

---

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM  
CONCRETO ARMADO**

**ALINE NACIF SOUZA  
MARCELO GARNIER MOTA**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF**

---

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

AGOSTO DE 2004

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM  
CONCRETO ARMADO**

**ALINE NACIF SOUZA  
MARCELO GARNIER MOTA**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

AGOSTO DE 2004

# **DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO**

**ALINE NACIF SOUZA  
MARCELO GARNIER MOTA**

“Projeto Final de curso apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense como parte das exigências para a obtenção do título de Engenheiro Civil”.

**Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia, D. Sc.**

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

AGOSTO DE 2004

# **DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO**

**ALINE NACIF SOUZA  
MARCELO GARNIER MOTA**

“Projeto Final de curso apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense como parte das exigências para a obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovado em 03 de agosto de 2004.

Comissão examinadora:

---

Prof.: Paulo César de Almeida Maia, D. Sc. – UENF

---

Prof.: Sérgio Tibana, D. Sc. – UENF

---

Prof. Sergio Luis González Garcia, D. Sc. – UENF  
(orientador)

## DEDICATÓRIA

Este projeto é dedicado ao meu pai e amigo Arnolfo, à minha mãe Rita de Cássia e à minha irmã Alessandra, por me ajudarem e me apoiarem para a concretização de mais este sonho.

Com carinho especial, também dedico este projeto àqueles que, com suas experiências, também me instruíram: meus avós Pedro e Thereza e minha avó Rita.

*Aline Nacif Souza*

## **AGRADECIMENTOS**

À Universidade Estadual do Norte Fluminense e seus professores, pela formação propiciada.

Aos colegas de turma, pelo apoio fundamental prestado no decorrer do curso.

Ao orientador Sergio Luiz González Garcia, pelos conhecimentos transmitidos ao longo do curso e do projeto, e pelo entusiasmo com que sempre o fez.

Ao professor Sérgio Tibana, pelo aprendizado e pelas oportunidades oferecidas, pela solicitude e pela confiança.

Ao professor Paulo Maia e ao professor Luiz Gabriel Smiderle pelo apoio e suporte fornecidos.

Às nossas famílias, pelo amparo e carinho.

E, acima de tudo, a Deus, por permitir a participação de todos acima em nossas vidas.

## **RESUMO**

Foi escolhido para tema deste Projeto Final de Curso de Bacharelado em Engenharia Civil o dimensionamento de uma ponte de concreto armado. Para tal fim, foi utilizado como base o projeto de uma ponte sobre o rio Juruá, no estado do Acre.

Aqui serão apresentados memoriais descritivos e detalhes do projeto, memórias de cálculo, desenhos contendo cortes, detalhamentos e vistas necessários ao bom entendimento do projeto como um todo.

# SUMÁRIO

1.1.	Objetivo .....	1
1.2.	Considerações iniciais .....	1
1.2.1.	Características da ponte.....	1
1.2.2.	Software utilizado .....	2
1.2.3.	Características dos materiais utilizados.....	3
2.1.	Cálculo das ações .....	4
2.1.1.	Combinação 1.....	5
2.1.2.	Combinação 2.....	6
2.2.	Cálculo das Cargas .....	6
2.2.1.	Cálculo das cargas permanentes.....	6
2.2.2.	Cálculo das cargas móveis.....	13
2.2.3.	Cálculo do Centro de Gravidade da seção transversal .....	23
2.2.4.	Cálculo da Inércia da seção transversal .....	25
2.2.5.	Modelo Numérico Longitudinal.....	25
2.2.6.	Diagramas das Cargas Permanentes não majoradas .....	27
2.2.7.	Diagramas das Cargas Permanentes majoradas .....	30
2.2.8.	Resumo (Quadro das Cargas) .....	32
2.3.	Dimensionamento da Longarina (estrado celular).....	36
2.3.1.	Flexão .....	36
2.3.2.	Cisalhamento.....	42
2.3.3.	Armadura de pele (ou costela).....	45
2.4.	Dimensionamento das Lajes Superiores .....	46
2.4.1.	Laje em balanço (passeios).....	46
2.4.2.	Laje biengastada nas nervuras .....	50
2.5.	Dimensionamento das Lajes Inferiores.....	64
2.6.	Dimensionamento das Transversinas.....	72
2.6.1.	Cálculo do carregamento .....	72
2.6.2.	Modelo Numérico Transversal .....	75
2.6.3.	Cálculo dos esforços devido à carga permanente .....	76
2.6.4.	Resumo (Quadro de Cargas) .....	80
2.6.5.	Dimensionamento.....	84



2.7.	Dimensionamento das Cortinas .....	90
2.7.1.	Empuxo de Terra sobre a Cortina .....	90
2.7.2.	Empuxo de sobrecarga nas Cortinas .....	91
2.7.3.	Carga Total sobre a Cortina .....	94
2.7.4.	Modelo Numérico da Cortina.....	94
2.7.5.	Cálculo dos esforços devido à carga .....	95
2.7.6.	Dimensionamento.....	97
2.8.	Dimensionamento à Torção .....	101
2.8.1.	Cálculo do momento torçor atuante .....	101
2.8.2.	Verificações e Cálculos .....	103
3.1.	Dimensionamento dos Pilares .....	105
3.1.1.	Introdução.....	105
3.1.2.	Características Geométricas .....	105
3.1.3.	Esforços atuantes nos pilares .....	105
3.1.4.	Cálculo da rigidez e flexibilidade dos pilares .....	118
3.1.5.	Distribuição dos esforços horizontais.....	121
3.1.6.	Dimensionamento.....	125
3.2.	Dimensionamento dos Apoios .....	131
3.2.1.	Introdução.....	131
3.2.2.	Dimensionamento.....	132
3.3.	Armadura de fretagem dos pilares.....	136
3.3.1.	Verificação do concreto .....	136
3.3.2.	Dimensionamento da armação .....	136
3.3.3.	Detalhamento da armação .....	136
4.1.	Dimensionamento das Fundações .....	137
4.1.1.	Introdução.....	137
4.1.2.	Tipo de fundação .....	138
4.1.3.	Cálculo da sapata.....	139
6.1.	Normas .....	147
6.2.	Livros e Manuais .....	147
6.3.	Notas .....	148
6.4.	Projetos .....	148
7.1.	Longarinas.....	149
7.1.1.	Carregamento Permanente Característico .....	149

7.1.2.	Carregamento Permanente Majorado.....	155
7.1.3.	Carregamento Móvel .....	161
7.2.	Transversinas.....	211
7.2.1.	Carregamento Permanente Característico .....	211
7.2.2.	Carregamento Permanente Majorado.....	217
7.2.3.	Carregamento Móvel .....	222
7.3.	Cortinas .....	239
7.3.1.	Arquivo de Dados .....	239
7.3.2.	Arquivo de Resultados .....	240
7.4.	Tabelas.....	243
7.4.1.	Valores de Kc para dimensionamento .....	243

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Visão geral da ponte .....	1
Figura 2 – Esquema geral da seção transversal .....	2
Figura 3 – Áreas de concreto para cálculo das cargas permanentes .....	6
Figura 4 – Esquema das cargas permanentes .....	13
Figura 5 – Esquema em planta do trem-tipo para a ponte totalmente carregada .....	14
Figura 6 – Esquema transversal do trem-tipo para a ponte totalmente carregada (Corte A-A) .....	15
Figura 7 – Carro do trem-tipo .....	15
Figura 8 – Trem-tipo para a ponte em questão .....	15
Figura 9 – Esquema transversal do trem-tipo para a ponte em questão (Corte A-A)	16
Figura 10 – Esquema transversal do trem-tipo para a ponte em questão (Corte B-B) .....	16
Figura 11 – Trem-tipo de flexão .....	17
Figura 12 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte totalmente carregada .....	18
Figura 13 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte totalmente carregada (Corte A-A).....	18
Figura 14 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte totalmente carregada (Corte B-B).....	19
Figura 15 – Composição do trem tipo para uma ponte totalmente carregada .....	20
Figura 16 – Composição do trem tipo para a ponte totalmente carregada .....	20
Figura 17 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte parcialmente carregada .....	20
Figura 18 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte parcialmente carregada (Corte A-A).....	21
Figura 19 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte parcialmente carregada (Corte B-B).....	21
Figura 20 – Composição de trem-tipo para a ponte parcialmente carregada .....	22
Figura 21 – Trem-tipo para a ponte parcialmente carregada .....	22
Figura 22 – Áreas para o cálculo do centro de gravidade da seção transversal .....	23
Figura 23 – Disposição dos eixos para cálculo da inércia .....	24
Figura 24 – Convenção dos momentos usualmente utilizada .....	32

Figura 25 – Detalhes das longarinas para o dimensionamento .....	39
Figura 26 – Esquema para o cálculo das lajes em balanço e centrais .....	46
Figura 27 – Esquema dos diagramas de momento para a laje central fornecido pelas tabelas de Rürch .....	53
Figura 28 – Largura de distribuição da pressão das rodas .....	53
Figura 29 – Esquema dos diagramas de momento para as lajes laterais fornecido pelas tabelas de Rürch .....	58
Figura 30 – Distribuição das cargas das lajes nas transversinas (charneiras plásticas) .....	72
Figura 31 – Cargas do trem-tipo sobre a transversina .....	74
Figura 32 – Trem-tipo que atua sobre a transversina.....	74
Figura 33 – Esquema de cargas permanentes da transversina .....	75
Figura 34 – Cálculo do empuxo de sobrecarga nas cortinas considerando o veículo sobre a laje de acesso .....	91
Figura 35 – Cálculo do empuxo de sobrecarga nas cortinas considerando o veículo sobre a laje de acesso (vista em planta) .....	92
Figura 36 – Cálculo do empuxo de sobrecarga nas cortinas considerando o veículo sobre a ponte .....	93
Figura 37 – Cálculo do empuxo de sobrecarga nas cortinas considerando o veículo sobre a ponte (vista em planta) .....	93
Figura 38 – Esquema do modelo numérico utilizado para o cálculo dos esforços na cortina.....	95
Figura 39 – Área para o cálculo do fluxo de torção .....	103
Figura 40 – Configuração dos esforços atuantes em cada pilar .....	106
Figura 41 – Trem-tipo de flexão para a ponte parcialmente carregada .....	107
Figura 42 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte totalmente carregada(configuração 1).....	107
Figura 43 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte totalmente carregada (configuração 2).....	108
Figura 44 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte totalmente carregada (configuração 3).....	108
Figura 45 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte parcialmente carregada (configuração 1).....	109
Figura 46 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte parcialmente carregada (configuração 2).....	109
Figura 47 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte parcialmente carregada (configuração 3).....	110

Figura 48 – Configuração da carga para o cálculo da frenagem (veículo sobre a laje de acesso).....	112
Figura 49 – Configuração da carga para o cálculo da frenagem (veículo sobre a ponte).....	113
Figura 50 – Esquema do empuxo de terra nos pilares.....	114
Figura 51 – Largura fictícia do pilar para o cálculo do empuxo de terra.....	114
Figura 52 – Configuração das cargas de vento atuantes considerando a ponte descarregada.....	116
Figura 53 – Configuração das cargas de vento atuantes considerando a ponte carregada.....	116
Figura 54 – Configuração para o cálculo da ação das águas sobre os pilares.....	117
Figura 55 – Pilar engastado e livre.....	118
Figura 56 – Configuração do pilar para cálculo da flexibilidade e rigidez do pilar ...	118
Figura 57 – Aparelho de neoprene (cálculo da flexibilidade e rigidez).....	119
Figura 58 – Configuração do aparelho de neoprene.....	120
Figura 59 – Configuração do conjunto pilar + neoprene.....	120
Figura 60 – Esquema para o cálculo da rigidez e flexibilidade do pilar isolado.....	120
Figura 61 – Rigidez do pilar da ponte.....	121
Figura 62 – Distribuição dos esforços horizontais da ponte.....	122
Figura 63 – Centro elástico da estrutura.....	124
Figura 64 – Centro elástico da ponte em questão.....	124
Figura 65 – Consideração do momento torçor para o cálculo dos pilares.....	126
Figura 66 – Hipótese 1 de dimensionamento dos pilares.....	126
Figura 67 – Hipótese 2 de dimensionamento dos pilares.....	126
Figura 68 – Seção de dimensionamento do pilar.....	127
Figura 69 – Comprimento de flambagem do pilar.....	128
Figura 70 – Configuração final do neoprene.....	135
Figura 71 – Esquema básico da fundação utilizada.....	139
Figura 72 – Esforços atuantes no topo da sapata.....	140
Figura 73 – Tensões atuantes na base da sapata.....	142
Figura 74 – Esquema da sapata para verificação à punção.....	144
Figura 75 – Esquema final das sapatas.....	145

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo dos esforços de torção (ponte totalmente carregada) .....	102
Tabela 2 – Resumo dos esforços de torção (ponte parcialmente carregada) .....	102

## CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

### 1.1. Objetivo

O objetivo do projeto é dimensionar estruturalmente uma ponte em concreto armado sobre um corta-rio, construído para melhorar o escoamento das águas. A ponte se localiza sobre o Igarapé Santa Rosa – Rodovia BR-364, Cruzeiro do Sul, Rio Juruá.

O projeto consiste em análise e dimensionamento de todos os elementos da super, meso e infra-estrutura da ponte.

### 1.2. Considerações iniciais

#### 1.2.1. Características da ponte

A Figura 1 apresenta um croqui onde podem ser vistas as dimensões principais da ponte.

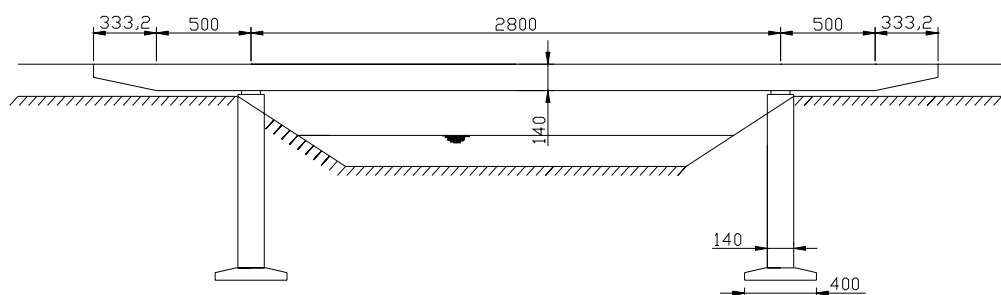


Figura 1 – Visão geral da ponte

### 1.2.1.1. Superestrutura

A ponte consta de um tabuleiro em “caixão” isostático, com vão central de 28 metros e dois balanços de 5 metros em ambos os lados, totalizando 38 metros. A seção transversal é do tipo “caixão”, com três células, como mostra a figura:

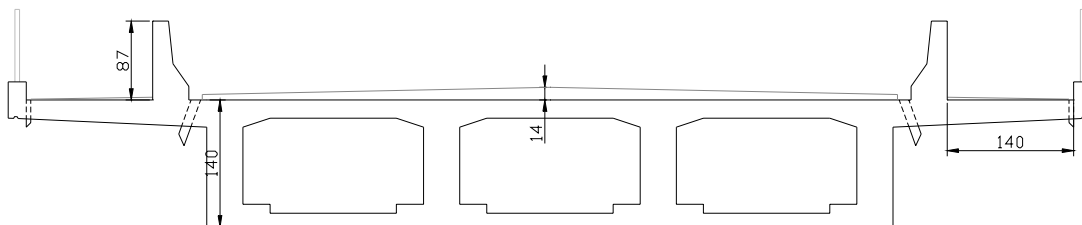


Figura 2 – Esquema geral da seção transversal

Tanto a pista principal como a pista de passeio possuem drenos para o escoamento das águas pluviais, com diâmetros de 100 mm e 50 mm respectivamente, espaçados a cada 4 metros, feitos de PVC, como prescrito na norma NBR-7187.

Como também pode ser visto na figura, a superestrutura possui guarda-corpo metálico e guarda-rodas feito em concreto.

### 1.2.1.2. Meso estrutura

Os 4 pilares têm seção transversal circular, com apoios de neoprene em sua parte superior, para fazer a interligação entre a super e a meso estrutura.

### 1.2.1.3. Infra-estrutura

As fundações foram projetadas de acordo com parâmetros estipulados para o solo, visto que o projeto original não apresenta ensaios *in situ* ou laboratoriais, como por exemplo, a sondagem do solo. Portanto, foram executadas fundações do tipo superficiais, constituídas por sapatas.

## 1.2.2. Software utilizado

Para a elaboração dos diagramas de esforços nas estruturas foi utilizado o *software* SALT, disponível no laboratório do LECIV. Para o desenho da ponte foi utilizado o AutoCAD 2000.



### 1.2.3. Características dos materiais utilizados

#### 1.2.3.1. Concreto Armado

- Peso específico = 25 KN/m<sup>3</sup>
- $F_{ck} = 20$  MPa
- Módulo de elasticidade secante =  $1.785 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>
- Coeficiente de Poisson = 0.2
- Coeficiente de dilatação térmica =  $1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

É necessário fazer uma ressalva quanto ao módulo de elasticidade utilizado para os cálculos. A nova norma de dimensionamento de estruturas de concreto armado (NBR-6118/2003) não prevê mais a utilização do módulo de elasticidade  $E_{ci}$  do concreto, mas sim, o módulo de elasticidade secante de concreto ( $E_{cs}$ ), dado pela equação:

$$E_{cs} = 0.85 E_{ci}$$

Como  $E_{ci}$  é igual a  $5600 \times (f_{ck})^{1/2}$ :

$$E_{ci} = 5600 \times (20)^{1/2} = 25043.96 \text{ Mpa}$$

$$E_{cs} = 0.85 \times 25043.96 = 21287.36 \text{ Mpa} = 2.1 \times 10^7 \text{ KN / m}^2$$

#### 1.2.3.2. Aço

- Tipo: CA-50A
- Peso específico = 77 KN/m<sup>3</sup>
- Módulo de elasticidade =  $2.1 \times 10^8$  KN/m<sup>2</sup>
- Coeficiente de Poisson = 0.3
- Coeficiente de dilatação térmica =  $1.2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

#### 1.2.3.3. Pavimentação

- Tipo de pavimentação: asfáltica
- Peso específico = 22 KN/m<sup>3</sup>

#### 1.2.3.4. Solo

- Peso específico = 18 KN/m<sup>3</sup>

## **CAPÍTULO II – SUPERESTRUTURA**

A ponte foi classificada segundo a norma NBR-7188/1982 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – procedimento (antiga NB6/1960). Quanto às cargas prescritas na norma, as pontes se classificam em:

Classe 45 – em rodovias de características classe 0;

Classe 36 – em rodovias de características classe I;

Classe 24 – em rodovias de características classe II;

Classe 12 – em rodovias de características classe III;

A ponte aqui dimensionada apresenta classe 45, ou seja, para uma rodovia classe 0, cujo fluxo de veículos é unidirecional.

### **2.1. Cálculo das ações**

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos (ELU) e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Contudo, no presente trabalho, só será realizado o dimensionamento à luz do estado limite último, não sendo, portanto, realizada qualquer verificação quanto ao estado limite de serviço ou utilização.

Segundo a Norma NBR-6118/2003, o cálculo da combinação última das ações para o esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais de concreto armado deve obedecer à seguinte equação (tabela 11.3 da referida norma):

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

Sendo:

$F_d$  = Valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{gk}$  = ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$  = ações indiretas permanentes (retração e temperatura);

$F_{qk}$  = ações variáveis diretas, na qual  $F_{q1k}$  é escolhida como principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$  = coeficientes de ponderação de combinação das ações

$\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$  = coeficientes de ponderação das ações.

É necessário também considerar, para o cálculo dos esforços solicitantes, um coeficiente de impacto. Tal coeficiente se faz necessário, pois não é usual a realização de análises dinâmicas que considerem o impacto de cargas móveis em pontes. Portanto, o que a Norma sugere, é que se multiplique o coeficiente de ponderação das cargas variáveis por um coeficiente de impacto, dado pela equação:

$$\varphi = 1.4 - 0.007L \geq 1$$

Sendo L o comprimento de cada vão teórico do elemento carregado. O valor do coeficiente de impacto fica então:

$$\varphi = 1.4 - (0.007 \times 28) = \mathbf{1.2}$$

Portanto, serão consideradas duas combinações das ações:

### 2.1.1. Combinação 1

Em todas as seções em que não ocorra a inversão de momentos (já considerando o coeficiente de impacto):

$$F_d = 1.4F_{gk} + (1.4 \times 1.2) F_{q1k}$$

$$F_d = 1.4F_{gk} + 1.68 F_{q1k}$$

### 2.1.2. Combinação 2

Nos casos em que a carga permanente venha a reduzir os momentos negativos, como em seções próximas dos apoios, deve-se calcular também:

$$F_d = 1.0F_{gk} + 1.68 F_{q1k}$$

Todos os coeficientes aqui utilizados foram pesquisados na Norma NBR-6118/2003.

## 2.2. Cálculo das Cargas

Para o cálculo dos esforços (momento, cortante e normal) foi utilizado o *software* SALT. Já para o cálculo do momento torçor, foi utilizada a composição de trem tipo da norma.

### 2.2.1. Cálculo das cargas permanentes

#### 2.2.1.1. Peso próprio

Para o cálculo do peso foram considerados todos os elementos da ponte, como guarda-corpos (de metal e concreto) assim como pavimentos. Já para o cálculo da área de seção transversal que possui função estrutural, foram desconsiderados os guarda-corpos e pavimentos que, apesar de contribuírem para fornecer rigidez ao sistema são destituídos de função estrutural para que o sistema esteja a favor da segurança.

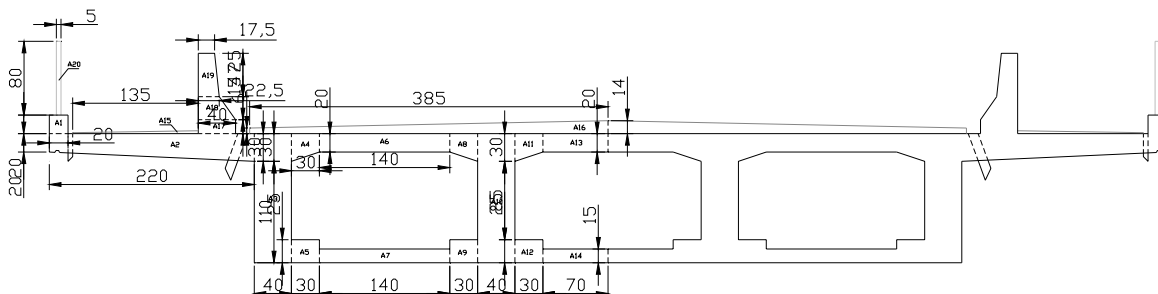


Figura 3 – Áreas de concreto para cálculo das cargas permanentes

a) Cargas distribuídas

- Seção transversal (parte estrutural):

Áreas retangulares			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A1	20	20	400
A3	40	110	4400
A5	25	30	750
A6	20	140	2800
A7	15	140	2100
A9	25	30	750
A10	40	140	5600
A12	25	30	750
A13	20	70	1400
A14	15	70	1050

Total = 20000 cm<sup>2</sup>

Áreas trapezoidais				
Áreas	Base menor	Base maior	Altura	Total
A2	20	30	220	5500
A4	20	30	30	750
A8	20	30	30	750
A11	20	30	30	750

Total = 7750 cm<sup>2</sup>

Estes cálculos foram feitos para metade da seção transversal; para a seção transversal como um todo, temos:

$$\text{Área Total} = 2 \times (20000 + 7750) = 55500 \text{ cm}^2 = 5.55 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Total} = 5.55 \times 2.5 = \mathbf{13.875 \text{ tf / m}}$$

- Guarda-rodas (de concreto):

Áreas retangulares			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A17	15	40	600
Total =			600 cm <sup>2</sup>

Áreas trapezoidais				
Áreas	Base menor	Base maior	Altura	Total
A18	40	22,5	25	781,25
A19	17,5	22,5	47	940
Total =				1721,25 cm <sup>2</sup>

Estes cálculos foram feitos para um dos guarda-rodas; para os dois (esquerdo e direito), temos:

$$\text{Área Total} = 2 \times (600 + 1721,25) = 2321,25 \text{ cm}^2 = 0,464 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Total} = 0,464 \times 2,5 = \mathbf{1,161 \text{ tf / m}}$$

- Guarda-corpo metálico:

A carga utilizada para o guarda-corpo metálico é de 0.1 tf / m para cada um deles. Para os dois guarda-corpos metálicos, temos:

$$\text{Carga Total} = 2 \times 0,1 = \mathbf{0,2 \text{ tf/m}}$$

- Pavimentação:

O ângulo de inclinação do pavimento é de aproximadamente 1.2 graus. (Neste caso também foi utilizado o ângulo de inclinação do projeto original.

