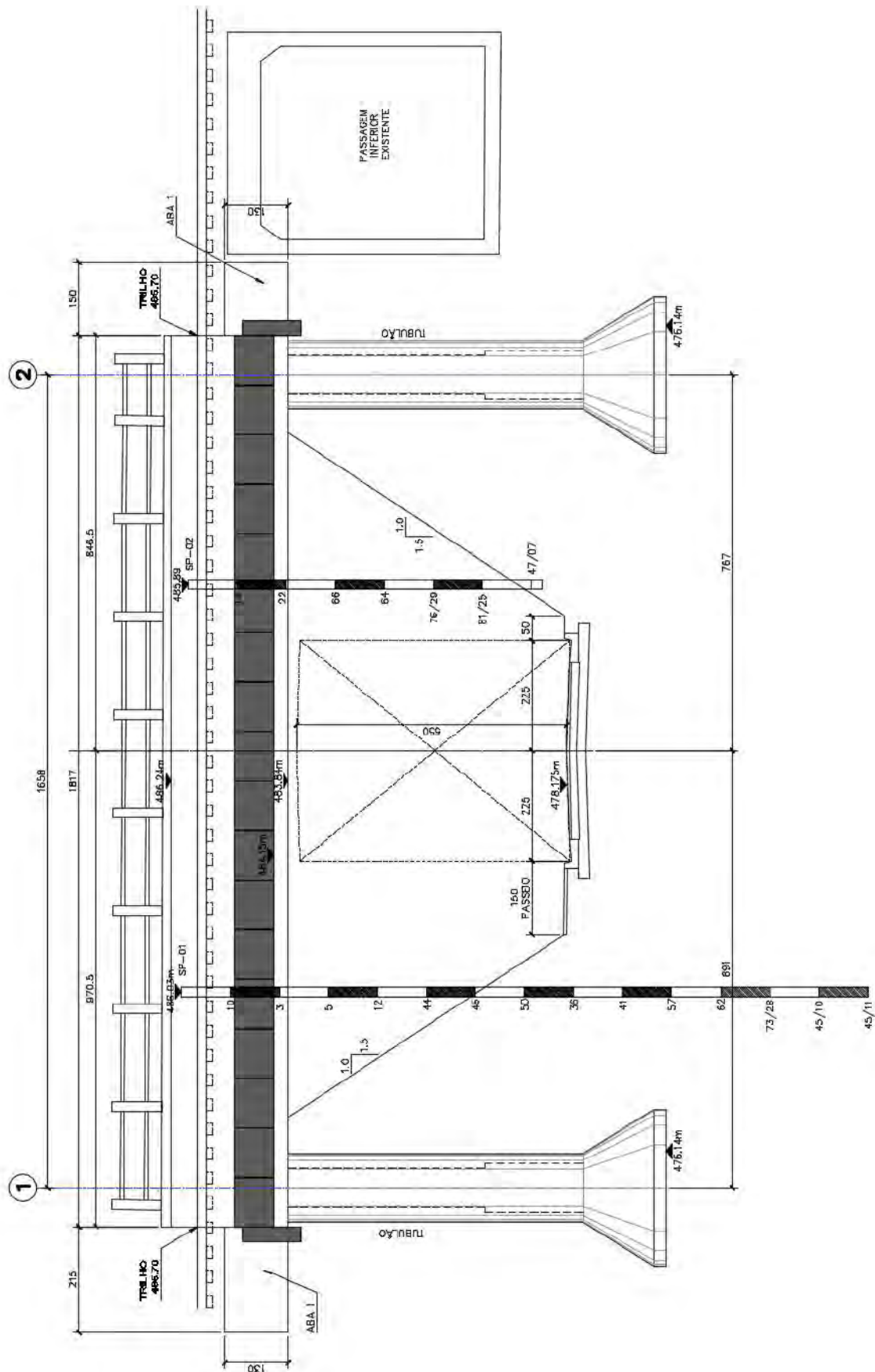
As vigas longitudinais VL descarregam suas ações através de apoios diretos e monolíticos sobre tubulões escavados a céu aberto com alargamento de base.

As vigas VL possuem Abas nas extremidades e vigas transversais pré-moldadas VE nas extremidades para proteger o encontro do tabuleiro.

As vigas pré-moldadas VP são de concreto armado, possuem altura de 80 cm, larguras de 100, espaçamento nominal de 101 e dente de concreto nas extremidades.

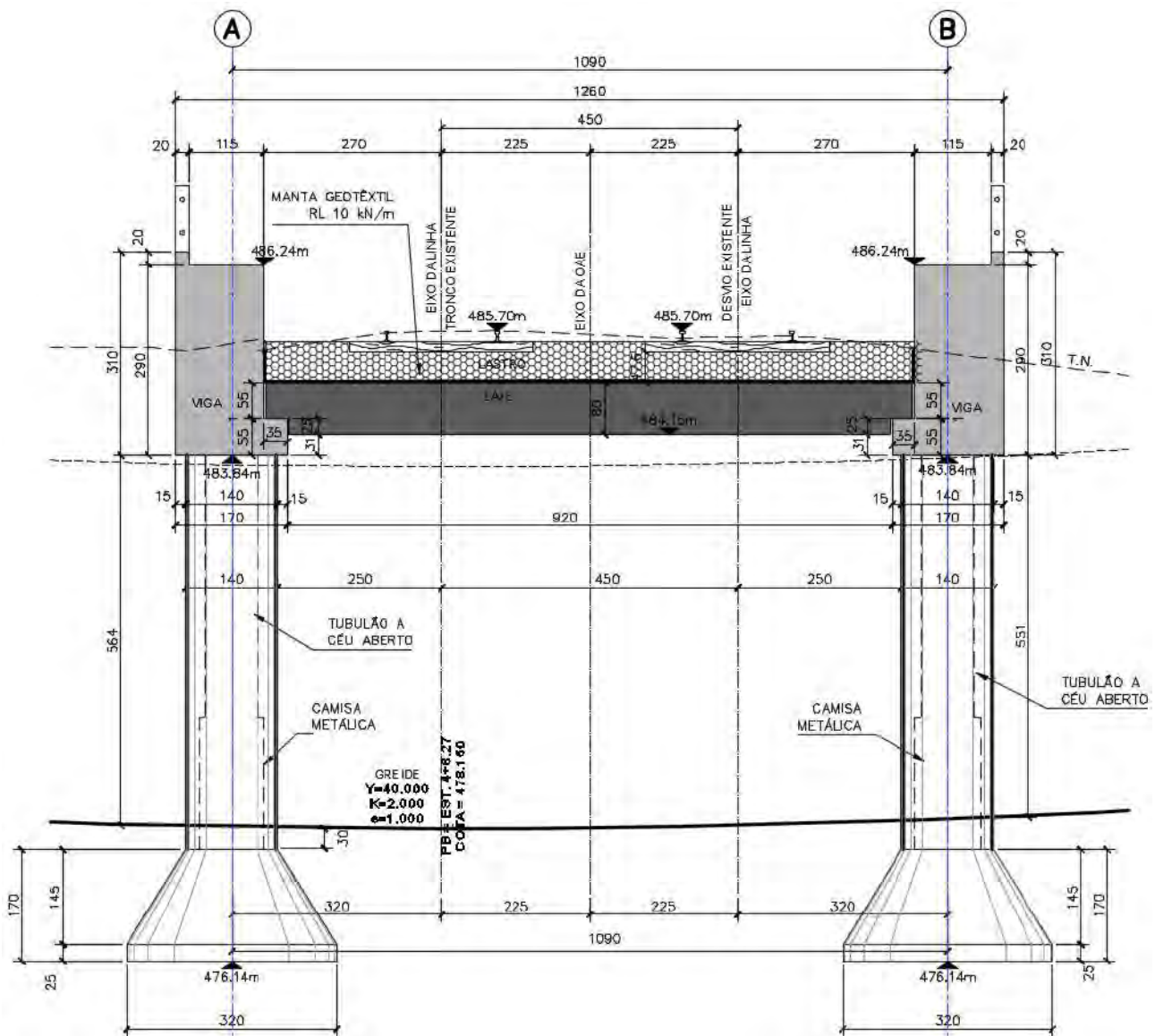
A infraestrutura do tabuleiro é composta por tubulões com diâmetro de 140 cm e alargamento de base. O comprimento dos tubulões é compatível com a capacidade resistente do solo da região e foram projetados com comprimentos nominais de embutimento no terreno abaixo do fundo das vigas VL, tal como indicado em projeto.

*Figura 4 – Elevação longitudinal da obra.*





*Figura 5 – Seção transversal típica da obra.*



Para elaboração do projeto estrutural foram consideradas as seguintes normas técnicas da ABNT:

- NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto
- NBR 6122 – Projeto e execução de fundações – Procedimento
- NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações
- NBR 7187 – Carga móvel para projeto estrutural de obras ferroviárias.
- NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado
- Especificação

NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento

NBR 14931 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento

## 4.2 Especificação de materiais

Concretos:

para vigas VP, VL e VE: C35 –  $f_{ck} \geq 35$  MPa ( $E_{cs} = 29$  GPa)

para abas e pilaretes: C30 –  $f_{ck} \geq 30$  MPa ( $E_{cs} = 27$  GPa)

para tubulões: C30 –  $f_{ck} \geq 30$  MPa ( $E_{cs} = 27$  GPa)

Aços para concreto armado:

CA-50 –  $f_{yk} \geq 500$  MPa ( $E_s = 210$  GPa)

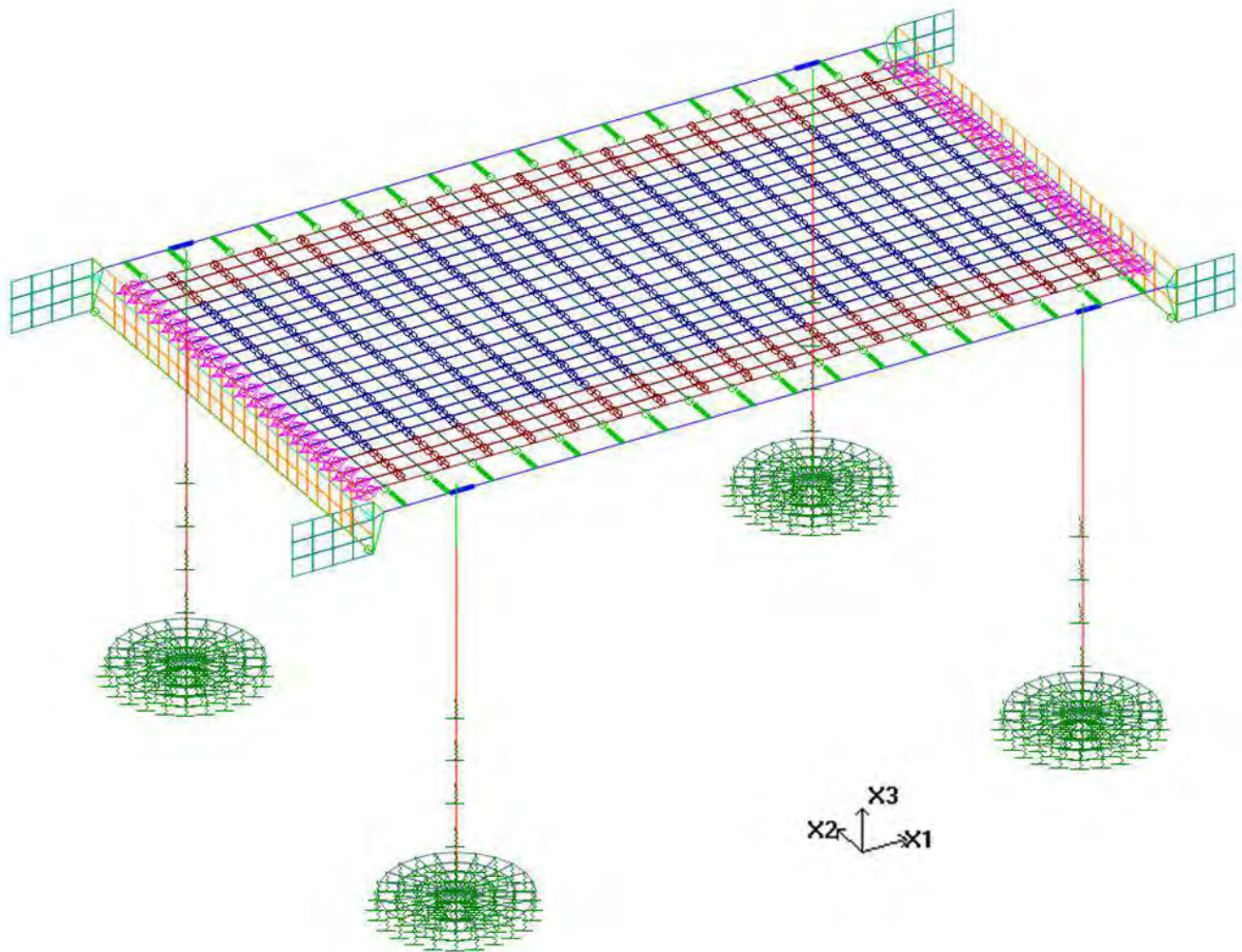
## 4.3 Modelo numérico

Para a determinação dos esforços sobre os elementos foi utilizado o programa Strap versão 2022 desenvolvido por ATIR Engineering Software Development Ltd. O conjunto tabuleiro, vigas pré-moldadas, vigas longitudinais de apoio, alas, encontros e tubulões foi integrado com todos os elementos em um único modelo de pórtico tridimensional tanto para as ações verticais quanto para as ações horizontais. Para simulação da laje do tabuleiro, foram utilizados elementos finitos planos e os demais elementos foram discretizados como elementos de barra.

Os tubulões foram considerados com comprimento conforme projeto, conectados rigidamente com as vigas longarinas VL e foram considerados apoiados sobre molas elásticas determinadas a parte para representar o confinamento do solo na direção horizontal ao longo do fuste e na direção vertical na base alargada.

Uma representação em perspectiva do modelo numérico adotado para a estrutura é mostrada na Figura 6, a qual apresenta as identificações dos Patamares, das Escadas, das Direções Cardeais e dos Sistema de Coordenadas X1-X2-X3 utilizado pelo programa Strap as molas em tubulões.

*Figura 6 – Modelo numérico da estrutura.*



O modelo utilizado considerou dois estágios ou etapa construtiva. O Modelo Completo inclui todos os elementos estruturais de fundações, vigas longitudinais, abas, vigas de encontro e vigas de tabuleiro. Neste estágio foram aplicadas todas as ações gravitacionais permanentes e as ações móveis do veículo considerado. A situação de colisão de veículos rodoviários sobre as estacas próximos à travessia inferior foi considerada com cargas de projeto para simular o efeito localizado e instantâneo.

O dimensionamento no Estado Limite Último de elementos de concreto armado foi efetuado com auxílio de planilhas e dos programas CAD/Formas versão 22 desenvolvido por TQS Informática Ltda. Os elementos submetidos à Flexo-compressão Oblíqua foram verificados com auxílio do programa PCalc 1.4 desenvolvido por Cardoso Junior.

#### **4.4 Coeficientes de impacto**

Para avaliação dos efeitos de carga móvel sobre a obra, foram determinados diferentes coeficientes de impacto conforme o elemento estrutural e de acordo com a planilha seguinte.

$$\text{Coeficiente de impacto: } \varphi := 0,001 \cdot (1600 - 60 \cdot \sqrt{L} + 2,25 \cdot L)$$

$$\text{Viga de Tabuleiro VP } L := 9,50 \quad \varphi = 1,44$$

$$\text{Viga Longitudinal VL } L := 14,58 \quad \varphi = 1,40$$

Para efeito de padronização, foi considerado coeficiente de impacto médio de intensidade  $\varphi = 1,42$ .

## 4.5 Efeitos térmicos equivalentes

A modelagem elementos de tabuleiro de pontes e de passarelas de concreto pode simular os efeitos simultâneos de retração e de fluência a longo prazo utilizando variação térmica correspondente a:

$$\Delta T_{\varepsilon+\varphi} = \frac{\Delta T_{\varepsilon}}{1 + \varphi_c} = \frac{-30}{1 + 2,0} = -10^{\circ}\text{C}$$

onde  $\Delta T_{\varepsilon} = -30^{\circ}\text{C}$  é a máxima variação térmica equivalente à retração inicial do concreto e  $\varphi_c = 2,0$  é o coeficiente médio de fluência do concreto. Assim procedendo, os efeitos térmicos podem ser convenientemente separados como independentes com:

Retração inicial =  $-30^{\circ}\text{C}$

Redução da retração devido à fluência =  $+20^{\circ}\text{C}$

Adicionando a variação uniforme de temperatura do ambiente de  $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$ , a variação térmica crítica equivalente fica entre  $-45^{\circ}\text{C}$ -na data de concretagem e de  $+5^{\circ}\text{C}$  a longo prazo para análise da meso e da infraestrutura.

Com base nessa amplitude, o modelo numérico considerou o tabuleiro sujeito ao carregamento térmico imposto de  $+5^{\circ}\text{C}$ , o qual foi combinado com multiplicadores de -9 e +1 para obtenção de efeitos máximos.

## 4.6 Vigas VP

### 4.6.1 Caracterização do elemento

As vigas de tabuleiro VP são pré-moldadas em campo, apoiadas excentricamente em dentes de concreto das vigas VL, têm largura de 100 cm, altura constante de 80 cm e dentes de concreto de altura de 55 cm nas extremidades.

Estas vigas foram consideradas articuladas sobre as vigas longitudinais VL e conectadas lateralmente por elementos planos articulados transversalmente para simular contraventamento entre as peças individuais.

#### 4.6.2 Ações permanentes gravitacionais

A determinação dos esforços solicitantes foi efetuada utilizando carregamentos verticais considerados aplicados sobre todo tabuleiro e linearizados conforme abaixo indicado:

Peso próprio da viga: determinado automaticamente pelo Strap

Lastro, trilhos e dormentes:  $0,50 \times 20 = 10,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Guarda-corpo:  $1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

#### 4.6.3 Ações móveis gravitacionais

Para avaliação dos efeitos de carga móvel, foi utilizado o veículo tipo TB-360. Foi considerada a carga de multidão aplicada em área não ocupada pelo veículo-tipo e avaliada a carga de cada roda com distância padronizada de 2,0 m, sendo utilizados os seguintes valores:

Carga de multidão antes e após o veículo-tipo:  $q = 90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carga total de eixos de veículo:  $Q = 4 \times 360 = 1.440 \text{ kN}$

#### 4.6.4 Frenagem e aceleração do veículo

As ações de frenagem, aceleração e de choque do veículo sobre os trilhos foi considerada como carga uniformemente distribuída em todo tabuleiro tal como indicada na planilha seguinte.

Como o trânsito ferroviário das pistas deve ocorrer exclusivamente em sentidos opostos, a frenagem líquida resultante em sentidos opostos é reduzida ou até anulada. Assim, o critério de projeto utilizado foi considerar como crítica a atuação da frenagem máxima em uma única faixa.



Carga por eixo motor:  $Q_R := 360 \text{ kN}$

Carga distribuída:  $q := 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Comprimento ocupado pelas rodas:  $L_r := 8 \text{ m}$

Comprimento do tabuleiro:  $L := 18,17 \text{ m}$

Largura do tabuleiro:  $B := 10,10 \text{ m}$

a) Força de frenagem correspondente a 15% da carga móvel total

$$F_1 := 0,15 \cdot \left( 4 \cdot Q_R + (L - L_r) \cdot q \right) = 399 \text{ kN}$$

b) Força de frenagem correspondente a 25% dos eixos motores

$$F_2 := 0,25 \cdot 4 \cdot Q_R = 360 \text{ kN}$$

c) Força de frenagem a ser distribuída sobre todo tabuleiro

$$f := \frac{\max \left( \left[ \begin{array}{c} F_1 \\ F_2 \end{array} \right] \right)}{B \cdot L} = 2,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

d) Choque lateral correspondente a 20% do eixo mais pesado distribuído sobre uma linha de via

$$choque := 0,2 \cdot \frac{Q_R}{L} = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



## 4.7 Viga longitudinal VL

### 4.7.1 Caracterização do elemento

A vigas VL têm largura de 135 cm e altura de 290 cm, possuem uma aba lateral na face interna com espessura de 55 cm, são apoiadas excentricamente sobre os tubulões e foram modeladas com elemento linear associado a elementos finitos de placa com espaçamento padronizado na direção longitudinal de 50 cm. As vigas longitudinais foram vinculadas rigidamente sobre os tubulões.

### 4.7.2 Ações permanentes gravitacionais

A determinação dos esforços solicitantes foi efetuada utilizando carregamentos verticais considerados aplicados sobre todo tabuleiro e linearizados conforme abaixo indicado:

Peso próprio da viga: determinado automaticamente pelo Strap

Peso próprio do dente de concreto:  $3,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

### 4.7.3 Ações de vento

As ações de vento transversal foram aplicadas de modo linear sobre a viga longitudinal VL conforme a planilha seguinte. Como os fustes dos tubulões estão abaixo do nível do terreno, estes não recebem diretamente ações de vento.

Velocidade básica de vento:	$v_0 := 37,5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Fatores de vento:	$S_1 := 1 \quad S_2 := 1 \quad S_3 := 1,1$
Velocidade característica:	$v_k := v_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 41,25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Altura do veículo:	$H := 3,5 \text{ m}$
Altura do tabuleiro:	$h := 2,4 \text{ m}$
Pressão dinâmica:	$q := \frac{v_k^2}{1600 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 1,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Força de vento linearizada sobre o tabuleiro:	$v := q \cdot (H + h) = 6,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

#### **4.7.4 Demais efeitos**

Os esforços solicitantes resultantes da aplicação das demais ações verticais, horizontais, térmicas e de frenagem provenientes do tabuleiro foram determinados automaticamente pelo modelo numérico considerado.

### **4.8 Viga de encontro VE**

#### **4.8.1 Caracterização dos elementos**

As vigas VE são pré-moldadas em campo de concreto armado com largura de 30 cm e altura de 120 cm e têm a função estrutural de resistirem aos efeitos de empuxo de solo. As vigas VE estão apoiadas verticalmente sobre o solo e horizontalmente em extremidades articuladas ao longo das vigas VP mais próximas.

#### **4.8.2 Ações permanentes gravitacionais**

A determinação dos esforços solicitantes foi efetuada utilizando carregamentos verticais considerados aplicados sobre todo tabuleiro e linearizados conforme abaixo indicado:

Peso próprio da viga: determinado automaticamente pelo Strap

#### **4.8.3 Ações permanentes horizontais**

Foi considerada a atuação de ação horizontal correspondente à resultante de empuxo de solo ao longo da altura e da largura dos encontros atuando simultaneamente nas duas extremidades da obra.

A atuação de ação horizontal permanente foi imposta variando linearmente ao longo da altura total do encontro com pressão máxima correspondente ao empuxo de solo na base da contenção com as seguintes características:





Peso específico de solo:  $g_s := 18,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Coeficiente de empuxo ativo  $k_a := 0,4$

Peso do pavimento e recapeamento:  $p_T := 8,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Desnível total:  $H := 2,0 \text{ m}$

Pressão de empuxo ativo no topo da contenção:

$$q_T := k_a \cdot p_T = 3,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pressão de empuxo ativo na base da contenção:

$$q_B := q_T + k_a \cdot g_s \cdot H = 17,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 4.8.4 Ações variáveis horizontais

A atuação de ação horizontal variável desfavorável foi imposta como uniforme ao longo da altura total do encontro, atuando apenas em um lado da obra e com pressão correspondente ao empuxo de solo com as seguintes características:

Carga por eixo do veículo:  $P := 360 \text{ kN}$

Compr. médio ocupado por eixo:  $B := 2,0 \text{ m}$

Largura média por eixo:  $L := 1,6 \text{ m}$

Largura total do tabuleiro:  $L_T := 7,3 \text{ m}$

Carga de multidão:  $P_m := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carga média do veículo:  $P_V := \frac{P}{B \cdot L} = 112,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Carga acidental ponderada:  $p := \frac{P_V \cdot L + P_m \cdot (L_T - L)}{L_T} = 24,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Coeficiente de empuxo ativo:  $k_a := 0,4$

Pressão uniforme de empuxo:  $q := k_a \cdot p = 9,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

#### 4.8.5 Demais efeitos

Os esforços solicitantes resultantes da aplicação das demais ações verticais, horizontais, térmicas e de vento provenientes do tabuleiro foram determinados automaticamente pelo modelo numérico considerado.

## **4.9 Abas**

### **4.9.1 Caracterização dos elementos**

As Abas foram consideradas como elementos planos verticais de espessura de 28 cm conectados rigidamente nas extremidades das vigas VL.

### **4.9.2 Ações permanentes gravitacionais**

A determinação dos esforços solicitantes foi efetuada utilizando carregamentos de Peso próprio determinado automaticamente pelo programa Strap.

### **4.9.3 Ações permanentes horizontais**

As Abas estão sujeitas às mesmas ações horizontais das vigas VE.