Áreas trapezoidais				
Áreas	Base menor	Base maior	Altura	Total
A15	1	3	135	270
A16	6	14	385	3850
Total =				4120 cm <sup>2</sup>

Estes cálculos foram feitos para metade do pavimento; para os dois lados, temos:

$$\text{Área Total} = 2 \times (4120) = 8240 \text{ cm}^2 = 0,824 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Total} = 0,824 \times 2,2 = \mathbf{1,813 \text{ tf / m}}$$

**b) Cargas concentradas:**

• Placa de transição:

Cada região das placas possui 300 cm de largura. Contudo, como a placa de transição é biapoiada, somente metade da carga atua de forma concentrada na estrutura da ponte. Sendo assim, temos:

Pavimentação

Área quadrada			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A20	0,1	11,44	1,144

$$\text{Total} = 1,144 \text{ m}^2$$

Placa de concreto

Área quadrada			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A21	0,25	11,44	2,860

$$\text{Total} = 2,860 \text{ m}^2$$

Dente de concreto

Área quadrada			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A22	0,1	11,44	1,144

$$\text{Total} = 1,144 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga devido a A20} = 1.144 \times 1.5 \times 2.2 = \mathbf{3.775 \text{ tf}}$$

$$\text{Carga devido a A21} = 2.86 \times 1.5 \times 2.5 = \mathbf{10.725 \text{ tf}}$$

$$\text{Carga devido a A22} = 1.144 \times 0.20 \times 2.5 = \mathbf{0.572 \text{ tf}}$$

$$\mathbf{\text{Cargas concentradas totais} = 15.1 \text{ tf}}$$

$$\text{Momento devido a A20} = 3.775 \times 0.10 = \mathbf{0.4 \text{ tfm}}$$

$$\text{Momento devido a A21} = 10.725 \times 0.10 = \mathbf{1.1 \text{ tfm}}$$

$$\text{Momento devido a A22} = 0.572 \times 0.10 = \mathbf{0.06 \text{ tfm}}$$

$$\mathbf{\text{Momento total} = 1.56 \text{ tfm}}$$

- Transversinas dos apoios:

Área quadrada			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A42	0.8	1.05	0.840
Total =			0.840 m <sup>2</sup>

Área quadrada			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A43	0.1	0.8	0.080
Total =			0.080 m <sup>2</sup>

Área triangular			
Áreas	Base	Altura	Total
A44	0.1	0.3	0.030
A45	0.1	0.3	0.030
Total =			0.060 m <sup>2</sup>

Carga devido a A42 =  $0.84 \times 6 \times 2.5 = 12.6$  tf

Carga devido a A43 =  $0.08 \times 7.6 \times 2.5 = 1.52$  tf

Carga devido a A44 e A45 =  $0.06 \times 4.2 \times 2.5 = 0.63$  tf

**Carga total = 14.75 tf**

- Cortina:

Cada tramo da seção transversal (que possui três tramos) é composto por partes de concreto que devem ser consideradas para o cálculo do peso próprio. Estas partes são:

Entalhe			
Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A30	0.3	1.4	0.42
A31	0.3	1.4	0.42
A32	0.3	1.4	0.42
Total =			1.26 m <sup>2</sup>

Carga total =  $1.26 \times 0.10 \times 2.5 = 0.315$  tf



## Parte fechada

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A33	0.3	2	0.6
A34	0.3	2	0.6
A35	0.3	2	0.6

Total = 1.8 m<sup>2</sup>

Carga total =  $1.8 \times 0.85 \times 2.5 = 3.825$  tf

## Parte frontal

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A36	0.3	2.2	0.66
A37	0.3	2.2	0.66

Total = 1.32 m<sup>2</sup>

Carga Total =  $1.32 \times 1.15 \times 2.5 = 3.8$  tf

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A38	0.1	0.3	0.03

Total = 0.03 m<sup>2</sup>

Carga total =  $0.03 \times 8.0 \times 2.5 = 0.6$  tf

## Parte lateral das cortinas

Área quadrada			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A39	0.6	3.02	1.81

Total = 1.81 m<sup>2</sup>

Área quadrada			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A40	0.5	0.8	0.40

Total = 0.40 m<sup>2</sup>

Área triangular			
Áreas	Base	Altura	Total
A41	0.8	2.52	1.01

Total = 1.01 m<sup>2</sup>

Carga devido a A39 =  $2 \times 1.81 \times 0.25 \times 2.5 = 2.26$  tf

Carga devido a A40 =  $2 \times 0.40 \times 0.25 \times 2.5 = 0.5$  tf

Carga devido a A41 =  $2 \times 1.01 \times 0.25 \times 2.5 = 1.26$  tf

Momento gerado =  $2.26 \times 1.51 = 3.42 \text{ tfm}$

Momento gerado =  $0.5 \times 0.25 = 0.125 \text{ tfm}$

Momento gerado =  $1.26 \times 1.34 = 1.69 \text{ tfm}$

**Cargas concentradas totais = 12.56 tf**

**Momentos totais = 5.235 tfm**

- Dente de apoio da placa:

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A24	20	20	400
			Total = 400 cm <sup>2</sup>

Área triangular			
Áreas	Base	Altura	Total
A25	10	20	100
			Total = 100 cm <sup>2</sup>

Carga total =  $(0,04 + 0,01) \times 11.5 \times 2.5 = 1.44 \text{ tf}$

- Dente inferior:

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A26	20	25	500
			Total = 500 cm <sup>2</sup>

Carga total =  $0.05 \times 11.25 \times 2.5 = 1.41 \text{ tf}$

- Solo sobre o dente inferior:

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A27	20	60	1200
			Total = 1200 cm <sup>2</sup>

Área triangular			
Áreas	Base	Altura	Total
A25	10	20	100
			Total = 100 cm <sup>2</sup>

Carga total =  $(0.12 + 0.01) \times 11.25 \times 1.80 = \mathbf{2.634 \text{ tf}}$

- Guarda-corpo:

Carga concentrada total =  $2 \times (0.1 \times 3.02) = \mathbf{0.604 \text{ tf}}$

Carga de momento =  $0.604 \times 1.51 = \mathbf{0.912 \text{ tfm}}$

### c) Esquema de carregamento

Cargas distribuídas totais =  $17.049 \text{ tf/m} = \mathbf{17.05 \text{ tf/m} = 170.5 \text{ KN/m}}$

Cargas concentradas nas extremidades =  $33.748 \text{ tf} = \mathbf{33.75 \text{ tf} = 337.5 \text{ KN}}$

Cargas concentradas nos apoios =  $\mathbf{14.75 \text{ tf} = 147.5 \text{ KN}}$

Cargas momentos nas extremidades =  $7.707 \text{ tfm} = \mathbf{7.71 \text{ tfm} = 77.1 \text{ KNm}}$

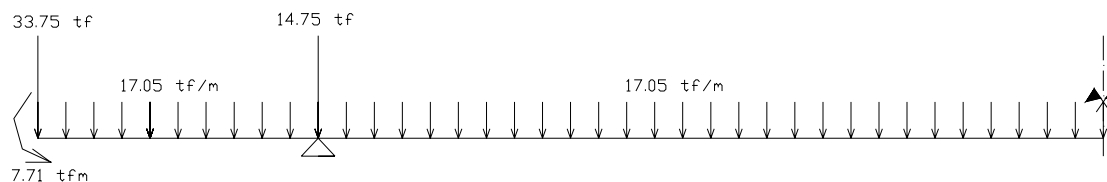


Figura 4 – Esquema das cargas permanentes

## 2.2.2. Cálculo das cargas móveis

### 2.2.2.1. Considerações

Para o cálculo das linhas de influência e envoltória dos esforços, o programa SALT utiliza os trens-tipo estipulados pela Norma brasileira NBR 7188 / 1982. O adotado para o presente trabalho foi o trem tipo para pontes classe 45.

A norma prescreve o seguinte trem tipo para a ponte classe 45:

A base do sistema é um veículo tipo de 45 tf (450 KN) de peso total;

A passarela de pedestres possui classe única, na qual deve ser aplicada uma carga uniformemente distribuída de intensidade  $p = 3 \text{ KN} / \text{m}^2$ , não majorada pelo coeficiente de impacto.

Os dispositivos do trem tipo são descritos a seguir:

Carga  $p' = 5 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0.5 \text{ tf} / \text{m}^2$  (em toda a pista);

Carga  $p'' = 3 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0.3 \text{ tf} / \text{m}^2$  (nos passeios);

Quantidade de eixos = 3

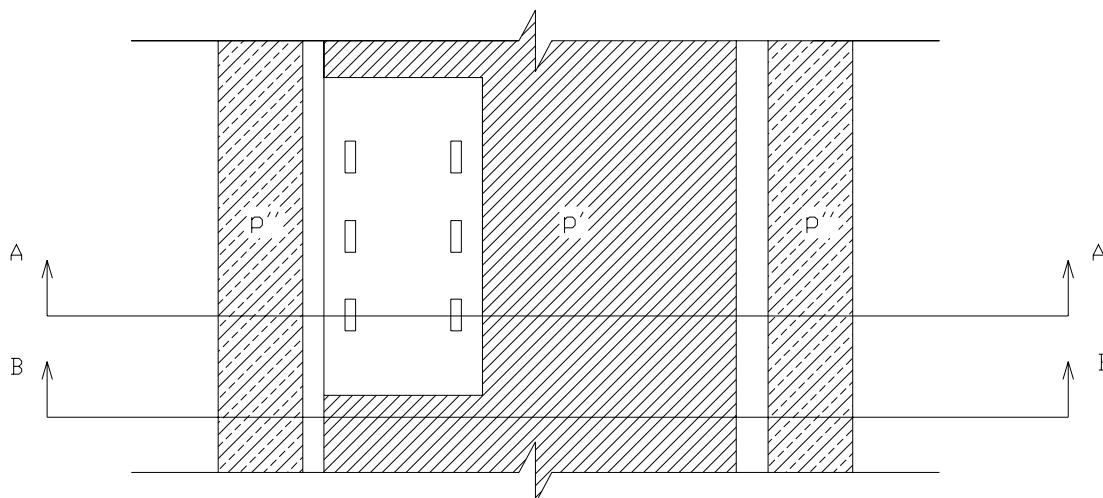
Peso de cada roda dianteira = 7,5 tf

Peso de cada roda traseira = 7,5 tf

Peso de cada roda intermediária = 7,5 tf

Distância entre os eixos = 1,5 m

Distância entre os centros de cada roda de cada eixo = 2,0 m



**Figura 5 – Esquema em planta do trem-tipo para a ponte totalmente carregada**

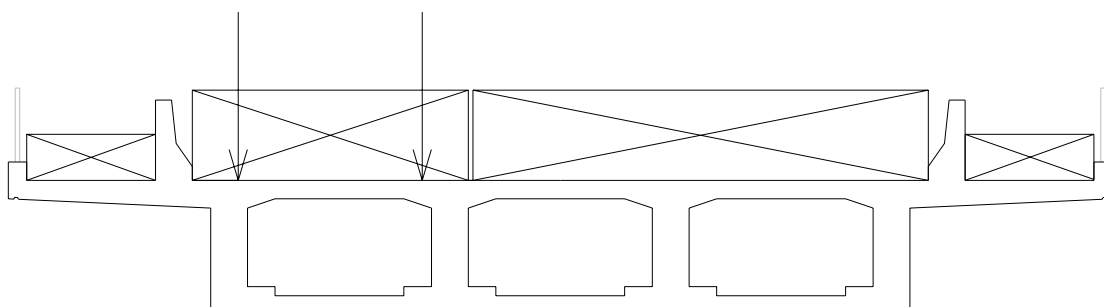


Figura 6 – Esquema transversal do trem-tipo para a ponte totalmente carregada (Corte A-A)

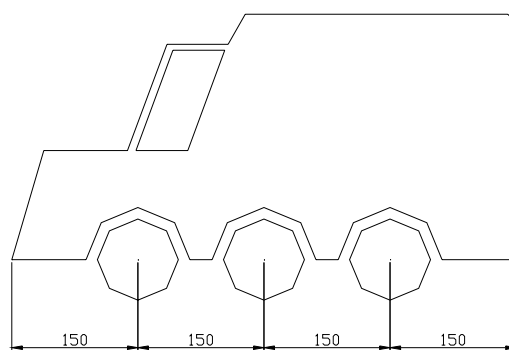


Figura 7 – Carro do trem-tipo

### 2.2.2.2. Cálculo do trem tipo de flexão para seções transversais com laje inferior

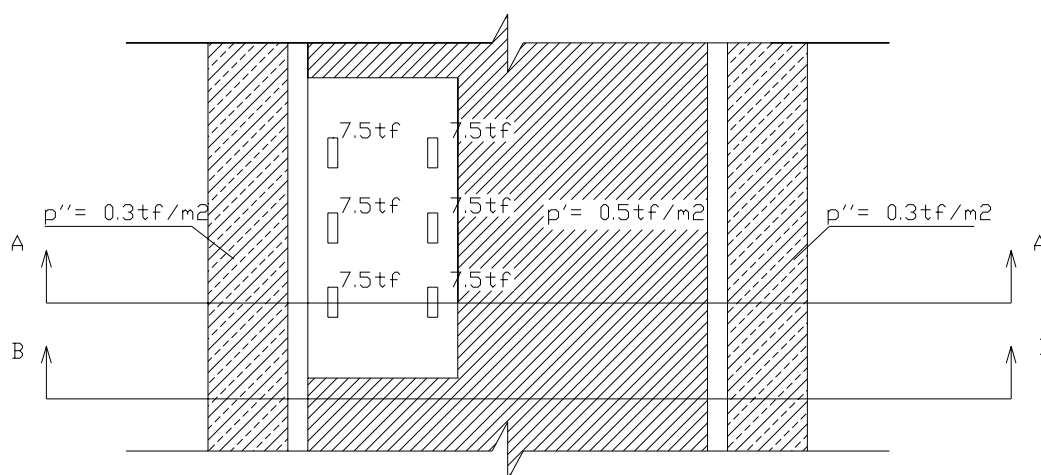
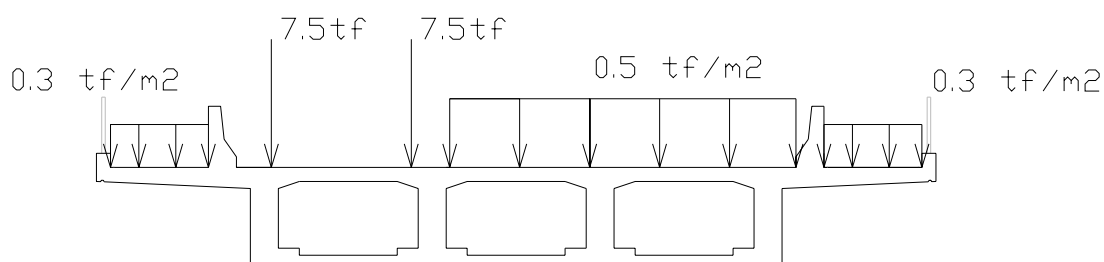


Figura 8 – Trem-tipo para a ponte em questão

**a) Análise da faixa que corta o veículo tipo (corte A-A)**



**Figura 9 – Esquema transversal do trem-tipo para a ponte em questão (Corte A-A)**

- Cálculo da reação  $RP$  (devido à carga concentrada)

$$RP = 2 \times 7,5 = 15 \text{ tf}$$

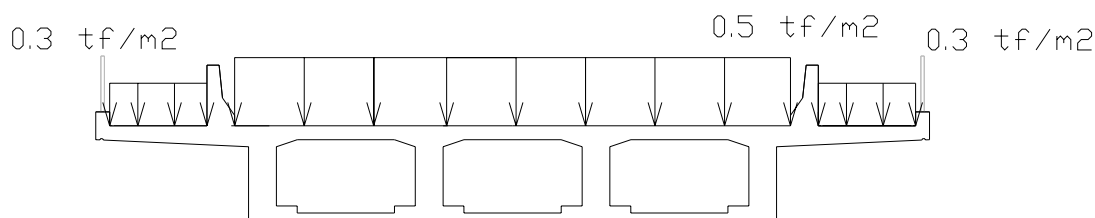
- Cálculo da carga  $RP$  (devido à carga distribuída  $p'$ )

$$RP = 5 \times (8,0 - 3) = 25 \text{ KN / m} = 2,5 \text{ tf / m}$$

- Cálculo da carga  $RP$  (devido à carga distribuída  $p''$ )

$$RP = 3 \times (1,4 + 1,4) = 8,4 \text{ KN / m} = 0,84 \text{ tf / m}$$

**b) Análise da faixa que passa fora do veículo tipo (corte B-B)**



**Figura 10 – Esquema transversal do trem-tipo para a ponte em questão (Corte B-B)**

- Cálculo de  $RP_1$

$RP_1$  = carregamento x (tamanho transversal do tabuleiro – menor dimensão do trem tipo)

$$RP_1 = [5 \times (8,0 - 3)] + [(3 \times (1,4 + 1,4))] = 33,4 \text{ KN / m} = 3,34 \text{ tf / m}$$

- Cálculo de  $RP_2$

$RP_2$  = carregamento x menor dimensão do trem tipo

$$RP_2 = 5 \times 3 = 15 \text{ KN / m} = \mathbf{1.5 \text{ tf / m}}$$

**c) Simplificação do trem-tipo**

$\Delta RP = RP_2 \times \text{maior dimensão do trem tipo} / \text{número de carregamentos}$

$$\Delta RP = (1.5 \times 6) / 3 = 3 \text{ tf}$$

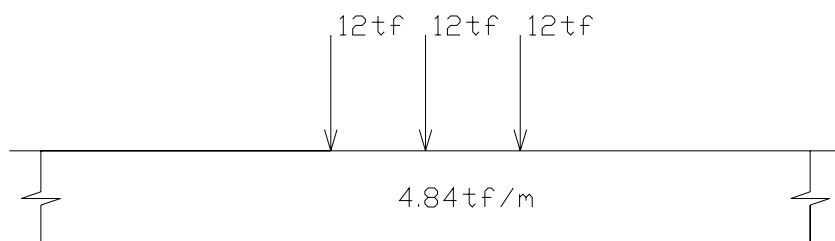
- Cargas concentradas

$$RP' = RP - \Delta RP = 15 - 3 = \mathbf{12 \text{ tf}}$$

- Cargas distribuídas

$$RP = 4.0 + 0.84 = \mathbf{4.84 \text{ tf / m}}$$

**d) Esquema do trem-tipo**



**Figura 11 – Trem-tipo de flexão**

**2.2.2.3. Cálculo do trem-tipo de torção**

Ao se fazer análise de cisalhamento deve-se considerar as tensões cisalhantes provenientes dos esforços cortantes e do momento torçor. Para isso, é necessário realizar um estudo do trem-tipo de torção considerando duas hipóteses: com o tabuleiro totalmente carregado e com o tabuleiro parcialmente carregado.

Com a análise considerando o tabuleiro totalmente carregado obtém-se o momento fletor máximo, com respectivo cortante e o menor momento torçor. Já com a análise do tabuleiro parcialmente carregado, obtém-se o maior momento torçor. Para ambos é necessário considerar os momentos obtidos em seções que cortam o trem-tipo e em seções que passam fora do trem-tipo.

a) Análise para o tabuleiro totalmente carregado

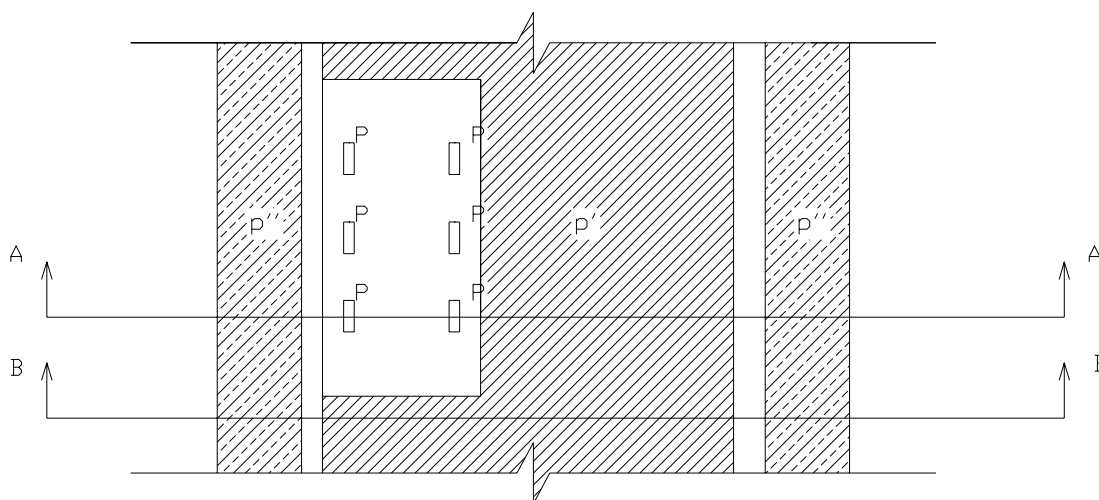


Figura 12 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte totalmente carregada

Para o caso em questão, temos:

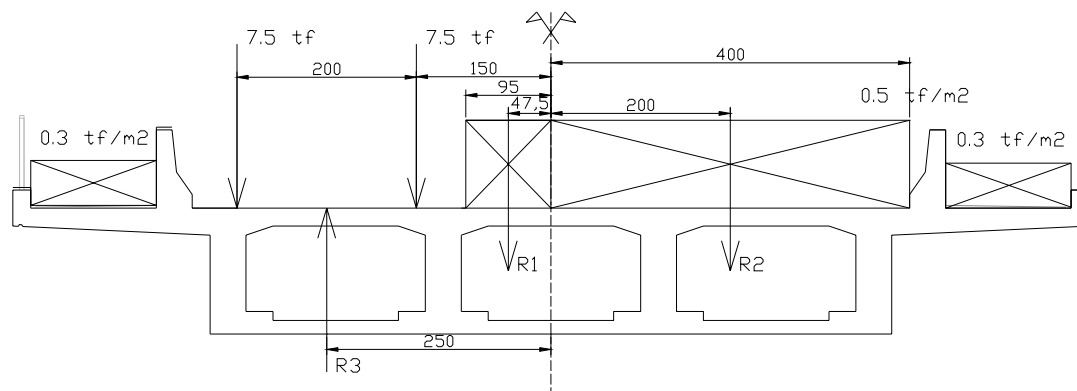
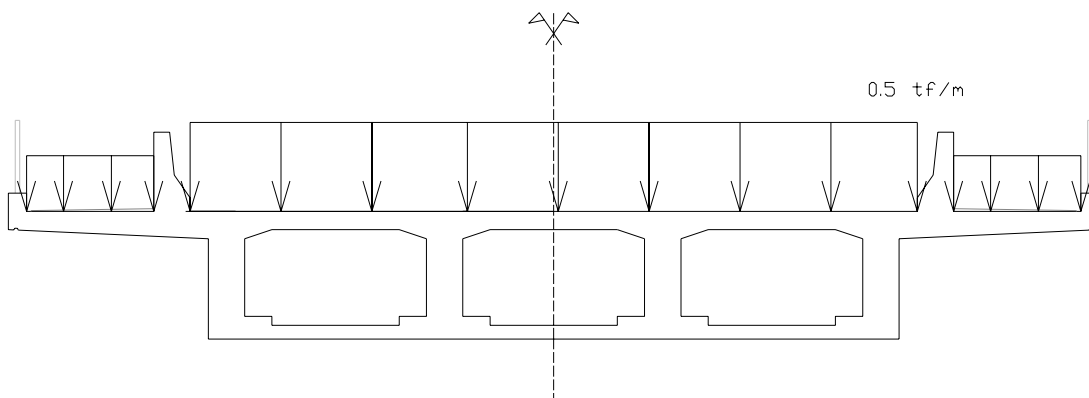


Figura 13 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte totalmente carregada (Corte A-A)





**Figura 14 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte totalmente carregada (Corte B-B)**

A carga de multidão não será considerada no cálculo da torção do tabuleiro totalmente carregado porque ela se cancela, já que é aplicada a ambas as passarelas.

- Faixa que corta o veículo tipo (corte A-A)

**Momento torçor devido a P**

$$TP = (P \times d_1) + [P \times (d_1 + 2)] \quad (\cup)$$

Portanto, TP é igual a:

$$TP = (7.5 \times 1.5) + [7.5 \times (1.5 + 2)] = \mathbf{37.5 \text{ tfm}}$$

**Momento torçor devido a p'**

$$Tp' = (R_1 \times d_2) - (R_2 - d_3) \quad (\cup)$$

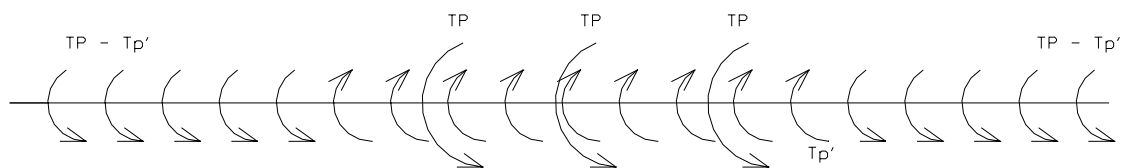
Portanto, Tp' é igual a:

$$Tp' = [(0.5 \times 0.95) \times 0.475] - [(0.5 \times 4) \times 2] = \mathbf{- 3.77 \text{ tfm/m}}$$

- Faixa fora do veículo tipo (corte B-B)

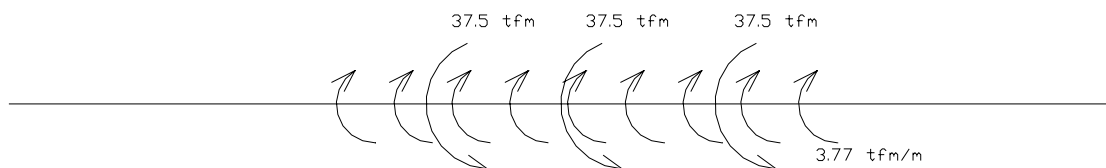
Como neste caso P é igual a p', não há momento torçor.

- Composição do trem-tipo



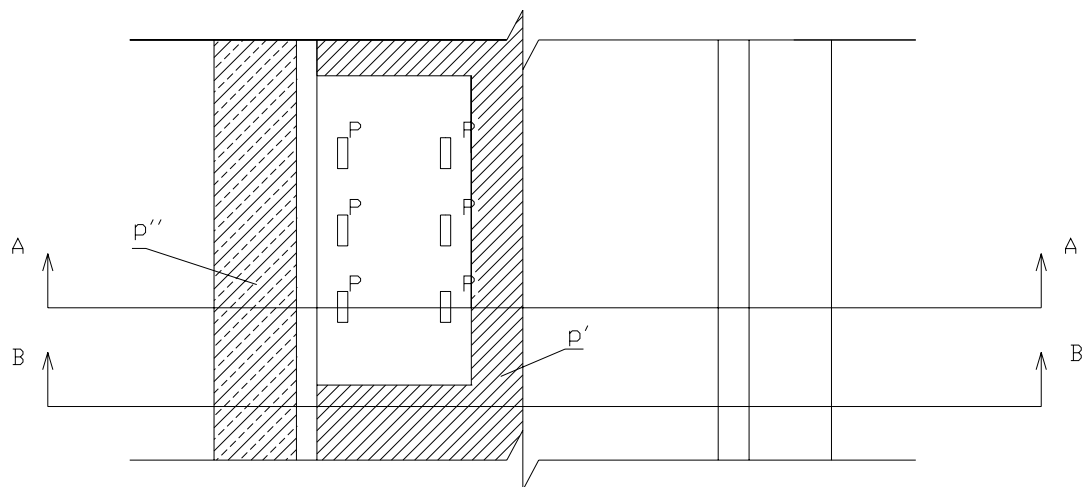
**Figura 15 – Composição do trem tipo para uma ponte totalmente carregada**

Para o caso em questão, temos:

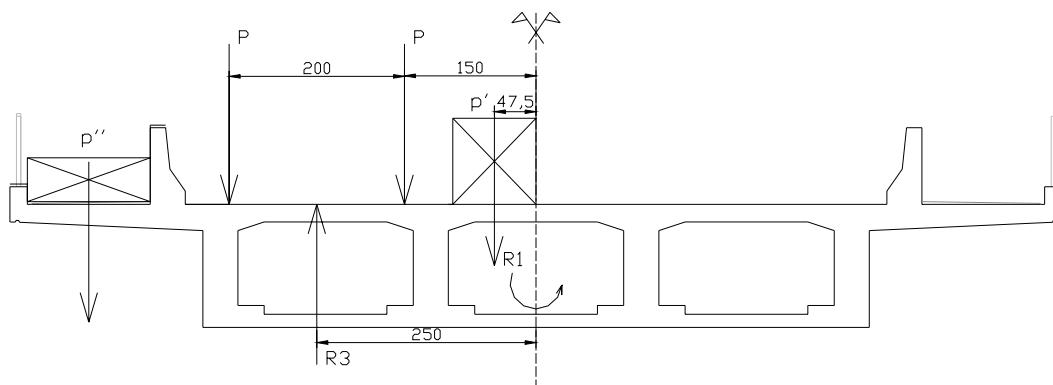


**Figura 16 – Composição do trem tipo para a ponte totalmente carregada**

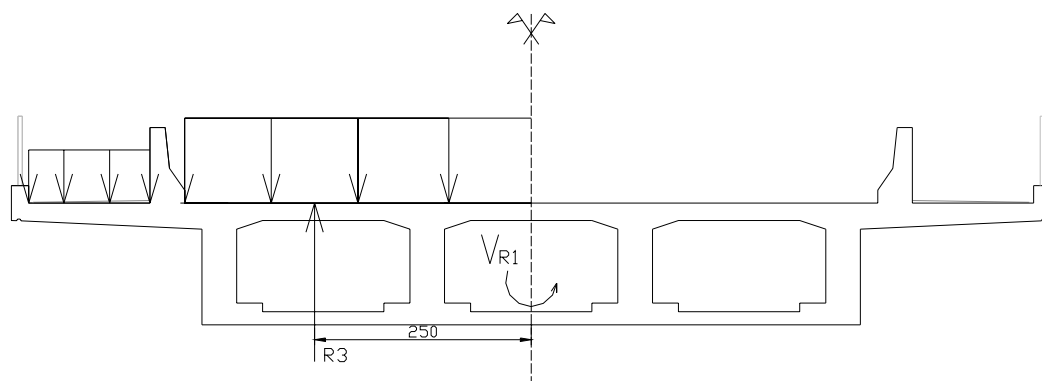
**b) Análise para o tabuleiro parcialmente carregado**



**Figura 17 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte parcialmente carregada**



**Figura 18 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte parcialmente carregada (Corte A-A)**



**Figura 19 – Configuração de carga para o cálculo do trem-tipo de torção considerando a ponte parcialmente carregada (Corte B-B)**

Para o caso em questão, temos:

- Faixa que corta o veículo tipo (corte A-A)

**Momento torçor devido a P**

$$TP = (P \times d_1) + [P \times (d_1 + 2)] \quad (\cup)$$

Portanto, TP é igual a:

$$TP = (7.5 \times 1.5) + [7.5 \times (1.5 + 2)] = \mathbf{37.5 \text{ tfm}}$$

**Momento torçor devido a p'**

$$Tp' = R_1 \times d_2 \quad (\cup)$$

Portanto, Tp' é igual a:

$$Tp' = [(0.5 \times 0.95) \times 0.475] = \mathbf{0.226 \text{ tfm/m}}$$

**Momento torçor devido a p''**

$$T_{p''} = R_2 \times d_3 \quad (\cup)$$

Portanto,  $T_{p''}$  é igual a:

$$T_{p''} = [(0.3 \times 1.4) \times 5.1] = \mathbf{2.142 \text{ tfm/m}}$$

- Faixa fora do veículo tipo (corte B-B)

**Momento torçor devido a P**

Não há momento torçor devido à carga P porque ela não existe nesta região.

**Momento torçor devido a p'**

$$T_{p'} = R_3 \times d_4 \quad (\cup)$$

Portanto TP é igual a:

$$T_{p'} = [(0.5 \times 4) \times 2] = \mathbf{4 \text{ tfm / m}}$$

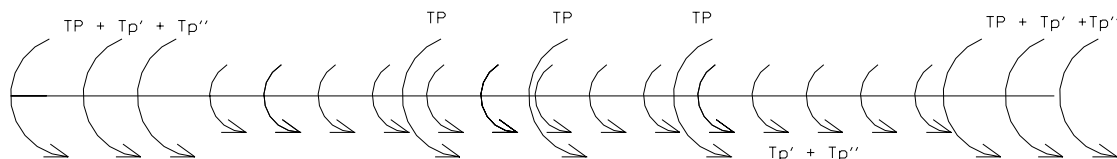
**Momento torçor devido a p''**

$$T_{p''} = R_4 \times d_5 \quad (\cup)$$

Portanto TP é igual a:

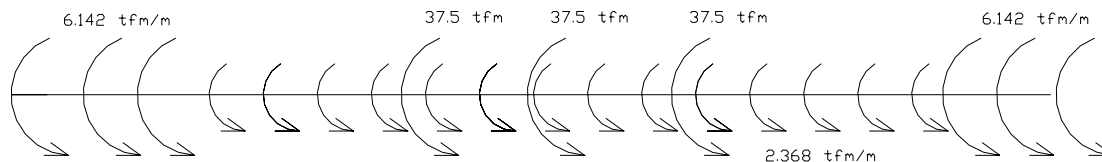
$$T_{p''} = [(0.3 \times 1.4) \times 5.1] = \mathbf{2.142 \text{ tfm / m}}$$

- Composição do trem-tipo



**Figura 20 – Composição de trem-tipo para a ponte parcialmente carregada**

Para o caso em questão, temos:



**Figura 21 – Trem-tipo para a ponte parcialmente carregada**

### 2.2.3. Cálculo do Centro de Gravidade da seção transversal

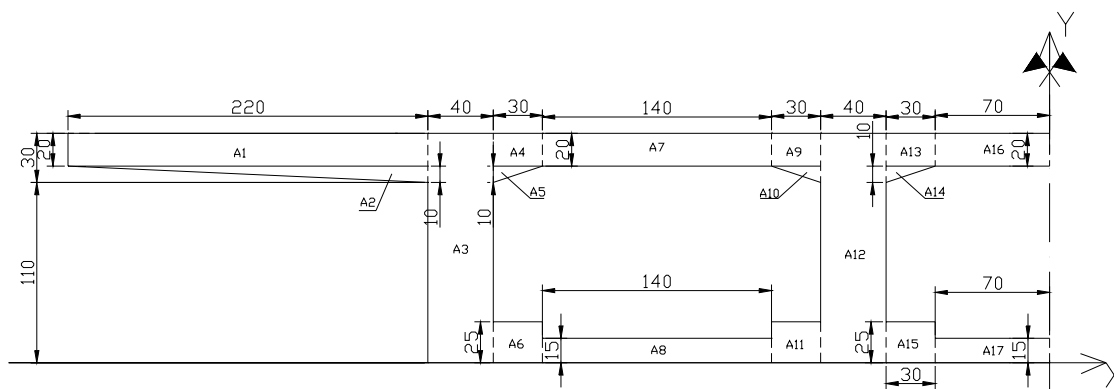


Figura 22 – Áreas para o cálculo do centro de gravidade da seção transversal

## Cálculo do Centro de gravidade

Áreas retangulares	Base	Altura	Área	Yi	AiYi
A1	2.2	0.2	0.44	1.3	0.572
A3	0.4	1.4	0.56	0.7	0.392
A4	0.3	0.2	0.06	1.3	0.078
A6	0.3	0.25	0.075	0.125	0.00938
A7	1.4	0.2	0.28	1.3	0.364
A8	1.4	0.15	0.21	0.075	0.01575
A9	0.3	0.2	0.06	1.3	0.078
A11	0.3	0.25	0.075	0.125	0.00938
A12	0.4	1.4	0.56	0.7	0.392
A13	0.3	0.2	0.06	1.3	0.078
A15	0.3	0.25	0.075	0.125	0.00938
A16	0.7	0.2	0.14	1.3	0.182
A17	0.7	0.15	0.105	0.075	0.00788
			Total = 2.7	Total = 2.18775	

Áreas triangulares	Base	Altura	Área	Yi	AiYi
A2	2.2	0.1	0.11	1.166	0.12826
A5	0.3	0.1	0.015	1.166	0.01749
A10	0.3	0.1	0.015	1.166	0.01749
A14	0.3	0.1	0.015	1.166	0.01749
			Total = 0.155	Total = 0.18073	

Para a seção completa (AiYi) = 4.73696

Para a seção completa (Atotal) = 5.71 m<sup>2</sup>

Ycg = 0.83 m

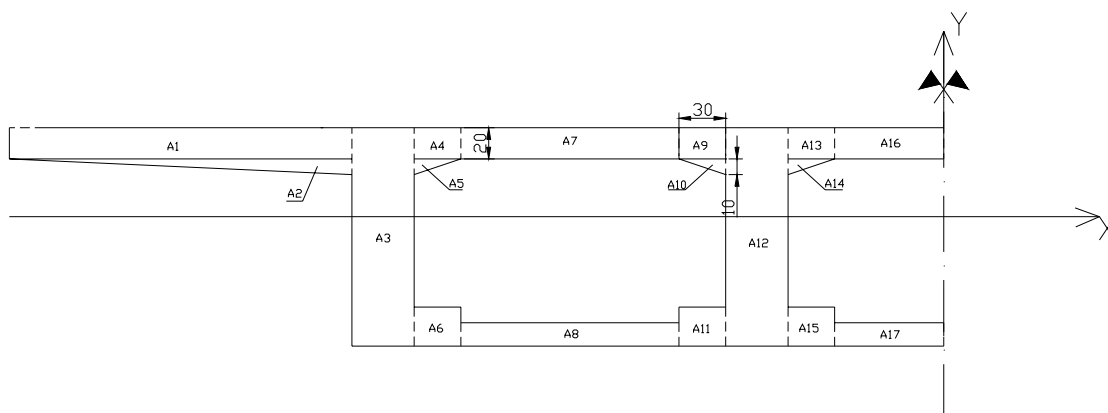


Figura 23 – Disposição dos eixos para cálculo da inércia

### 2.2.4. Cálculo da Inércia da seção transversal

A inércia da seção transversal foi calculada utilizando o teorema dos eixos paralelos, que pode ser resumido por:

$$I_x = \hat{I}_{x'} + A(d_y - d_{cg})^2$$

$$I_y = \hat{I}_{y'} + A(d_x - d_{cg})^2$$

Para a inércia das figuras, tem-se:

Figuras retangulares:  $I = bh^3 / 12$

Figuras triangulares:  $I = b^2h^2 / 8$

Portanto, temos:

Cálculo do Momento de Inércia

Áreas retangulares	Base	Altura	I <sub>xi</sub>	Y <sub>i</sub>	Y <sub>cg</sub>	(Y <sub>i</sub> - Y <sub>cg</sub> ) <sup>2</sup>	A <sub>i</sub>	I <sub>xi</sub> + A <sub>i</sub> (Y <sub>i</sub> - Y <sub>cg</sub> ) <sup>2</sup>
A1	2.2	0.2	0.00147	1.3	0.83	0.22	0.44	0.10
A3	0.4	1.4	0.09147	0.7	0.83	0.02	0.56	0.10
A4	0.3	0.2	0.0002	1.3	0.83	0.22	0.06	0.01
A6	0.3	0.25	0.00039	0.125	0.83	0.50	0.075	0.04
A7	1.4	0.2	0.00093	1.3	0.83	0.22	0.28	0.06
A8	1.4	0.15	0.00039	0.075	0.83	0.57	0.21	0.12
A9	0.3	0.2	0.0002	1.3	0.83	0.22	0.06	0.01
A11	0.3	0.25	0.00039	0.125	0.83	0.50	0.075	0.04
A12	0.4	1.4	0.09147	0.7	0.83	0.02	0.56	0.10
A13	0.3	0.2	0.0002	1.3	0.83	0.22	0.06	0.01
A15	0.3	0.25	0.00039	0.125	0.83	0.50	0.075	0.04
A16	0.7	0.2	0.00047	1.3	0.83	0.22	0.14	0.03
A17	0.7	0.15	0.0002	0.075	0.83	0.57	0.105	0.06

Total = 0.73

Áreas triangulares	Base	Altura	I <sub>xi</sub>	y <sub>i</sub>	Y <sub>cg</sub>	(Y <sub>i</sub> - Y <sub>cg</sub> ) <sup>2</sup>	A <sub>i</sub>	I <sub>xi</sub> + A <sub>i</sub> y <sub>i</sub> <sup>2</sup>
A2	2.2	0.1	0.00605	1.166	0.83	0.11	0.11	0.0185
A5	0.3	0.1	0.00011	1.166	0.83	0.11	0.015	0.0018
A10	0.3	0.1	0.00011	1.166	0.83	0.11	0.015	0.0018
A14	0.3	0.1	0.00011	1.166	0.83	0.11	0.015	0.0018

Total = 0.0239

Para a seção completa (I) = 1.504202 m<sup>4</sup>

### 2.2.5. Modelo Numérico Longitudinal

Critérios utilizados na modelagem:

Segundo a norma brasileira, para uma ponte de até 40 metros podem ser feitas 10 seções no modelo. No caso em questão, o modelo apresenta 12 nós e, portanto, 11 elementos.

Os apoios foram considerados como os de uma viga simplesmente apoiada (com dois balanços), com um apoio de primeiro gênero e outro de segundo.

### Áreas

Áreas retangulares	Base	Altura	Ai
A1	2.2	0.2	0.44
A3	0.4	1.4	0.56
A4	0.3	0.2	0.06
A6	0.3	0.25	0.075
A7	1.4	0.2	0.28
A8	1.4	0.15	0.21
A9	0.3	0.2	0.06
A11	0.3	0.25	0.075
A12	0.4	1.4	0.56
A13	0.3	0.2	0.06
A15	0.3	0.25	0.075
A16	0.7	0.2	0.14
A17	0.7	0.15	0.105

Total = 2.7 m<sup>2</sup>

Áreas triangulares	Base	Altura	Ai
A2	2.2	0.1	0.11
A5	0.3	0.1	0.015
A10	0.3	0.1	0.015
A14	0.3	0.1	0.015

Total = 0.155 m<sup>2</sup>

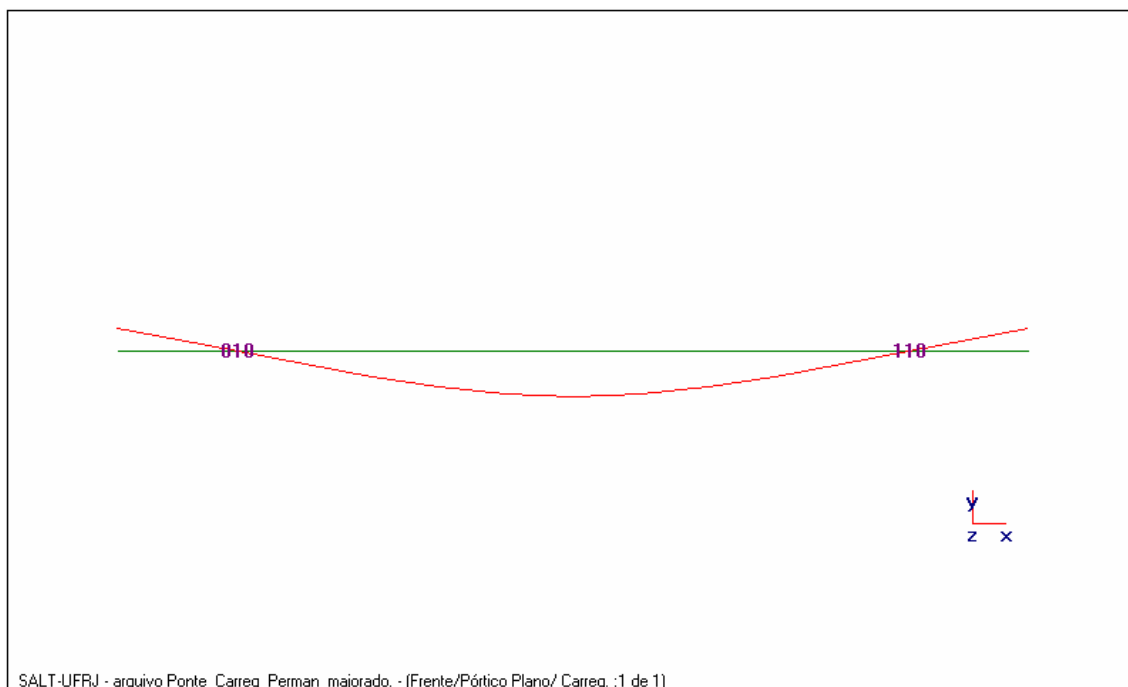
**Área total da seção transversal = 5.71 m<sup>2</sup>**