### **4.9.4 Ações variáveis horizontais**

As Abas estão sujeitas às mesmas ações horizontais das vigas VE.

### **4.9.5 Demais efeitos**

Os esforços solicitantes resultantes da aplicação das demais ações verticais, horizontais, térmicas e de vento provenientes do tabuleiro foram determinados automaticamente pelo modelo numérico considerado.

## **4.10 Colisão de veículos**

Estes carregamentos foram aplicados de modo independente no modelo numérico no estágio Colisão com intensidades e posições fixas em relação ao nível de tabuleiro.

#### **4.10.1 Colisão na superestrutura**

Para verificação da situação da superestrutura junto à via abaixo da OAE sujeita a um possível efeito de colisão de veículos rodoviários em conformidade com o item 6.2 da NBR 7188, foram considerados carregamentos longitudinais no tramo central da viga VL com intensidade de 100 kN.

Estes carregamentos concentrados foram aplicados de modo independente no modelo numérico no tabuleiro nas posições mais desfavoráveis junto à pista da via urbana a saber: a) no meio do tramo; b) a 2 m à esquerda do meio do tramo e c) a 2 m à direita do meio do tramo.

#### **4.10.2 Colisão em pilares**

Como os pilares/tubulões estão completamente enterrados, a colisão de veículos rodoviários não foi considerada de modo direto nestes elementos.

### **4.11 Fundação**

A fundação foi considerada como tubulão de fuste circular de diâmetro de 140 cm, iniciando no fundo de viga VL e prosseguindo até a cota de apoio no solo. No trecho enterrado, foram considerados os efeitos do solo como apoio elástico em cotas abaixo de 3 m do topo, para considerar o efeito de desconfinamento de solo junto à viga VL.

Em particular, foram adotados coeficientes médios de recalque de solo com rigidez correspondente aos valores médios de SPT obtidos pela sondagem de reconhecimento do solo, tal como indicado nas seções seguintes.

#### **4.11.1 Cálculo de constantes de mola**

Valores de SPTs das sondagens e caracterização do material

É mostrado na Tabela 1 os valores de NSPT ao longo do fuste dos tubulões, o material caracterizado na sondagem é de areia fina siltosa.

*Tabela 1 – valores de NSPT das sondagens*

L (m)	SP1	SP2
	Nspt	Nspt
1	44	60
2	46	60
3	50	60
4	36	60
5	41	60
6	57	60

#### 4.11.2 Apoios elásticos

##### Segundo Teixeira & Godoy (1996)

De modo conservador, estas molas foram limitadas a 20% da mola vertical.

Constantes de mola vertical (kv):

Módulo de deformabilidade:  $E = \alpha \times K \times N$

Onde:  $\alpha$  e K são coeficientes empíricos obtidos conforme o tipo de solo.

*Tabela 2 – Coeficiente  $\alpha$  e K segundo Teixeira & Godoy.*

Coeficiente $\alpha$		Coeficiente K	
Solo	$\alpha$	Solo	K (MPa)
Areia	3	Areia com pedregulhos	1.10
Silte	5	Areia	0.90
Argila	7	Areia siltosa	0.70
		Areia argilosa	0.55
		Silte arenoso	0.45
		Silte	0.35
		Argila arenosa	0.30
		Silte argiloso	0.25
		Argila siltosa	0.20



Ao modelo numérico da estrutura foram impostos apoios elásticos distantes entre si de 1,0 m a partir da extremidade inferior de cada viga VL. As rigidezes de apoio nas direções horizontal vertical foram obtidas pelas relações:

$$M_H = k_H \times d \times \Delta L \quad \left( \frac{kN}{m} \right)$$

$$M_V = k_V \times d \times \Delta L \quad \left( \frac{kN}{m} \right)$$

onde:  $k_H$  = coeficiente de recalque no plano horizontal

$k_V$  = coeficiente de recalque na direção vertical

$d$  = diâmetro de fuste da fundação, em m

$\Delta L$  = 1,0 m (trecho de influência de apoio elástico)

As molas elásticas adotadas foram obtidas conforme a profundidade a partir do fundo das vigas VL e indicadas nas Tabelas seguintes.

*Molas elásticas M para os tubulões do Eixo 1 (kN/m).*

TUBULÕES DO EIXO 1						
SP1	$\alpha$	k	k	k	$M_H$	$M_V$
			vertical	horizontal	horizontal	vertical
Nspt			kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m	kN/m
44	3,6	700	110880	22176	31046	-
46	3,6	700	115920	23184	32458	-
50	3,6	700	126000	25200	35280	-
36	3,6	700	90720	18144	25402	-
41	3,6	700	103320	20664	28930	-
57	3,6	700	143640	28728	40219	2310000

*Molas elásticas M para os tubulões do Eixo 2 (kN/m).*

TUBULÕES DO EIXO 2						
SP2	$\alpha$	k	k mola	k mola	$M_H$	$M_V$
			vertical	horizontal	horizontal	vertical
Nspt			kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m	kN/m
60	3,6	700	151200	30240	42336	-
60	3,6	700	151200	30240	42336	-
60	3,6	700	151200	30240	42336	-
60	3,6	700	151200	30240	42336	-
60	3,6	700	151200	30240	42336	-
60	3,6	700	151200	30240	42336	2310000

#### 4.11.3 Demais efeitos

Os esforços solicitantes resultantes da aplicação das demais ações verticais, horizontais, térmicas e de vento provenientes do tabuleiro foram determinados automaticamente pelo modelo numérico considerado.

### 4.12 Análise estática

#### 4.12.1 Caracterização da estrutura

A determinação dos esforços solicitantes sobre a estrutura tridimensional foi efetuada utilizando o programa Strap. Os dados elásticos dos materiais considerados na análise estrutural estão apresentados na Tabela 3. As relações entre as propriedades consideradas nos elementos utilizados no Modelo numérico e as informações geométricas estão apresentadas na Tabela 4 e na Tabela 5.

*Tabela 3 – Caracterização de materiais considerados.*

TABELA DE MATERIAIS (unidades - kN metros)						
N.º	Nome	Módulo de Elasticidade	Coefic. Poisson	Densidade	Dilatação Térmica	Módulo Transv.(G)
1	CONC	0.2500E+08	0.200	0.2500E+0	0.00001000	0.1042E+08
2	C35	0.2900E+08	0.200	0.2500E+0	0.00001000	0.1208E+08
3	C30	0.2700E+08	0.200	0.2500E+0	0.00001000	0.1125E+08

*Tabela 4 – Relacionamento entre propriedades consideradas e peças da OAE.*

Propriedade	Tipo estrutural	Tipo de material	Identificação da peça física da obra
1	barra	C35	Viga VL – 135x290
2	barra	C30	Tubulão T – $\phi=140$
3	barra	C35	Barra rígida
4	barra	C35	Ap.Apoio
5	barra	C35	Viga VE – 30x120
6	barra	C35	Viga VP – 100x80



10	placa	C35	Viga VP – h =10
11	placa	C35	Viga VP – h =10
12	placa	C30	Aba – h =28
13	placa	C35	Encontro – h = 10
14	placa	C30	Base tubulão – h = 90

*Tabela 5 – Propriedades geométricas do modelo numérico.*

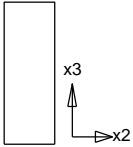
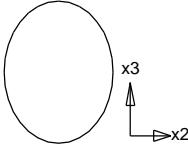
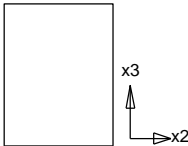
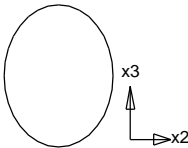
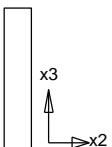
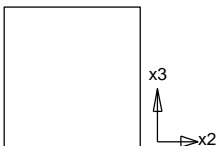
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm)					
PROPRIEDADE N.1 - VL					
A=0.3915E+05	I2=0.2744E+09 *0.7	I3=0.5946E+08	J=0.1684E+09 *0.15	SF2=0.850	
Material = 2 - C35				SF3=0.850	
h2=135.000	h3=290.000	e2=67.500	e3=145.000		
 VL H =290.0cm B =135.0cm					
PROPRIEDADE N.2 - Tubulão T					
A=0.1539E+05	I2=0.1886E+08 *0.7	I3=0.1886E+08	J=0.3771E+08 *0.15	SF2=0.890	
Material = 3 - C30				SF3=0.890	
h2=140.000	h3=140.000	e2=70.000	e3=70.000		
 Tubulão T D =140.0cm					
PROPRIEDADE N.3 - Barra rígida					
A=0.4000E+05	I2=0.1333E+09	I3=0.1333E+09	J=0.2253E+09	SF2=0.850	
Material = 2 - C35				SF3=0.850	
h2=200.000	h3=200.000	e2=100.000	e3=100.000		
 Barra rígida H =200.0cm B =200.0cm					
PROPRIEDADE N.4 - ApAp					
A=0.7854E+02	I2=0.4909E+03	I3=0.4909E+03	J=0.9817E+03 *0.01	SF2=0.890	
Material = 2 - C35				SF3=0.890	
h2=10.000	h3=10.000	e2=5.000	e3=5.000		
 ApAp D =10.0cm					
PROPRIEDADE N.5 - VE					



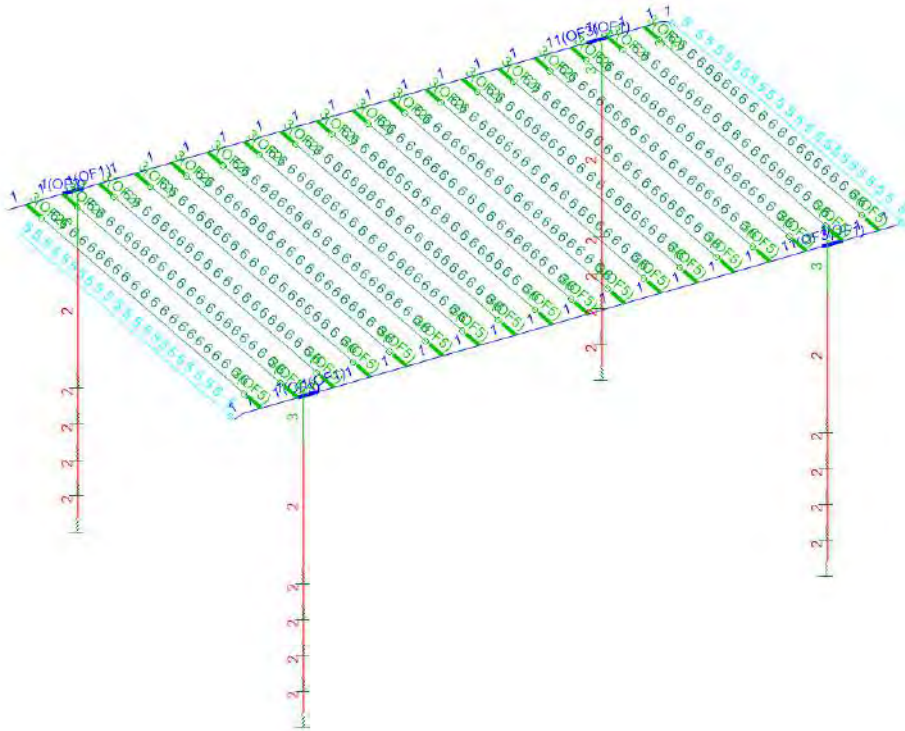
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm)				
<div><div>A=0.3600E+04I2=0.4320E+07I3=0.2700E+06J=0.9100E+06SF2=0.850</div><div>Material = 2 - C35h2=30.000h3=120.000e2=15.000e3=60.000SF3=0.850</div><div><div>VE H =120.0cm B =30.0cm</div></div></div>				
PROPRIEDADE N.6 - VP				
<div><div>A=0.8000E+04I2=0.4267E+07I3=0.6667E+07J=0.8759E+07SF2=0.850</div><div>Material = 2 - C35h2=100.000h3=80.000e2=50.000e3=40.000SF3=0.850</div><div><div>VP extremidade H =80.0cm B =100.0cm</div></div></div>				
PROPRIEDADE N.10 - P10				
<div><div>Espeçura =10.000</div><div>Material = 2 - C35</div></div>				
PROPRIEDADE N.11 - P11				
<div><div>Espeçura =10.000</div><div>Material = 2 - C35</div></div>				
PROPRIEDADE N.12 - P12				
<div><div>Espeçura =28.000</div><div>Material = 3 - C30</div></div>				
PROPRIEDADE N.13 - P13				
<div><div>Espeçura =10.000</div><div>Material = 2 - C35</div></div>				
PROPRIEDADE N.14 - P14				
<div><div>Espeçura =90.000</div><div>Material = 3 - C30</div></div>				

As imagens seguintes apresentam a identificação dos elementos de barras e de placas onde o número representa a Propriedade correspondente indicada na Tabela 4 e as cores diferenciam elementos de Propriedades diferentes.

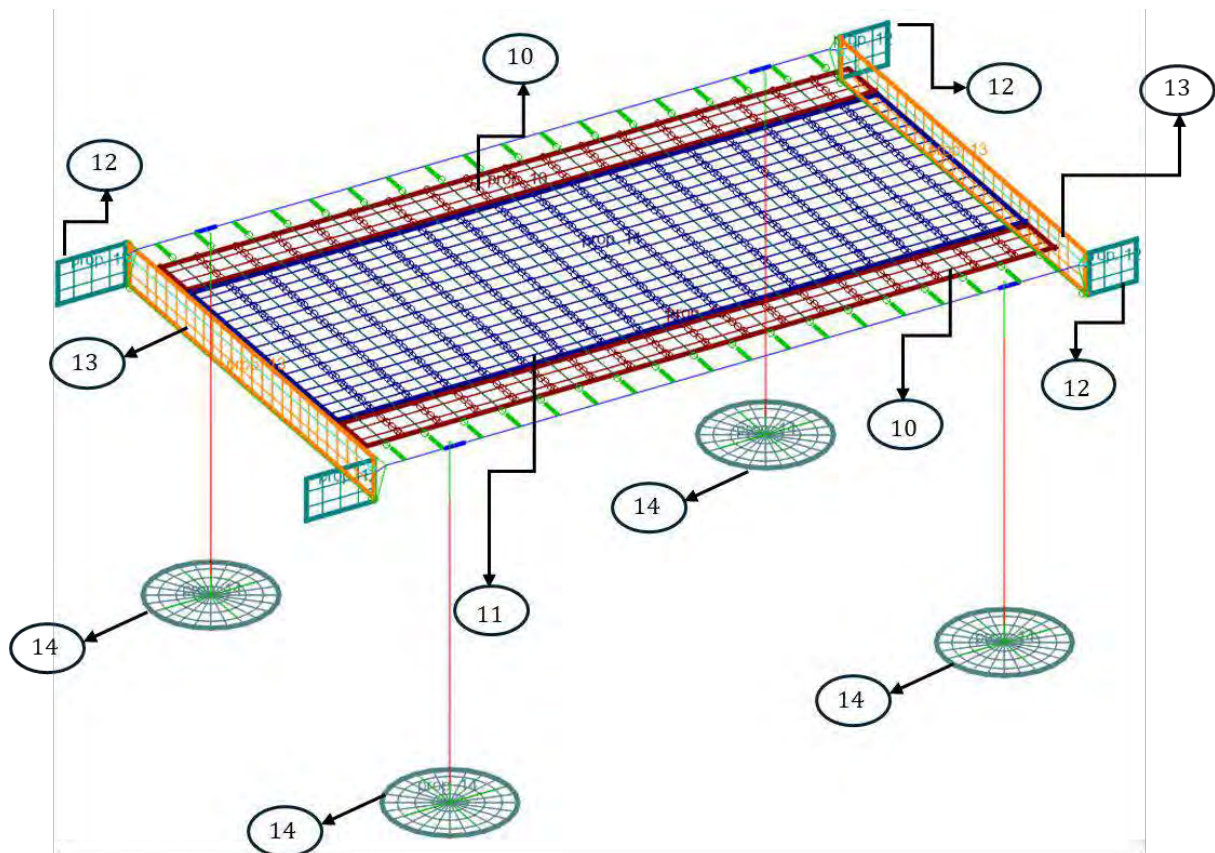




*Propriedades de barras da estrutura*



*Propriedades de Elementos planos da estrutura.*



#### 4.12.2 Aplicação de ações gerais

Para efeito de determinação dos esforços sobre a obra utilizando o programa Strap, foram definidos 7 tipos de carregamento com intensidade e posição definidas, 2 carregamentos móveis e 3 carregamentos especiais devido a colisões consideradas e a seguir identificadas.

G – ações permanentes

Q1– ações móveis máximas sobre o tabuleiro

Q2– ações móveis mínimas sobre o tabuleiro

V – ações de vento na direção transversal do tabuleiro

T – ações térmicas

C1 – ação de colisão no tabuleiro – meio do vão

C2 – ação de colisão no tabuleiro – à esquerda

C3 – ação de colisão no tabuleiro – à direita

A Tabela 6 apresenta os carregamentos considerados com a identificação e a numeração utilizadas. A Tabela 7 identifica o recurso de Grupos utilizado no modelo numérico.

*Tabela 6 – Definição de carregamentos considerados.*

LISTA DE CARREGAMENTOS			
Nº	nº no resultad	estág nº.	nome
1	1		Peso próprio
2	2		Permanentes
3	3		Temperatura
4	4		Vento transversal
5	5		Frenagem e choque
6	6		Empuxo de solo
7	7		Empuxo de veículo
8	8	1	Colisão super centro
9	9	1	Colisão super lateral esq
10	10	1	Colisão super lateral dir
11	11		Pontes: Maxima envoltori
12	12		Pontes: Minima envoltori

*Tabela 7 – Definição de grupos de carregamentos.*

GRUPOS DEFINIDOS	
G	1+ 2+ 6+



Q1	5+ 7+ 11+
Q2	5+ 7+ 12+
V	4+
T	3+
C1	8+
C2	9+
C3	10+

#### 4.12.3 Aplicação de ações móveis

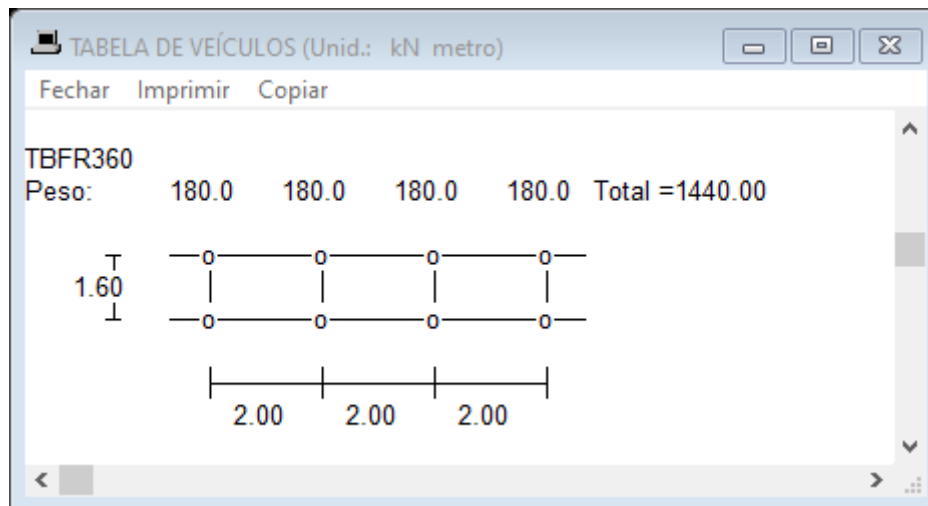
Para análise das linhas de influência de ações móveis sobre o tabuleiro, foram definidas 2 faixas de rolamento para aplicação das ações da carga de multidão e do veículo tipo sobre o tabuleiro (Faixas 1 e 2). Estas faixas foram caracterizadas pela aplicação de ação móvel distribuída e do veículo-tipo nomeado como sendo TBFR360 nas posições que ocasionam os maiores esforços para cada peça que compõe o modelo numérico. As ações do veículo tipo foram aplicadas apenas na Faixa 1 (carregamento 1) e simultaneamente nas Faixas 1 e 2 (carregamento 2).

A Tabela 8 resume as características da faixa de rolamento utilizada, a Figura 7 apresenta as características do veículo tipo, a Tabela 9 mostra a identificação dos tipos de cargas e a Tabela 10 indica a aplicação de cada tipo de carga em cada faixa considerada visando à obtenção dos esforços mais críticos em toda a obra pelo programa Strap.

*Tabela 8 – Características das faixas consideradas*

TABELA DE FAIXAS DE ROLAMENTO (Unid.: metro)								
segm no.	nó início	nó final	larg.	excent.	no. de div.	tamanho retângulo	compr. do segm.	tolerância vertical
FAIXA Nº1								
1	223	899	1.60	-0.40	128	0.14	18.20	1
FAIXA Nº2								
1	2618	3173	1.60	-0.40	128	0.14	18.20	1

*Figura 7 – Características do veículo-tipo TBFR360 considerado.*



*Tabela 9 – Tipo de cargas por faixas.*

TABELA DE CARGAS NAS FAIXAS (Unid.: kN metro)							
carga uniforme máx.			knife edge		carga de veículo		
carga	compr.	fator	cortante	momento	veículo/grupo nome	fator	dir.
veículo							
75.00	100.00	não	0.00	0.00	TBFR360	1.00	+,-

*Tabela 10 – Cargas consideradas nas faixas.*

TABELA DE CARREGAMENTOS	
faixa nº	carga
carregamento n1	
1	veículo
carregamento n2	
1	veículo
2	veículo

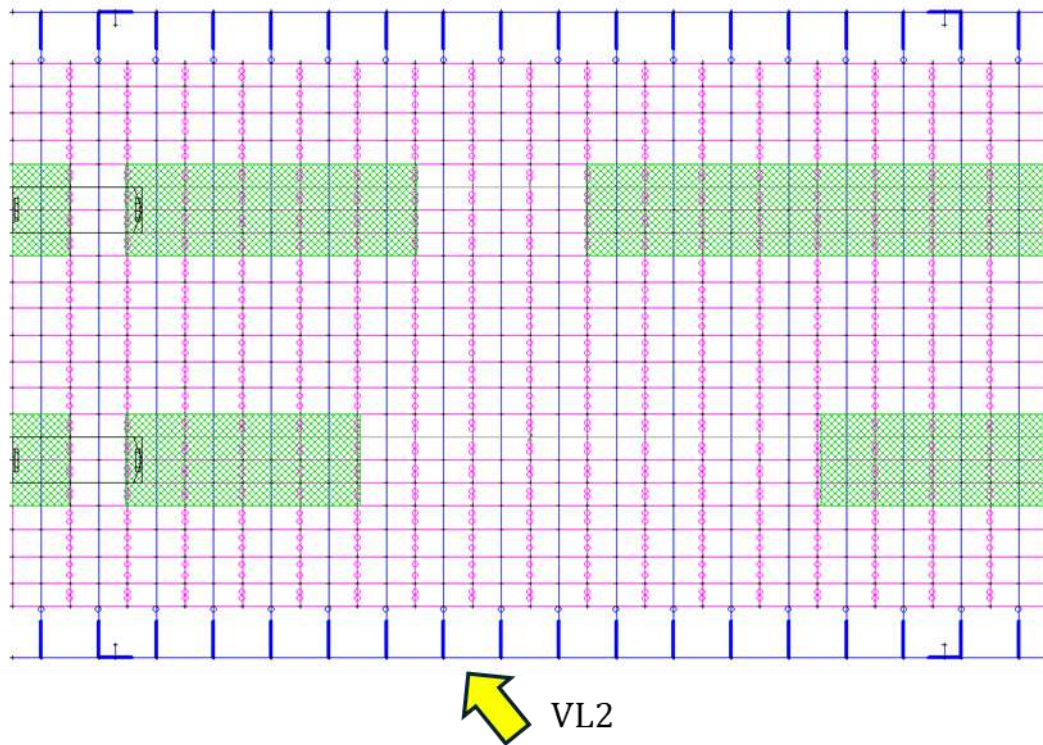
A ação do veículo-tipo foi discretizada com aplicação de cargas equivalentes exclusivamente sobre os nós dos elementos de barra que representam as vigas VP. Para cada faixa de carregamento, o programa Strap determina as posições mais críticas da carga móvel para cada tipo de solicitação e de deslocamento em cada barra e elemento que compõe o modelo numérico.

Como exemplo dos resultados obtidos, a Figura 8 e a Figura 9 apresentam a localização do veículo tipo no tabuleiro correspondente ao deslocamento máximo na extremidade esquerda e na seção central da viga longitudinal VL2. Os trechos coloridos em verde das faixas de carregamento representam a carga de distribuída na sua distribuição mais desfavorável para determinada condição imposta.