**Inércia Total = 1.50 m<sup>4</sup>**

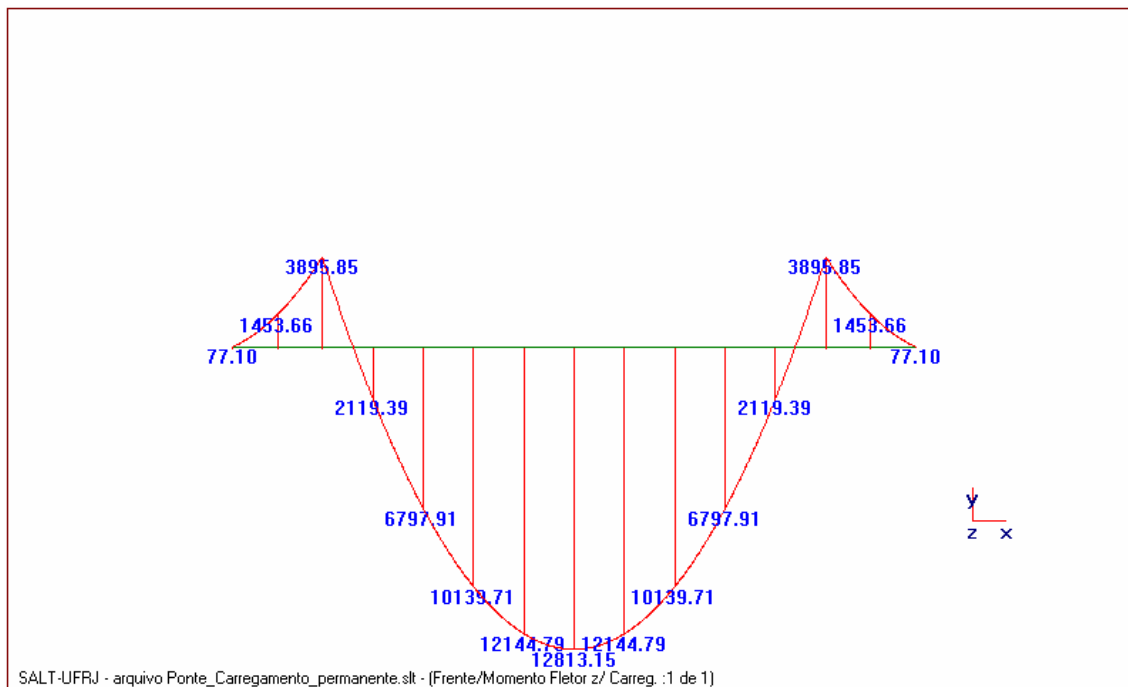


## 2.2.6. Diagramas das Cargas Permanentes não majoradas

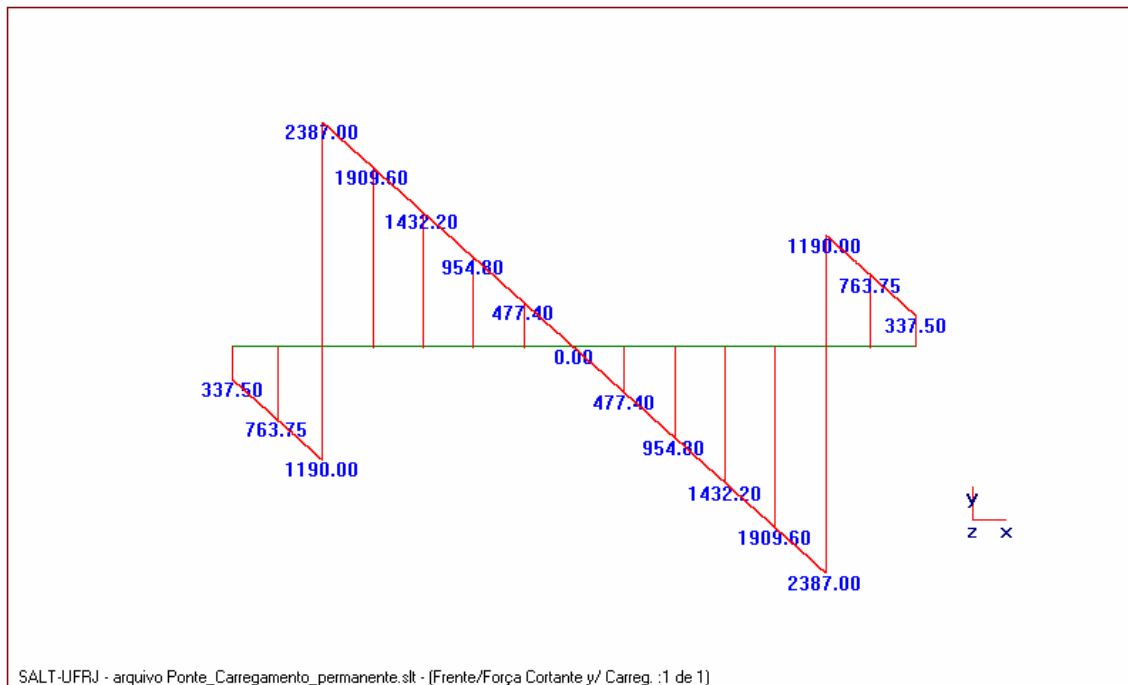
### 2.2.6.1. Estrutura deformada:



### 2.2.6.2. Diagrama de Momento Fletor



### 2.2.6.3. Diagrama de Esforço Cortante

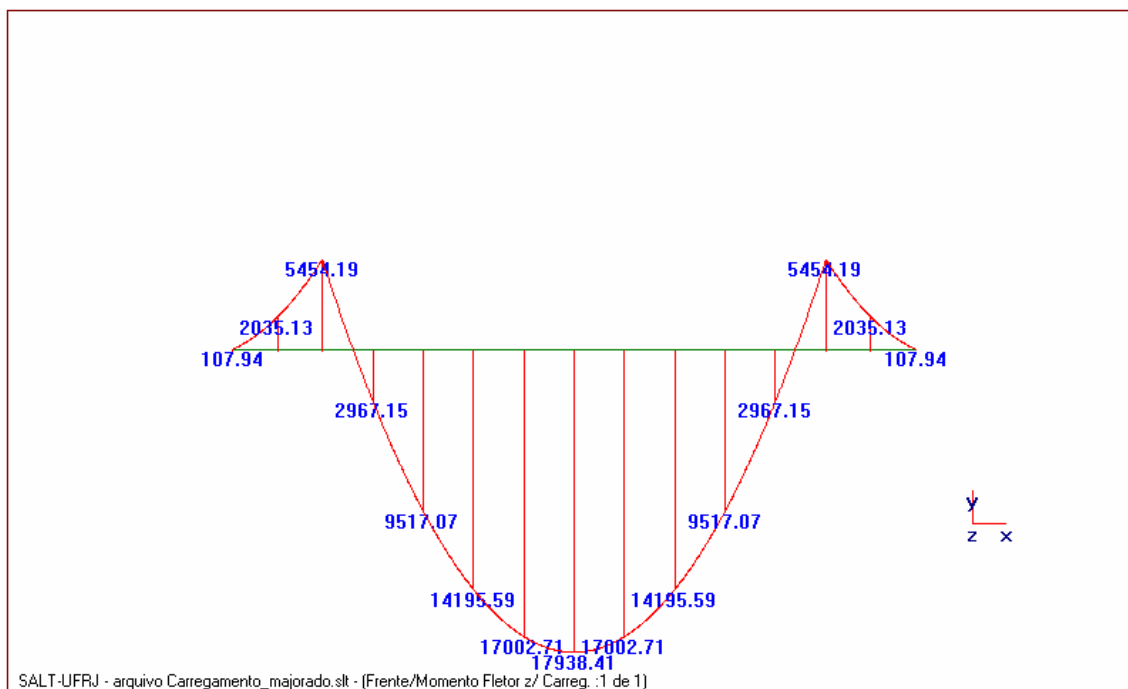


#### 2.2.6.4. Diagrama de Esforço Normal

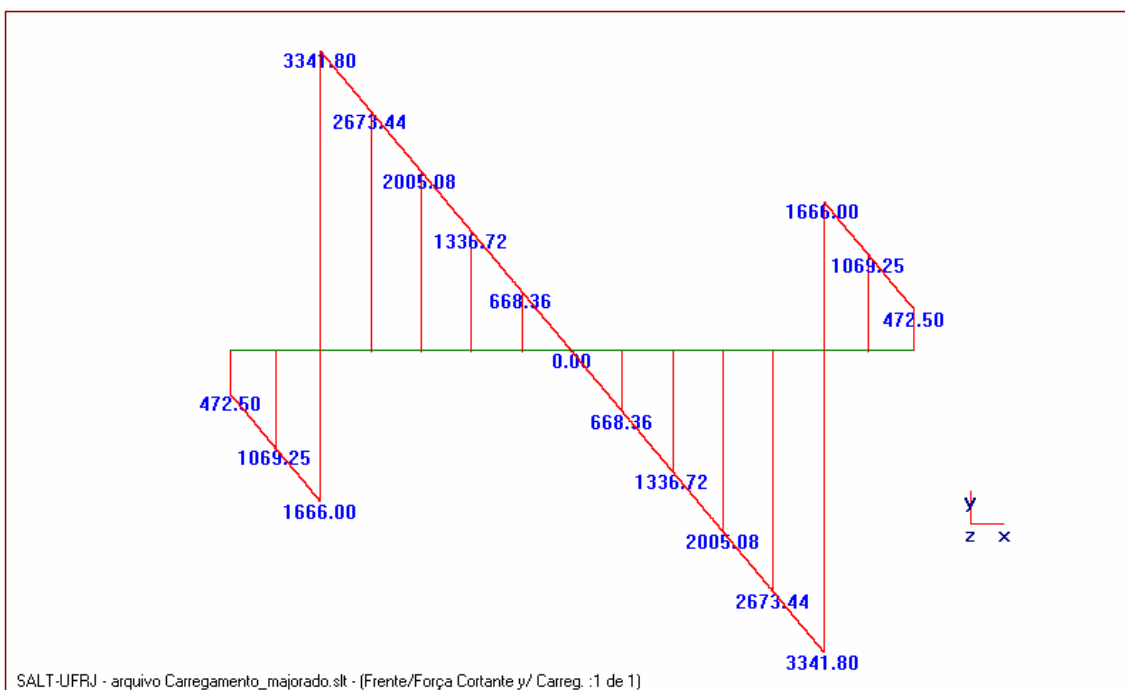


## 2.2.7. Diagramas das Cargas Permanentes majoradas

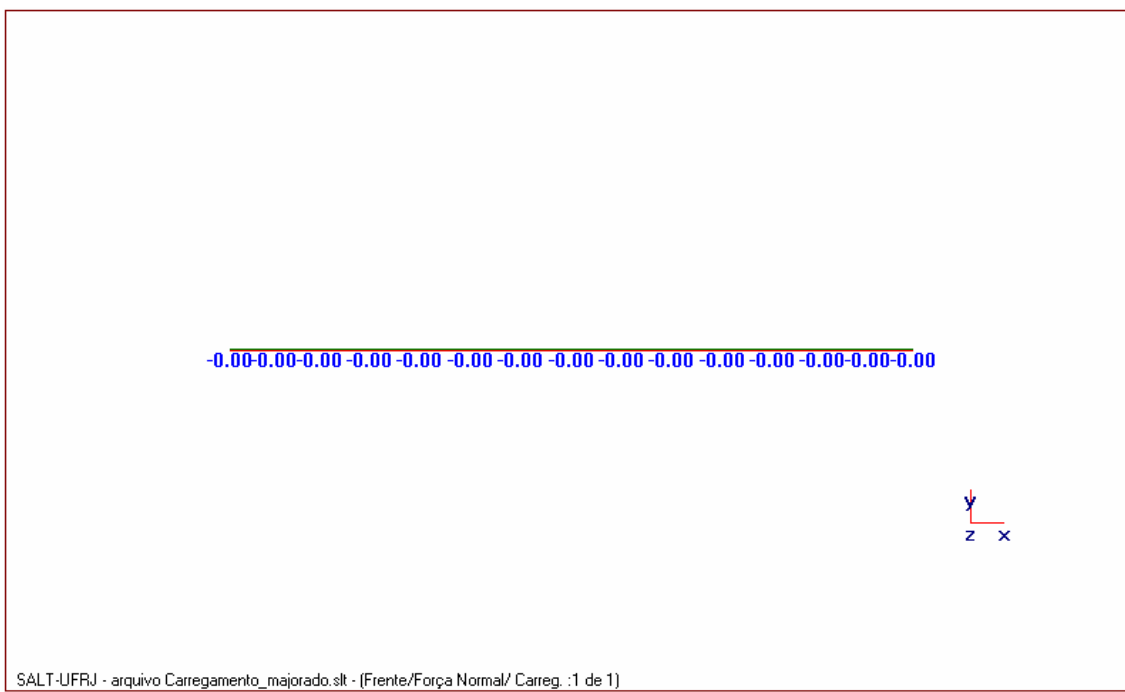
### 2.2.7.1. Diagrama de Momentos Fletores



### 2.2.7.2. Diagrama de Esforços Cortantes



### 2.2.7.3. Diagrama de esforços Normais



## 2.2.8. Resumo (Quadro das Cargas)

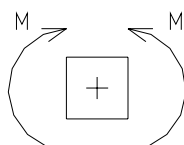
Para calcular as cargas de dimensionamento foram feitas duas combinações de carregamentos, conforme prescrito na norma NBR-6118. A seguir, tem-se o resultado (obtido pelo programa SALT) dos valores das cargas permanentes (majoradas pelos devidos coeficientes da norma) e dos valores das cargas móveis, também majoradas pelo coeficiente previsto na norma supracitada.

### 2.2.8.1. Combinação 1

$$F_d = 1.4F_{gk} + 1.68 F_{q1k}$$

#### a) Momentos

A convenção de sinais para esforços mais usada atualmente em livros e projetos é:



**Figura 24 – Convenção dos momentos usualmente utilizada**

Momentos positivos: tracionam as fibras inferiores;

Momentos negativos: tracionam as fibras superiores.

A convenção de sinais adotada pelo programa SALT para os resultados de momentos é o contrário desta convenção.

Para a resposta dos momentos presente nos resultados (arquivo de resultados em anexo), o programa adota:

Valores positivos para momentos que tracionem as fibras superiores;

Valores negativos para momentos que tracionem as fibras inferiores.

Sendo assim, os valores negativos que constam nas tabelas de momentos representam os valores de cálculo para a obtenção de armadura na parte inferior das vigas; e os valores positivos, na parte superior. Unidades dos esforços a seguir: KN.

## Resumo de Cargas - Momento Fletor

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	107.94	0	0	107.94	107.94
2	2035.13	959.69	254.09	2994.82	2289.22
3	5454.19	3133.18	1016.38	<b>8587.37</b>	6470.57
4	-2967.15	52.88	3282.8	-2914.27	315.65
5	-9517.07	-2389.95	-6609.84	-11907.02	-16126.91
6	-14195.59	-4195.3	-8960.72	-18390.89	-23156.31
7	-17002.71	-5363.19	-10380.61	-22365.9	-27383.32
8	-17938.41	-5893.6	-10863.04	-23832.01	<b>-28801.45</b>
9	-17002.71	-5363.19	-10387.06	-22365.9	-27389.77
10	-14195.59	-4195.3	-8957.5	-18390.89	-23153.09
11	-9517.07	-2389.95	-6596.94	-11907.02	-16114.01
12	-2967.15	52.88	-3262.64	-2914.27	-6229.79
13	5454.19	3133.17	1016.37	<b>8587.36</b>	6470.56
14	2035.13	959.69	254.09	2994.82	2289.22
15	107.94	0	0	107.94	107.94

## b) Cortantes

## Resumo de Cargas - Cortante

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	-472.5	0	0	<b>-472.5</b>	-472.5
2	-1069.25	-203.28	-606.48	-1272.53	<b>-1675.73</b>
3e	-1666	-406.55	-1011.35	-2072.55	<b>-2677.35</b>
3d	3341.8	1699.94	1062.74	5041.74	4404.54
4	2673.44	1410.93	835.07	4084.37	3508.51
5	2005.08	1122.78	602.65	3127.86	2607.73
6	1336.72	834.63	314.5	<b>2171.35</b>	1651.22
7	668.36	546.48	26.36	1214.84	694.72
8	0	258.34	-261.79	258.34	<b>-261.79</b>
9	-668.36	-29.81	-549.94	-698.17	<b>-1218.3</b>
10	-1336.72	-317.96	-838.09	-1654.68	-2174.81
11	-2005.08	-606.11	-1126.24	-2611.19	<b>-3131.32</b>
12	-2673.44	-835.07	-1414.38	-3508.51	<b>-4087.82</b>
13e	-3341.8	-1710.74	-1062.74	<b>-5052.54</b>	-4404.54
13d	1666	1011.35	406.55	2677.35	2072.55
14	1069.25	606.48	203.28	1675.73	1272.53
15	472.5	0	0	472.5	472.5

## c) Reações de Apoio

## Resumo de Cargas - Reações dos Apoios

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	5214.3	2225.29	1469.29	7439.59	6683.59
2	5214.3	2225.29	1469.29	7439.59	6683.59

**2.2.8.2. Combinação 2**

$$F_d = 1.0F_{gk} + 1.68 F_{q1k}$$



### a) Momentos

Resumo de Cargas - Momento Fletor

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	77.1	0	0	77.1	77.1
2	1453.66	959.69	254.09	2413.35	1707.75
3	3895.85	3133.18	1016.38	<b>7029.03</b>	4912.23
4	-2119.39	52.88	-3282.8	-2066.51	-5402.19
5	-6797.91	-2389.95	-6609.84	-9187.86	-13407.75
6	-10139.71	-4195.3	-8960.72	-14335.01	-19100.43
7	-12144.79	-5363.19	-10380.61	-17507.98	-22525.4
8	-12813.15	-5893.6	-10863.04	-18706.75	<b>-23676.19</b>
9	-12144.79	-5363.19	-10387.06	-17507.98	-22531.85
10	-10139.71	-4195.3	-8957.5	-14335.01	-19097.21
11	-6797.91	-2389.95	-6596.94	-9187.86	-13394.85
12	-2119.39	52.88	-3262.64	-2066.51	-5382.03
13	3895.85	3133.17	1016.37	<b>7029.02</b>	4912.22
14	1453.66	959.69	254.09	2413.35	1707.75
15	77.1	0	0	77.1	77.1

### b) Cortantes

Resumo de Cargas - Esforço Cortante

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	-337.5	0	0	-337.5	-337.5
2	-763.75	-203.28	-606.48	-967.03	-1370.23
3e	-1190	-406.55	-1011.35	-1596.55	-2201.35
3d	2387	1699.94	1062.74	4086.94	3449.74
4	1909.6	1410.93	835.07	3320.53	2744.67
5	1432.2	1122.78	602.65	2554.98	2034.85
6	954.8	834.63	314.5	1789.43	1269.3
7	477.4	546.48	26.36	1023.88	503.76
8	0	258.34	-261.79	258.34	-261.79
9	-477.4	-29.81	-549.94	-507.21	-1027.34
10	-954.8	-317.96	-838.09	-1272.76	-1792.89
11	-1432.2	-606.11	-1126.24	-2038.31	-2558.44
12	-1190	-835.07	-1414.38	-2025.07	-2604.38
13e	-2387	-1710.74	-1062.74	-4097.74	-3449.74
13d	1190	1011.35	406.55	2201.35	1596.55
14	763.75	606.48	203.28	1370.23	967.03
15	337.5	0	0	337.5	337.5

### c) Reações de Apoio

## Resumo de Cargas - Reações dos Apoios

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	3724.5	2225.29	1469.29	5949.79	5193.79
2	3724.5	2225.29	1469.29	5949.79	5193.79

**2.3. Dimensionamento da Longarina (estrado celular)****2.3.1. Flexão**

Serão feitos cálculos de dimensionamento para dois tipos de seções: as que estão no apoio e meio do vão.

**2.3.1.1. Seção do apoio**

“Uma viga de concreto composta por uma nervura e por abas salientes apenas pode ser considerada como de seção T quando a mesa estiver comprimida. Caso contrário, quando as abas estiverem tracionadas, a viga será considerada como de seção retangular.” (Fusco, ano?). Por este motivo, a seção do apoio foi considerada como retangular.

$$M_d = 8587.37 / 4 = \mathbf{2146.8 \text{ KNm}}$$

- Dimensionamento das longarinas à flexão (seção do apoio)

Características de projeto

Fck =	20	Mpa	Fcd =	1,43	KN/cm <sup>2</sup>	
Fyk =	500	Mpa	Fyd =	43,48	KN/cm <sup>2</sup>	Aço CA-50A
Md =	2146,8	KNm	=	214680,00	KNcm	

Características geométricas

h =	140	cm	(altura da viga)	
hf =	15	cm	(altura da laje)	
l =	2800	cm	(comprimento do maior vão)	
a =	1680	cm	(Segundo a Norma NBR-6118/2003, a = 0.6l, para vigas com momentos laterais; página 61)	
b2 =	200	cm	(dist. entre a face da viga estudada e a próxima viga)	
bw =	40	cm	(largura da viga)	
d =	133	cm	(distância entre a o topo da parte comprimida até o centro de gravidade da armadura tracionada)	
d' =	7	cm		
δ =	0,05		(parâmetro adimensional; d/d')	
	0.10 x a =	168	cm	
b1 =	8 x hf =	120	cm	Deve ser escolhido o menor valor
	0.5 x b2 =	100	cm	
b1 =	100	cm		
bf =	240	cm		

Cálculo da posição da linha neutra

Suposição 1: A Linha neutra está na mesa (0.8x < hf)

$$Kc = bf d^2 / Md$$

$$K_c = \boxed{19,8}$$

Pela tabela 3 do FUSCO, tem-se o valor de

$$\xi = x/d \quad \xi = \boxed{0,05}$$

$$\text{Valor de } x = \boxed{6,65} \text{ cm}$$

$$\text{Posição da linha neutra} = \boxed{5,32} \text{ cm}$$

$$5,32 < 15 = h_f$$

A linha neutra está na mesa

Pela tabela 3 do FUSCO, tem-se:

$$K_s = \boxed{0,024} \quad \text{Domínio} \quad 2$$

#### Cálculo da Armadura

$$A_s = k_s M_d / d \quad A_s = \boxed{38,74} \text{ cm}^2$$

#### Taxa de Armadura Mínima (Norma NBR-6118/2003)

Para um concreto de 21 MPa e seção T com mesa comprimida:

$$\rho_{\min} = A_{s,\min} / A_c \quad \rho_{\min} = \boxed{0,15} \%$$

$$A_{s,\min} = \boxed{12,9} \text{ cm}^2$$

#### Resumo Final

$$A_s = \boxed{38,74} \text{ cm}^2 \quad \text{Número de barras} \quad \boxed{8}$$

$$\text{Bitola} = \boxed{25} \text{ mm} \quad A_{\Phi} = \boxed{4,90625} \text{ cm}^2$$

### 2.3.1.2. Seção do meio do vão

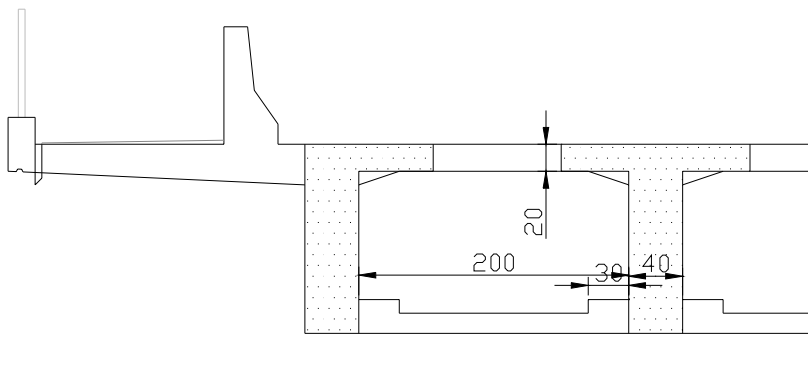
$M_d = 28801.45$  KNm é o momento atuante em toda a seção transversal da ponte. Portanto, atua em cada uma das vigas, um momento de:

$$M_d = 28801.45 / 4 = \mathbf{7200.4 \text{ KNm}}$$

Segundo (Fusco, ano?), as seções transversais celulares (caixão) recaem no cálculo de “vigas tipo T”.

O dimensionamento será feito considerando 4 vigas do tipo T. Contudo, só será demonstrado o dimensionamento de uma viga T, por serem simétricas.

As mísulas presentes nos cantos das vigas T não foram considerados como contribuintes para a resistência da seção, pois são executados apenas para distribuir melhor as tensões nas quinas, diminuindo a concentração de tensões e fissuração. Também não foram considerados os detalhes inferiores das vigas, pois estão na parte tracionada da seção, cuja resistência deve ser desprezada, já que se constitui de concreto.



**Figura 25 – Detalhes das longarinas para o dimensionamento**

Cálculo feito para cada uma das quatro vigas T presentes na seção transversal. Nas vigas laterais foram desconsideradas as partes contribuintes de concreto das lajes em balanço, simplificando e considerando as vigas (laterais) como iguais às centrais.