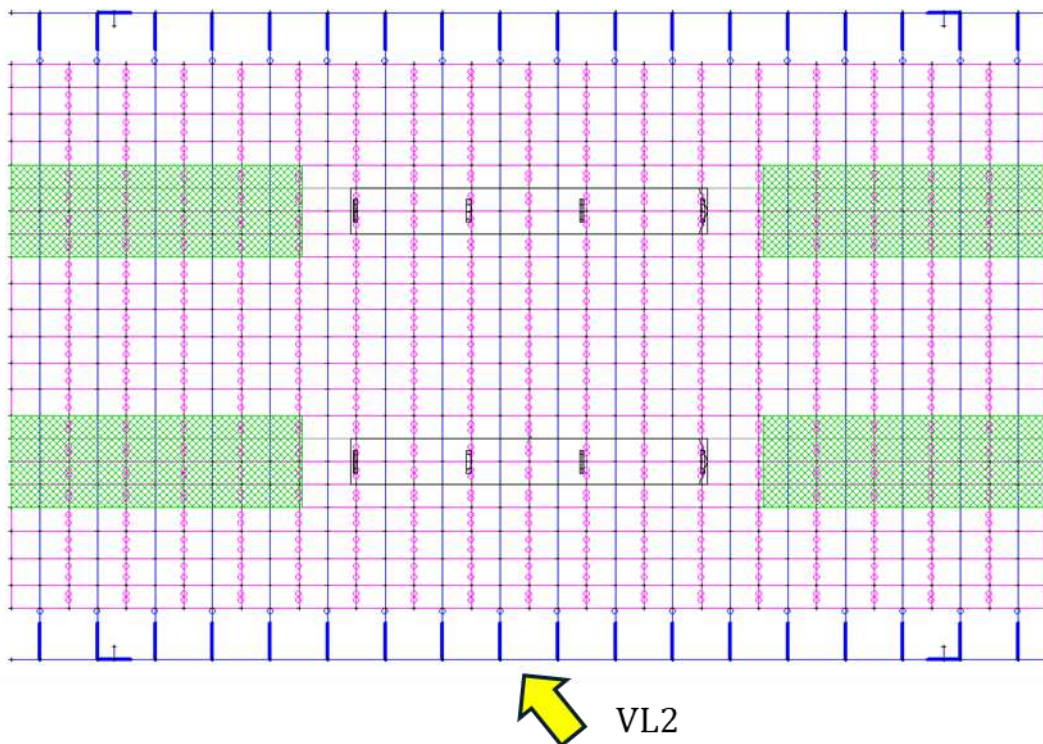




*Figura 8 – Posição do trem tipo para deslocamento vertical máximo na extremidade esquerda da VL2.*



*Figura 9 – Posição do trem tipo para deslocamento vertical máximo no centro da VL2.*



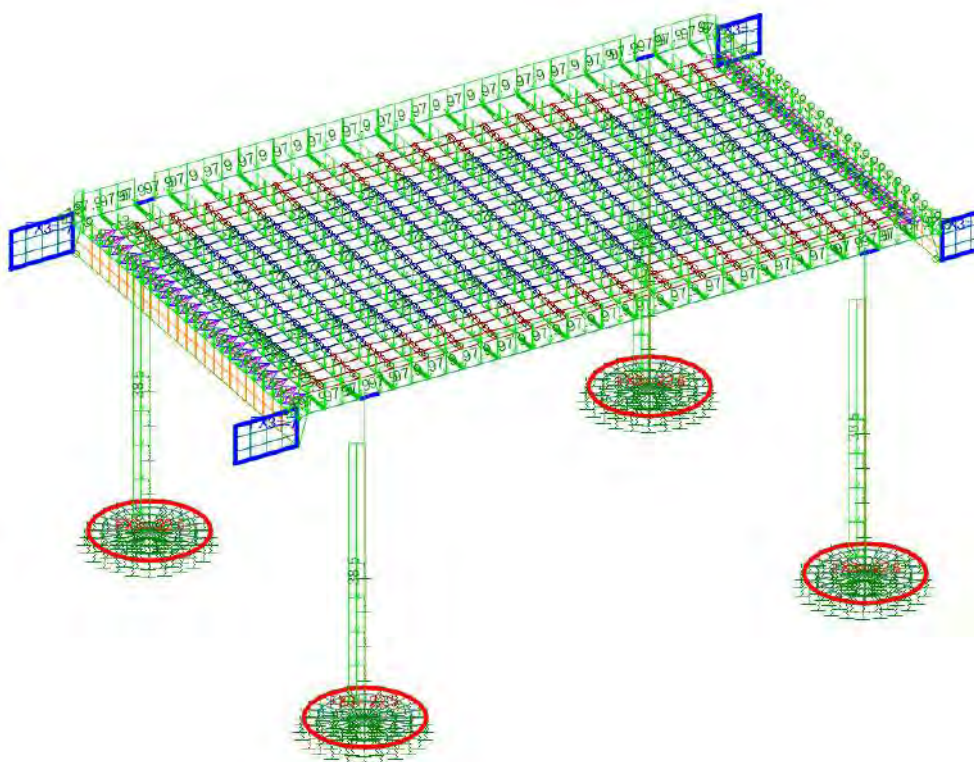


#### **4.12.4 Resumo de carregamentos**

Os carregamentos introduzidos no modelo numérico do programa Strap estão representados pelas imagens capturadas no módulo Carregamentos, segundo a identificação individual e o respectivo Grupo de Carregamento introduzido.

Para melhor visualização das ações aplicadas, os elementos planos foram removidos nas imagens de alguns carregamentos, bem como o trecho de alargamento de bases de tubulões.

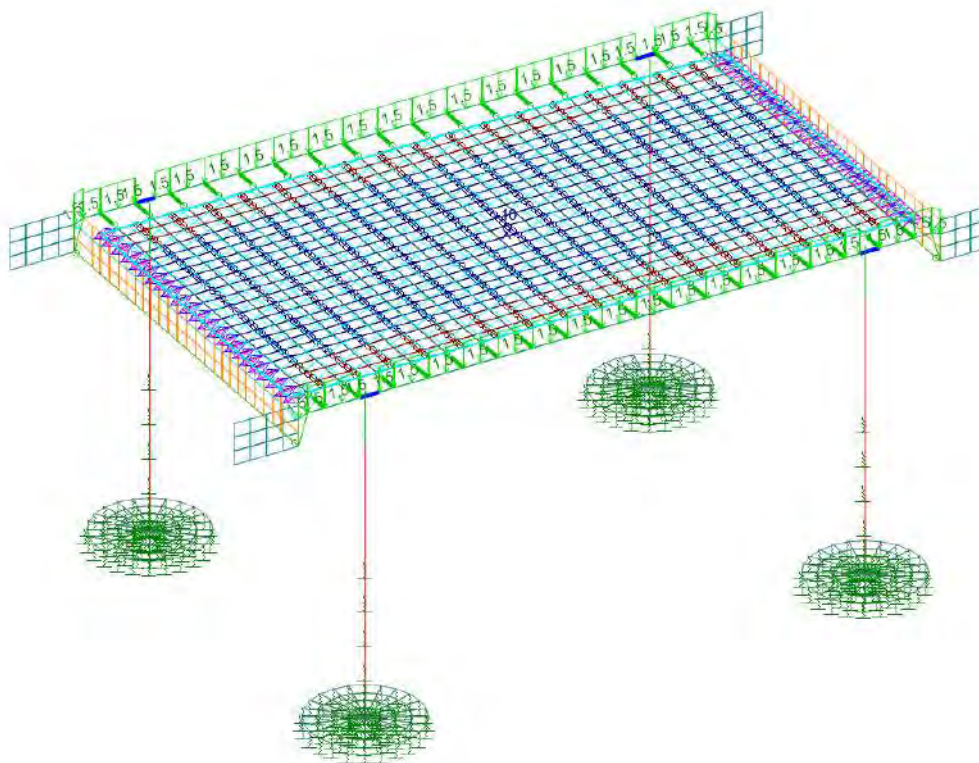
##### *Carregamento Peso Próprio – Grupo G*



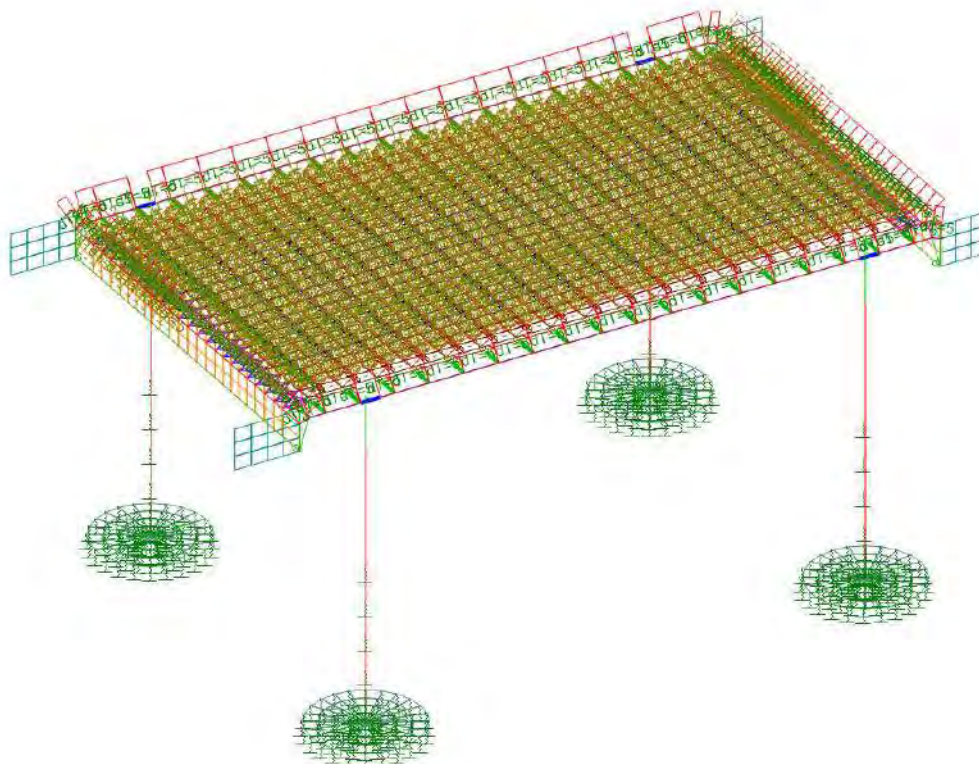




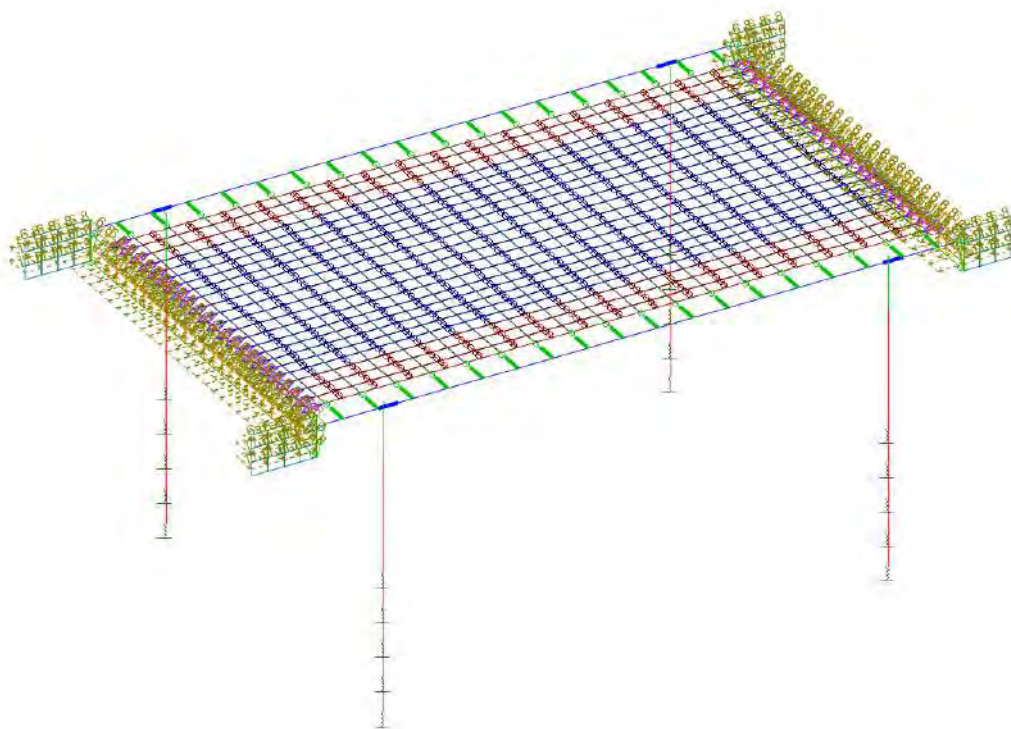
*Carregamento Permanentes – Grupo G*



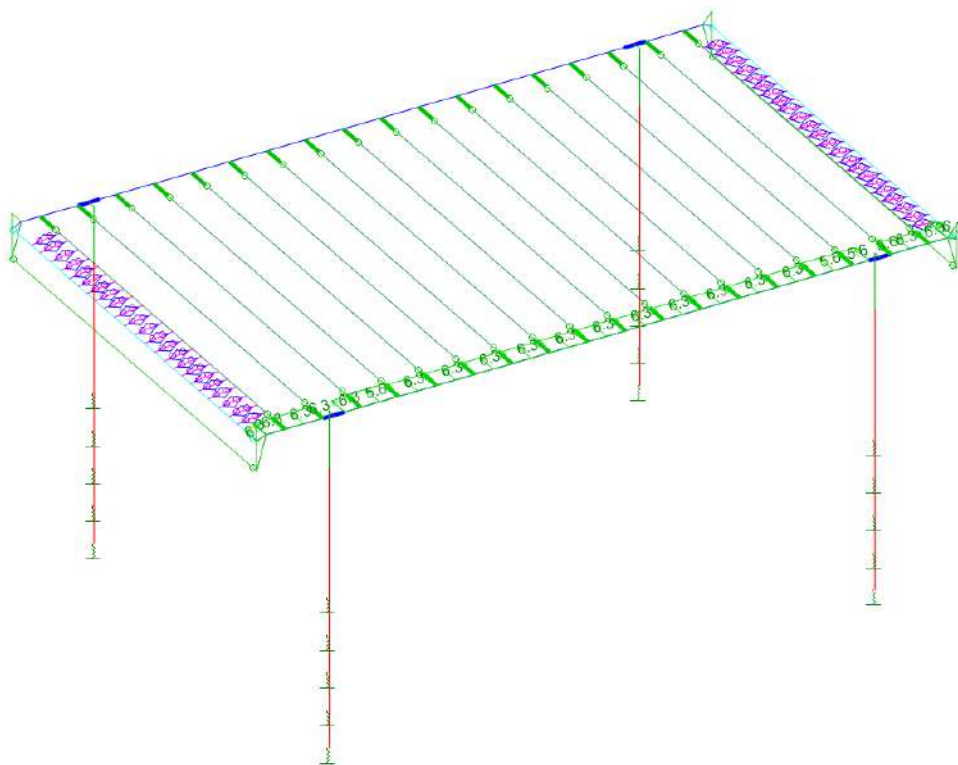
*Carregamento Temperatura – Grupo T*



*Carregamento Empuxo de solo – Grupo G*

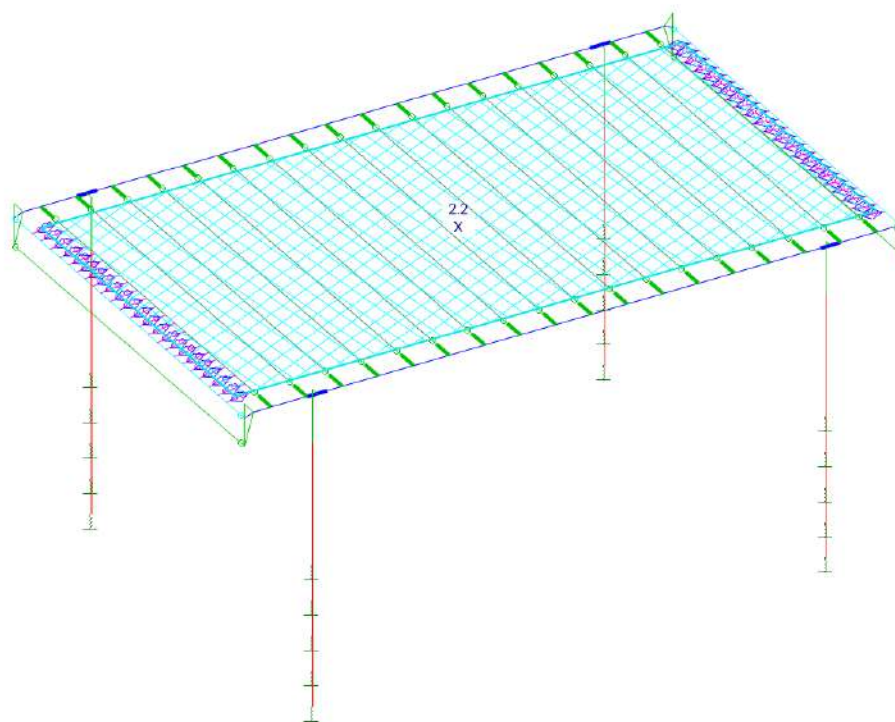


*Carregamento Vento transversal – Grupo V*

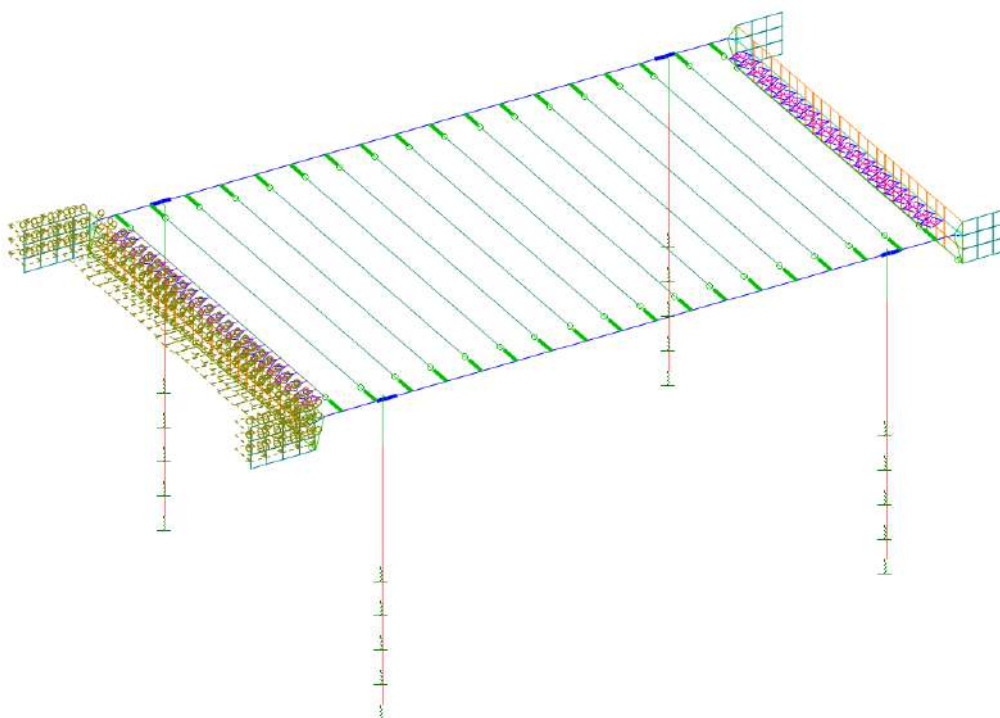


*Carregamento Frenagem – Grupos Q1e Q2.*

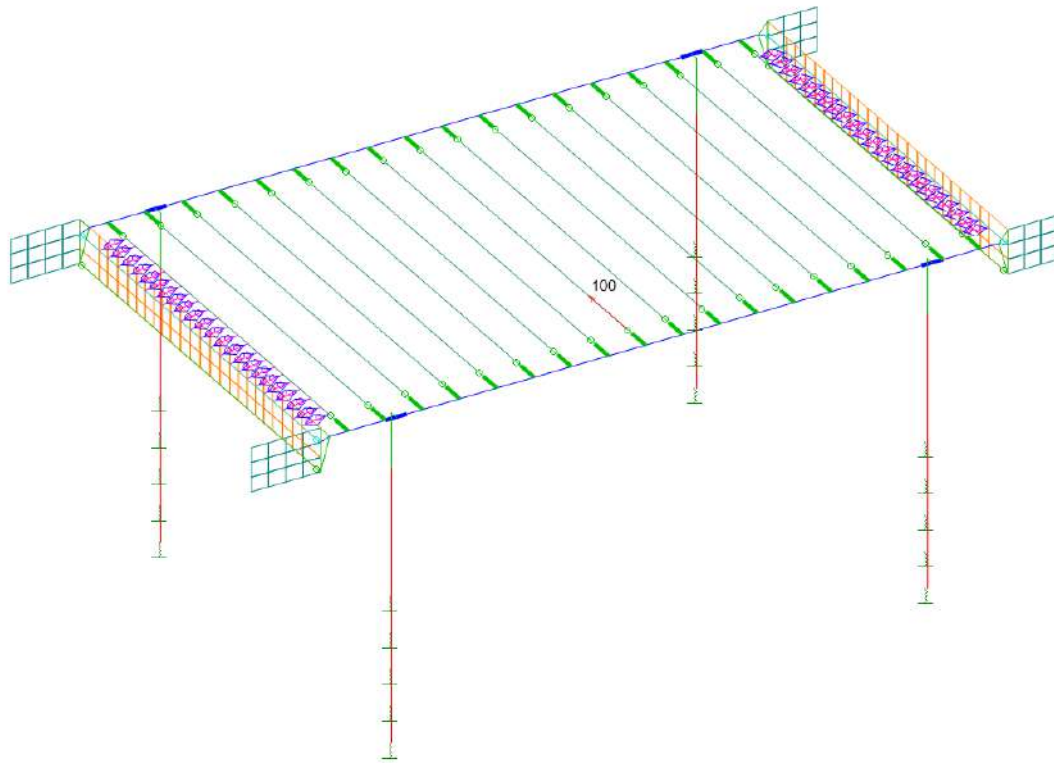




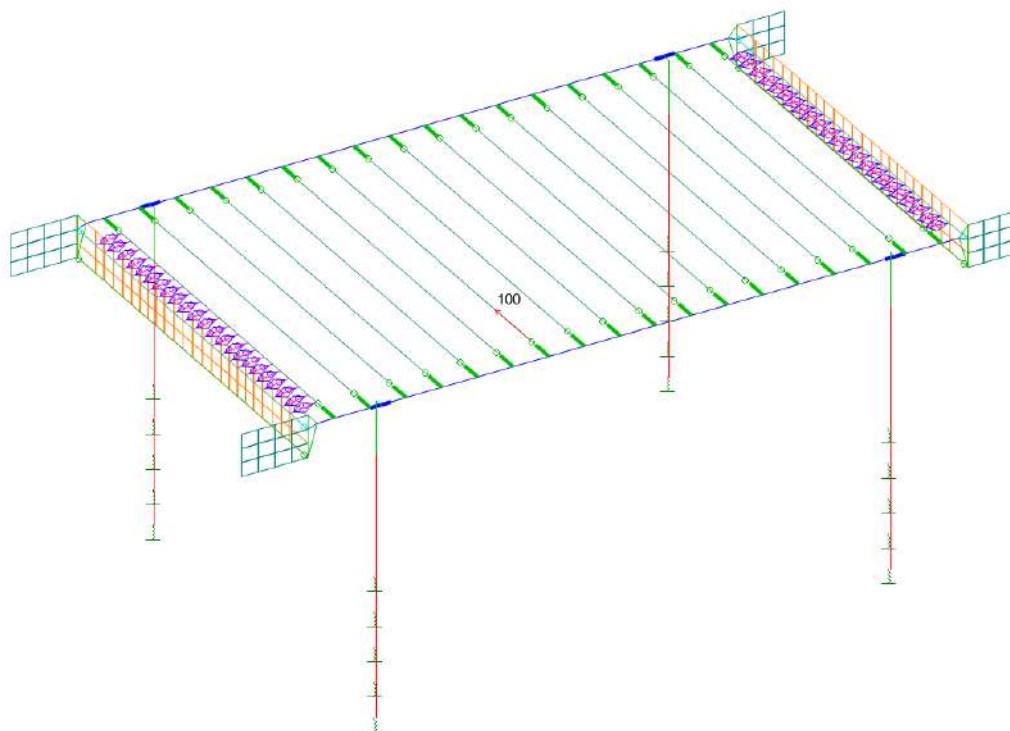
*Carregamento Empuxo de veículo – Grupos Q1e Q2.*