Foi utilizada a Tabela 3 de dimensionamento presente em (Fusco, ano?); como não existiam valores para o cálculo de concreto de 20 MPa, foi feita uma tabela de interpolação (em anexo), gerada a partir da tabela citada.

- Dimensionamento das longarinas à flexão (seção do meio do vão)

Características de projeto

Fck =	20	Mpa	Fcd =	1,43	KN/cm <sup>2</sup>	
Fyk =	500	Mpa	Fyd =	43,48	KN/cm <sup>2</sup>	Aço CA-50A
Md =	7200,4	KNm	=	720040,00	KNcm	

Características geométricas

h =	140	cm	(altura da viga)
hf =	20	cm	(altura da laje)
l =	2800	cm	(comprimento do maior vão)
a =	1680	cm	(Segundo a Norma NBR-6118/2003, a = 0.6l, para vigas com momentos laterais; página 61)
b2 =	200	cm	(dist. entre a face da viga estudada e a próxima viga)
bw =	40	cm	(largura da viga)
d =	133	cm	(distância entre a o topo da parte comprimida até o centro de gravidade da armadura tracionada)
d' =	7	cm	
$\delta =$	0,05		(parâmetro adimensional; d/d')

	0.10 x a =	168	cm	
b1 =	8 x hf =	160	cm	Deve ser escolhido o menor valor
	0.5 x b2 =	100	cm	

b1 =	100	cm
bf =	240	cm

Cálculo da posição da linha neutra

Suposição 1: A Linha neutra está na mesa ( $0.8x < hf$ )

$$Kc = bf d^2 / Md$$

$$K_c = \boxed{5,9}$$

Pela tabela 3 do FUSCO, tem-se o valor de

$$\xi = x/d \quad \xi = \boxed{0,19}$$

$$\text{Valor de } x = \boxed{25,27} \text{ cm}$$

$$\text{Posição da linha neutra} = \boxed{20,216} \text{ cm}$$

$$20,216 > 20 = h_f$$

A linha neutra está na alma

Parcela do Momento resistido pelas abas

$$M_{d,f} = (b_f - b_w) h_f 0,85 f_{cd} (d - h_f/2) \quad M_{d,f} = \boxed{597428,57} \text{ KNcm}$$

Parcela do Momento a ser resistido pela armadura

$$M_{d,w} = M_d - M_{d,f} \quad M_{d,w} = \boxed{122611,43} \text{ KNcm}$$

Cálculo de  $K_c$

$$K_c = b_w d^2 / M_{d,w} \quad K_c = \boxed{5,8}$$

Pela tabela 3 do FUSCO, tem-se:

$$K_s = \boxed{0,025} \quad \text{Domínio } 2$$

$$K_{s2} = \boxed{0,023}$$

Cálculo da Armadura

$$A_s = k_s M_{d,w} / d + K_{s2} M_{d,f} / (d - h_f/2) \quad A_s = \boxed{134,76} \text{ cm}^2$$

Taxa de Armadura Mínima (Norma NBR-6118/2003)

Para um concreto de 21 MPa e seção T com mesa comprimida:

$$\rho_{\min} = A_{s,\min} / A_c \quad \rho_{\min} = \boxed{0,15} \%$$

$$A_{s,min} = 14,4 \text{ cm}^2$$

Resumo Final

$$A_s = 134,76 \text{ cm}^2 \quad \text{Número de barras} = 27$$

$$\text{Bitola} = 25 \text{ mm} \quad A_{\Phi} = 4,90625 \text{ cm}^2$$

Valores adotados

Distribuição	Horizont	Vertical	Valores adotados
	20 mm	20 mm	
	25 mm	25 mm	30 mm
	30 mm		
		12,5 mm	25 mm

### 2.3.2. *Cisalhamento*

- *Cálculo da armadura de cisalhamento para as longarinas*

$V_d$  total = esforço cortante total a ser resistido pela seção transversal da ponte

$V_d$  por viga = esforço cortante a ser resistido por cada longarina (viga)

$V_{cd}$  = parte do esforço cortante que é resistido pelo concreto

$V_{wd}$  = parte do cortante que é resistido pela armadura

$A_{s,w}$  = área de aço

Foram considerados os maiores valores de cortante para cada seção da viga, dimensionando as 8 primeiras (até o meio do vão), por serem simétricas.

O dimensionamento foi feito baseado na Norma NBR-6118/2003, seguindo o modelo de cálculo 1

#### Verificação da biela comprimida de concreto

$V_d < VR_{d2}$ , ou seja, o cortante máximo atuante não pode ser maior que a resistência da biela;

$V_d < VR_{d3} = V_{cd} + V_{wd}$ , ou seja, o cortante precisa ser combatido em parte pela biela de concreto e em parte pela armadura;



Características de projeto

Fck =	<input type="text" value="20.00"/>	Mpa	Fcd =	1.43	KN/cm2
$\gamma_c$ =	<input type="text" value="1.40"/>		Fyd =	43.5	KN/cm2
Fyk =	<input type="text" value="500.00"/>	Mpa	Fyd =	434782.61	KN/m2

Características geométricas

h =	<input type="text" value="140.00"/>	cm	(altura da viga)
bw =	<input type="text" value="40.00"/>	cm	(largura da viga)
d =	<input type="text" value="133.00"/>	cm	(dist. entre a o topo da parte comprimida até
d =	1.33	m	o centro de gravidade da armadura tracionada)
d' =	<input type="text" value="7.00"/>	cm	

$$\alpha_{V2} = [1 - (f_{ck}/250)] \text{ com o fck em Mpa}$$

$$\alpha_{V2} = 0.92$$

$$VRd2 = 0.27 \alpha_{V2} f_{cd} b_w d$$

$$VRd2 =$$

$$\boxed{18878.40} \text{ KN}$$

Ok! A biela de concreto resiste ao maior cortante

Cálculo do Vcd

$$V_{cd} = 0.6 f_{ctd} b_w d \text{ para flexão simples}$$

Parâmetros necessários para o cálculo de Vcd

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{(2/3)}$$

$$f_{ctm} = 2.21$$

$$f_{ctk \text{ inf}} = 0.7 f_{ctm}$$

$$f_{ctk \text{ inf}} = 1.55$$

$$f_{ctk \text{ sup}} = 1.3 f_{ctm}$$

$$f_{ctk \text{ sup}} = 2.87$$

$$f_{ctd} = f_{ctk \text{ inf}} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1.11$$

$$\text{Mpa} =$$

$$0.11$$

$$\text{KN/cm2}$$

$$V_{cd} = \boxed{352.78} \text{ KN}$$

$$V_{wd} =$$

Cálculo de  $A_{s,w}$ 

$$A_{s,w} / s = V_{wd} / 0.9 d f_{yd}$$

Seção (nó)	Vd total	Vd por viga	Vcd	Vwd	$A_{s,w}$ / metro	S calc (cm)	Sreal
1	-472.50	-118.13	352.78	Asw mín	0.04	4361	30
2	-1675.73	-418.93	352.78	66.15	1.27	124	30
3e	-2677.35	-669.34	352.78	316.55	6.08	26	26
3d	-5052.54	-1263.14	352.78	910.35	17.49	9	9
4	-4087.82	-1021.96	352.78	669.17	12.86	12	12
5	-3131.32	-782.83	352.78	430.05	8.26	19	19
6	2127.35	531.84	352.78	179.05	3.44	46	30
7	-1218.30	-304.58	352.78	Asw mín	0.04	4361	30
8	-261.79	-65.45	352.78	Asw mín	0.04	4361	30

Taxa de armadura mínima

$$\rho_w, \text{mín} = 0.2 f_{ctm} / f_{yk}$$

$$\rho_w = 0.09 \quad \%$$

Espaçamento Máximo pelo critério de espaçamento

$$S_{\text{máx}} = \text{Se } V_{sd} < 0.67 V_{Rd2} = 0.6d < 300\text{mm}$$

$$S_{\text{máx}} (\text{cm}) = 80$$

$$\text{Se } V_{sd} > 0.67 V_{Rd2} = 0.3d < 200\text{mm}$$

Portanto o valor de  $S_{\text{máx}}$  deve ser de:

$$S_{\text{máx}} = 30.00 \quad \text{cm}$$

Espaçamento máximo calculado pela taxa

$$\text{Bitola} = 10.00 \quad \text{mm}$$

$$\text{Área} = 0.785 \quad \text{cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 2A_{\Phi} / \rho_w b_w$$

$$S_{\text{máx}} = 44.39 \quad \text{cm}$$

Valores Finais

Bitola 

10.0
------

 mm

Espaçamento	Seção	Espaçam.
	1	30
	2	30
	3e	26
	3d	9
	4	12
	5	19
	6	30
	7	30
	8	30

**2.3.3. Armadura de pele (ou costela)**

“A mínima armadura lateral deve ser de 0,10%  $A_{c,alma}$  em cada face da alma da viga e composta por barras de alta aderência com espaçamento não maior que 20 cm.” (Norma NBR-6118/2003).

Apesar de serem duas vigas T e duas L, as quatro possuem a mesma alma e, portanto, a mesma área de concreto na alma.

$$A_{c,alma} = 40 \times 140 = 5600 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele = 5.6 cm<sup>2</sup> em cada face. → 5 barras de 12,5mm ou 6 de 10mm.

## 2.4. Dimensionamento das Lajes Superiores

### 2.4.1. Laje em balanço (passeios)

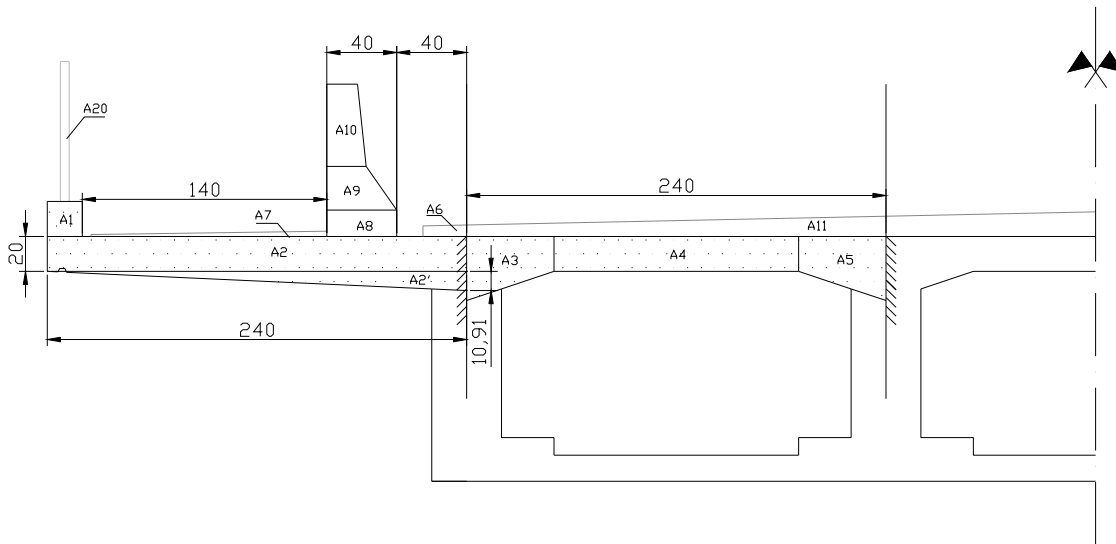


Figura 26 – Esquema para o cálculo das lajes em balanço e centrais

#### 2.4.1.1. Cálculo das cargas

##### a) Permanentes

Foram calculados os momentos em tfm por metro de laje a partir das cargas em tf por metro de laje multiplicando-se as referidas cargas concentradas pela sua distância ao eixo de engastamento da laje (braço de alavanca).

- Guarda-corpo

A carga utilizada para o guarda-corpo metálico é de 0.1 tf / m para cada um deles.

$$\text{Carga Total} = 0.1 \text{ tf/m} \times 2.30 = 0.23 \text{ tfm / m}$$

- Estrutura de concreto

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A1	20	20	400.000

$$\text{Total} = 400.000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Carga Total} = 0.04 \text{ m}^2 \times 2.5 = 0.1 \times 2.3 = 0.23 \text{ tfm / m}$$

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A2	20	240	4800.000

Total = 4800.000 cm<sup>2</sup>

Carga Total =  $0.48 \text{ m}^2 \times 2.5 = 1.2 \times 1.2 = \mathbf{1.44 \text{ tfm / m}}$

Área triangular			
Áreas	Base	Altura	Total
A2'	10.91	240	1309.200

Total = 1309.200 cm<sup>2</sup>

Carga Total =  $0.13 \text{ m}^2 \times 2.5 = 0.325 \times 0.8 = \mathbf{0.26 \text{ tfm / m}}$

- Guarda-rodas (de concreto)

Áreas quadradas			
Áreas	Lado menor	Lado maior	Total
A8	15	40	600

Total = 600 cm<sup>2</sup>

Áreas trapezoidais				
Áreas	Base menor	Base maior	Altura	Total
A9	40	22.5	25	781.25
A10	17.5	22.5	47	940

Total = 1721.25 cm<sup>2</sup>

Área =  $600 + 1721.25 = 2321.25 \text{ cm}^2 = 0.23 \text{ m}^2$

Carga Total =  $0.23 \times 2.5 = 0.575 \text{ tf / m} \times 0.667 = \mathbf{0.38 \text{ tfm / m}}$

Neste caso o valor do braço de alavanca foi estimado; foi feita apenas uma aproximação.

- Pavimentação

Áreas trapezoidais				
Áreas	Base menor	Base maior	Altura	Total
A6	6	6.52	135	845.1
A7	1	3	385	770

Total = 1615.1 cm<sup>2</sup>

$$\text{Área} = 1615.1 \text{ cm}^2 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Total} = 0.16 \times 2.2 = 0.352 \text{ tf / m} \times 1.5 = \mathbf{0.53 \text{ tfm / m}}$$

$$\text{Carga Permanente Total} = \mathbf{0.23 + 0.23 + 1.44 + 0.26 + 0.38 + 0.53 = 3.07 \text{ tfm/m}}$$

**b) Variáveis**

- Carga de multidão

$$\text{Carga de multidão} = 0.3 \text{ tf / m}^2$$

$$\text{Carga total} = 0.3 \times 1.40 \times 1.50 = \mathbf{0.63 \text{ tfm / m}}$$

### 2.4.1.2. Cálculo dos esforços

**a) Combinação 1**

$$F_d = 1.4F_{gk} + 1.68 F_{q1k}$$

$$M_d = (1.4 \times 3.07) + (1.68 \times 0.63) = \mathbf{5.36 \text{ tfm / m}}$$

**b) Combinação 2**

$$F_d = 1.0F_{gk} + 1.68 F_{q1k}$$

$$M_d = (1.0 \times 3.07) + (1.68 \times 0.63) = \mathbf{4.13 \text{ tfm / m}}$$

### 2.4.1.3. Cálculo das Armaduras

- Dimensionamento das lajes superiores em balanço

Características Geométricas e de Projeto

h =	<input type="text" value="37"/>	cm	=	<input type="text" value="0.37"/>	m	(h = 0.30 + 20/3 = 0.37m)
d =	<input type="text" value="34"/>	cm	=	<input type="text" value="0.34"/>	m	
d' =	<input type="text" value="3"/>	cm	=	<input type="text" value="0.03"/>	m	
l =	<input type="text" value="100"/>	cm	Comprimento da laje			

Md =	5360.0	KNcm	=	53.6	KNm		
Fck =	20.0	Mpa	=	2.00	KN/cm2		
Fcd =	14.3	Mpa	=	1.43	KN/cm2	=	14286 KN/m2
Fyk =	500	Mpa	=	50.00	KN/cm2		
Fyd =	434.8	Mpa	=	43.5	KN/cm2		

Cálculo de X

$$x = 0.01655 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

Cálculo de As

$$As = 3.70 \text{ cm}^2$$

Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \% \text{ para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = As, \text{ mín} / Ac \quad As, \text{ mín} = 5.55 \text{ cm}^2$$

Valor final de As

$$As = 5.55 \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

Número de barras	$\Phi =$	10	mm
	$A\Phi =$	0.785	cm <sup>2</sup>

$$\text{Núm. Barras} = 7 \text{ por metro} \quad \text{Espaçamento} = 14.1 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo =	74	cm	= 14
	14	cm	
	20	cm	

$$\text{Espaçamento corrigido} = 14 \text{ cm}$$

Armadura Secundária de Flexão

As, sec =	1.11	cm2 por metro
	0.90	cm2 por metro
	2.78	cm2 por metro

As, sec = 2.78 cm2 por metro

Espaçamento da Armadura Secundária

Espaçamento calc =	28
Esp. máximo =	33

$\Phi$ =	10	mm
$A\Phi$ =	0.785	cm2

Esp. final = 28 cm

#### 2.4.2. Laje biengastada nas nervuras

As lajes de pontes, para efeito de cálculo das solicitações, são consideradas como lajes isótropas, possuindo rigidez igual nas duas direções.

Os métodos elásticos para cálculo das solicitações baseiam-se nos resultados de Kirchhof-Love das placas, levando em conta a distribuição das cargas de tráfego. O problema consiste em encontrar a combinação de solicitações mais desfavorável.

Esse cálculo é demorado e trabalhoso porque deve se determinar uma função  $W(x,y)$ , ordenada da superfície média da placa isótropa tal que se verifique a equação:

$$\nabla^4 w / \partial x^4 + 2\partial^4 w / \partial y^4 + \partial^4 w / \partial y^4 = p/D$$

Para facilitar os cálculos, foram desenvolvidos dois procedimentos que buscam sistematizar os resultados:

- Superfícies de Influência
- Tabelas de Rüsck

Uma das tabelas mais conhecida para o cálculo de esforços em lajes de pontes foi desenvolvida por H. Rüsck para o trem-tipo da norma alemã DIN-1072 (RÜSCH (1960)). As normas brasileiras de cargas rodoviárias adotaram carregamentos com a mesma geometria das cargas de cálculo das normas alemãs, de modo que as tabelas de Rüsck podem ser empregadas no dimensionamento de pontes no Brasil. As tabelas de Rüsck permitem a determinação das solicitações nas lajes, mediante condições de apoio prefixadas.



O método utilizado neste trabalho foi o de Rüsç. Com base no campo de influência, Rüsç desenvolveu uma sistematização para os diversos tipos de contorno de laje e com todos os trens-tipo colocados já nas posições desfavoráveis.

Nessa tabela são fornecidos os valores do momento fletor,  $M_{xm}$  e  $M_{ym}$ , no meio do vão da laje devido ao efeito das cargas das rodas do veículo ( $P = 1 \text{ t}$ ) e da sobrecarga uniformemente distribuída em volta do veículo ( $p' = p'' = 1 \text{ t/m}^2$ ). A direção do tráfego é admitida, nessa tabela, na direção  $y$ , sendo a direção  $y$  adotada paralela ao maior vão da laje. O efeito global das cargas do trem-tipo é avaliado por:

$$M = \varphi (P M_L + p' M_{p'} + p'' M_{p''})$$

Onde  $M_L$ ,  $M_{p'}$  e  $M_{p''}$  são os momentos fletores para  $P = 1 \text{ t}$  e  $p' = p'' = 1 \text{ t/m}^2$ , respectivamente, obtidos da tabela de Rüsç. Nessa expressão  $P$  é o peso real de cada roda do veículo,  $p'$  e  $p''$  são a sobrecarga de multidão em volta do veículo (esses valores são fornecidos pela NBR-7188 em função da classe da ponte) e  $\varphi$  é coeficiente de impacto. Para entrada nas tabelas é necessário calcular os parâmetros  $L_x / a$  e  $t / a$ , onde  $a$  é a distância entre as rodas do veículo na direção transversal,  $t$  é a largura de distribuição da pressão da roda e  $L_x$  é a menor dimensão em planta da laje.

#### 2.4.2.1. Cálculo das Cargas

##### a) Permanentes

- Estrutura de concreto

$$\text{Carga Total} = 0.20 \times 2.5 = \mathbf{0.5 \text{ tf / m}^2}$$

- Pavimentação

$$\text{Altura média de pavimentação} = (0.14 + 0.06) / 2 = 0.10\text{m}$$

$$\text{Carga Total} = 0.10 \times 2.2 = \mathbf{0.22 \text{ tf / m}^2}$$

$$\mathbf{\text{Carga Total Permanente} = 0.72 \text{ tf / m}^2}$$

##### b) Móveis

$$P = 7.5 \text{ tf}$$

$$p' = 0.5 \text{ tf} / \text{m}^2$$

$$p'' = 0.3 \text{ tf} / \text{m}^2$$

Para o emprego das tabelas de Rüsç na determinação das solicitações das lajes do tabuleiro de pontes, deve-se estabelecer condições de contorno ideais para os diversos painéis da laje. Esta escolha é, forçosamente, arbitrária dentro de certos limites. Existe ainda a necessidade de levar em conta a continuidade das lajes nos projetos, ao menos de forma aproximada, caso não se deseje fazer um cálculo rigoroso.

Foram calculadas as partes centrais e partes em balanço (da vista longitudinal) separadamente.

#### **2.4.2.2. Cálculo dos esforços na laje central (28 metros)**

Para o cálculo dos momentos na laje central foi utilizada a tabela número 27 de Rüsç, que considera os valores de momento para uma laje com relação  $L_y / L_x$  infinita (superior a 3.5), com laterais engastadas. A tabela fornece os coeficientes para a multiplicação das cargas permanentes e móveis, de forma a fornecer os valores de momentos no centro da laje e nos engastes laterais.