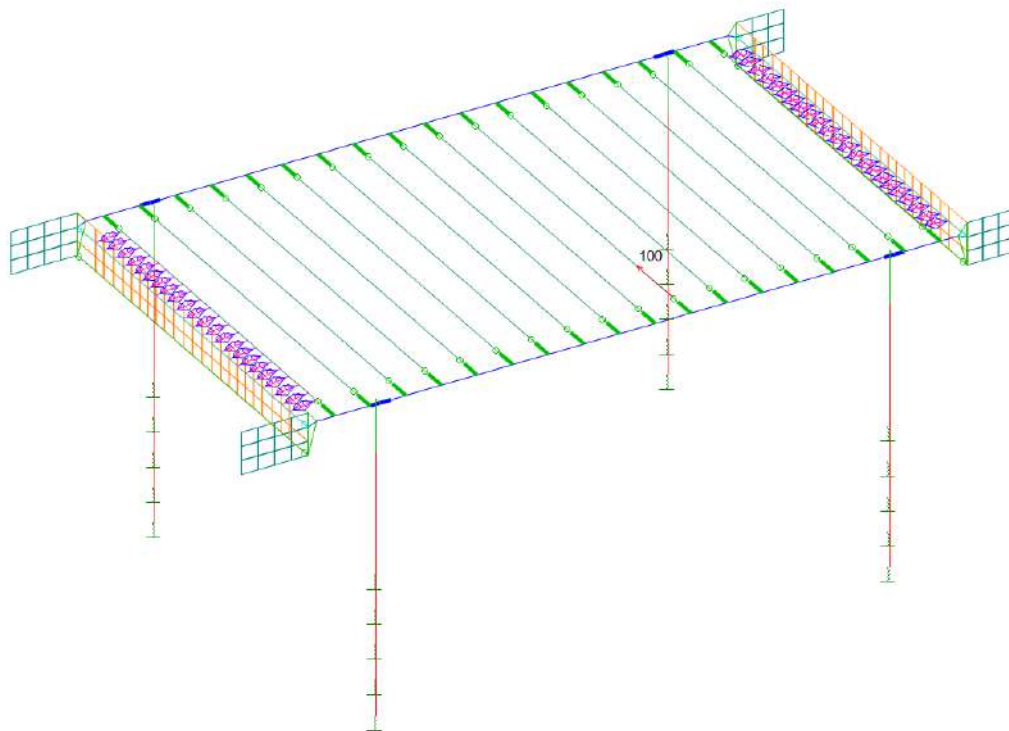
*Carregamento Colisão meio do tabuleiro – Grupo C1.*



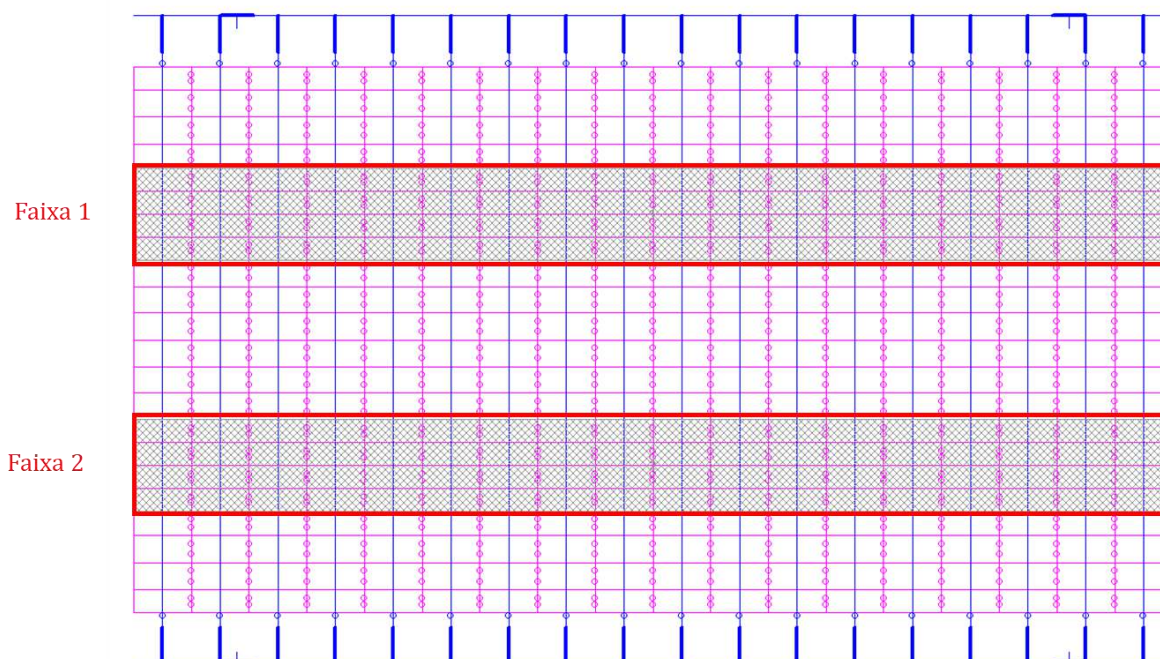
*Carregamento Colisão lateral esquerda do tabuleiro – Grupo C2.*



*Carregamento Colisão lateral direita do tabuleiro – Grupo C3.*



*Faixas para atuação do Carregamento móvel – Grupos Q1e Q2.*



*Definição de atuação do Carregamento móvel 1 – Grupos Q1e Q2.*



Definição do carregamento

Nome: carregamento n1

☒ Carregamento está ativo

Fator do carregamento = 1

Faixa : carga associada :

faixa1 veículo

faixa2

Selecione uma carga: Faixas selecionadas:

veículo faixa1  
faixa2

Clique nas cargas e faixas para associá-las entre si.

Atribuir

OK Cancelar

Criar carregamentos por permutação:

☒ não permutar carregamentos

☐ da faixa: 1 à faixa: 1

☐ por grupos de faixas Definir

*Definição de atuação do Carregamento móvel 2 – Grupos Q1e Q2.*

Definição do carregamento

Nome: carregamento n2

☒ Carregamento está ativo

Fator do carregamento = 1

Faixa : carga associada :

faixa1 veículo

faixa2 veículo

Selecione uma carga: Faixas selecionadas:

veículo faixa1  
faixa2

Clique nas cargas e faixas para associá-las entre si.

Atribuir

OK Cancelar

Criar carregamentos por permutação:

☒ não permutar carregamentos

☐ da faixa: 1 à faixa: 2

☐ por grupos de faixas Definir

#### 4.12.5 Combinações consideradas

As combinações de carregamentos utilizadas foram organizadas segundo a nomenclatura seguinte. Foram adotados coeficientes de majoração de ações globais para análise no Estado Limite Último e demais coeficientes de combinação indicados para introdução no programa Strap em conformidade com a Tabela seguinte.

Ação permanente	$\gamma_f = 1,35$
Ações variáveis principais	$\gamma_f = 1,50$
Coeficiente de impacto	$\phi = 1,42$

Id	grupo	G	Q1	Q2	V	T	C1	C2	C3
<b>Combinações gerais de serviço</b>									
1	Sgk	1,00							
2	Sqk+		1,00						
3	Sqk-			1,00					
<b>Combinações de serviço – Combinações Quase Permanentes</b>									
4	CQP1	1,00	0,43			0,30			
5	CQP2	1,00	0,43			-2,70			
6	CQP3	1,00		0,43		0,30			
7	CQP4	1,00		0,43		-2,70			
<b>Combinações de serviço – Combinações Frequentes</b>									
<b>Ação móvel Q1 como ação variável principal com impacto</b>									
8	CF-Q1	1,00	0,57			0,30			
9	CF-Q2	1,00	0,57			-2,70			
<b>Ação móvel Q2 como ação variável principal com impacto</b>									
10	CF-Q3	1,00		0,57		0,30			
11	CF-Q4	1,00		0,57		-2,70			
<b>Vento V1 como ação variável principal</b>									
12	CF-V1	1,00			0,30				
13	CF-V2	1,00	0,43		0,30	0,30			
14	CF-V3	1,00	0,43		-0,30	-2,70			
15	CF-V4	1,00	0,43		0,30	0,30			
16	CF-V5	1,00	0,43		-0,30	-2,70			
17	CF-V6	1,00		0,43	0,30	0,30			
18	CF-V7	1,00		0,43	-0,30	-2,70			
19	CF-V8	1,00		0,43	0,30	0,30			
20	CF-V9	1,00		0,43	-0,30	-2,70			



Id	grupo	G	Q1	Q2	V	T	C1	C2	C3
<b>Vento V2 como ação variável principal</b>									
21	CF-V10	1,00							
22	CF-V11	1,00	0,43			0,30			
23	CF-V12	1,00	0,43			-2,70			
24	CF-V13	1,00	0,43			0,30			
25	CF-V14	1,00	0,43			-2,70			
26	CF-V15	1,00		0,43		0,30			
27	CF-V16	1,00		0,43		-2,70			
28	CF-V17	1,00		0,43		0,30			
29	CF-V18	1,00		0,43		-2,70			
<b>Temperatura T como ação variável principal</b>									
30	CF-T1	1,00				0,50			
31	CF-T2	1,00				-4,50			
32	CF-T3	1,00	0,43			0,50			
33	CF-T4	1,00	0,43			-4,50			
34	CF-T5	1,00		0,43		0,50			
35	CF-T6	1,00		0,43		-4,50			
<b>Combinações Últimas Normais</b>									
<b>Ação móvel Q1 como ação variável principal</b>									
36	ELU-Q1	1,35	2,13						
37	ELU-Q2	1,35	2,13		0,84	0,72			
38	ELU-Q3	1,35	2,13		0,84	-6,48			
39	ELU-Q4	1,35	2,13		-0,84	0,72			
40	ELU-Q5	1,35	2,13		-0,84	-6,48			
41	ELU-Q6	1,35		2,13					
42	ELU-Q7	1,35		2,13	0,84	0,72			
43	ELU-Q8	1,35		2,13	0,84	-6,48			
44	ELU-Q9	1,35		2,13	-0,84	0,72			
45	ELU-Q10	1,35		2,13	-0,84	-6,48			
46	ELU-Q11	1,00	2,13						
47	ELU-Q12	1,00	2,13		0,84	0,72			
48	ELU-Q13	1,00	2,13		0,84	-6,48			
49	ELU-Q14	1,00	2,13		-0,84	0,72			
50	ELU-Q15	1,00	2,13		-0,84	-6,48			
51	ELU-Q16	1,00		2,13					
52	ELU-Q17	1,00		2,13	0,84	0,72			
53	ELU-Q18	1,00		2,13	0,84	-6,48			
54	ELU-Q19	1,00		2,13	-0,84	0,72			
55	ELU-Q20	1,00		2,13	-0,84	-6,48			
<b>Ação móvel Q2 como ação variável principal</b>									
56	ELU-Q21	1,35	2,13						





Id	grupo	G	Q1	Q2	V	T	C1	C2	C3
57	ELU-Q22	1,35	2,13			0,72			
58	ELU-Q23	1,35	2,13			-6,48			
59	ELU-Q24	1,35	2,13			0,72			
60	ELU-Q25	1,35	2,13			-6,48			
61	ELU-Q26	1,35		2,13					
62	ELU-Q27	1,35		2,13		0,72			
63	ELU-Q28	1,35		2,13		-6,48			
64	ELU-Q29	1,35		2,13		0,72			
65	ELU-Q30	1,35		2,13		-6,48			
66	ELU-Q31	1,00	2,13						
67	ELU-Q32	1,00	2,13			0,72			
68	ELU-Q33	1,00	2,13			-6,48			
69	ELU-Q34	1,00	2,13			0,72			
70	ELU-Q35	1,00	2,13			-6,48			
71	ELU-Q36	1,00		2,13					
72	ELU-Q37	1,00		2,13		0,72			
73	ELU-Q38	1,00		2,13		-6,48			
74	ELU-Q39	1,00		2,13		0,72			
75	ELU-Q40	1,00		2,13		-6,48			

**Vento V como ação variável principal**

76	ELU-V1	1,35			1,40				
77	ELU-V2	1,35			-1,40				
78	ELU-V3	1,35	1,28		0,84	0,72			
79	ELU-V4	1,35	1,28		0,84	-6,48			
80	ELU-V5	1,35	1,28		-0,84	0,72			
81	ELU-V6	1,35	1,28		-0,84	-6,48			
82	ELU-V7	1,35		1,28	0,84	0,72			
83	ELU-V8	1,35		1,28	0,84	-6,48			
84	ELU-V9	1,35		1,28	-0,84	0,72			
85	ELU-V10	1,35		1,28	-0,84	-6,48			
86	ELU-V11	1,00			1,40				
87	ELU-V12	1,00			-1,40				
88	ELU-V13	1,00	1,28		1,40	0,72			
89	ELU-V14	1,00	1,28		-1,40	-6,48			
90	ELU-V15	1,00	1,28		1,40	0,72			
91	ELU-V16	1,00	1,28		-1,40	-6,48			
92	ELU-V17	1,00		1,28	1,40	0,72			
93	ELU-V18	1,00		1,28	-1,40	-6,48			
94	ELU-V19	1,00		1,28	1,40	0,72			
95	ELU-V20	1,00		1,28	-1,40	-6,48			

**Temperatura T como ação variável principal**

96	ELU-T1	1,35				1,20			
----	--------	------	--	--	--	------	--	--	--



Id	grupo	G	Q1	Q2	V	T	C1	C2	C3
97	ELU-T2	1,35				-10,80			
98	ELU-T3	1,35	1,28		0,84	1,20			
99	ELU-T4	1,35	1,28		0,84	-10,80			
100	ELU-T5	1,35	1,28		-0,84	1,20			
101	ELU-T6	1,35	1,28		-0,84	-10,80			
102	ELU-T7	1,35		1,28	0,84	1,20			
103	ELU-T8	1,35		1,28	0,84	-10,80			
104	ELU-T9	1,35		1,28	-0,84	1,20			
105	ELU-T10	1,35		1,28	-0,84	-10,80			
106	ELU-T11	1,00				1,20			
107	ELU-T12	1,00				-10,80			
108	ELU-T13	1,00	1,28			1,20			
109	ELU-T14	1,00	1,28			-10,80			
110	ELU-T15	1,00	1,28			1,20			
111	ELU-T16	1,00	1,28			-10,80			
112	ELU-T17	1,00		1,28		1,20			
113	ELU-T18	1,00		1,28		-10,80			
114	ELU-T19	1,00		1,28		1,20			
115	ELU-T20	1,00		1,28		-10,80			

#### Combinações Últimas Excepcionais

##### Colisão C1 como ação variável principal

116	ELU-C1	1,35					1,00		
117	ELU-C2	1,00					1,00		

##### Colisão C2 como ação variável principal

118	ELU-C3	1,35						1,00	
119	ELU-C4	1,00						1,00	

##### Colisão C3 como ação variável principal

120	ELU-C5	1,35							1,00
121	ELU-C6	1,00							1,00

## 4.13 Envoltórias de solicitações no ELU

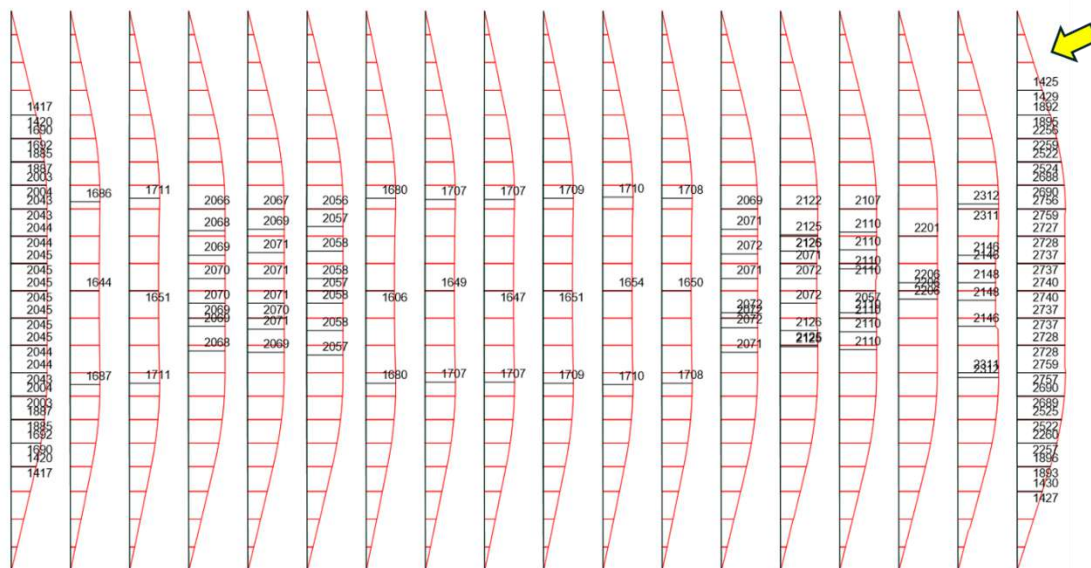
As solicitações no Estado Limite Último para as vigas VP, VL e VE e abas foram determinadas pelo programa Strap com a envoltória de combinações identificadas por ELU e indicadas no item anterior.

As Figuras seguintes apresentam a identificação da peça selecionada como representativa segundo a máxima solicitação de flexão, bem como as envoltórias críticas para as solicitações de flexão e de cisalhamento.





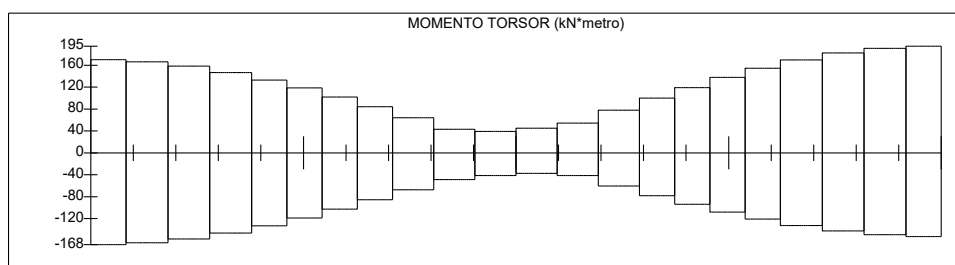
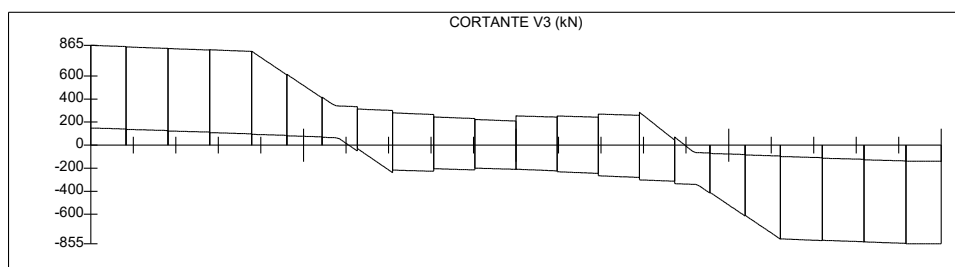
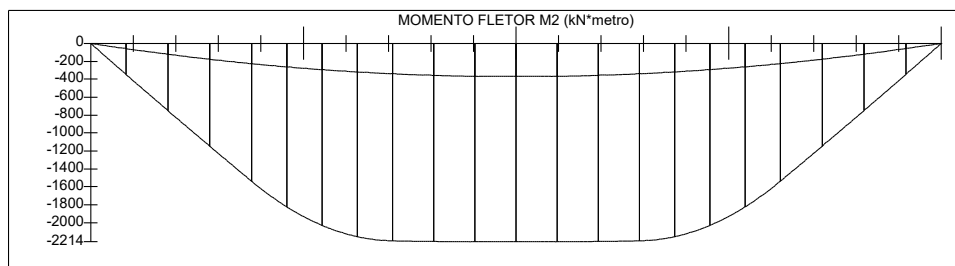
*Identificação da viga VP mais crítica à flexão no ELU.*



*Envoltórias de cálculo no ELU para vigas VP.*

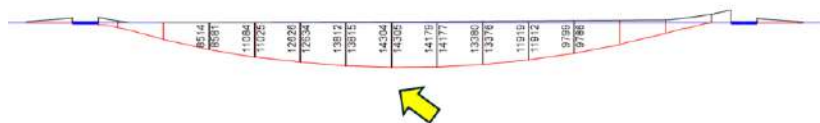
**RESULTADOS DE BARRA Nº 97 - 76 L=9.65**

COMB.: ENVOLTÓRIA





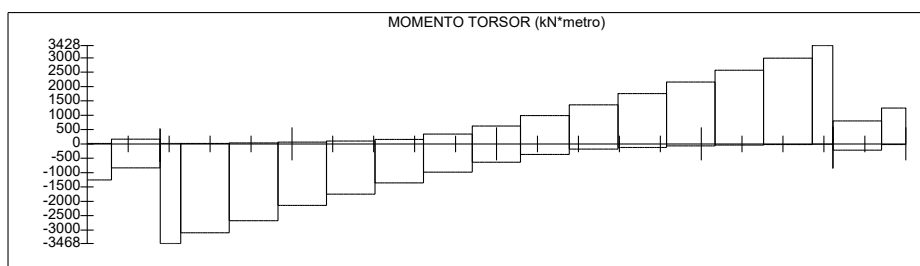
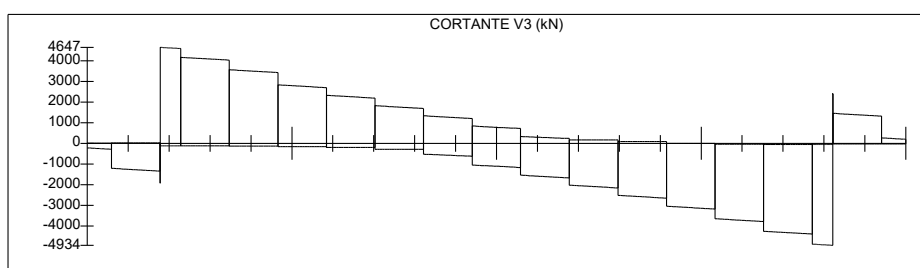
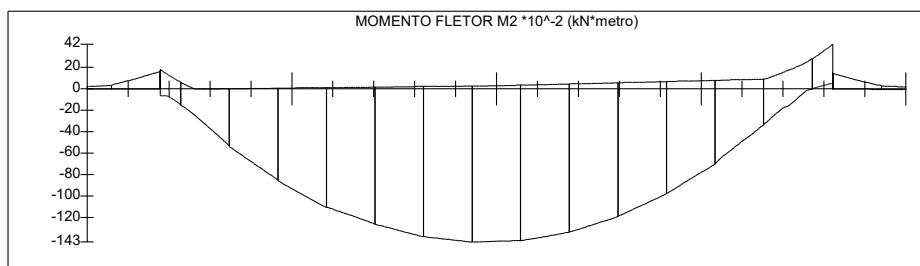
*Identificação da viga VL mais crítica à flexão no ELU.*



*Envoltórias de cálculo no ELU para vigas VL.*

**RESULTADOS DE BARRA Nº 3 - 23 L=17.04**

**COMB.: ENVOLTÓRIA**





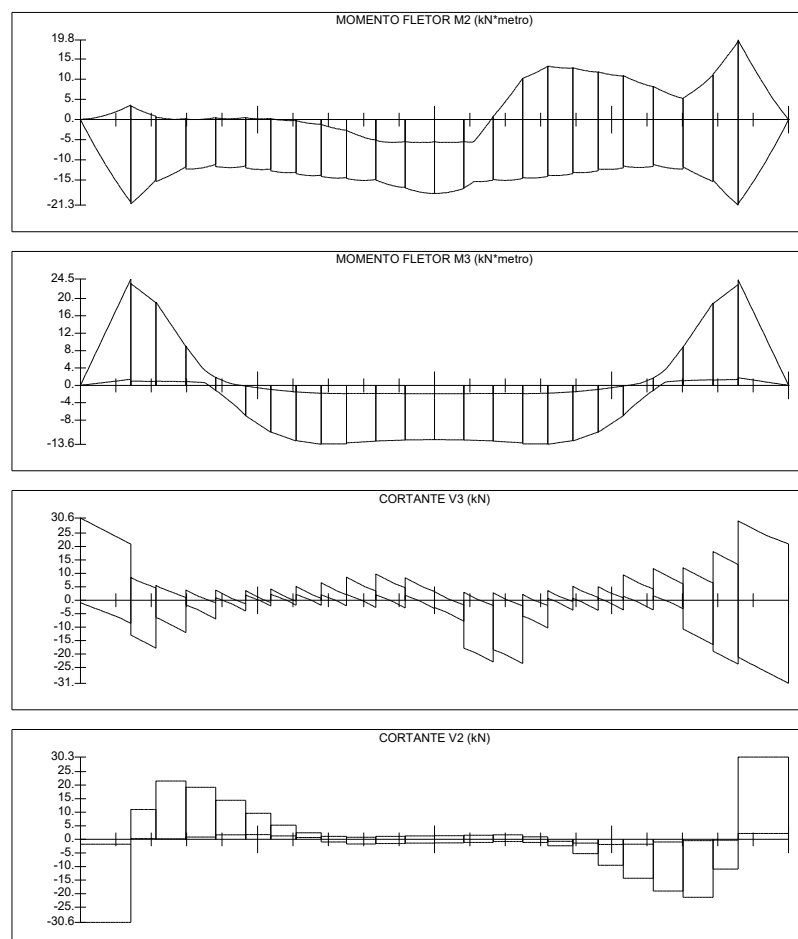
*Identificação da viga VE mais crítica à flexão M2 no ELU.*



*Envoltórias de cálculo no ELU para vigas VE.*

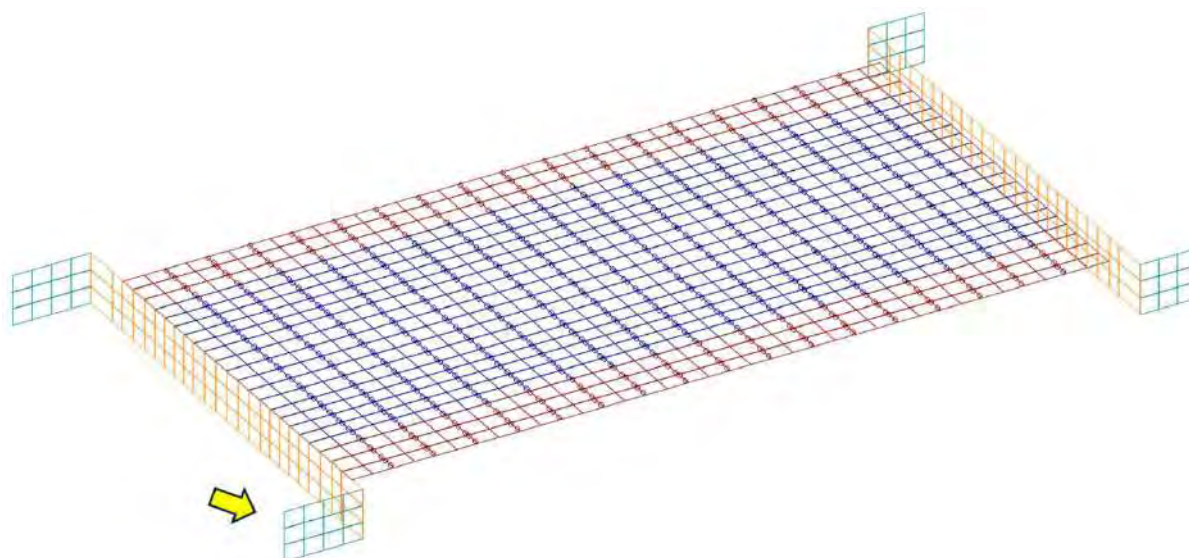
**RESULTADOS DE BARRA Nº 74 - 51 L=11.25**

COMB.: ENVOLTÓRIA

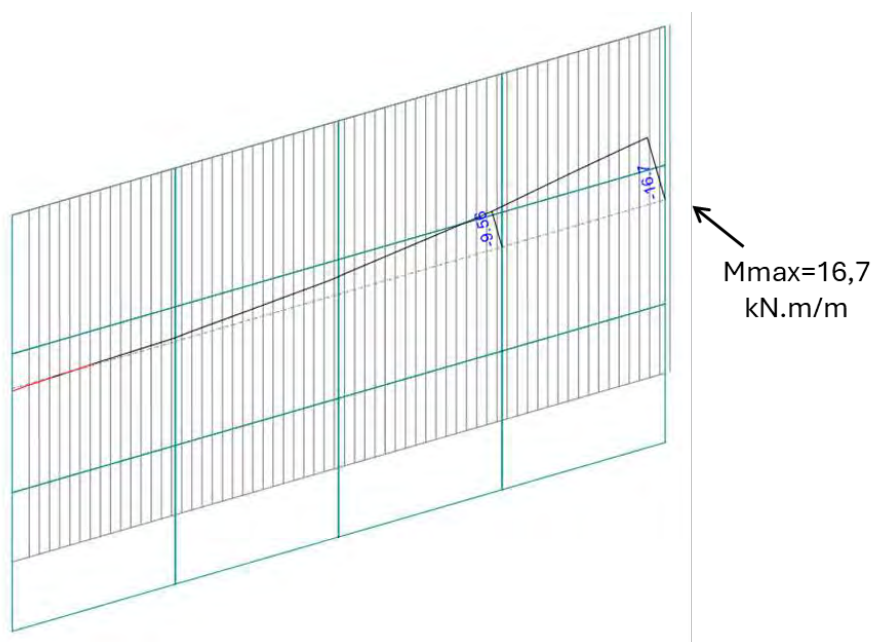




*Identificação da aba mais crítica à flexão no ELU.*



*Envoltórias de cálculo no ELU para abas (kN.m/m).*



#### **4.14 Dimensionamento no ELU**

O dimensionamento à flexão, ao cisalhamento e à torção dos elementos estruturais foi efetuado no Estado Limite Último utilizando as calculadoras de armadura do programa TQS e as planilhas mostradas a seguir.

Os elementos pré-moldados e moldados no local foram dimensionados adotando os seguintes coeficientes de minoração de resistência: para o concreto:  $\gamma_c = 1,4$  e para o aço  $\gamma_s = 1,15$ .

#### 4.14.1 Vigas VP

Para efeito de dimensionamento no ELU, as vigas VP foram consideradas de concreto C35, com seção retangular de largura 100 cm, altura de 80 cm e altura útil de 72 cm. O dente de concreto foi dimensionado com altura total de 55 cm e altura útil de 50 cm.

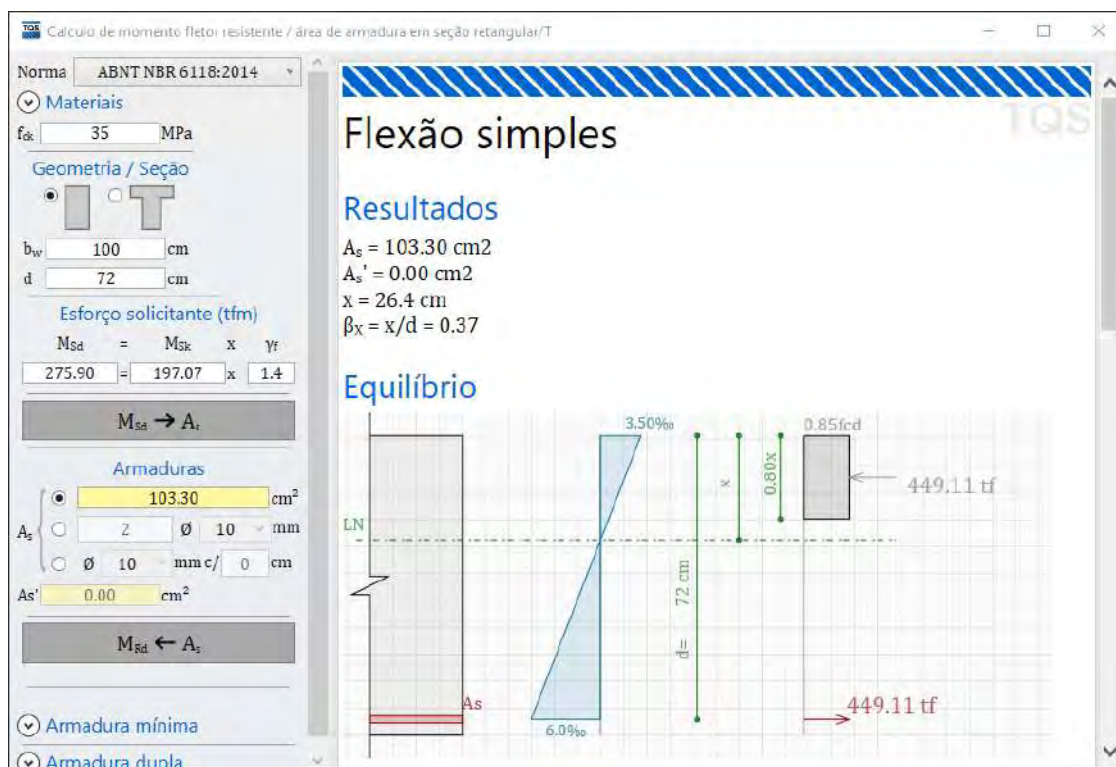
##### a) Armadura de flexão

$$M_d := 2759 \text{ kN m} \quad A_{s,nec} := 103,30 \text{ cm}^2$$

armadura adotada:  $\phi_1 := 25 \text{ mm} \quad n_1 := 20 \quad \phi_2 := 32 \text{ mm} \quad n_2 := 10$

$$A_{s,adot} := \frac{\pi}{4} \cdot \left( n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2 \right) = 178,60 \text{ cm}^2$$

relação entre armaduras:  $\frac{A_{s,adot}}{A_{s,nec}} = 1,73$





## b) Armadura de cisalhamento após o dente

$$\begin{aligned}
 V_d &:= 1074 \text{ kN} & T_d &:= 77,5 \text{ kN m} \\
 \text{nro de ramos internos de estr.:} & n_w := 4 & \text{espaçamento } s &:= 8 \text{ cm} \\
 \text{bitola adotada:} & \phi_w := 12,5 \text{ mm} & \phi_{t1} &:= 16 \text{ mm} & \phi_{t2} &:= 0 \text{ mm} \\
 \text{arm. total necessária:} & a_{sw,n} := 13,51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} & a_{st,n} &:= 2,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\
 \text{armad. nec. por ramo:} & a_{slw,n} := \frac{a_{sw,n}}{(n_w + 2)} = 2,25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} & a_{slt,n} &:= a_{st,n} + a_{slw,n} = 5,10 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\
 \text{armadura adotada:} & a_{slw,a} := \frac{\pi}{s} \cdot \frac{\phi_w^2}{4} = 15,34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} & a_{slt,a} &:= \frac{\pi}{4 \cdot s} \cdot (\phi_{t1}^2 + \phi_{t2}^2) = 25,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\
 \text{relação entre arm.:} & \frac{a_{slw,a}}{a_{slw,n}} = 6,81 & \frac{a_{slt,a}}{a_{slt,n}} &= 4,93
 \end{aligned}$$

## c) Armadura longitudinal para torção

$$T_d = 77,5 \text{ kN.m}$$

$$a_{sl,nec} = 2,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < a_{sl,adot} = \phi 12,5 \text{ c}/20 = 6,15 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$





#### d) Armadura de pele

largura da alma:  $b_w := 100 \text{ cm}$

altura da viga:  $h := 80 \text{ cm}$

armadura de pele por face:

adotada

calculada

aceitável

bitola:  $\phi := 12,5 \text{ mm}$

$$a_{S,calc} := 0,10 \% \cdot b_w = 10,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$a_{S,max} := 5,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

espaçamento:  $s := 20 \text{ cm}$

$$a_{S,adot} := \frac{\pi}{4 \cdot s} \cdot \phi^2 = 6,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

relação entre armaduras:  $\frac{a_{S,adot}}{\text{Min}(a_{S,calc}; a_{S,max})} = 1,23$

espaçamento máximo entre barras:  $s_{max} := \text{Min}\left(20 \text{ cm}; \frac{2}{3} \cdot 0,9 \cdot h\right) = 20,0 \text{ cm}$

#### 4.14.2 Dente da VP

Para efeito de dimensionamento no ELU, o dente de concreto da VP de concreto C35, com seção retangular 100 cm, altura de 55 cm e altura útil de 50 cm. O dimensionamento do tirante e demais armaduras específicas foi realizado com as planilhas seguintes.

#### a) Armadura de cisalhamento

$$V_d := 865 \text{ kN}$$

$$T_d := 195 \text{ kN m}$$

nro de ramos internos de estr.:  $n_w := 4$

espaçamento  $s := 8 \text{ cm}$

bitola adotada:  $\phi_w := 8 \text{ mm}$

$\phi_{t1} := 12,5 \text{ mm}$   $\phi_{t2} := 0 \text{ mm}$

arm. total necessária:  $a_{Sw,n} := 19,60 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_{St,n} := 7,32 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

armad. nec. por ramo:  $a_{SIw,n} := \frac{a_{Sw,n}}{(n_w + 2)} = 3,27 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_{SItn} := a_{St,n} + a_{SIw,n} = 10,59 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

armadura adotada:  $a_{SIw,a} := \frac{\pi}{s} \cdot \frac{\phi_w^2}{4} = 6,28 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_{SIta} := \frac{\pi}{4 \cdot s} \cdot (\phi_{t1}^2 + \phi_{t2}^2) = 15,34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

relação entre arm.:  $\frac{a_{SIw,a}}{a_{SIw,n}} = 1,92$

$\frac{a_{SIta}}{a_{SItn}} = 1,45$



Calculadora de armaduras em elementos sujeitos a força cortante e à torção

Norma: **ABNT NBR 6118:2014** Título da seção: \_\_\_\_\_

☐ Cortante ☐ Torção ☒ Ambos Observação: \_\_\_\_\_

**▼ Materiais**  
 $f_{ck}$  = 35 MPa

**▼ Geometria**  
 $b_w$  = 100 cm  
 $b_{w,min}$  = 100 cm  
 $h$  = 55 cm  
 $d$  = 50 cm

**▼ Modelo**  
**Força cortante (tf)**  
 $V_{sd} = V_{sk} \times \gamma_f$   
86.50 = 61.79 x 1.4  
**Torção (tfm)**  
 $T_{sd} = T_{sk} \times \gamma_f$   
19.50 = 13.93 x 1.4  
 $C1$  = 4 cm  
K136 ☐  $b_{w}/2$  ☒  $h_e$  ☐  $b_w$   
☒ Garantir capacidade de adaptação plástica  
☐ Impressão Completa

**Calcular**

**Cortante**  
 $A_{sw,nec} = 19.60 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{sw,min} = 12.84 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{sw,real} = 19.60 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $V_{Rd2} = 290.25 \text{ tf}$   
 $V_{Rd3} = 86.50 \text{ tf}$   
 $V_c = 48.15 \text{ tf}$   
 $V_{sw} = 38.35 \text{ tf}$

**Torção**  
 $A_{90,nec} = 7.32 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{90,min} = 12.84 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{90,min} = 2.28 \text{ cm}^2 / s - 1R$   
 $A_{90,real} = 7.32 \text{ cm}^2 / s - 1R$   
 $A_{sl,nec} = 7.32 \text{ cm}^2$   
 $A_{sl,min} = 2.28 \text{ cm}^2$   
 $A_{sl,real} = 7.32 \text{ cm}^2$   
 $A_{sl,fc \text{ hor}} = 6.02 \text{ cm}^2$   
 $A_{sl,fc \text{ ver}} = 2.73 \text{ cm}^2$   
 $T_{Rd2} = 58.45 \text{ tfm}$   
 $T_{Rd3} = 19.50 \text{ tfm}$   
 $T_{Rd4} = 19.50 \text{ tfm}$   
 $h_e = 17.7 \text{ cm}$   
 $b_{nuc} = 82.3 \text{ cm}$   
 $h_{nuc} = 37.3 \text{ cm}$

**Cortante + Torção**  
 $(V_{sd} / V_{Rd2}) + (T_{sd} / T_{Rd2}) = 0.63$





## b) Tirante e suspensão

### Dados Geométricos

	do dente		do apoio
largura b =	100,0	compr. apoio =	33,0 cm
altura do dente =	55,0 cm	posição a =	16,5 cm
altura total da viga =	80,0 cm	tam. do apoio =	28,0 cm
distância d' =	5,0 cm	relação a/d =	0,33 muito curto
cobrimento adotado =	3,5 cm		
d' máximo =	10,0 cm	Ok	

### Situação de execução

pré-fabricado em usina	N
carga perm. predominante	N
tirante soldado	S
concretagem posterior	N

### Ações atuantes

		coef. $\gamma_f$	coef. $\gamma_n$
Força Vertical Fv =	86,5 tf	1,0	1,2
Força Horizontal Fh =	14,3 tf	1,0	1,2
Força Horiz. Estimada Fh =	14,3 tf	(segundo NBR 9062/85 - 7.3.9)	

### Materiais

Concreto	C35
Aço	CA-50

### Verificação do aparelho de apoio de Neoprene

Compressão =	32,5 kgf/cm <sup>2</sup> < 70 kgf/cm <sup>2</sup>	Ok	46%
--------------	---	----	-----

### Verificações para consolos

tg $\theta$ =	1,6 (> 0,5 ; < 2,0)
ângulo da biela $\theta$ =	58,6 °
menor dimensão do consolo =	55 cm

### Tensão na biela comprimida

Tensão admissível =	4,4 MPa		
Tensão na biela =	1,9 MPa	Ok	43%

### Tirante

Força de cálculo no tirante =	76,5 tf	distrib. em 1/5d =	10,0 cm
Armadura calculada =	17,58 cm <sup>2</sup>		
Armadura mínima =	14,21 cm <sup>2</sup>		
Armadura máxima =	60,34 cm <sup>2</sup>	Ok	
Armadura adotada =	17,58 cm <sup>2</sup>	Arm. calculada	

Armadura adotada	bitola (mm)	ramos n	quantidade de camadas		
Armadura =	20	8	1		
Área total =	25,13 cm <sup>2</sup>			Ok	143%
espaçamento entre barras =	13,0 cm			Ok	
comprimento horizontal =	144 cm				



**Grampo horizontal (Armadura de costura)**

distrib. em 2/3d =	33,3 cm
espaç. máximo =	11,0 cm
quantidade mín. de barras =	4
Armadura total =	7,03 cm <sup>2</sup>

Armadura adotada	bitola (mm)	ramos n	quantidade de camadas	
Estribos =	10	4	3	(distribuídos em 2/3 d)
Área total =	9,42 cm <sup>2</sup>			Ok 134%
espaçamento =	11,1 cm			Ok
verif. bitola máxima =	36,7 mm			Ok
comprimento horizontal =	76 cm			

**Armadura de suspensão**

Armadura total =	23,86 cm <sup>2</sup>	por metro =	127,26 cm <sup>2</sup> /m
Estribo vertical mínimo =	19,09 cm <sup>2</sup>		
Alojam. da arm. de susp. <	18,8 cm	por metro =	101,81 cm <sup>2</sup> /m

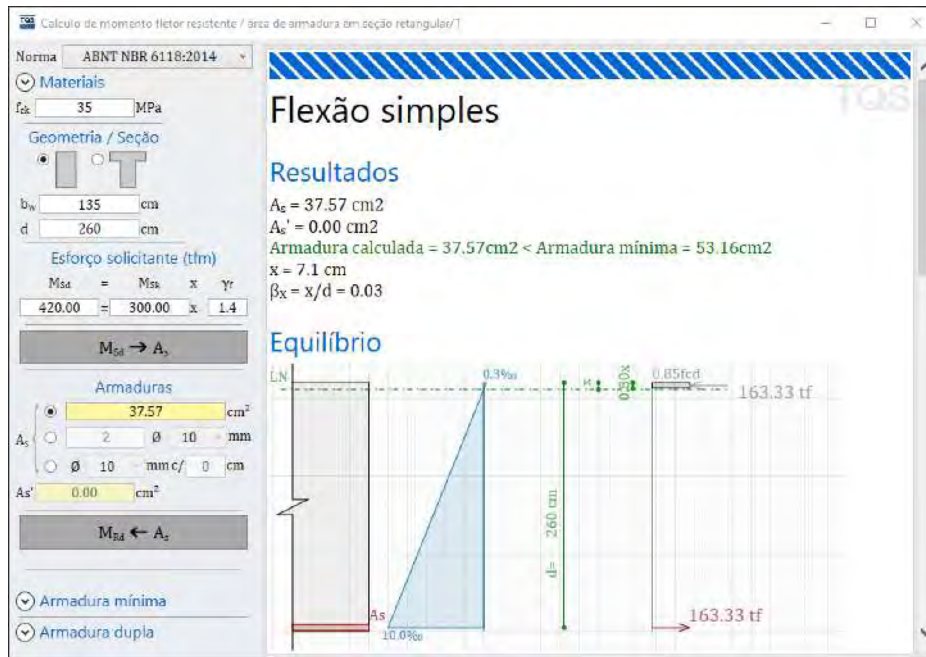
Armadura adotada	bitola (mm)	ramos n	espaçamento (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	
Estribos =	12,5		8	24,62	Ok
Arm. Longitudinal =	16	6		4,02	
Área total d		2		28,64	Ok

### 4.14.3 Vigas VL

Para efeito de dimensionamento no ELU, as vigas VL foram consideradas de concreto C35, com seção retangular de largura 135 cm, altura de 290 cm e altura útil de 160 cm.

**a) Armadura de flexão superior**

$$\begin{aligned}
 M_d &:= 4200 \text{ kN m} & A_{s,nec} &:= 53,16 \text{ cm}^2 \\
 \text{armadura adotada:} & \phi_1 := 25 \text{ mm} \quad n_1 := 12 & \phi_2 &:= 0 \text{ mm} \quad n_2 := 0 \\
 A_{s,adot} &:= \frac{\pi}{4} \cdot \left( n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2 \right) = 58,90 \text{ cm}^2 \\
 \text{relação entre armaduras:} & \frac{A_{s,adot}}{A_{s,nec}} = 1,11
 \end{aligned}$$



## b) Armadura de flexão inferior

armadura adotada:

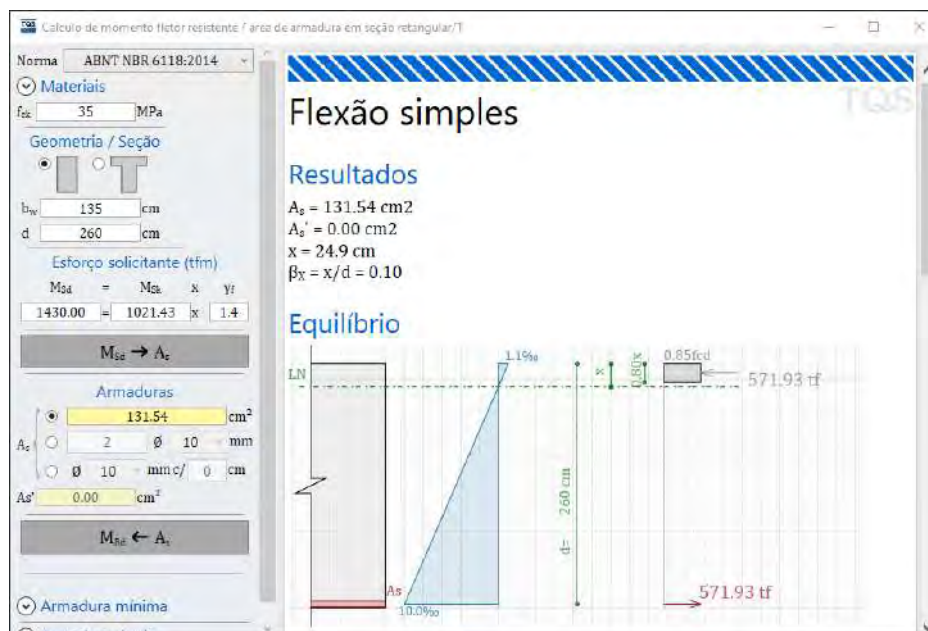
$$M_d := 14300 \text{ kN m} \quad A_{s,nec} := 131,54 \text{ cm}^2$$

$$\phi_1 := 25 \text{ mm} \quad n_1 := 28 \quad \phi_2 := 20 \text{ mm} \quad n_2 := 4$$

$$A_{s,adot} := \frac{\pi}{4} \cdot (n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2) = 150,01 \text{ cm}^2$$

relação entre armaduras:

$$\frac{A_{s,adot}}{A_{s,nec}} = 1,14$$



## c) Armadura de cisalhamento



$$V_d := 4934 \text{ kN}$$

nro de ramos internos de estr.:  $n_w := 6$

bitola adotada:  $\phi_w := 16 \text{ mm}$

arm. total necessária:  $a_{sw,n} := 13,51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

armad. nec. por ramo:  $a_{slw,n} := \frac{a_{sw,n}}{(n_w + 2)} = 1,69 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

armadura adotada:  $a_{slw,a} := \frac{\pi}{s} \cdot \frac{\phi_w^2}{4} = 25,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

relação entre arm.:  $\frac{a_{slw,a}}{a_{slw,n}} = 14,88$

$$T_d := 3468 \text{ kN m}$$

espaçamento  $s := 8 \text{ cm}$

$\phi_{t1} := 20 \text{ mm}$   $\phi_{t2} := 0 \text{ mm}$

$a_{st,n} := 2,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_{slt,n} := a_{st,n} + a_{slw,n} = 4,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_{slt,a} := \frac{\pi}{4 \cdot s} \cdot (\phi_{t1}^2 + \phi_{t2}^2) = 39,27 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$\frac{a_{slt,a}}{a_{slt,n}} = 8,65$

Calculadora de armaduras em elementos sujeitos à força cortante e à torção

Norma: ABNT NBR 6118:2014

Título da seção: Observação

☐ Cortante ☐ Torção ☒ Ambos

**Materiais**

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

**Geometria**

$b_w = 135 \text{ cm}$   
 $b_{w,min} = 135 \text{ cm}$   
 $h = 290 \text{ cm}$   
 $d = 260 \text{ cm}$

**Modelo**

☒ Força cortante (tf)