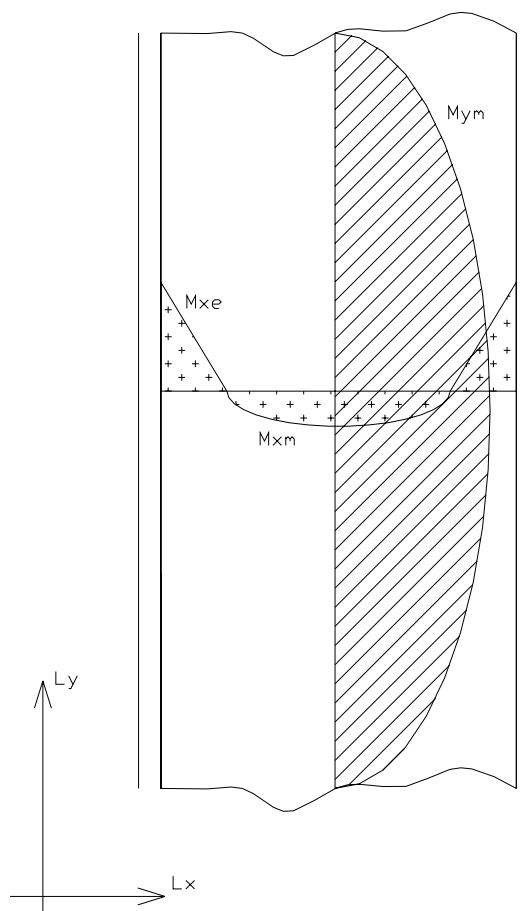
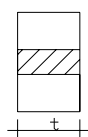


Figura 27 – Esquema dos diagramas de momento para a laje central fornecido pelas tabelas de Rürch

a) Cálculo da largura de distribuição da pressão das rodas (trem-tipo)

Classe 45



Pneu  
Classe 45

Figura 28 – Largura de distribuição da pressão das rodas

$$t = [\text{largura da roda}] + 2 \times [\text{espessura do pavimento} + (1/2 \times \text{espessura da laje})]$$

$$t = 0.5 + 2 \times \{[(0.14+0.06)/2] + [(1/2) \times 0.20]\} = \mathbf{0.9 \text{ m}}$$

**b) Parâmetros de entrada na tabela**

$L_y$  = comprimento da laje total = 28m

$L_x$  = largura da laje = 2.40m

$L_y / L_x = \infty$

$a = 2.0\text{m}$

$t / a = 0.9 / 2.0 = \mathbf{0.45}$

$L_x / a = 2.40 / 2.0 = \mathbf{1.2}$

**c) Cálculo do coeficiente de impacto**

$\varphi = 1.4 - (0.007 \times 28) = \mathbf{1.2}$

**d) Cálculo dos momentos devido à carga permanente**

$$M = K q L_x^2$$

$$p / M_{xm0} \rightarrow K = 0.0417$$

$$p / M_{ym0} \rightarrow K = 0.0069$$

$$p / M_{xe0} \rightarrow K = 0.0833$$

$$M_{xm0} = 0.0417 \times 0.72 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.17 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{ym0} = 0.0069 \times 0.72 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.03 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{xe0} = 0.0833 \times 0.72 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.34 \text{ tfm / m}}$$

**e) Cálculo dos momentos devido à carga móvel**

$$M = \varphi (P M_L + p' M_{p'} + p'' M_{p''})$$

$$M_{xm q} = 1.2 \times [(7.5 \times 0.109) + (0.5 \times 0) + (0.3 \times 0.02)] = \mathbf{1.0 \text{ tfm}}$$

$$M_{ym q} = 1.2 \times [(7.5 \times 0.076) + (0.5 \times 0) + (0.3 \times 0.008)] = \mathbf{0.7 \text{ tfm}}$$

$$M_{xe q} = 1.2 \times [(7.5 \times 0.264) + (0.5 \times 0) + (0.3 \times 0.2)] = \mathbf{2.45 \text{ tfm}}$$

### f) Momentos Totais

$$M_{im} = M_{im0} + M_{imq}$$

$$M_{xm} = 0.17 + 1.0 = \mathbf{1.17 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{ym} = 0.03 + 0.7 = \mathbf{0.73 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{xe} = 0.34 + 2.45 = \mathbf{2.79 \text{ tfm / m}}$$

### g) Cálculo das Armaduras

- Dimensionamento das lajes superiores biengastadas centrais

Características Geométricas e de Projeto

h =	<input type="text" value="20"/>	cm	=	<input type="text" value="0.2"/>	m
d =	<input type="text" value="17"/>	cm	=	<input type="text" value="0.17"/>	m
d' =	<input type="text" value="3"/>	cm	=	<input type="text" value="0.03"/>	m
l =	<input type="text" value="100"/>	cm	Comprimento da laje		

Cálculo da seção na direção Lx

Mxm =	<input type="text" value="1170.0"/>	KNcm	=	<input type="text" value="11.7"/>	KNm	
Fck =	<input type="text" value="20.0"/>	Mpa	=	<input type="text" value="2.00"/>	KN/cm <sup>2</sup>	
Fcd =	<input type="text" value="14.3"/>	Mpa	=	<input type="text" value="1.43"/>	KN/cm <sup>2</sup>	= 14286 KN/m <sup>2</sup>
Fyk =	<input type="text" value="500"/>	Mpa	=	<input type="text" value="50.00"/>	KN/cm <sup>2</sup>	
Fyd =	<input type="text" value="434.8"/>	Mpa	=	<input type="text" value="43.5"/>	KN/cm <sup>2</sup>	

Cálculo de X

x =	<input type="text" value="0.00721"/>	m	=	<input type="text" value="0.7"/>	cm
-----	--------------------------------------	---	---	----------------------------------	----

Cálculo de As

As =	<input type="text" value="1.61"/>	cm <sup>2</sup>
------	-----------------------------------	-----------------

Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \quad \% \quad \text{para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = A_{s, \text{mín}} / A_c \quad A_{s, \text{mín}} = 3 \quad \text{cm}^2$$

Valor final de As

As =	<input type="text" value="3"/>	cm <sup>2</sup> por metro
------	--------------------------------	---------------------------

Número de barras  $\Phi =$   mm  
 $A\Phi =$   cm<sup>2</sup>

Núm. Barras =  por metro      Espaçamento =  cm

40	cm
26	cm
20	cm

 = 20

40	cm
26	cm
20	cm

 = 20

2790.0	KNcm
20.0	Mpa
14.3	Mpa
500	Mpa
434.8	Mpa

 = 
 

27.9	KNm
2.00	KN/cm <sup>2</sup>
1.43	KN/cm <sup>2</sup>
50.00	KN/cm <sup>2</sup>
43.5	KN/cm <sup>2</sup>

 = 14286 KN/m<sup>2</sup>

Cálculo de X

x =  m =  cm

Cálculo de As

As =  cm<sup>2</sup>

Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$\rho_{\text{mín}} = 0.15$  % para concretos de 20 Mpa e seção retangular;

$\rho_{\text{mín}} = A_s, \text{mín} / A_c$        $A_s, \text{mín} = 3$  cm<sup>2</sup>

Valor final de As

As =  cm<sup>2</sup> por metro

Número de barras  $\Phi =$   mm  
 $A\Phi =$   cm<sup>2</sup>

Núm. Barras =  por metro      Espaçamento =  cm

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

Cálculo da seção na direção Ly

$$\begin{array}{l} \text{Mym} = \begin{array}{|c|} \hline 730.0 \\ \hline \end{array} \text{ KNcm} = \begin{array}{|c|} \hline 7.3 \\ \hline \end{array} \text{ KNm} \\ \text{Fck} = \begin{array}{|c|} \hline 20.0 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 2.00 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Fcd} = \begin{array}{|c|} \hline 14.3 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 1.43 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 = 14286 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Fyk} = \begin{array}{|c|} \hline 500 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 50.00 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Fyd} = \begin{array}{|c|} \hline 434.8 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 43.5 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \end{array}$$

Cálculo de X

$$x = \begin{array}{|c|} \hline 0.00447 \\ \hline \end{array} \text{ m} = \begin{array}{|c|} \hline 0.4 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

Cálculo de As

$$\text{As} = \begin{array}{|c|} \hline 1.00 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2$$

Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \% \text{ para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \text{As, mín} / \text{Ac} \quad \text{As, mín} = 3 \text{ cm}^2$$

Valor final de As

$$\text{As} = \begin{array}{|c|} \hline 3 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

$$\text{Número de barras} \quad \Phi = \begin{array}{|c|} \hline 10 \\ \hline \end{array} \text{ mm}$$

$$A\Phi = \begin{array}{|c|} \hline 0.785 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Barras} = \begin{array}{|c|} \hline 4 \\ \hline \end{array} \text{ por metro} \quad \text{Espaçamento} = \begin{array}{|c|} \hline 26.2 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

### 2.4.2.3. Cálculo dos esforços nas partes laterais (5 metros)

Para o cálculo dos momentos nas lajes das pontas (vista longitudinal) foi utilizada a tabela número 97 de Rüsck, que considera os valores de momento para uma laje com todos os bordos laterais engastados. A tabela fornece os coeficientes para a multiplicação das cargas permanentes e móveis, de forma a fornecer os valores de momentos no centro da laje e nos engastes laterais.

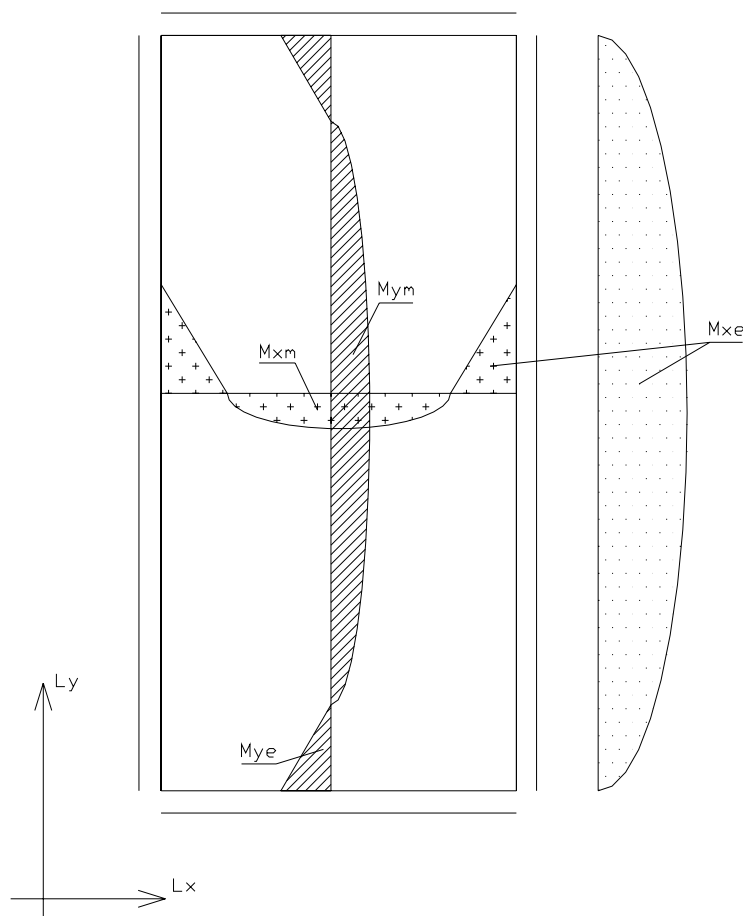


Figura 29 – Esquema dos diagramas de momento para as lajes laterais fornecido pelas tabelas de Rüsck

#### a) Cálculo da largura de distribuição da pressão das rodas (trem-tipo)

Classe 45

$$t = [\text{largura da roda}] + 2 \times [\text{espessura do pavimento} + (1/2 \times \text{espessura da laje})]$$

$$t = 0.5 + 2 \times \{[(0.14+0.06)/2] + [(1/2) \times 0.20]\} = \mathbf{0.9 \text{ m}}$$



**b) Parâmetros de entrada na tabela**

$L_y$  = comprimento da laje total = 5m

$L_x$  = largura da laje = 2.40m

$L_y / L_x = 2.0$

$a = 2.0\text{m}$

$t / a = 0.9 / 2.0 = \mathbf{0.45}$

$L_x / a = 2.4 / 2.0 = \mathbf{1.2}$

**c) Cálculo do coeficiente de impacto**

$\varphi = 1.4 - (0.007 \times 28) = \mathbf{1.2}$

**d) Cálculo dos momentos devido à carga permanente**

$$M = K q L_x^2$$

$$p / M_{xm0} \rightarrow K = 0.021$$

$$p / M_{ym0} \rightarrow K = 0.021$$

$$p / - M_{xe0} \rightarrow K = - 0.053$$

$$p / - M_{ye0} \rightarrow K = - 0.053$$

$$M_{xm0} = 0.021 \times 0.72 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.09 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{ym0} = 0.021 \times 0.72 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.09 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{xe0} = - 0.053 \times 0.72 \times (2.4)^2 = \mathbf{- 0.22 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{ye0} = - 0.053 \times 0.72 \times (2.4)^2 = \mathbf{- 0.22 \text{ tfm / m}}$$

**e) Cálculo dos momentos devido à carga móvel**

$$M = \varphi (P M_L + p' M_{p'} + p'' M_{p''})$$

$$M_{xm\varphi} = 1.2 \times [(7.5 \times 0.09) + (0.5 \times 0) + (0.3 \times 0)] = \mathbf{0.81 \text{ tfm}}$$

$$M_{ym\varphi} = 1.2 \times [(7.5 \times 0.093) + (0.5 \times 0) + (0.3 \times 0)] = \mathbf{0.84 \text{ tfm}}$$

$$M_{xeq} = 1.2 \times [(7.5 \times -0.188) + (0.5 \times 0) + (0.3 \times -0.2)] = - 1.76 \text{ tfm}$$

$$M_{yeq} = 1.2 \times [(7.5 \times -0.203) + (0.5 \times 0) + (0.3 \times -0.05)] = - 1.84 \text{ tfm}$$

### f) Momentos Totais

$$M_{im} = M_{im0} + M_{imq}$$

$$M_{xm} = 0.09 + 0.81 = \mathbf{0.9 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{ym} = 0.09 + 0.84 = \mathbf{0.93 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{xe} = -0.22 - 1.76 = - \mathbf{1.98 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{ye} = -0.22 - 1.84 = - \mathbf{2.06 \text{ tfm / m}}$$

### g) Cálculo das Armaduras

- Dimensionamento das lajes centrais biengastadas (balanços de 5 m)

Características Geométricas e de Projeto

h =	<input type="text" value="20"/>	cm	=	<input type="text" value="0.2"/>	m
d =	<input type="text" value="17"/>	cm	=	<input type="text" value="0.17"/>	m
d' =	<input type="text" value="3"/>	cm	=	<input type="text" value="0.03"/>	m
l =	<input type="text" value="100"/>	cm	Comprimento da laje		

Cálculo da seção na direção Lx

Mxm =	<input type="text" value="900.0"/>	KNcm	=	<input type="text" value="9"/>	KNm	
Fck =	<input type="text" value="20.0"/>	Mpa	=	<input type="text" value="2.00"/>	KN/cm <sup>2</sup>	
Fcd =	<input type="text" value="14.3"/>	Mpa	=	<input type="text" value="1.43"/>	KN/cm <sup>2</sup>	= 14286 KN/m <sup>2</sup>
Fyk =	<input type="text" value="500"/>	Mpa	=	<input type="text" value="50.00"/>	KN/cm <sup>2</sup>	
Fyd =	<input type="text" value="434.8"/>	Mpa	=	<input type="text" value="43.5"/>	KN/cm <sup>2</sup>	

Cálculo de X

x =	<input type="text" value="0.00552"/>	m	=	<input type="text" value="0.6"/>	cm
-----	--------------------------------------	---	---	----------------------------------	----

Cálculo de As

As =	<input type="text" value="1.23"/>	cm <sup>2</sup>
------	-----------------------------------	-----------------

## Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \quad \% \quad \text{para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = A_{s, \text{mín}} / A_c \quad A_{s, \text{mín}} = 3 \quad \text{cm}^2$$

## Valor final de As

$$A_s = 3 \quad \text{cm}^2 \text{ por metro}$$

Número de barras

$$\phi = 10 \quad \text{mm}$$

$$A\phi = 0.785 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{Núm. Barras} = 4 \quad \text{por metro}$$

$$\text{Espaçamento} = 26.2 \quad \text{cm}$$

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \begin{array}{l} \text{cm} \\ \text{cm} \\ \text{cm} \end{array} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \quad \text{cm}$$

$$\begin{array}{l} M_{xe} = 1980.0 \quad \text{KNcm} = 19.8 \quad \text{KNm} \\ F_{ck} = 20.0 \quad \text{Mpa} = 2.00 \quad \text{KN/cm}^2 \\ F_{cd} = 14.3 \quad \text{Mpa} = 1.43 \quad \text{KN/cm}^2 = 14286 \quad \text{KN/m}^2 \\ F_{yk} = 500 \quad \text{Mpa} = 50.00 \quad \text{KN/cm}^2 \\ F_{yd} = 434.8 \quad \text{Mpa} = 43.5 \quad \text{KN/cm}^2 \end{array}$$

## Cálculo de X

$$x = 0.01235 \quad \text{m} = 1.2 \quad \text{cm}$$

## Cálculo de As

$$A_s = 2.76 \quad \text{cm}^2$$

## Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \quad \% \quad \text{para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = A_{s, \text{mín}} / A_c \quad A_{s, \text{mín}} = 3 \quad \text{cm}^2$$

## Valor final de As

$$A_s = 3.00 \quad \text{cm}^2 \text{ por metro}$$

Número de barras  $\Phi =$   mm  
 $A\Phi =$   cm<sup>2</sup>

Núm. Barras =  por metro      Espaçamento =  cm

Espaçamento máximo = 

40	cm
26	cm
20	cm

 = 20

Espaçamento corrigido = 20 cm

Cálculo da seção na direção Ly

Mym =	930.0	KNcm	=	9.3	KNm	
Fck =	20.0	Mpa	=	2.00	KN/cm <sup>2</sup>	
Fcd =	14.3	Mpa	=	1.43	KN/cm <sup>2</sup>	= 14286 KN/m <sup>2</sup>
Fyk =	500	Mpa	=	50.00	KN/cm <sup>2</sup>	
Fyd =	434.8	Mpa	=	43.5	KN/cm <sup>2</sup>	

Cálculo de X

x =  m =  cm

Cálculo de As

As =  cm<sup>2</sup>

Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$\rho_{\text{mín}} = 0.15$  % para concretos de 20 Mpa e seção retangular;

$\rho_{\text{mín}} = A_{s, \text{mín}} / A_c$        $A_{s, \text{mín}} = 3$  cm<sup>2</sup>

Valor final de As

As =  cm<sup>2</sup> por metro

Número de barras  $\Phi =$   mm  
 $A\Phi =$   cm<sup>2</sup>

Núm. Barras =  por metro      Espaçamento =  cm

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{Mye} = \begin{array}{|c|} \hline 2060.0 \\ \hline \end{array} \text{ KNcm} = \begin{array}{|c|} \hline 20.6 \\ \hline \end{array} \text{ KNm} \\ \text{Fck} = \begin{array}{|c|} \hline 20.0 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 2.00 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Fcd} = \begin{array}{|c|} \hline 14.3 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 1.43 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 = 14286 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Fyk} = \begin{array}{|c|} \hline 500 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 50.00 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Fyd} = \begin{array}{|c|} \hline 434.8 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 43.5 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \end{array}$$

Cálculo de X

$$x = \begin{array}{|c|} \hline 0.01286 \\ \hline \end{array} \text{ m} = \begin{array}{|c|} \hline 1.3 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

Cálculo de As

$$\text{As} = \begin{array}{|c|} \hline 2.87 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2$$

Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \% \text{ para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \text{As, mín} / \text{Ac} \quad \text{As, mín} = 3 \text{ cm}^2$$

Valor final de As

$$\text{As} = \begin{array}{|c|} \hline 3 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

$$\text{Número de barras} \quad \phi = \begin{array}{|c|} \hline 10 \\ \hline \end{array} \text{ mm}$$

$$A\phi = \begin{array}{|c|} \hline 0.785 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Barras} = \begin{array}{|c|} \hline 4 \\ \hline \end{array} \text{ por metro} \quad \text{Espaçamento} = \begin{array}{|c|} \hline 26.2 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

## 2.5. Dimensionamento das Lajes Inferiores

A laje inferior será dimensionada como bi-engastada nas nervuras e será calculada considerando-se somente as cargas permanentes, visto que as lajes superiores é que suportam as cargas móveis. Portanto, as lajes inferiores serão dimensionadas para suportar o seu peso próprio e uma sobrecarga adicional de projeto de  $0.1 \text{ tf} / \text{m}^2$ . Esta foi a mesma sobrecarga adicional utilizada para cálculo das lajes inferiores no projeto original (Da Silva, ano?).

### 2.5.1.1. Cálculo das cargas

#### a) Permanentes

- Peso próprio estrutural

$$\text{Carga Total} = 0.15 \times 2.5 = \mathbf{0.375 \text{ tf} / \text{m}^2}$$

- Sobrecarga

$$\text{Carga total} = \mathbf{0.10 \text{ tf} / \text{m}^2}$$

$$\text{Carga Permanente total} = 0.375 + 0.10 = \mathbf{0.475 \text{ tf} / \text{m}^2}$$

### 2.5.1.2. Cálculo dos esforços

Os parâmetros de entrada nas tabelas (assim como as tabelas utilizadas) são as mesmas para as lajes superiores. Só será utilizada a parte das tabelas de Rüsck para cálculo das cargas permanentes.

#### a) Parte central (28 metros)

- Cálculo dos Momentos

$$\mathbf{M = K q L_x^2}$$

$$p / M_{xm0} \rightarrow K = 0.0417$$

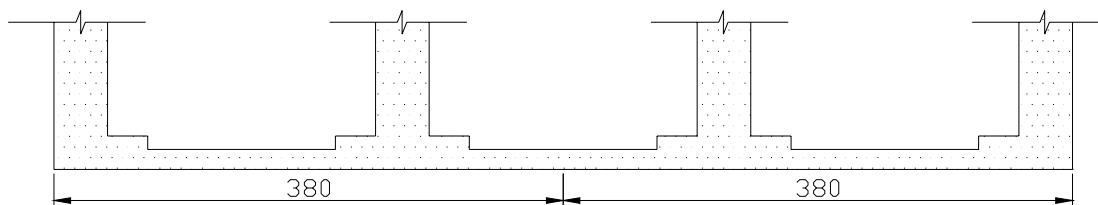
$$p / M_{ym0} \rightarrow K = 0.0069$$

$$p / M_{xe0} \rightarrow K = 0.0833$$

$$M_{xm0} = 0.0417 \times 0.475 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.11 \text{ tfm} / \text{m}}$$

$$M_{ym0} = 0.0069 \times 0.475 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.02 \text{ tfm} / \text{m}}$$

$$M_{xe0} = 0.0833 \times 0.475 \times (2.4)^2 = 0.23 \text{ tfm / m}$$



- Cálculo das armaduras – dimensionamento das lajes inferiores biengastadas (centrais)

Características Geométricas e de Projeto

h =	20	cm	=	0.2	m
d =	17	cm	=	0.17	m
d' =	3	cm	=	0.03	m
l =	100	cm	Comprimento da laje		

Cálculo da seção na direção Lx

Mxm =	110.0	KNcm	=	1.1	KNm	
Fck =	20.0	Mpa	=	2.00	KN/cm <sup>2</sup>	
Fcd =	14.3	Mpa	=	1.43	KN/cm <sup>2</sup>	= 14286 KN/m <sup>2</sup>
Fyk =	500	Mpa	=	50.00	KN/cm <sup>2</sup>	
Fyd =	434.8	Mpa	=	43.5	KN/cm <sup>2</sup>	

Cálculo de X

x =	0.00067	m	=	0.1	cm
-----	---------	---	---	-----	----

Cálculo de As

As =	0.15	cm <sup>2</sup>
------	------	-----------------

Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \quad \% \quad \text{para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = A_{s, \text{mín}} / A_c \quad A_{s, \text{mín}} = 3 \quad \text{cm}^2$$

Valor final de  $A_s$

$A_s =$    $\text{cm}^2$  por metro

Número de barras  $\phi =$   mm

$A\phi =$    $\text{cm}^2$

Núm. Barras =  por metro      Espaçamento =  cm

Espaçamento máximo =  cm  
 cm      = 20  
 cm

Espaçamento corrigido = 20 cm

$M_{xe} = $	<input type="text" value="230.0"/>	KNcm	=	<input type="text" value="2.3"/>	KNm	
$F_{ck} = $	<input type="text" value="20.0"/>	Mpa	=	<input type="text" value="2.00"/>	KN/cm <sup>2</sup>	
$F_{cd} = $	<input type="text" value="14.3"/>	Mpa	=	<input type="text" value="1.43"/>	KN/cm <sup>2</sup>	= 14286 KN/m <sup>2</sup>
$F_{yk} = $	<input type="text" value="500"/>	Mpa	=	<input type="text" value="50.00"/>	KN/cm <sup>2</sup>	
$F_{yd} = $	<input type="text" value="434.8"/>	Mpa	=	<input type="text" value="43.5"/>	KN/cm <sup>2</sup>	

Cálculo de X

$x =$   m      =       cm

Cálculo de  $A_s$

$A_s =$    $\text{cm}^2$

Cálculo de  $A_s$  mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$\rho_{\text{mín}} = 0.15$  % para concretos de 20 Mpa e seção retangular;

$\rho_{\text{mín}} = A_s, \text{mín} / A_c$        $A_s, \text{mín} = 3$   $\text{cm}^2$