$V_{sd} = 493.40 \text{ kN}$   $V_{sk} = 352.43 \text{ kN}$   $\gamma_f = 1.4$

**Torção (tfm)**

$T_{sd} = 346.80 \text{ kNm}$   $T_{sk} = 247.71 \text{ kNm}$   $\gamma_f = 1.4$

$C_i = 2.5 \text{ cm}$

☐ K136 ☐  $b_w/2$  ☒  $h_e$  ☐  $b_w$

☒ Garantir capacidade de adaptação plástica

☐ Impressão Completa

**Calcular**

**Cortante**

$A_{sw,nec} = 17.33 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{sw,min} = 17.33 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{sw,real} = 15.27 \text{ cm}^2 / s - 2R$

$V_{Rd2} = 2037.56 \text{ tf}$   
 $V_{Rd3} = 493.40 \text{ tf}$   
 $V_c = 338.01 \text{ tf}$   
 $V_{sw} = 155.39 \text{ tf}$

**Torção**

$A_{90,nec} = 18.38 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{90,min} = 17.33 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{90,min} = 5.91 \text{ cm}^2 / s - 1R$   
 $A_{90,real} = 18.38 \text{ cm}^2 / s - 1R$

$A_{sl,nec} = 18.38 \text{ cm}^2$   
 $A_{sl,min} = 5.91 \text{ cm}^2$   
 $A_{sl,real} = 18.38 \text{ cm}^2$   
 $A_{sl,fc hor} = 16.35 \text{ cm}^2$   
 $A_{sl,fc ver} = 44.84 \text{ cm}^2$

$T_{Rd2} = 1074.26 \text{ tfm}$   
 $T_{Rd3} = 346.80 \text{ tfm}$   
 $T_{Rd4} = 346.80 \text{ tfm}$   
 $h_e = 46.1 \text{ cm}$   
 $b_{nuc} = 88.9 \text{ cm}$   
 $h_{nuc} = 243.9 \text{ cm}$

**Cortante + Torção**

$(V_{sd} / V_{Rd2}) + (T_{sd} / T_{Rd2}) = 0.56$

d) Armadura longitudinal para torção

$$T_d = 3.468 \text{ kN.m}$$

$$a_{sl,nec} = 18,38 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < a_{sl,adot} = 2 \times \phi 16 \text{ c}/20 = 20,10 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

e) Verificação de armadura de suspensão



tensão de escoamento do aço de estribos:  $f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$

altura total da viga suporte:  $h := 290 \text{ cm}$

posição do fundo da carga indireta em relação ao fundo da viga suporte:  $a := 55 \text{ cm}$

carga indireta da viga suportada:  $R_d := 1074 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

armadura de suspensão necessária:  $a_{s,susp,n} := \frac{R_d}{f_{yd}} \cdot \frac{h-a}{h} = 20,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

espaçamento adotado para estribos:  $s := 8 \text{ cm}$

	Cisalhamento	Torção	Suspensão
arm. necessária:	$a_{sw,n} := 13,51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$a_{st,n} := 2,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$a_{s,susp,n} = 20,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$
nro de ramos de estribos:	$n_w := 4$	$n_t := 1$	$n_{susp} := 2$
bitola adotada:	$\phi_w := 16 \text{ mm}$	$\phi_t := 20 \text{ mm}$	
armad. nec. por ramo:	$a_{s,nec,n} := \frac{a_{sw,n}}{\left(\frac{n_w}{n_w+2}\right)} + \frac{a_{st,n}}{n_t} + \frac{a_{s,susp,n}}{n_{susp}} = 15,11 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$		
armadura adotada:	$a_{slw} := \frac{\pi}{4 \cdot s} \cdot \left( \frac{\phi_w^2}{n_w+2} + \frac{\phi_t^2}{n_t} \right) = 43,46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$		
relação entre armaduras:	$\frac{a_{slw}}{a_{s,nec,n}} = 2,88$		

## f) Armadura de pele

largura da alma:  $b_w := 135 \text{ cm}$

altura da viga:  $h := 290 \text{ cm}$

armadura de pele por face:

adotada

calculada

aceitável

bitola:  $\phi := 16 \text{ mm}$

$a_{s,calc} := 0,10 \% \cdot b_w = 13,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_{s,max} := 5,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

espaçamento:  $s := 20 \text{ cm}$

$a_{s,adot} := \frac{\pi}{4 \cdot s} \cdot \phi^2 = 10,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

relação entre armaduras:  $\frac{a_{s,adot}}{\text{Min}(a_{s,calc}; a_{s,max})} = 2,01$

espaçamento máximo entre barras:  $s_{max} := \text{Min}\left(20 \text{ cm}; \frac{2}{3} \cdot 0,9 \cdot h\right) = 20,0 \text{ cm}$

### 4.14.4 Vigas VE

Para efeito de dimensionamento no ELU, as vigas VE foram consideradas de concreto C35, com seção retangular de largura 30 cm, altura de 120 cm e altura útil de 108 cm no plano vertical. Para ações laterais, a altura útil adotada foi de 25 cm.

#### a) Armadura de flexão no plano vertical (M2)

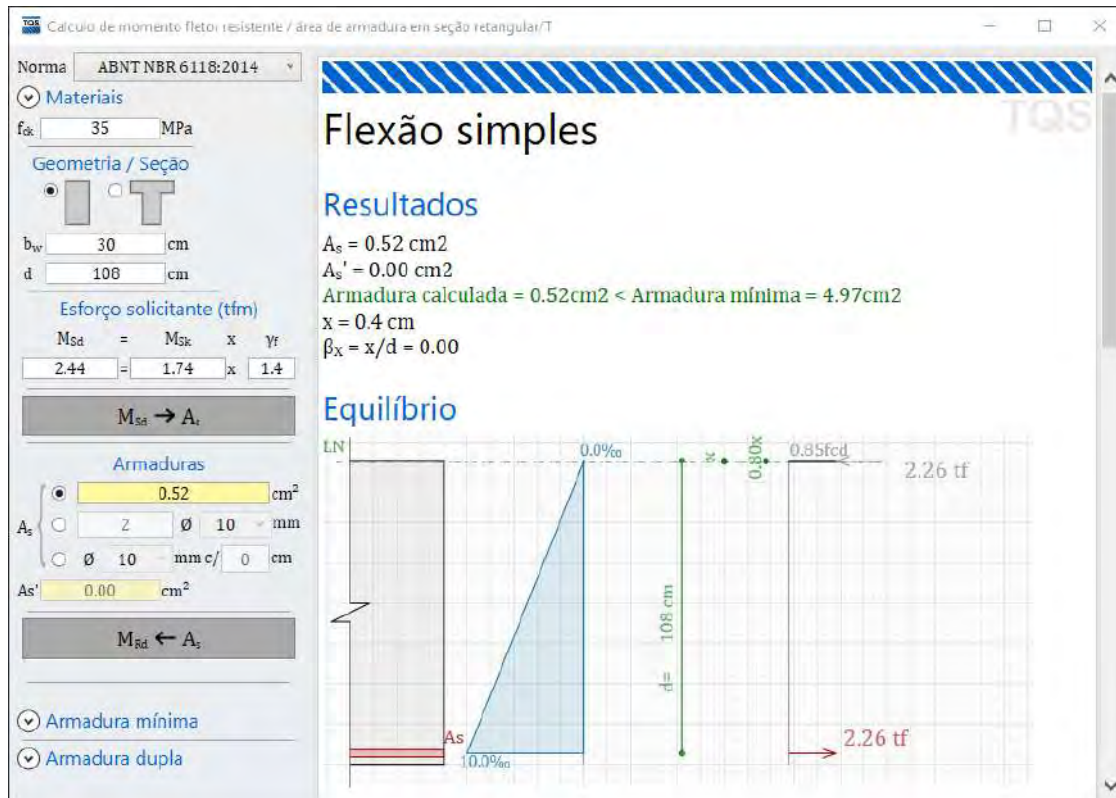


$M_d := 24,4 \text{ kN m}$   $A_{s,nec} := 4,97 \text{ cm}^2$

armadura adotada:  $\phi_1 := 16 \text{ mm}$   $n_1 := 3$   $\phi_2 := 0 \text{ mm}$   $n_2 := 0$

$$A_{s,adot} := \frac{\pi}{4} \cdot \left( n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2 \right) = 6,03 \text{ cm}^2$$

relação entre armaduras:  $\frac{A_{s,adot}}{A_{s,nec}} = 1,21$







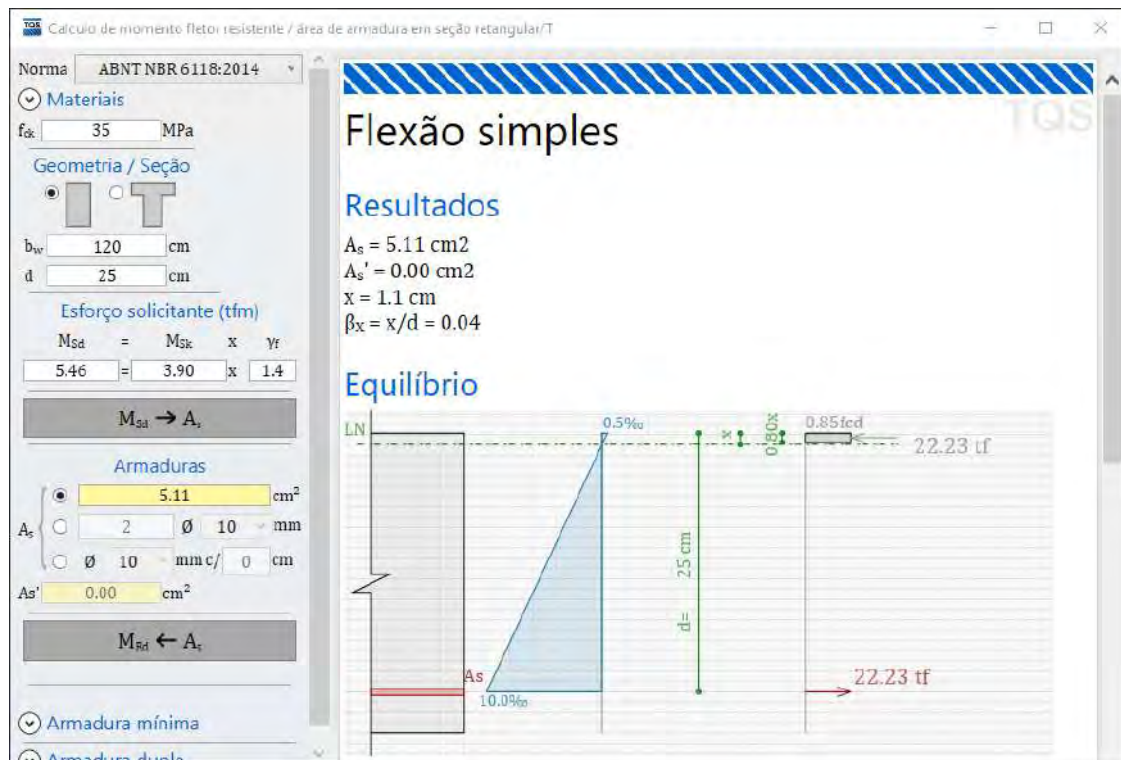
b) Armadura de flexão no plano horizontal (M3)

$$M_d := 54,6 \text{ kN m} \quad A_{s,nec} := 5,11 \text{ cm}^2$$

armadura adotada:  $\phi_1 := 10 \text{ mm} \quad n_1 := 7 \quad \phi_2 := 0 \text{ mm} \quad n_2 := 0$

$$A_{s,adot} := \frac{\pi}{4} \cdot \left( n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2 \right) = 5,50 \text{ cm}^2$$

relação entre armaduras:  $\frac{A_{s,adot}}{A_{s,nec}} = 1,08$



c) Armadura de cisalhamento no plano vertical (V3)

$$V_k := 60,3 \text{ kN} \quad T_k := 0 \text{ kN m}$$

bitola adotada:  $\phi_w := 8 \text{ mm}$  espaçamento  $s := 20 \text{ cm}$

arm. total necessária:  $a_{sw,n} := 3,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$   $a_{st,n} := 0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

armad. nec. por ramo:  $a_{slw,n} := \frac{a_{sw,n}}{2} = 1,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$   $a_{sit,n} := a_{st,n} + a_{slw,n} = 1,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

armadura adotada:  $a_{slw,a} := \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\phi_w^2}{s} = 2,51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$  relação entre arm.:  $\frac{a_{slw,a}}{a_{sit,n}} = 1,31$



Calculadora de armaduras em elementos sujeitos à força cortante e à torção

Norma: ABNT NBR 6118:2014

Título da seção:   
 Observação:

☒ Cortante ☐ Torção ☐ Ambos

**Materiais**  
 $f_{ck}$ : 35 MPa

**Geometria**  
 $b_w$ : 30 cm  
 $b_{w,min}$ : 30 cm  
 $h$ : 120 cm  
 $d$ : 108 cm

**Modelo**  
☒ Força cortante (tf)  
 $V_{sd} = V_{sk} \times \gamma_f$   
 3.28 = 2.34 x 1.4  
☒ Impressão Completa

**Calcular**

**Resultados**  
**Cortante**  
 $A_{sw,nec} = 3.85 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{sw,min} = 3.85 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{sw,real} = 0.00 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $V_{Rd2} = 188.08 \text{ tf}$   
 $V_{Rd3} = 3.28 \text{ tf}$   
 $V_c = 31.20 \text{ tf}$   
 $V_{sw} = -27.92 \text{ tf}$

d) Armadura de cisalhamento no plano horizontal (V2)

bitola adotada:  $\phi_w := 8 \text{ mm}$

arm. total necessária:  $a_{sw,n} := 3,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

armad. nec. por ramo:  $a_{slw,n} := \frac{a_{sw,n}}{2} = 1,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

armadura adotada:  $a_{slw,a} := \frac{\pi}{s} \cdot \frac{\phi_w^2}{4} = 2,51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$T_k := 0 \text{ kN m}$

espaçamento  $s := 20 \text{ cm}$

$a_{st,n} := 0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_{slt,n} := a_{st,n} + a_{slw,n} = 1,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

relação entre arm.:  $\frac{a_{slw,a}}{a_{slt,n}} = 1,31$

Calculadora de armaduras em elementos sujeitos à força cortante e à torção

Norma: ABNT NBR 6118:2014

Título da seção:   
 Observação:

☒ Cortante ☐ Torção ☐ Ambos

**Materiais**  
 $f_{ck}$ : 35 MPa

**Geometria**  
 $b_w$ : 30 cm  
 $b_{w,min}$ : 30 cm  
 $h$ : 120 cm  
 $d$ : 108 cm

**Modelo**  
☒ Força cortante (tf)  
 $V_{sd} = V_{sk} \times \gamma_f$   
 6.30 = 4.50 x 1.4  
☒ Impressão Completa

**Calcular**

**Resultados**  
**Cortante**  
 $A_{sw,nec} = 3.85 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{sw,min} = 3.85 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $A_{sw,real} = 0.00 \text{ cm}^2 / s - 2R$   
 $V_{Rd2} = 188.08 \text{ tf}$   
 $V_{Rd3} = 6.30 \text{ tf}$   
 $V_c = 31.20 \text{ tf}$   
 $V_{sw} = -24.90 \text{ tf}$





### e) Armadura de pele

largura da alma:  $b_w := 30 \text{ cm}$

altura da viga:  $h := 120 \text{ cm}$

armadura de pele por face:

adotada

calculada

aceitável

bitola:  $\phi := 10 \text{ mm}$

$$a_{S,calc} := 0,10 \% \cdot b_w = 3,00 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

$$a_{S,max} := 5,00 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

espaçamento:  $s := 15 \text{ cm}$

$$a_{S,adot} := \frac{\pi}{4 \cdot s} \cdot \phi^2 = 5,24 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

relação entre armaduras:

$$\frac{a_{S,adot}}{\text{Min}(a_{S,calc}; a_{S,max})} = 1,75$$

espaçamento máximo entre barras:  $s_{max} := \text{Min}\left(20 \text{ cm}; \frac{2}{3} \cdot 0,9 \cdot h\right) = 20,0 \text{ cm}$

### 4.14.5 Abas

Para efeito de dimensionamento no ELU, as abas foram consideradas de concreto C35, com espessura de 28 cm e altura útil de 24 cm.

#### Armadura de flexão

$$m_d := 16,7 \frac{\text{kN m}}{\text{m}}$$

$$a_{S,nec} := 3,38 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

armadura adotada:

$$\phi_1 := 10 \text{ mm}$$

espaçamento  $s := 15 \text{ cm}$

$$\phi_2 := 0 \text{ mm}$$

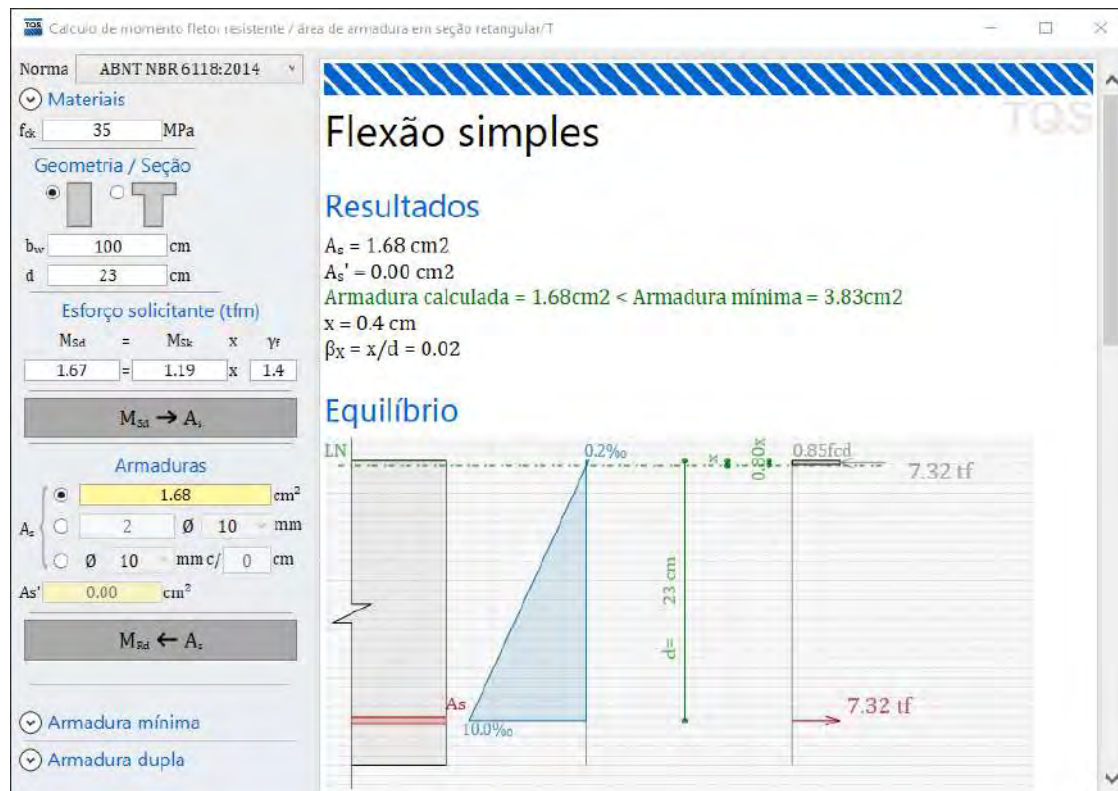
tela CA-60 adotada:

$$a_{st} := 0 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

$$a_{S,adot} := \frac{\pi}{s} \cdot \frac{\phi_1^2 + \phi_2^2}{4} + a_{st} \cdot \frac{60}{50} = 5,24 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

relação entre armaduras:

$$\frac{a_{S,adot}}{a_{S,nec}} = 1,55$$



#### 4.15 Verificações no ELS

As verificações dos Estados Limites de Serviço foram realizadas com a comparação dos esforços de cálculo obtidos para as combinações da carga móvel máxima  $M_{q+}$  e mínima  $M_{q-}$  com a carga permanente  $M_g$ .

Os fatores de redução no ELS para ações variáveis foram adotados segundo ABNT NBR 8681 para obras de pontes ferroviárias não especializadas como sendo:

$$\psi_1 = 0,7 \quad \text{e} \quad \psi_2 = 0,5$$

A fadiga foi verificada no Estado Limite Último de Resistência à Fadiga segundo o item 5.14.5 da NBR 6118 e de tal modo que a diferença entre as tensões na armadura satisfaça a relação:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,\max} - \sigma_{s,\min} \leq \Delta f_{sd}$$

onde as tensões máximas são obtidas com as ações  $M_{q+}$ , as tensões mínimas são obtidas com as ações  $M_{q-}$ , as tensões são calculadas no Estádio II para a flexão e  $\Delta f_{sd} \leq 175$  MPa na flexão.

Para a verificação do cisalhamento na flexão em conjunto com a torção, a tensão elástica nos estribos foi determinada com a relação:

$$\sigma_s = \frac{V_d}{0,9 d \cdot a_{sV}} + \frac{T_d}{2 \cdot A_e \cdot a_{sT}}$$

onde  $A_e$  é a área delimitada pela linha esqueleto na seção sob torção,  $a_{sV}$  e  $a_{sT}$  são as armaduras transversais utilizadas para resistirem à força cortante e ao momento torsor e  $\Delta f_{sd} \leq 85$  MPa no cisalhamento.

O Estado Limite de Abertura de Fissuras ELS-W foi determinado segundo o item 13.4.2 da NBR 6118 para a Combinação Frequente e de tal modo que seja satisfeita a condição de máxima abertura de fissura  $w_k = 0,20$ mm, correspondente à situação de Classe de Agressividade ambiental CAA-III para concreto armado.

Para efeito da determinação da diferença de tensões  $\sigma_s$ , devem ser observadas as solicitações extremas em cada seção. Como:

$$S_{\max} = S_g + \psi_1 S_{q+} \quad \text{e} \quad S_{\min} = S_g + \psi_1 S_{q-}$$

Resulta, finalmente:

$$\Delta S_{\max} = S_{\max} - S_{\min} = \psi_1 (S_{q+} - S_{q-})$$

Nestas verificações, foram consideradas como efetivamente participante nas seções transversais, as barras longitudinais adotadas no detalhamento da viga, descontando o comprimento de ancoragem da barra de  $34\phi$  e o comprimento de decalagem  $a_L$  da envoltória do diagrama de momentos fletores. O desconto no comprimento de cada barra corresponde ao indicado abaixo para cada face da viga:

$$\text{barras superiores} \rightarrow \Delta_{\text{sup}} = \frac{33\phi}{0,7} + a_L$$

$$\text{barras inferiores} \rightarrow \Delta_{\text{inf}} = 33\phi + a_L$$

Apresentam-se a seguir os dados de verificação dos Estados Limites de Serviço para a flexão e os efeitos combinados de cisalhamento devido à força cortante e à torção nas seções críticas das vigas aqui analisadas.