Valor final de  $A_s$

$A_s =$    $\text{cm}^2$  por metro

Número de barras  $\phi =$   mm

$A\phi =$    $\text{cm}^2$

Núm. Barras =  por metro      Espaçamento =  cm



$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

Cálculo da seção na direção Ly

$$\begin{array}{l} \text{Mym} = \begin{array}{|c|} \hline 20.0 \\ \hline \end{array} \text{ KNcm} = \begin{array}{|c|} \hline 0.2 \\ \hline \end{array} \text{ KNm} \\ \text{Fck} = \begin{array}{|c|} \hline 20.0 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 2.00 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Fcd} = \begin{array}{|c|} \hline 14.3 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 1.43 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 = 14286 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Fyk} = \begin{array}{|c|} \hline 500 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 50.00 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Fyd} = \begin{array}{|c|} \hline 434.8 \\ \hline \end{array} \text{ Mpa} = \begin{array}{|c|} \hline 43.5 \\ \hline \end{array} \text{ KN/cm}^2 \end{array}$$

Cálculo de X

$$x = \begin{array}{|c|} \hline 0.00012 \\ \hline \end{array} \text{ m} = \begin{array}{|c|} \hline 0.0 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

Cálculo de As

$$\text{As} = \begin{array}{|c|} \hline 0.03 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2$$

Cálculo de As mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \% \text{ para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \text{As, mín} / \text{Ac} \quad \text{As, mín} = 3 \text{ cm}^2$$

Valor final de As

$$\text{As} = \begin{array}{|c|} \hline 3 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

Número de barras

$$\Phi = \begin{array}{|c|} \hline 10 \\ \hline \end{array} \text{ mm}$$

$$A\Phi = \begin{array}{|c|} \hline 0.785 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Barras} = \begin{array}{|c|} \hline 4 \\ \hline \end{array} \text{ por metro} \quad \text{Espaçamento} = \begin{array}{|c|} \hline 26.2 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

**b) Partes laterais (5 metros)**

• Cálculo dos momentos

$$M = K q L_x^2$$

$$p / M_{xm0} \rightarrow K = 0.021$$

$$p / M_{ym0} \rightarrow K = 0.021$$

$$p / - M_{xe0} \rightarrow K = - 0.053$$

$$p / - M_{ye0} \rightarrow K = - 0.053$$

$$M_{xm0} = 0.021 \times 0.475 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.06 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{ym0} = 0.021 \times 0.475 \times (2.4)^2 = \mathbf{0.06 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{xe0} = - 0.053 \times 0.475 \times (2.4)^2 = \mathbf{- 0.14 \text{ tfm / m}}$$

$$M_{ye0} = - 0.053 \times 0.475 \times (2.4)^2 = \mathbf{- 0.14 \text{ tfm / m}}$$

• Cálculo das armaduras – dimensionamento das lajes inferiores biengastadas (balanços de 5 m)

Características Geométricas e de Projeto

h =	<input type="text" value="20"/>	cm	=	<input type="text" value="0.2"/>	m
d =	<input type="text" value="17"/>	cm	=	<input type="text" value="0.17"/>	m
d' =	<input type="text" value="3"/>	cm	=	<input type="text" value="0.03"/>	m
l =	<input type="text" value="100"/>	cm	Comprimento da laje		

Cálculo da seção na direção Lx

Mxm =	<input type="text" value="60.0"/>	KNcm	=	<input type="text" value="0.6"/>	KNm	
Fck =	<input type="text" value="20.0"/>	Mpa	=	<input type="text" value="2.00"/>	KN/cm2	
Fcd =	<input type="text" value="14.3"/>	Mpa	=	<input type="text" value="1.43"/>	KN/cm2	= 14286 KN/m2
Fyk =	<input type="text" value="500"/>	Mpa	=	<input type="text" value="50.00"/>	KN/cm2	
Fyd =	<input type="text" value="434.8"/>	Mpa	=	<input type="text" value="43.5"/>	KN/cm2	

Cálculo de X

x =	<input type="text" value="0.00036"/>	m	=	<input type="text" value="0.0"/>	cm
-----	--------------------------------------	---	---	----------------------------------	----

Cálculo de  $A_s$ 

$$A_s = \boxed{0.08} \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $A_s$  mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \% \quad \text{para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = A_s, \text{ mín} / A_c \quad A_s, \text{ mín} = 3 \text{ cm}^2$$

Valor final de  $A_s$ 

$$A_s = \boxed{3} \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

Número de barras

$$\Phi = \boxed{10} \text{ mm}$$

$$A_{\Phi} = \boxed{0.785} \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Barras} = \boxed{4} \text{ por metro}$$

$$\text{Espaçamento} = \boxed{26.2} \text{ cm}$$

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline \boxed{40} \\ \hline \boxed{26} \\ \hline \boxed{20} \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

$M_x =$	$\boxed{140.0}$	KNcm	=	$\boxed{1.4}$	KNm		
$F_{ck} =$	$\boxed{20.0}$	Mpa	=	$\boxed{2.00}$	KN/cm <sup>2</sup>		
$F_{cd} =$	$\boxed{14.3}$	Mpa	=	$\boxed{1.43}$	KN/cm <sup>2</sup>	=	14286 KN/m <sup>2</sup>
$F_{yk} =$	$\boxed{500}$	Mpa	=	$\boxed{50.00}$	KN/cm <sup>2</sup>		
$F_{yd} =$	$\boxed{434.8}$	Mpa	=	$\boxed{43.5}$	KN/cm <sup>2</sup>		

Cálculo de  $X$ 

$$x = \boxed{0.00085} \text{ m} = \boxed{0.1} \text{ cm}$$

Cálculo de  $A_s$ 

$$A_s = \boxed{0.19} \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $A_s$  mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \% \quad \text{para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = A_s, \text{ mín} / A_c \quad A_s, \text{ mín} = 3 \text{ cm}^2$$

Valor final de  $A_s$

$A_s =$    $\text{cm}^2$  por metro

Número de barras  $\Phi =$   mm  
 $A\Phi =$    $\text{cm}^2$

Núm. Barras =  por metro      Espaçamento =  cm

Espaçamento máximo = 

40	cm
26	cm
20	cm

 = 20

Espaçamento corrigido = 20 cm

Cálculo da seção na direção  $L_y$

$M_{ym} =$	60.0	KNcm	=	0.6	KNm	
$F_{ck} =$	20.0	Mpa	=	2.00	KN/cm <sup>2</sup>	
$F_{cd} =$	14.3	Mpa	=	1.43	KN/cm <sup>2</sup>	= 14286 KN/m <sup>2</sup>
$F_{yk} =$	500	Mpa	=	50.00	KN/cm <sup>2</sup>	
$F_{yd} =$	434.8	Mpa	=	43.5	KN/cm <sup>2</sup>	

Cálculo de X

$x =$   m =  cm

Cálculo de  $A_s$

$A_s =$    $\text{cm}^2$

Cálculo de  $A_s$  mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$\rho_{\text{mín}} = 0.15$  % para concretos de 20 Mpa e seção retangular;

$\rho_{\text{mín}} = A_s, \text{mín} / A_c$        $A_s, \text{mín} = 3$   $\text{cm}^2$

Valor final de  $A_s$

$A_s =$    $\text{cm}^2$  por metro

Número de barras  $\Phi =$   mm  
 $A\Phi =$    $\text{cm}^2$

Núm. Barras =  por metro      Espaçamento =  cm

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

$M_{ye} =$	<table border="1"><tr><td>140.0</td></tr></table>	140.0	KNcm	=	<table border="1"><tr><td>1.4</td></tr></table>	1.4	KNm	
140.0								
1.4								
$F_{ck} =$	<table border="1"><tr><td>20.0</td></tr></table>	20.0	Mpa	=	<table border="1"><tr><td>2.00</td></tr></table>	2.00	KN/cm <sup>2</sup>	
20.0								
2.00								
$F_{cd} =$	<table border="1"><tr><td>14.3</td></tr></table>	14.3	Mpa	=	<table border="1"><tr><td>1.43</td></tr></table>	1.43	KN/cm <sup>2</sup>	= 14286 KN/m <sup>2</sup>
14.3								
1.43								
$F_{yk} =$	<table border="1"><tr><td>500</td></tr></table>	500	Mpa	=	<table border="1"><tr><td>50.00</td></tr></table>	50.00	KN/cm <sup>2</sup>	
500								
50.00								
$F_{yd} =$	<table border="1"><tr><td>434.8</td></tr></table>	434.8	Mpa	=	<table border="1"><tr><td>43.5</td></tr></table>	43.5	KN/cm <sup>2</sup>	
434.8								
43.5								

Cálculo de X

$$x = \begin{array}{|c|} \hline 0.00085 \\ \hline \end{array} \text{ m} = \begin{array}{|c|} \hline 0.1 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

Cálculo de  $A_s$

$$A_s = \begin{array}{|c|} \hline 0.19 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $A_s$  mínimo

Segundo a norma NBR-6118/2003, a taxa de armadura mínima deve ser:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.15 \% \text{ para concretos de 20 Mpa e seção retangular;}$$

$$\rho_{\text{mín}} = A_s, \text{ mín} / A_c \quad A_s, \text{ mín} = 3 \text{ cm}^2$$

Valor final de  $A_s$

$$A_s = \begin{array}{|c|} \hline 3 \\ \hline \end{array} \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

Número de barras	$\phi =$	<table border="1"><tr><td>10</td></tr></table>	10	mm
10				
	$A\phi =$	<table border="1"><tr><td>0.785</td></tr></table>	0.785	cm <sup>2</sup>
0.785				

$$\text{Núm. Barras} = \begin{array}{|c|} \hline 4 \\ \hline \end{array} \text{ por metro} \quad \text{Espaçamento} = \begin{array}{|c|} \hline 26.2 \\ \hline \end{array} \text{ cm}$$

$$\text{Espaçamento máximo} = \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 26 \\ \hline 20 \\ \hline \end{array} \text{ cm} = 20$$

$$\text{Espaçamento corrigido} = 20 \text{ cm}$$

## 2.6. Dimensionamento das Transversinas

As transversinas de pontes com longarinas servem de apoio para a laje do tabuleiro, quando são ligadas a ela, e contribuem para a rigidez dos vigamentos sujeitos a cargas excêntricas. As transversinas sobre os apoios têm a função complementar de impedir o tombamento lateral das vigas principais e absorver excentricidades dos apoios em relação aos eixos das vigas. Também enrijecem o caixão, assegurando a condução das reações de apoio e dos momentos de torção.

### 2.6.1. Cálculo do carregamento

#### 2.6.1.1. Carregamento Permanente

##### a) Peso Próprio

- Seção estrutural

$$\text{Carga Total} = (0.8 \times 0.85) \times 2.5 = \mathbf{1.7 \text{ tf / m}}$$

- Cantos

$$\text{Carga Total} = [2 \times (0.10 \times 0.30)] \times 2.5 = \mathbf{0.15 \text{ tf / m}}$$

- Dente Inferior

$$\text{Carga total} = 0.80 \times 0.10 \times 2.5 = \mathbf{0.2 \text{ tf / m}}$$

- Laje superior

$$\text{Carga} = 0.20 \times 2.5 = 0.50 \text{ tf / m}^2$$

Cálculo da area de laje que influencia na transversina:

$$A = 4 \times (bh / 2) = 4 \times [3.8 \times (3.8 \text{ tg}45^\circ) / 2] = 28.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Total} = (0.5 \times 28.9) / 7.6 = \mathbf{1.9 \text{ tf / m}}$$

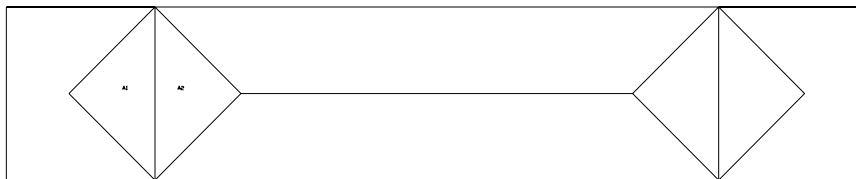


Figura 30 – Distribuição das cargas das lajes nas transversinas (charneiras plásticas)

- Laje inferior

$$\text{Carga} = 0.15 \times 2.5 = 0.375 \text{ tf / m}^2$$

$$\text{Carga Total} = (0.375 \times 28.9) / 7.6 = \mathbf{1.42 \text{ tf / m}}$$

- Pavimento

$$\text{Altura média de pavimentação} = (0.14 + 0.06) / 2 = 0.10\text{m}$$

$$\text{Carga} = 0.10 \times 2.2 = 0.22 \text{ tf / m}^2$$

$$\text{Carga Total} = (0.22 \times 28.9) / 7.6 = \mathbf{0.84 \text{ tf / m}}$$

$$\mathbf{\text{Carga Permanente Total} = 1.7 + 0.15 + 0.2 + 1.9 + 1.42 + 0.84 = 6.21 \text{ tf / m}}$$

- Reação dos apoios

Valores das reações dos apoios (obtidos anteriormente) através das combinações 1 e 2. Será utilizado o maior valor:

Resumo de Cargas - Reações dos Apoios

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	3724.5	2225.29	1469.29	5949.79	5193.79
2	3724.5	2225.29	1469.29	5949.79	5193.79

Resumo de Cargas - Reações dos Apoios

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	5214.3	2225.29	1469.29	7439.59	6683.59
2	5214.3	2225.29	1469.29	7439.59	6683.59

$$\text{Reação por viga} = 744 / 4 = \mathbf{186 \text{ tf}}$$

### 2.6.1.2. Carregamento móvel

O trem-tipo para a transversina é:

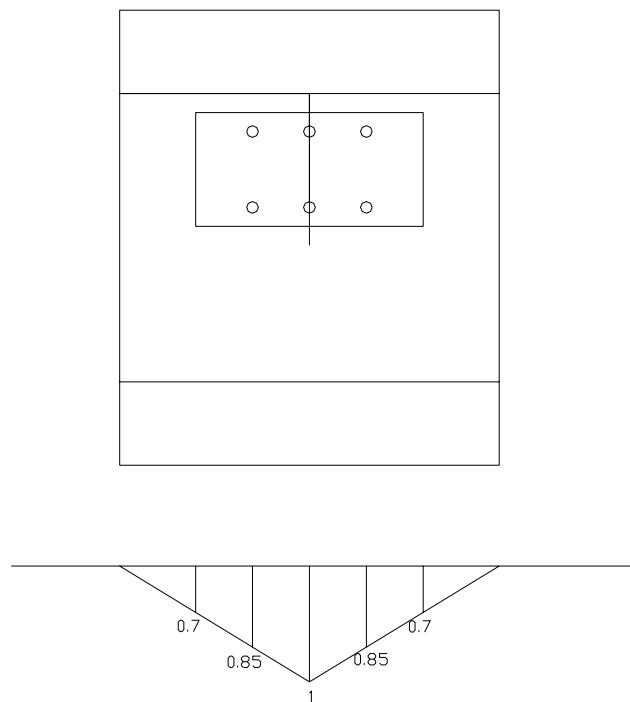


Figura 31 – Cargas do trem-tipo sobre a transversina

- Região do Veículo

$$P = 1.68 \times [(7.5 \times 1) + (7.5 \times 0.85 \times 2)] = 34 \text{ tf}$$

- Multidão

$$p = 1.68 \times [(0.7 \times 2 \times 0.5) \times 2 / 2] = 1.18 \text{ tf / m}$$

- Região fora do veículo

$$p = 1.68 \times (1 \times 10 / 2) \times 0.5 = 4.2 \text{ tf / m}$$

- Esquema do trem-tipo

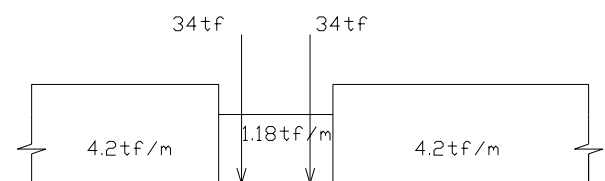


Figura 32 – Trem-tipo que atua sobre a transversina



## 2.6.2. Modelo Numérico Transversal

### 2.6.2.1. Área da seção transversal

$$\text{Área} = 1.4 \times 0.80 = 1.12 \text{ m}^2$$

### 2.6.2.2. Inércia da seção transversal

$$\text{Inércia} = bh^3 / 12 = 0.80 \times (1.4)^3 / 12 = 0.183 \text{ m}^4$$

### 2.6.2.3. Esquema de carregamento (permanente)

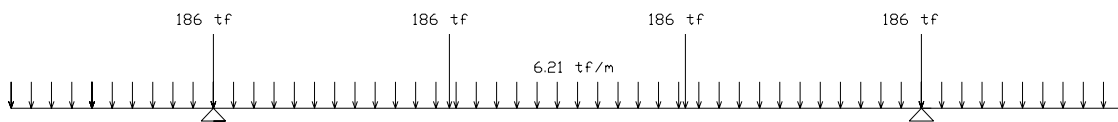
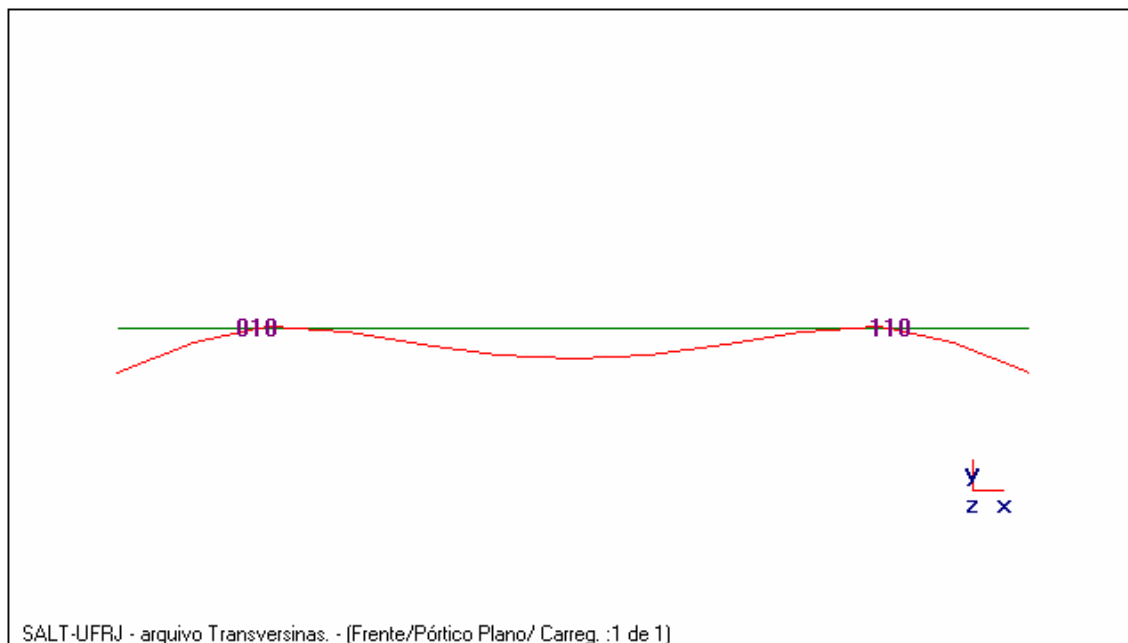


Figura 33 – Esquema de cargas permanentes da transversina

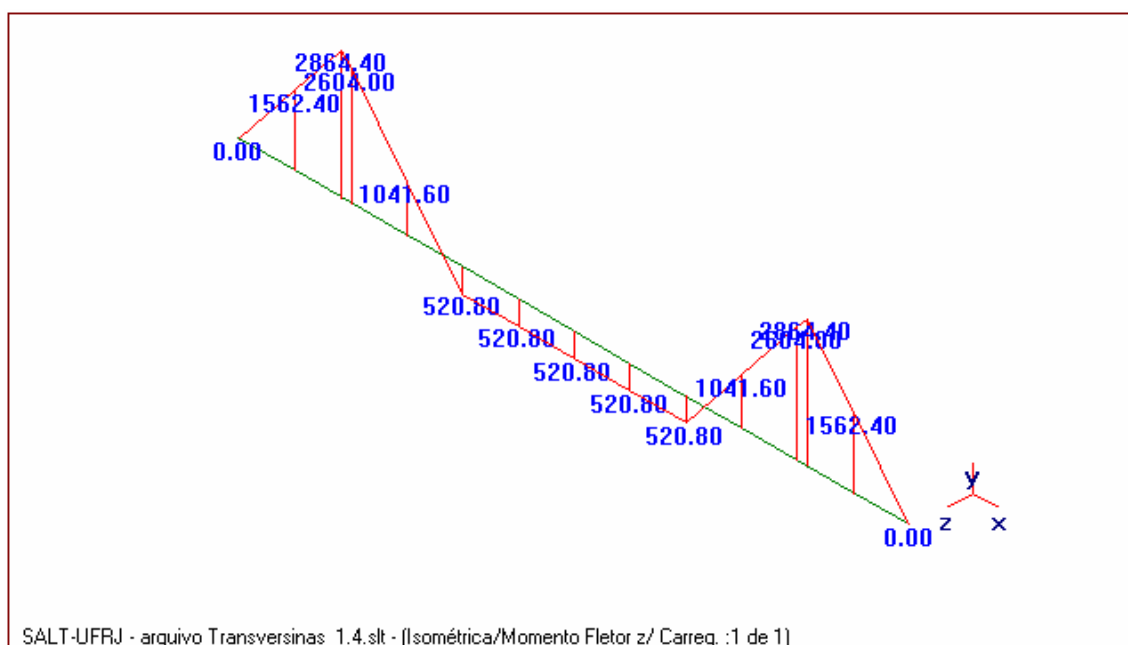
## 2.6.3. Cálculo dos esforços devido à carga permanente