#### 4.15.1 Vigas VP – Fadiga e fissuração de flexão – Seção de meio de vão

Relatório gerado em 28/08/2024 11:27:39

\*\*\* Estado Limite Último de Fadiga (NBR-8681 - item 5.1.4.5)  
 tração na face inferior da peça

Combinação de fadiga  $M_{\max} = 1.922$  kN.m

Combinação de fadiga  $M_{\min} = 437$  kN.m

Variação máxima  $\Delta M_d = 1.485$  kN.m - combinações 4 a 6

Verificações para a fibra superior de concreto

variação de tensão = -15,9 MPa - deformação = -0,565 ‰



Verificações para a camada de armadura mais tracionada  
variação de tensão = 162,9 MPa - deformação = 0,776 %  
variação máxima permitida = 175 MPa Limite atendido

\*\*\* Estado Limite Último de Abertura de Fissuras  
ELS-W (NBR-8681 - item 5.1.4.5)

Barra de alta aderência de maior bitola na camada  
Espaçamento uniforme de armadura na 1a. camada  
Ambiente agressivo  
Armadura com pouca sensibilidade à corrosão

Abertura máxima permitida  $w = 0,20$  mm

Taxa de armadura em Acri = 1,4 %

ELS-W Mmax = 1.031 kN.m - combinação 9

Verificações para a camada de armadura mais tracionada  
tensão = 113,1 MPa - deformação = 0,539 %

Estimativas para a abertura de fissura  
fissuração assistemática  $w_1 = 0,06$  mm  
fissuração sistemática  $w_2 = 0,20$  mm

abertura estimada  $w = 0,06$  mm Limite atendido

#### 4.15.2 Vigas VP – Fadiga e fissuração de estribos – Seção de apoio

Relatório gerado em 28/08/2024 11:27:39

\*\*\* Estado Limite Último de Fadiga (NBR-8681 - item 5.1.4.5)

Largura da alma $b_w$	=	100 cm
Altura total da peça $h$	=	80 cm
Altura útil da peça $d$	=	69,1 cm

Concreto de menor resistência $f_{ck}$	=	35,0 MPa
Tensão resistente $\tau_c$	=	0,963 MPa
Mecanismos complementares $V_c$	=	666 kN

Espessura resistente à torção $h_e$	=	22,22 cm
Largura do Núcleo resistente à torção	=	77,78 cm
Altura do Núcleo resistente à torção	=	57,78 cm
Área do Núcleo resistente à torção $A_e$	=	0,449 m <sup>2</sup>

Relação adotada para  $V_{int}/V_{tot} = 0,7$

Variação máxima permitida para tensões = 85 MPa  
(ver Tab. 23.2 - NBR 6118)

Combinação permanente $V_g$	=	0,0 kN - combinação 1
Combinação de máximo $V_{q+}$	=	471,3 kN - combinação 5
Combinação de mínimo $V_{q-}$	=	0,0 kN - combinação 6

Combinação permanente $T_g$	=	1,9 kN.m - combinação 1
Combinação de máximo $T_{q+}$	=	54,2 kN.m - combinação 5
Combinação de mínimo $T_{q-}$	=	1,9 kN.m - combinação 6

\*\*\* Combinação de fadiga  $\Delta V_{sw} = 471,3$  kN - combinações 1, 5 e 6

\*\*\* Combinação de fadiga  $\Delta T_d = 52,3$  kN.m - combinações 1, 5 e 6



Verificações da variação de tensões nos estribos (MPa)

estribo	interno	externo	
-----			
p/ $\Delta V_{sw}$	80,3	52,8	
p/ $\Delta T_d$		23,2	
-----			
totais	80,3	75,9	limite atendido

#### 4.15.3 Vigas VP – Flecha

Relatório gerado em 28/08/2024 11:39:03

\*\*\* Flecha elástica com carregamento uniforme equivalente

Viga bi-apoiada e Combinação Quase Permanente - CQP

Vão teórico L = 9,60 m  
Mód. Elasticidade Ecs = 28,2 GPa  
Mom. de fissuração Mr = 410,9 kN.m  
Momento para CQP Md = 1.102,2 kN.m - combinação 9

Inércia da seção bruta Ic = 4.266.667 cm<sup>4</sup>  
Inércia da seção fissurada I2 = 3.004.350 cm<sup>4</sup> (70 % Ic)  
Inércia equivalente Ieq = 3.069.748 cm<sup>4</sup> (72 % Ic)  
Rigidez equivalente EIeq = 864.458 kN.m

Taxa de armadura de compressão = 0,15 %  
Concreto moldado no local / Cura normal  
Coeficiente de maturidade = 1,46  
Coeficiente de fluência = 1,36

\*\*\* Estimativa de flecha

flecha imediata ai = 12,2 mm  
flecha diferida = 16,6 mm  
flecha final af = 28,9 mm

\*\*\* Limites normativos

flecha máxima L/250 = 38 mm  
contra flecha máx L/350 = 27 mm  
flecha final com limite atendido



#### 4.15.4 Vigas VL – Fadiga e fissuração de flexão – Seção de meio de vão

Relatório gerado em 30/08/2024 19:41:03

\*\*\* Estado Limite Último de Fadiga (NBR-8681 - item 5.1.4.5)  
tração na face inferior da peça

Combinação de fadiga  $M_{max} = 11.873 \text{ kN.m}$   
Combinação de fadiga  $M_{min} = 6.565 \text{ kN.m}$   
Variação máxima  $\Delta M_d = 5.308 \text{ kN.m}$  - combinações 4 a 6

Verificações para a fibra superior de concreto  
variação de tensão =  $-5,0 \text{ MPa}$  - deformação =  $-0,177 \%$

Verificações para a camada de armadura mais tracionada  
variação de tensão =  $138,2 \text{ MPa}$  - deformação =  $0,658 \%$   
variação máxima permitida =  $175 \text{ MPa}$  Limite atendido

\*\*\* Estado Limite Último de Abertura de Fissuras  
ELS-W (NBR-8681 - item 5.1.4.5)

Barra de alta aderência de maior bitola na camada  
Espaçamento uniforme de armadura na 1a. camada  
Ambiente agressivo  
Armadura com pouca sensibilidade à corrosão

Abertura máxima permitida  $w = 0,20 \text{ mm}$

Taxa de armadura em Acri =  $1,5 \%$

ELS-W  $M_{max} = 7.391 \text{ kN.m}$  - combinação 9

Verificações para a camada de armadura mais tracionada  
tensão =  $192,5 \text{ MPa}$  - deformação =  $0,917 \%$

Estimativas para a abertura de fissura  
fissuração assistemática  $w_1 = 0,18 \text{ mm}$   
fissuração sistemática  $w_2 = 0,31 \text{ mm}$

abertura estimada  $w = 0,18 \text{ mm}$  Limite atendido

#### 4.15.5 Vigas VL – Fadiga e fissuração de estribos – Seção de apoio

Relatório gerado em 30/08/2024 19:41:03

\*\*\* Estado Limite Último de Fadiga (NBR-8681 - item 5.1.4.5)

Largura da alma $b_w$	=	135 cm
Altura total da peça $h$	=	290 cm
Altura útil da peça $d$	=	280,8 cm

Concreto de menor resistência $f_{ck}$	=	35,0 MPa
Tensão resistente $\tau_c$	=	0,963 MPa
Mecanismos complementares $V_c$	=	3.651 kN

Espessura resistente à torção $h_e$	=	46,06 cm
Largura do Núcleo resistente à torção	=	88,94 cm
Altura do Núcleo resistente à torção	=	243,94 cm
Área do Núcleo resistente à torção $A_e$	=	2,170 m <sup>2</sup>

Relação adotada para  $V_{int}/V_{tot} = 1,0$





Variação máxima permitida para tensões = 85 MPa  
(ver Tab. 23.2 - NBR 6118)

Combinação permanente  $V_g = 489,7$  kN - combinação 1  
Combinação de máximo  $V_{q+} = 2.055,7$  kN - combinação 5  
Combinação de mínimo  $V_{q-} = 489,7$  kN - combinação 6

Combinação permanente  $T_g = 1.158,3$  kN.m - combinação 1  
Combinação de máximo  $T_{q+} = 2.445,1$  kN.m - combinação 5  
Combinação de mínimo  $T_{q-} = 1.158,3$  kN.m - combinação 6

\*\*\* Combinação de fadiga  $\Delta V_{sw} = 1.566,1$  kN - combinações 1, 5 e 6  
\*\*\* Combinação de fadiga  $\Delta T_d = 1.286,8$  kN.m - combinações 1, 5 e 6

Verificações da variação de tensões nos estribos (MPa)  
estribo interno externo

p/ $\Delta V_{sw}$	40,3	1,6	
p/ $\Delta T_d$		75,5	
-----			
totais	40,3	77,1	limite atendido

#### 4.15.6 Vigas VL – Flecha

Relatório gerado em 30/08/2024 20:01:49

\*\*\* Flecha elástica com carregamento uniforme equivalente

Viga bi-apoiada e Combinação Quase Permanente - CQP

Vão teórico  $L = 18,20$  m  
Mód. Elasticidade  $E_{cs} = 28,2$  GPa  
Mom. de fissuração  $M_r = 7.288,9$  kN.m  
Momento para CQP  $M_d = 7.390,5$  kN.m - combinação 9

Inércia da seção bruta  $I_c = 274.376.250$  cm<sup>4</sup>  
Inércia da seção fissurada  $I_2 = 64.303.139$  cm<sup>4</sup> (23 %  $I_c$ )  
Inércia equivalente  $I_{eq} = 265.825.725$  cm<sup>4</sup> (97 %  $I_c$ )  
Rigidez equivalente  $E I_{eq} = 74.857.959$  kN.m

Taxa de armadura de compressão = 0,00 %  
Concreto moldado no local / Cura normal  
Coeficiente de maturidade = 1,46  
Coeficiente de fluência = 1,46

\*\*\* Estimativa de flecha

flecha imediata  $a_i = 3,4$  mm  
flecha diferida = 5,0 mm  
flecha final  $a_f = 8,4$  mm

\*\*\* Limites normativos

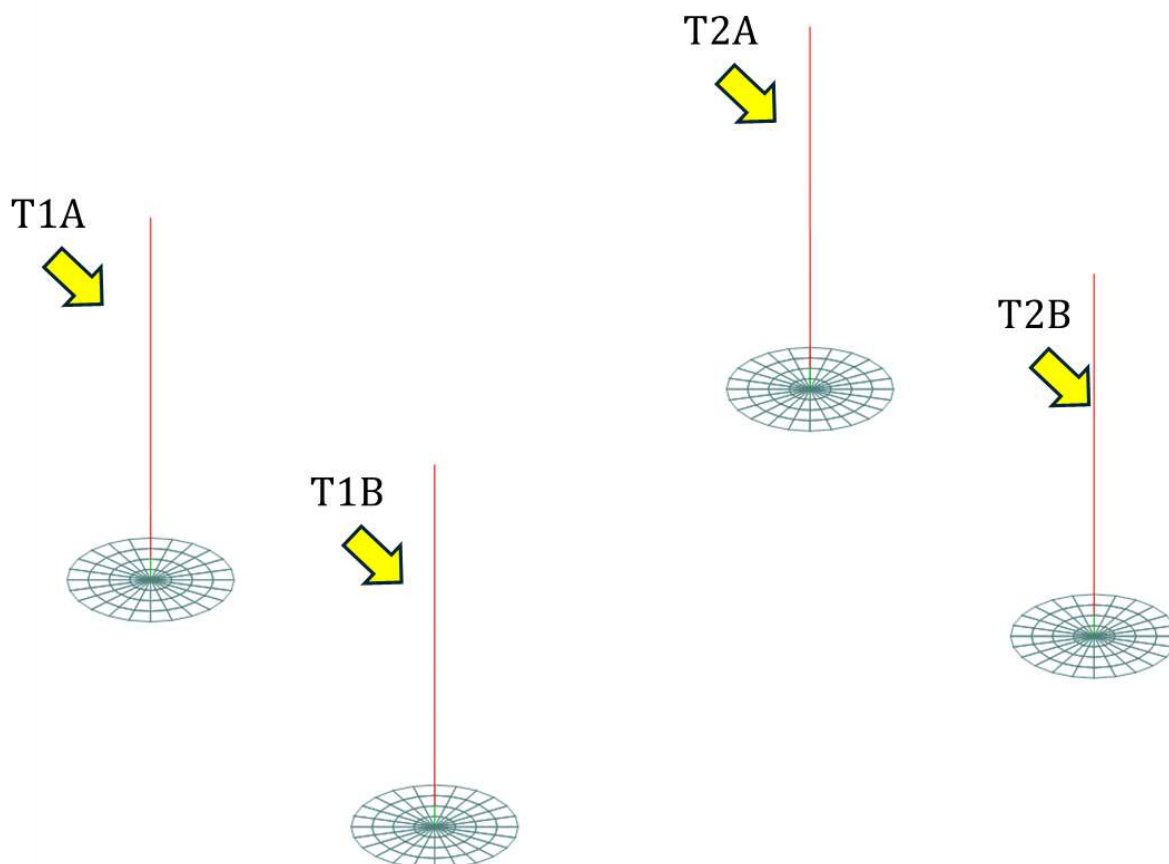
flecha máxima  $L/250 = 73$  mm  
contra flecha máx  $L/350 = 52$  mm  
flecha final com limite atendido

## 5 INFRAESTRUTURA

### 5.1 Solicitações de fuste

Para efeito de análise, foram utilizados eixos globais coincidentes com as direções longitudinal e transversal da obra para obtenção com o programa Strap dos esforços críticos para combinações consideradas no ELU. A Figura seguinte mostra um esquema unifilar com a identificação de tubulões utilizada na OAE.

*Identificação de tubulões.*



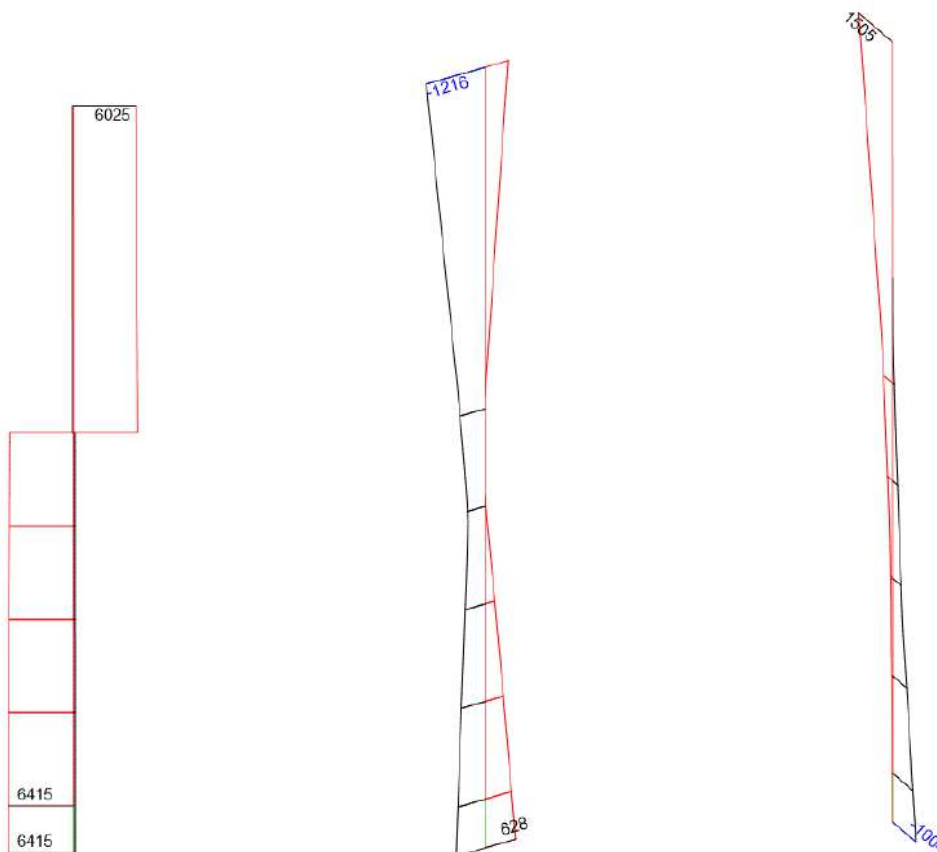
As Tabelas seguintes apresentam os esforços críticos de cálculo concomitantes ao longo dos fustes em cada tubulão obtidos com o programa Strap no trecho abaixo da VL e até a cota de apoio de base alargada. Na sequência, são representadas Figuras com as envoltórias de solicitações não concomitantes de cálculo para Força Normal (A), Forças Cortantes V2 (Hy) e V3 (Hx) e Momentos Fletores My (M2) e Mx (M3). As solicitações mostradas nestas Figuras são superiores a 50% do valor máximo.

*Envoltória de solicitações concomitantes de cálculo no ELU – fuste T1A.*



RESULTADOS (Unids: kN, kN*metro)						
	<i>Axial</i>	<i>V2</i>	<i>V3</i>	<i>MT</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>
A Máx	6414.962	-79.545	27.294	0.860	243.376	-275.946
Comb.	37					
A Min	1969.724	-272.468	-145.091	-5.760	-974.143	226.886
Comb.	54					
M2 Máx	3409.069	-55.047	-168.443	-2.068	627.834	-223.080
Comb.	96					
M2 Min	2752.537	-297.652	-199.179	-6.004	-1.216.331	343.199
Comb.	44					
M3 Máx	6013.076	-98.406	99.443	1.567	82.014	1.504.929
Comb.	36					
M3 Min	3166.666	-256.551	-178.867	-6.066	-417.809	-1.003.790
Comb.	42					

*Envoltórias no ELU – fuste T1A.*



a) Força Normal A (kN)      b) Momentos My (M2) (kN.m)      c) Momentos Mx (M3) (kN.m)

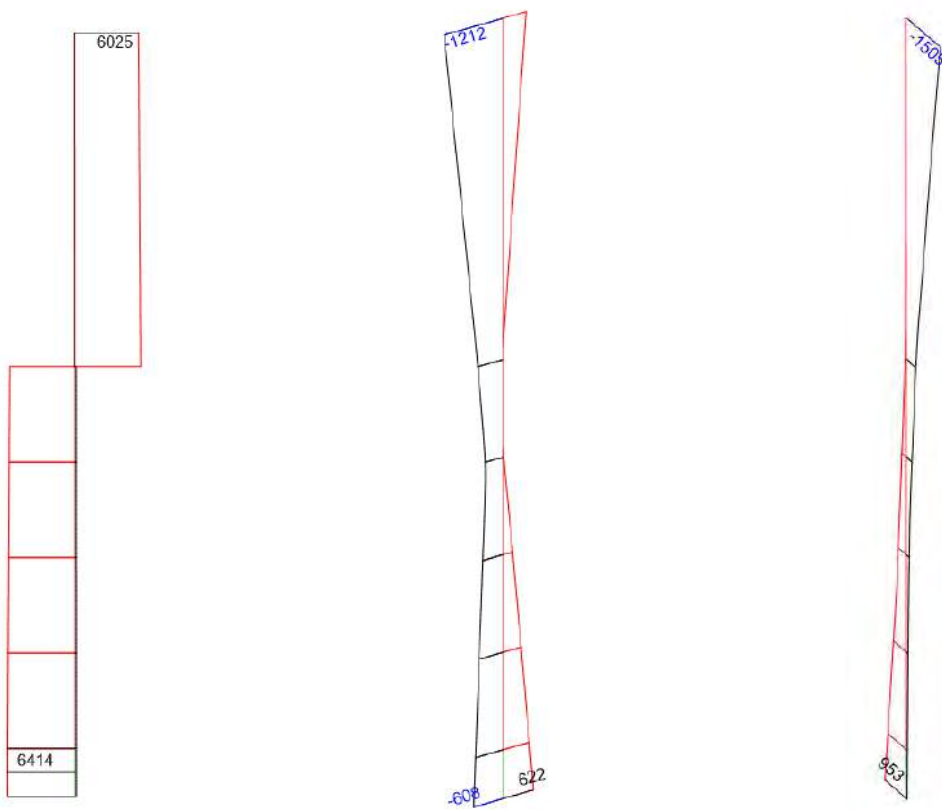
*Envoltória de solicitações concomitantes de cálculo no ELU – fuste T1B.*

RESULTADOS (Unids: kN, kN*metro)						
	<i>Axial</i>	<i>V2</i>	<i>V3</i>	<i>MT</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>



A Máx	6414.324 39	256.886	27.635	5.500	329.232	952.704
Comb.						
A Mín	1969.290 52	36.128	-144.043	-0.959	-970.508	-1.274.638
Comb.						
M2 Máx	3408.533 96	55.715	-167.374	1.810	622.414	208.551
Comb.						
M2 Mín	2751.899 42	61.307	-198.072	-0.723	-1.212.487	-1.390.985
Comb.						
M3 Máx	6414.324 39	256.886	27.635	5.500	329.232	952.704
Comb.						
M3 Mín	2763.992 41	98.604	-182.408	-1.224	-1.163.673	-1.505.058
Comb.						

*Envoltórias no ELU – fuste T1B.*



a) Força Normal A (kN)

b) Momentos My (M2) (kN.m)

c) Momentos Mx (M3) (kN.m)

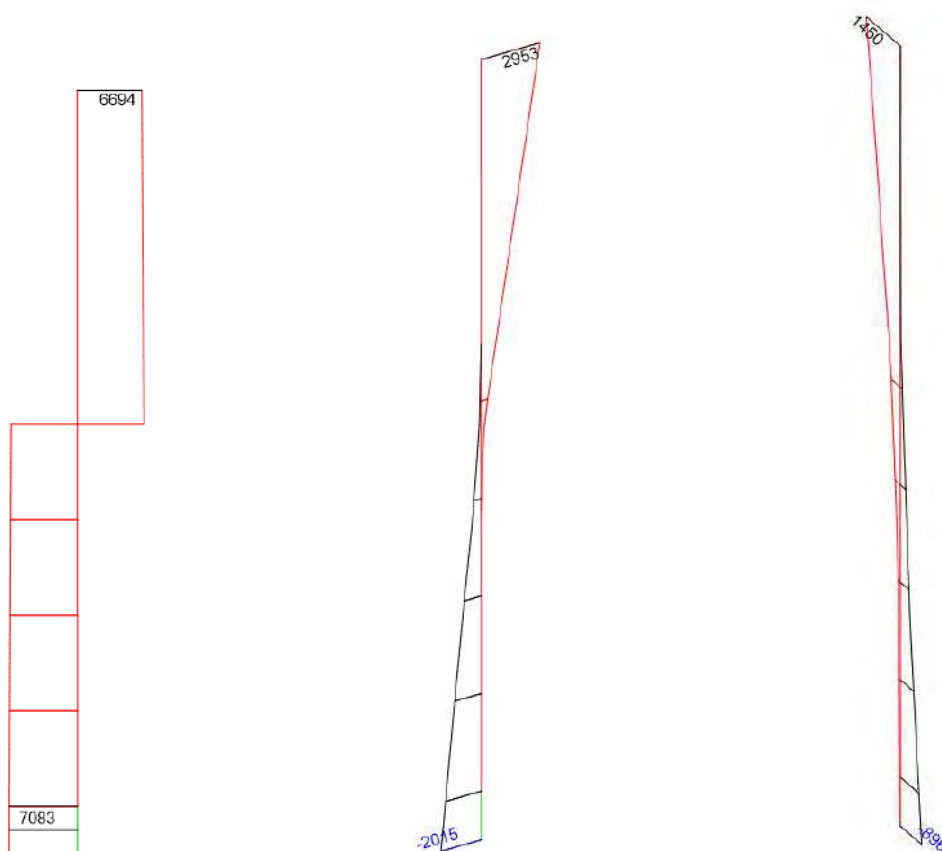
*Envoltória de solicitações concomitantes de cálculo no ELU – fuste T2A.*

RESULTADOS (Unids: kN, kN*metro)						
	Axial	V2	V3	MT	M2	M3
A Máx	7083.395 37	-65.952	457.159	6.164	-1.320.850	-302.606
Comb.						



A Min Comb.	2199.268 87	-34.786	155.660	0.476	691.952	278.762
M2 Máx Comb.	6668.777 39	-55.774	748.872	5.910	2.953.371	1.327.054
M2 Mín Comb.	3462.774 44	-210.804	268.525	-1.104	-2.014.730	-689.930
M3 Máx Comb.	6683.513 36	-92.779	733.547	5.432	2.906.435	1.449.659
M3 Mín Comb.	3487.735 42	-230.468	267.524	-0.851	-2.011.803	-895.775

*Envoltórias no ELU – fuste T2A.*



a) Força Normal A (kN)      b) Momentos My (M2) (kN.m)      c) Momentos Mx (M3) (kN.m)

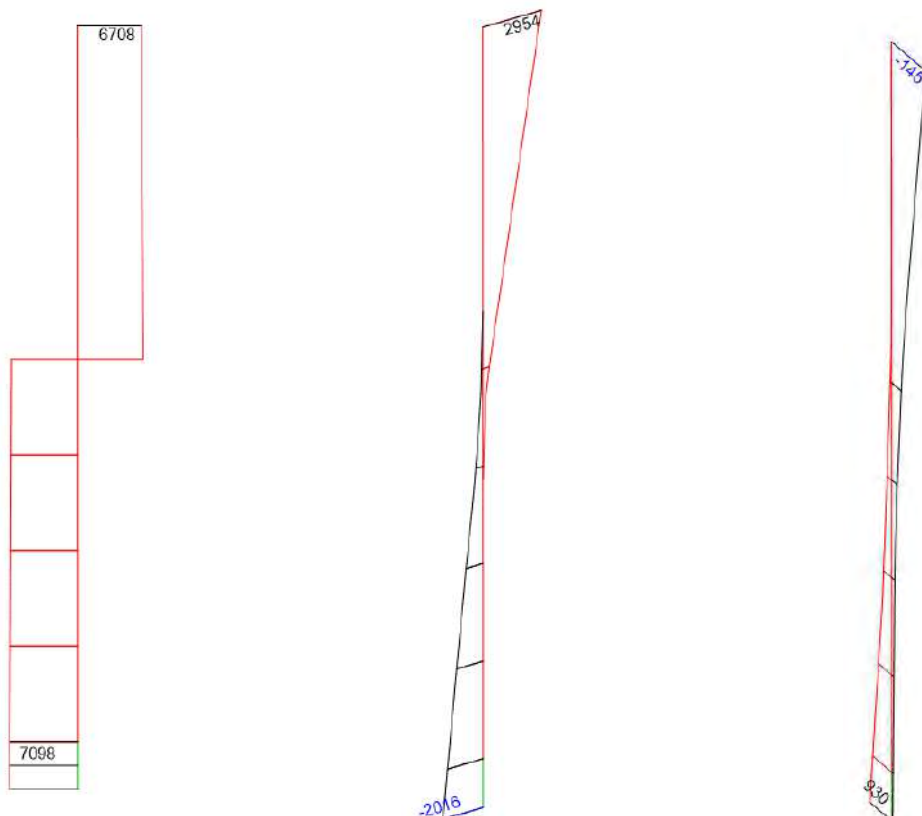
*Envoltória de solicitações concomitantes de cálculo no ELU – fuste T2B.*

RESULTADOS (Unids: kN, kN*metro)						
	Axial	V2	V3	MT	M2	M3
A Máx Comb.	7097.830 39	232.318	457.258	0.293	-1.322.324	929.597
A Mín Comb.	2206.719 86	34.920	155.517	-0.487	691.162	-280.241
M2 Máx Comb.	6683.213 39	290.943	749.238	0.558	2.953.821	-323.565



Comb.					37	
M2 Min	3477.207	48.269	268.626	-5.668	-2.016.215	82.533
Comb.					42	
M3 Máx	7097.830	232.318	457.258	0.293	-1.322.324	929.597
Comb.						39
M3 Min	3097.914	92.574	453.700	-5.058	1.651.177	-1.450.649
Comb.						41

*Envoltórias no ELU – fuste T2B.*



a) Força Normal A (kN)

b) Momentos My (M2) (kN.m)

c) Momentos Mx (M3) (kN.m)

## 5.2 Verificação de fuste no ELU

Para efeito de análise, os fustes de tubulão foram considerados com a situação crítica de único lance de pilar de comprimento equivalente de 9 m com vinculação livre no topo e engastada na base para o comprimento entre o fundo da VL e a base alargada.

As Tabelas seguintes apresentam os valores concomitantes de solicitações críticas de Força Normal, Força Cortante e de Momentos Fletores segundo o agrupamento considerado para efeito de verificação do fuste de pilares.





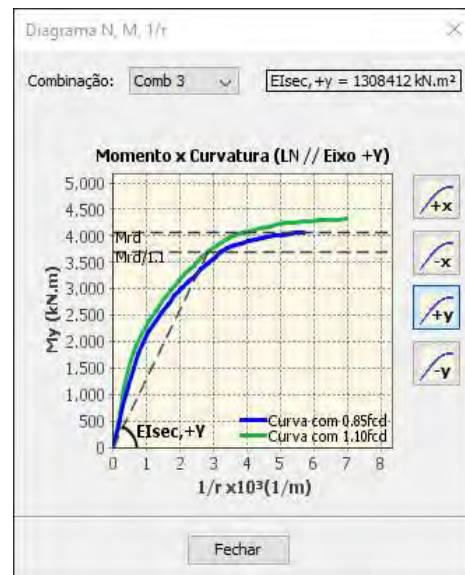
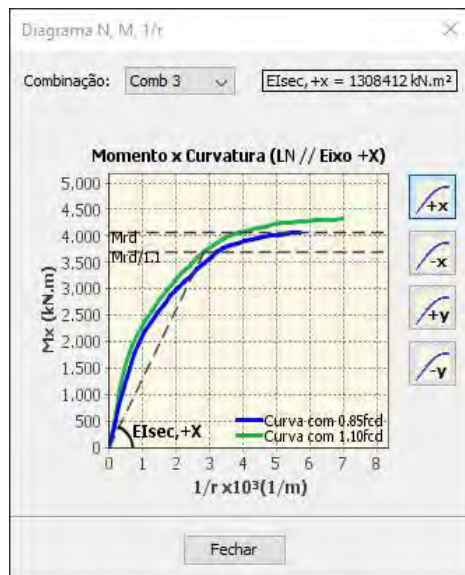
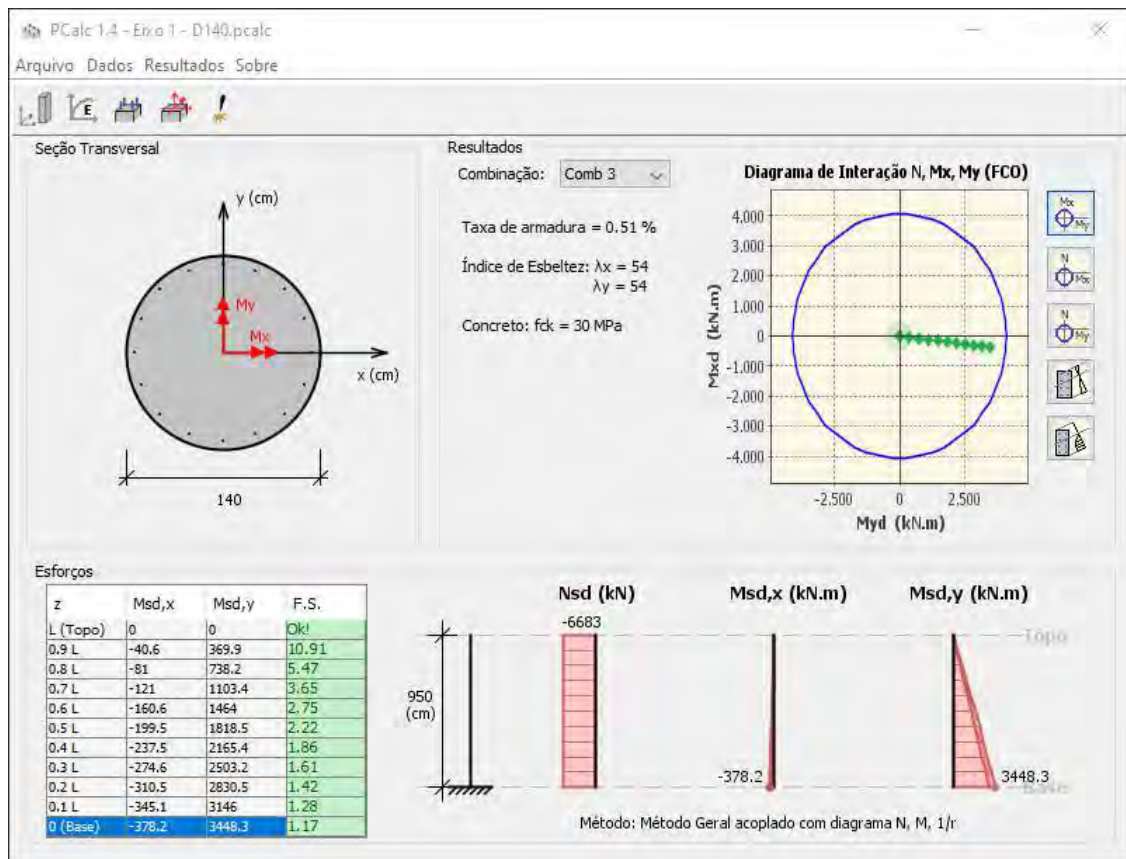
A verificação na flexão composta oblíqua no Estado Limite Último foi efetuada através do programa PCalc versão 1.4 desenvolvido por Cardoso Junior, o qual determina o momento mínimo e os efeitos locais de segunda ordem. Com as combinações concomitantes anteriores, o relatório alfanumérico é apresentado para cada agrupamento de pilar de concreto C50, seção transversal adotada e respectiva armadura.

*Resumo de solicitações concomitantes de cálculo no fuste de tubulões.*

Situação	Nd (kN)	Vyd (kN)	Vxd (kN)	Myd (kN.m)	Mxd (kN.m)
Nmax	7.098	232	457	1.322	930
Nmin	1.969	36	144	971	1.275
My,max	6.683	291	749	2.954	324
Mx,max	6.013	98	99	82	1.505



Seção circular  $D=140$  cm – Armadura adotada de 16  $\phi$  25



### 5.3 Solicitações na base de tubulão

A Tabela seguinte apresenta os valores concomitantes de solicitações críticas características obtidas com o programa Strap. São apresentados os resultados de Força Normal (Nk), Força Horizontal (Hyk e Hxk) e Momentos Fletores (Mxk e Myk) agrupando todas as bases de tubulão para efeito de padronização de detalhamento.

Como as solicitações indicadas na seção anterior foram obtidas com valores no ELU, a Tabela apresentada divide os resultados pelo coeficiente médio de ponderação de 1,4.

*Solicitações características na base de tubulão.*

Situação	Nk (kN)	Hyk (kN)	Hxk (kN)	Mxk (kN.m)	Myk (kN.m)
Nmax	5.070	166	327	945	664
Nmin	1.407	26	103	693	910
My,max	921	25	165	508	162
Mx,max	4.295	70	71	59	1.075

### 5.4 Tensão aplicada na base de tubulões

Situação	Nk (kN)	Hyk	Hxk	Mxk	Myk	Ø base	A base	W	σ máx
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	kN/m <sup>2</sup>
Nmax	5070	166	327	945	664	3,20	8,04	3,22	1.130,56
Nmin	1407	26	103	693	910	3,20	8,04	3,22	673,24
My,max	921	25	165	508	162	3,20	8,04	3,22	322,79
Mx,max	4295	70	71	59	1075	3,20	8,04	3,22	886,54

Tensão máxima encontrada de 1130,6 kN/m<sup>2</sup> ou 113,06 tf/m<sup>2</sup>

## 5.5 Tensão admissível na cota de apoio

A tensão admissível do solo será obtida de acordo com a formulação teórica de Terzaghi (1943) ajustada pela proposição de Vesic (1975) que sugere que sejam utilizados o fator de capacidade de carga de Caquot-Kérisel (1953) e os fatores de forma de De Beer (1967).

Dados do solo na cota de apoio:

NSPt = 60 golpes

Classificação: areia siltosa

Ângulo de atrito adotado:  $\phi = 35^\circ$ ;  $\phi' = 25^\circ$

Coesão adotada:  $c = 5,0 \text{ tf/m}^2$ ;  $c' = 3,34 \text{ tf/m}^2$

Peso específico do solo ao longo do fuste =  $1,8 \text{ tf/m}^3$

Peso específico do solo na cota de apoio =  $2,1 \text{ tf/m}^3$

Peso específico do quartzo =  $2,65 \text{ tf/m}^3$

Tipo de ruptura adotada:

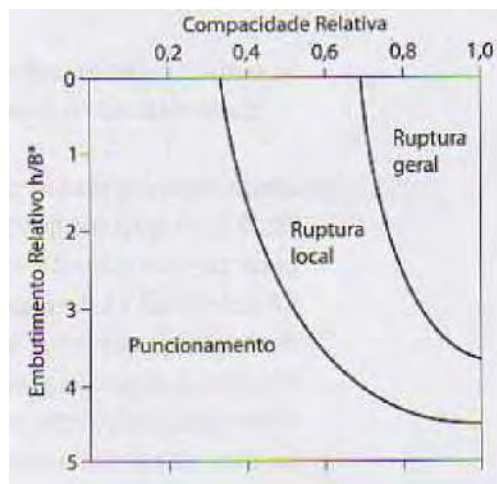


Figura 10 – Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (Vesic, 1975)

Compacidade relativa = 0,79

$h/B^* \sim 2,5$

Segundo as condições de ocorrência, a ruptura a ser considerada está no limite entre a ruptura local e a ruptura geral, portanto será utilizada como admissível a média entre as tensões.

### **Para solos resistentes (Ruptura geral):**

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + 1/2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q$ , sendo:

$c$  = coesão do solo.

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga

$S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  = fatores de forma

$q$  = pressão efetiva na cota de apoio ( $q=0$  apoiada próximo à superfície)

$\gamma$  = peso específico efetivo do solo

Coesão adotada:  $c = 5,0 \text{ tf/m}^2$

Ângulo de atrito adotado:  $\phi = 35^\circ$

### **Para solos resistentes (Ruptura local):**

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + 1/2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q$ , sendo:

$c'$  = coesão reduzida do solo.

$N_c'$ ,  $N_q'$  e  $N_\gamma'$  = fatores de capacidade de carga para ruptura local

$S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  = fatores de forma

$q$  = pressão efetiva na cota de apoio ( $q=0$  apoiada próximo à superfície)

$\gamma$  = peso específico efetivo do solo

Coesão adotada:  $c = 3,34 \text{ tf/m}^2$

Ângulo de atrito adotado:  $\phi' = 25^\circ$

## Cálculo da tensão admissível:

Tabela 11 – Tensão de ruptura geral

TENSÃO DE RUPTURA GERAL (tf/m <sup>2</sup> )					
DADOS DO SOLO		DADOS DA SAPATA			
Ø (°)	35,0	Forma		Circular ou Quadrada	
c (tf/m <sup>2</sup> )	5,00	Profundidade da sapata (m)		8,00	
γ <sub>méd</sub> (tf/m <sup>3</sup> )	1,70	Largura ou diâmetro "B" (m)		3,20	
q (tf/m <sup>2</sup> )	13,60	Comprimento da sapata "L" (m)		-	
FATORES DE FORMA		FATORES DE CARGA		Tensão de ruptura	
Sc	1,722	Nc	46,12	1.245,38	
Sy	0,600	Ny	48,03	Tensão Admissível	
Sq	1,700	Nq	33,30	415,13	

Tabela 12 – Tensão de ruptura local

TENSÃO DE RUPTURA LOCAL (tf/m <sup>2</sup> )					
DADOS DO SOLO		DADOS DA SAPATA			
Ø' (°)	25,0	Forma		Circular ou Quadrada	
c' (tf/m <sup>2</sup> )	3,33	Profundidade da sapata (m)		8,00	
γ (tf/m <sup>3</sup> )	1,70	Largura ou diâmetro "B" (m)		3,20	
q (tf/m <sup>2</sup> )	13,60	Comprimento da sapata "L" (m)		-	
FATORES DE FORMA		FATORES DE CARGA		Tensão de ruptura	
Sc	1,515	Nc'	20,75	313,22	
Sy	0,600	Ny'	10,91	Tensão Admissível	
Sq	1,311	Nq'	10,69	104,41	

Média das tensões:  $(415,13 + 104,41) / 2 = 259,77 \text{ tf/m}^2$

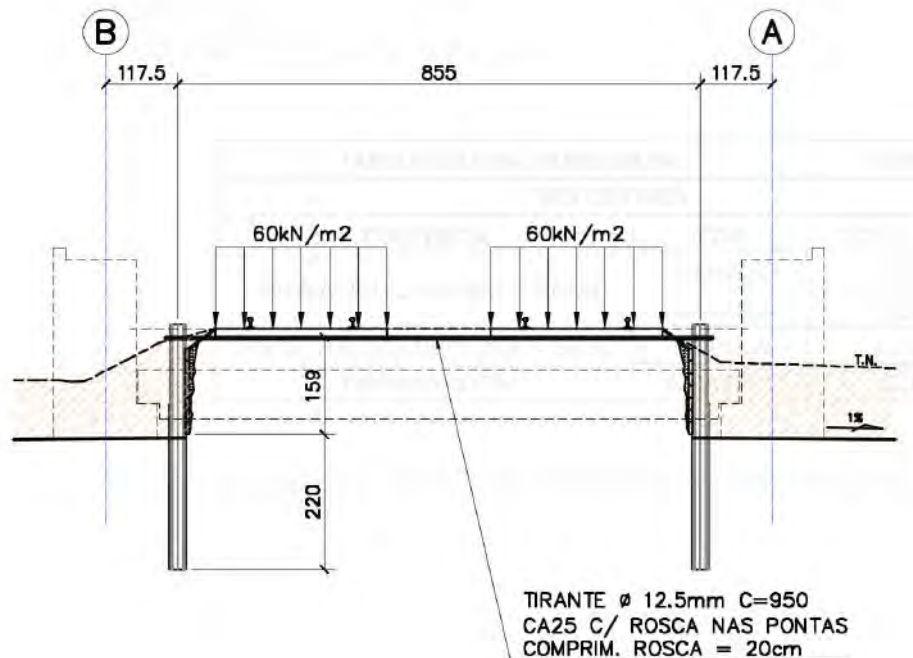
Tensão máxima aplicada = 113,06 tf/m<sup>2</sup>

Tensão admissível = **259,77 tf/m<sup>2</sup>**; portanto ok!



## 6 ESCORAMENTO DA VIA FÉRREA

*Figura 11 – Seção do escoramento.*



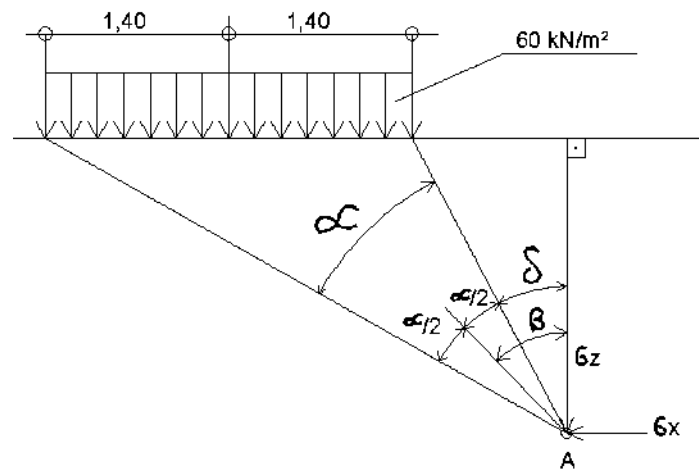
*Figura 12 – Pressões atuantes*



O carregamento 1 é devido ao empuxo de solo, o carregamento 2 é o empuxo devido à sobrecarga do lastro e o carregamento 3 é devido ao trem tipo classe 360 kN.

A carga horizontal provocada pelo carregamento do trem tipo foi calculado pela fórmula desenvolvida por Carothers e Terzaghi

*Figura 13 – Cunha de aplicação de tensão.*

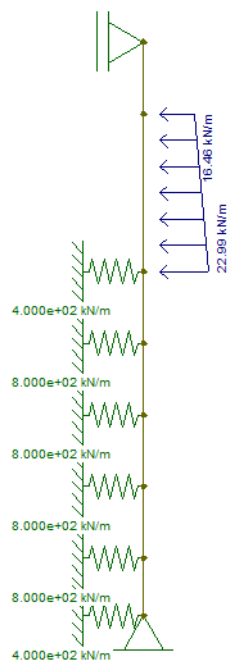


$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos 2\beta)$$

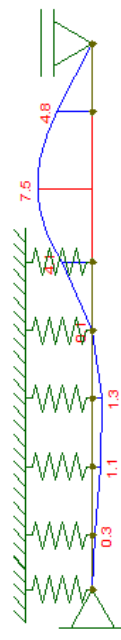
Será adotado para o solo de aterro  $18 \text{ kN/m}^3$ , para lastro  $17 \text{ kN/m}^3$  e a sobrecarga devido ao trem tipo será distribuída como  $60 \text{ kN/m}^2$ .

*Figura 14 – Gráficos de esforços.*

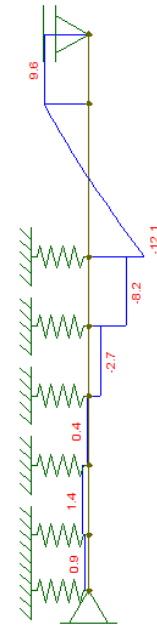
## Carregamento



## Momento



## Cortante



A tora de eucalipto terá diâmetro mínimo 20cm, porém, a favor da segurança, o dimensionamento será elaborado Ø 20cm.

Máximo momento: 7,5 kN.m = 75000 kgf.cm

Máxima cortante: 9,60 kN

$$W = \frac{\pi D^3}{32} = \pi \cdot 20^3 / 32 = 785,40 \text{ cm}^2$$

$\sigma_{adm} = 489 \text{ kgf/cm}^2$  (eucalipto) FLEXÃO

$V \sigma_{adm} = 36 \text{ kgf/cm}^2$  (eucalipto) cisalhamento

#### - Verificação à flexão:

Tensão máxima de cálculo à flexão:  $\sigma_{aplicado} = \frac{K_{mod} \cdot \sigma}{\gamma_w}$

$K_{mod1}$  = coeficiente de redução devido ao tipo de carregamento: 0,7

$K_{mod 2}$  = Coeficiente de redução devido ao estado de umidade: var de 1 a 0,80: adotado 0,80

$K_{mod 3}$  = Tipo de madeira: no caso eucalipto:  $k_{mod 3} = 0,90$

$$K_{mod} = 0,7 \times 0,8 \times 0,90 = 0,504$$

$$\sigma_{cal.} = M/W = 75000/785 = 95,54 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{K_{mod} \cdot \sigma}{\gamma_w} = \frac{0,504 \cdot 489}{1,8} = 136,92 > 95,54 \text{ OK!}$$

Fator de segurança da flexão:

$$F.S. flex = \frac{k_{mod} \times \sigma}{\sigma_{cal}} = \frac{0,504 \times 489}{95,54} = 2,58$$

#### - Verificação ao cisalhamento

$$\tau_{cal.} = V/A = 960/314,16 = 3,06 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{K_{mod} \cdot \tau}{\gamma_w} = \frac{0,504 \cdot 36}{1,8} = 10,08 > 3,06 \text{ OK}$$

Fator de segurança do cisalhamento:

$$F.S. cis = \frac{k_{mod} \times \tau}{\tau_{cal}} = \frac{0,504 \times 36}{3,06} = 5,93$$

#### **- Verificação dos tirantes**

$F_t = 9,6 \text{ kN/m}$  ou  $0,96 \text{ tf/m}$ ; com 1 tirante cada 1m, temos  $F_t = 0,96 \text{ tf/tirante}$

Diâmetro da barra 12,5mm (aço CA25)

Tensão de escoamento de 250 MPa.

$$A_{s \text{ efet}} = \frac{\pi \times 1,25^2}{4} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Coefficientes adotados:  $\gamma_f = 1,3$  e  $\gamma_s = 1,15$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{0,96 \times 1,3 \times 1,15}{2,5} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ efet}} (1,23) > A_{s \text{ nec}} (0,57)$ , portanto ok!

Fator de segurança do tirante:

$$F.S. tir = \frac{A_s \times \sigma_s}{F_t} = \frac{1,23 \times 2,5}{0,96} = 3,20$$

## 7 BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2023) – NBR 6118:2023 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2019) – NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1998) – NBR 6123:1998 – Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2021) – NBR 7187:2021 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2013) – NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985) – NBR 7189:1985 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996) – NBR 7480:1996 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020) – NBR 7482:2020 – Fios de aço para concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020) – NBR 7483:2020 – Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008) – NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas em edifícios. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2017) – NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2004) – NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- BELL, B. J. (1985) – Fundações em concreto armado. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.
- BOWLES, J. E. (1977) – Foundation Analysis and Design. New York, International Student Edition.
- CARDOSO JÚNIOR, S. D. (2014) – Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado. São Paulo, PECE/USP. (Monografia).
- EL DEBS, M. K. (2017) – Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. São Paulo, Oficina do Texto. 2ª edição
- FUSCO, P. B. (1981) – Estruturas de concreto – Solicitações normais. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.



- FUSCO, P. B. (1995) – Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo, Pini.
- LEONHARDT, F. (1979) – Construções de concreto. Rio de Janeiro, Interciência. Vols. 1 a 6.
- GODOY, N. S.; TEIXEIRA, A. T. (1996). Análise, projeto e execução de fundações rasas. Ed. Pini, São Paulo.
- LIMA, N.A; ALMEIDA, S.M.F. (2013) – Vantagens das lajes de continuidade nas pontes pré-moldadas. Juiz de Fora, Templo.
- MASON, J. (1976) – Concreto armado e protendido: princípios e aplicações. Rio de Janeiro, LTC.
- MORAES, M. C. (1976) – Estruturas de fundações. São Paulo, McGraw-Hill.
- MIGLIORE JUNIOR, A. R. (2022) – Programa ProtTot 5.2. São José do Rio Preto, Migliore Engenharia. (versão eletrônica).
- MONTOYA, P. J.; MESSEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. (1976) – Hormigón armado. Barcelona, Gustavo Gili. Vols. I e II
- O' CONNOR, C. (1975) – Pontes – Superestruturas. São Paulo, EDUSP/LTC. Vols. 1 e 2.
- PFEIL, W. (1978) – Concreto armado. Rio de Janeiro, LTC.
- PFEIL, W. (1990) – Pontes em concreto armado. Rio de Janeiro, LTC. Vols. 1 e 2.
- REGO, F. P.; MELO, X.; CAMPOS, J. P. B.; CARDOSO JUNIOR, S. D. - Verificação de aparelhos de apoio elastoméricos: Norma BS EN1337-3 – São Paulo, s.e, s.d.
- RÜSH, H. (1981) – Concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, Campus.
- SANTOS, L. M. (1981) – Cálculo de concreto armado. São Paulo, LMS. Vols. 1 e 2.
- SAE INFORMÁTICA (2022) – Manual do programa Strap for Windows. Versão 2022. São Paulo, SAE (versão eletrônica).
- SOUZA, J. C. A. O.; ANTUNES, H. M. C. C. (1994) – Cargas móveis em estruturas lineares. São Carlos, EESC/USP. Pub. 004/94
- SAN MARTIN, F. J. (1981) – Cálculo de tabuleiro de pontes. São Paulo, Livraria Ciência e Tecnologia Editora.
- SÜSSEKIND, J. C. (1987) – Curso de concreto. Rio de Janeiro, Globo. Vols. I e II.
- TQS INFORMÁTICA LTDA. (2022) – Manual dos sistemas CAD/TQS para Windows. Versão 22. São Paulo, TQS (versão eletrônica).

São José do Rio Preto – SP, Outubro de 2024.

Zacarin Engenharia de Fundações S/S  
Eng. Pedro D. Zacarin  
CREA 0600811727