### 2.6.3.1. Estrutura Deformada

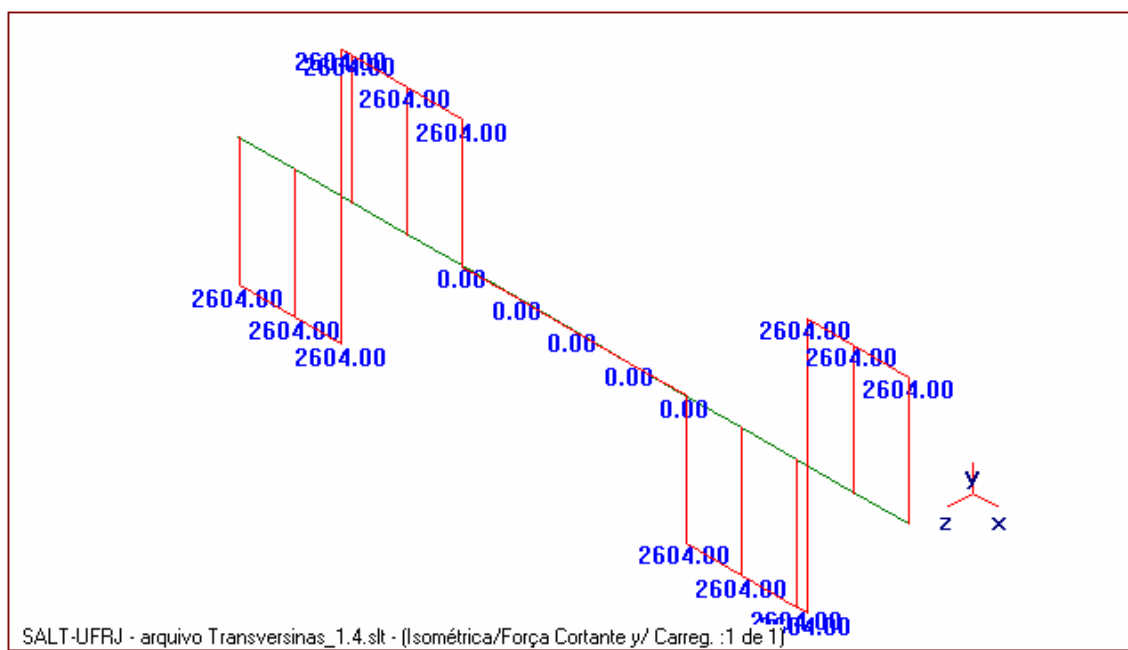


### 2.6.3.2. Diagramas do carregamento majorado

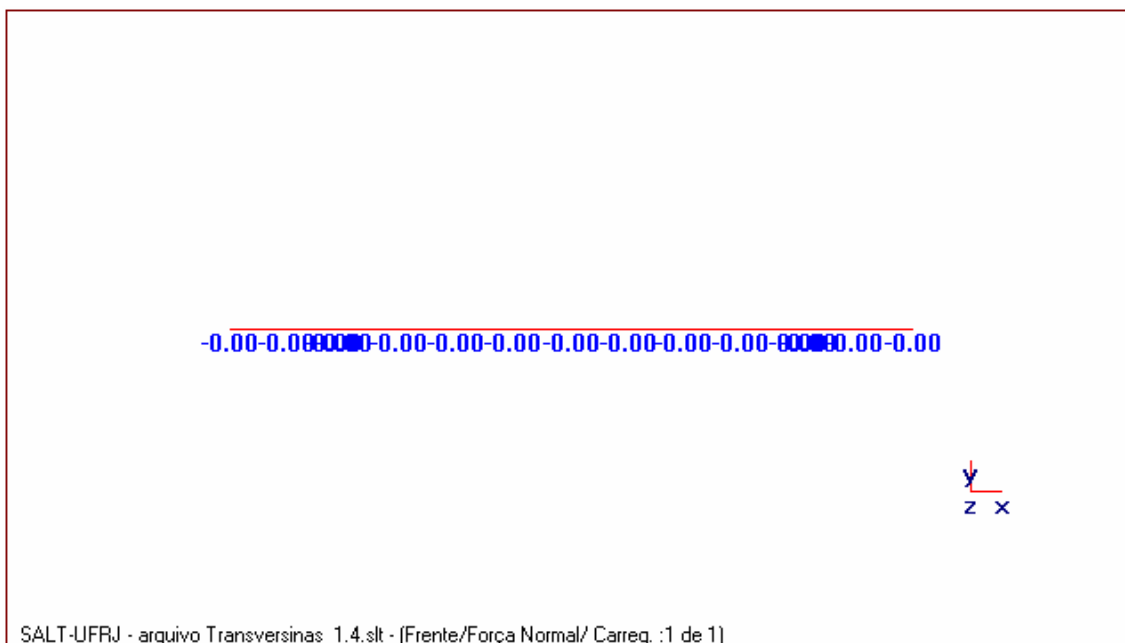
- Momentos



- Cortantes

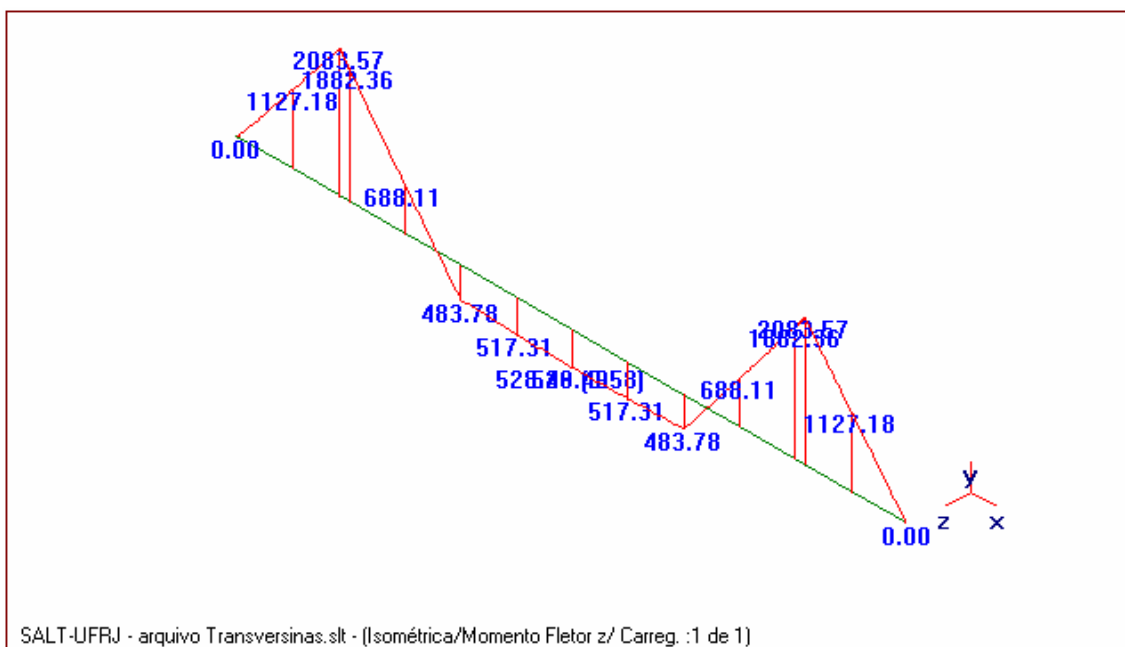


- Normal

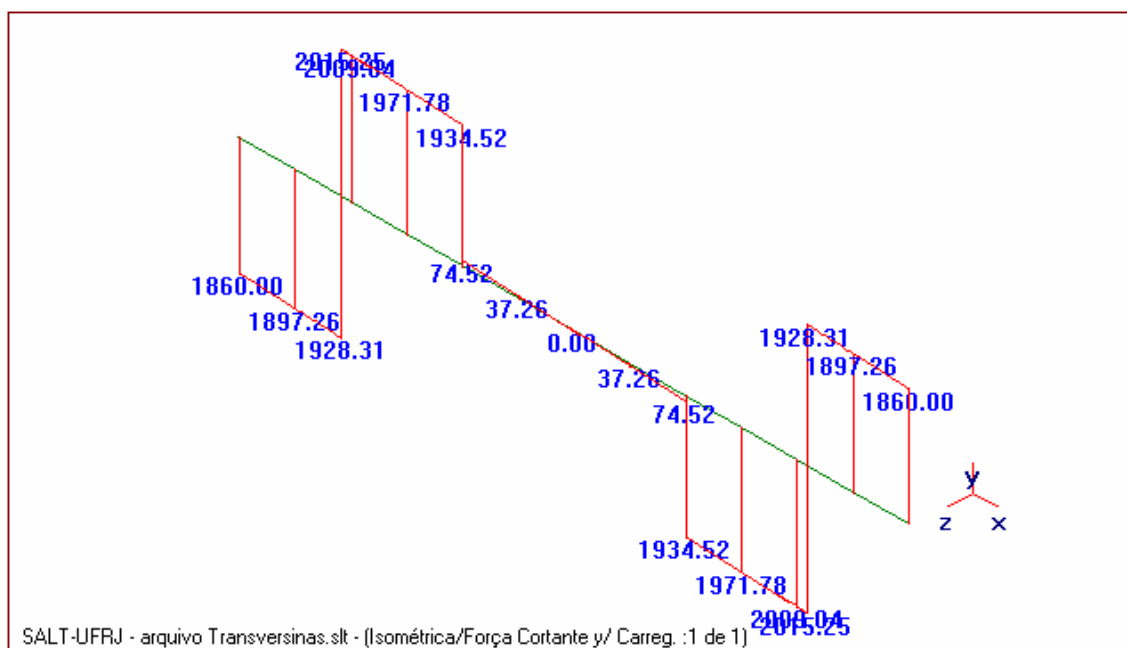


### 2.6.3.3. Diagramas do carregamento não majorado

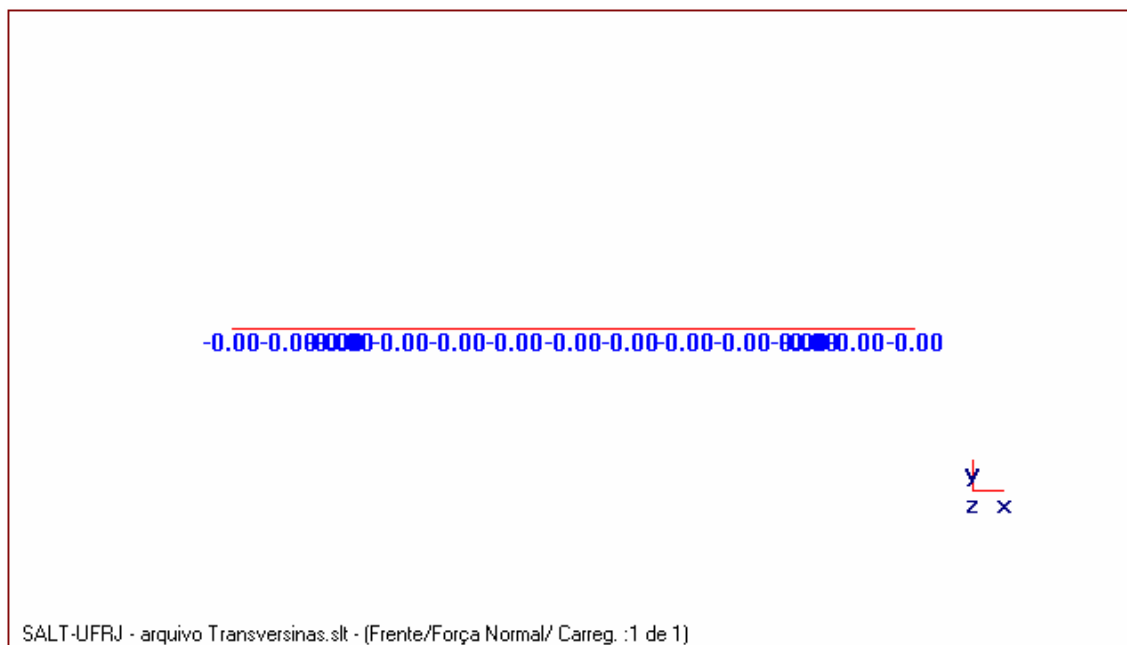
- Momentos



- Cortantes



- Normal



## 2.6.4. *Resumo (Quadro de Cargas)*

### 2.6.4.1. **Combinação 1**

$$F_d = 1.4F_{gk} + 1.68 F_{q1k}$$

## a) Momentos

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	0	0	0	0	0
2	1562.4	206.12	7.56	1768.52	1569.96
3	2864.4	381.14	25.41	<b>3245.54</b>	2889.81
4	2604	335.85	-32.26	2939.85	2571.74
5	1041.6	242.13	-311.93	1283.73	729.67
6	-520.8	165.27	-489.77	-355.53	-1010.57
7	-520.8	103.53	-567.62	-417.27	-1088.42
8	-520.8	56.91	-551.66	-463.89	-1072.46
9	-520.8	103.53	-567.62	-417.27	<b>-1088.42</b>
10	-520.8	165.27	-489.77	-355.53	-1010.57
11	1041.6	242.13	-311.93	1283.73	729.67
12	2604	335.85	-32.26	2939.85	2571.74
13	2864.4	381.14	25.14	3245.54	2889.54
14	1562.4	206.12	7.56	1768.52	1569.96
15	0	0	0	0	0

## b) Cortantes

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	-2604	0	0	<b>-2604</b>	-2604
2	-2656.164	-25.2	-350.1	-2681.364	-3006.264
3e	-2699.634	591.62	39.9	-2108.014	-2659.734
3d	2821.35	-35.7	-575.6	<b>2785.65</b>	2245.75
4	2812.656	575.6	35.7	<b>3388.256</b>	2848.356
5	2760.492	475.41	10.5	3235.902	2770.992
6	104.328	377.74	-14.7	482.068	89.628
7	52.164	280.07	-86.3	332.234	-34.136
8	0	182.4	185.13	182.4	<b>185.13</b>
9	-52.164	83.58	-280.07	31.416	<b>-332.234</b>
10	-104.328	14.7	-377.74	-89.628	<b>-482.068</b>
11	-2760.492	-10.5	-475.41	-2770.992	<b>-3235.902</b>
12	-2812.656	-35.7	-575.6	-2848.356	<b>-3388.256</b>
13e	-2821.35	371.1	46.2	-2450.25	-2775.15
13d	2699.634	-25.2	-357.35	<b>2674.434</b>	2342.284
14	2656.164	375.35	25.2	<b>3031.514</b>	2681.364
15	2604	0	0	2604	2604

## c) Reações de Apoio

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	5520.984	771.56	86.1	<b>6292.54</b>	5607.08
2	5520.984	771.56	86.1	6292.54	5607.08

**2.6.4.2. Combinação 2**

$$F_d = 1.0F_{gk} + 1.68 F_{q1k}$$



## a) Momentos

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	0	0	0	0	0
2	1127.18	206.12	7.56	1333.3	1134.74
3	2083.57	381.14	25.41	2464.71	2108.98
4	1882.36	335.85	-32.26	2218.21	1850.1
5	688.11	242.13	-311.93	930.24	376.18
6	-483.78	165.27	-489.77	-318.51	-973.55
7	-517.31	103.53	-567.62	-413.78	-1084.93
8	-528.49	56.91	-551.66	-471.58	-1080.15
9	-517.31	103.53	-567.62	-413.78	-1084.93
10	-483.78	165.27	-489.77	-318.51	-973.55
11	688.11	242.13	-311.93	930.24	376.18
12	1882.36	335.85	-32.26	2218.21	1850.1
13	2083.57	381.14	25.14	2464.71	2108.71
14	1127.18	206.12	7.56	1333.3	1134.74
15	0	0	0	0	0

## b) Cortantes

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	-1860	0	0	-1860	-1860
2	-1897.26	-25.2	-350.1	-1922.46	-2247.36
3e	-1928.31	591.62	39.9	-1336.69	-1888.41
3d	2015.25	-35.7	-575.6	1979.55	1439.65
4	2009.04	575.6	35.7	2584.64	2044.74
5	1971.78	475.41	10.5	2447.19	1982.28
6	74.52	377.74	-14.7	452.26	59.82
7	37.26	280.07	-86.3	317.33	-49.04
8	0	182.4	185.13	182.4	185.13
9	-37.26	83.58	-280.07	46.32	-317.33
10	-74.52	14.7	-377.74	-59.82	-452.26
11	-1971.78	-10.5	-475.41	-1982.28	-2447.19
12	-2009.04	-35.7	-575.6	-2044.74	-2584.64
13e	-2015.25	371.1	46.2	-1644.15	-1969.05
13d	1928.31	-25.2	-357.35	1903.11	1570.96
14	1897.26	375.35	25.2	2272.61	1922.46
15	1860	0	0	1860	1860

## c) Reações de Apoio

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	3943.56	771.56	86.1	4715.12	4029.66
2	3943.56	771.56	86.1	4715.12	4029.66

## 2.6.5. Dimensionamento

### 2.6.5.1. Flexão

#### a) Seção do apoio

- Dimensionamento das transversinas (seção do apoio)

Características de projeto

Fck =	<input type="text" value="20"/>	Mpa	Fcd =	<input type="text" value="1.43"/>	KN/cm2	
Fyk =	<input type="text" value="500"/>	Mpa	Fyd =	<input type="text" value="43.48"/>	KN/cm2	Aço CA-50A
Md =	<input type="text" value="3245.5"/>	KNm	=	<input type="text" value="324554.00"/>	KNcm	

Características geométricas

h =	<input type="text" value="140"/>	cm	(altura da viga)
bf =	<input type="text" value="80"/>	cm	(largura da viga)
d =	<input type="text" value="133"/>	cm	(distância entre a o topo da parte comprimida até o centro de gravidade da armadura tracionada)
d' =	<input type="text" value="7"/>	cm	
$\delta$ =	<input type="text" value="0.05"/>		(parâmetro adimensional; d/d')

Pela tabela do FUSCO (Tabela número 3)

Cálculo de Kc

$$Kc = bd^2 / Md \quad Kc = \text{input type="text" value="4.3602"} \quad \text{Domínio 2}$$

Pela tabela, temos:

$$Ks = \text{input type="text" value="0.026"}$$

$$As = ks Md / d \quad As = \text{input type="text" value="63.45"} \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Taxa de Armadura Mínima (Norma NBR-6118/2003)

Para um concreto de 21 MPa e seção retangular:

$$\rho_{\min} = As_{\min} / Ac \quad \rho_{\min} = \text{input type="text" value="0.15"} \%$$

$$A_{s,min} = 16.8 \text{ cm}^2$$

Cálculo das armaduras

$$A_s = 63.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bitola} = 25 \text{ mm}$$

$$A_{\phi} = 4.90625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de barras} = 13$$

## b) Seção do meio do vão

- Dimensionamento das transversinas (seção do meio do vão)

Características de projeto

$F_{ck} =$	<input type="text" value="20"/>	Mpa	$F_{cd} =$	<input type="text" value="1.43"/>	KN/cm <sup>2</sup>	
$F_{yk} =$	<input type="text" value="500"/>	Mpa	$F_{yd} =$	<input type="text" value="43.48"/>	KN/cm <sup>2</sup>	Aço CA-50A
$M_d =$	<input type="text" value="1088.4"/>	KNm	$=$	<input type="text" value="108842.00"/>	KNcm	

Características geométricas

$h =$	<input type="text" value="140"/>	cm	(altura da viga)
$b_f =$	<input type="text" value="80"/>	cm	(largura da viga)
$d =$	<input type="text" value="133"/>	cm	(distância entre a o topo da parte comprimida até o centro de gravidade da armadura tracionada)
$d' =$	<input type="text" value="7"/>	cm	
$\delta =$	<input type="text" value="0.05"/>		(parâmetro adimensional; $d/d'$ )

Pela tabela do FUSCO (Tabela número 3)

Cálculo de  $K_c$

$$K_c = bd^2 / M_d \quad K_c = \text{input type="text" value="13.002"} \quad \text{Domínio 2}$$

Pela tabela, temos:

$$K_s = \text{input type="text" value="0.024"}$$

$$A_s = k_s M_d / d \quad A_s = \text{input type="text" value="19.64"} \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Taxa de Armadura Mínima (Norma NBR-6118/2003)

Para um concreto de 21 MPa e seção retangular:

$$\rho_{\min} = A_{s,\min} / A_c \quad \rho_{\min} = \text{input type="text" value="0.15"} \%$$

$$A_{s,\min} = \text{input type="text" value="16.8"} \text{ cm}^2$$

## Cálculo das armaduras

$$A_s = \boxed{19.64} \text{ cm}^2$$

$$\text{Bitola} = \boxed{25} \text{ mm}$$

$$A_{\phi} = \boxed{4.9063} \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de barras} = \boxed{4}$$

### 2.6.5.2. Cortante

- Dimensionamento das transversinas ao esforço cortante

$V_d$  total = esforço cortante total a ser resistido pela seção transversal da ponte

$V_d$  por viga = esforço cortante a ser resistido por cada longarina (viga)

$V_{cd}$  = parte do esforço cortante que é resistido pelo concreto

$V_{wd}$  = parte do cortante que é resistido pela armadura

$A_{s,w}$  = área de aço

Foram considerados os maiores valores de cortante para cada seção da viga, dimensionando as 8 primeiras (até o meio do vão), por serem simétricas.

O dimensionamento foi feito baseado na Norma NBR-6118/2003, seguindo o modelo de cálculo 1

#### Verificação da biela comprimida de concreto

$V_d < VR_{d2}$ , ou seja, o cortante máximo atuante não pode ser maior que a resistência da biela;

$V_d < VR_{d3} = V_{cd} + V_{wd}$ , ou seja, o cortante precisa ser combatido em parte pela biela de concreto e em parte pela armadura;

#### Características de projeto

$f_{ck} =$	20.00	Mpa	$f_{cd} =$	1.43	KN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.40				
$f_{yk} =$	500.00	Mpa	$F_{yd} =$	43.5	KN/cm <sup>2</sup>
			$F_{yd} =$	434782.61	KN/m <sup>2</sup>

#### Características geométricas

$h =$	140.00	cm	(altura da viga)
$b_w =$	80.00	cm	(largura da viga)
$d =$	133.00	cm	(dist. entre a o topo da parte comprimida até
$d =$	1.33	m	o centro de gravidade da armadura tracionada)
$d' =$	7.00	cm	

$$\alpha_{V2} = [1 - (f_{ck}/250)] \quad \text{com o fck em Mpa} \quad \alpha_{V2} = 0.92$$

$$VR_{d2} = 0.27 \alpha_{V2} f_{cd} b_w d \quad VR_{d2} = 37756.80 \quad \text{KN}$$

Ok! A biela de concreto resiste ao maior cortante

Cálculo do Vcd

$V_{cd} = 0.6 f_{ctd} b w d$  para flexão

Parâmetros necessários para o cálculo de Vcd

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0.3 f_{ck}^{(2/3)} & f_{ctm} &= & 2.21 \\ f_{ctk \text{ inf}} &= 0.7 f_{ctm} & f_{ctk \text{ inf}} &= & 1.55 \\ f_{ctk \text{ sup}} &= 1.3 f_{ctm} & f_{ctk \text{ sup}} &= & 2.87 \\ f_{ctd} &= f_{ctk \text{ inf}} / \gamma_c & f_{ctd} &= & 1.11 & \text{Mpa} & = \\ & & & & 0.11 & \text{KN/cm}^2 \end{aligned}$$

$V_{cd} =$  705.57 KN

$V_{wd} =$

Cálculo de  $A_{s,w}$ 

$A_{s,w} / s = V_{wd} / 0.9 d f_{yd}$

Seção (nó)	Vd total	Vcd	Vwd	$A_{s,w}$ / metro	S calc (cm)	Sreal
1	-2604.00	705.57	1898.43	9.90	16	16
2	3031.51	705.57	2325.94	44.69	4	4
3e	2674.43	705.57	1968.86	37.83	4	4
3d	2785.65	705.57	2080.08	39.97	4	4
4	3388.26	705.57	2682.69	51.55	3	3
5	3235.90	705.57	2530.33	48.62	3	3
6	-482.01	705.57	Asw mín	9.90	16	16
7	-332.23	705.57	Asw mín	9.90	16	16
8	185.13	705.57	Asw mín	9.90	16	16

Taxa de armadura mínima

$$\rho_w, \text{mín} = 0.2 f_{ctm} / f_{yk} \quad \rho_w = 0.09 \quad \%$$

$A_{s, \text{min}} = 9.90 \text{ cm}^2$

Espaçamento Máximo pelo critério de espaçamento

$S_{\text{máx}} =$  Se  $V_{sd} < 0.67 V_{Rd2} = 0.6d < 300\text{mm}$

Se  $V_{sd} > 0.67 V_{Rd2} = 0.3d < 200\text{mm}$

Portanto o valor de  $S_{m\acute{a}x}$  deve ser de:

$$S_{m\acute{a}x} = 30.00 \text{ cm}$$

<u>Espaçamento máximo calculado pela taxa</u>	Bitola	<input type="text" value="10.00"/>	mm
	Área	0.785	cm <sup>2</sup>

$$S_{m\acute{a}x} = 2A\Phi / \rho w bw \quad S_{m\acute{a}x} = \text{\texttt{22.20}} \text{ cm}$$

### Valores Finais

Bitola  mm

Espaçamento	Seção	Espaçam.
	1	16
	2	4
	3e	4
	3d	4
	4	3
	5	3
	6	16
	7	16
8	16	

## **2.7. Dimensionamento das Cortinas**

### **2.7.1. Empuxo de Terra sobre a Cortina**

Pressão devida ao empuxo de terra (p)

$$P = K_a \times \gamma \times H^{\text{viga}}$$

Sendo  $K_a$  o coeficiente de empuxo ativo, que transforma uma pressão vertical em uma pressão horizontal.

$$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$$



Sendo  $\varphi$  o ângulo de atrito interno do solo. A favor da segurança, considera-se sempre  $\varphi = 30^\circ$  (material granular – areia). Com isso, o valor de  $K_a$  é igual a  $1/3$ .

$\gamma$  é o peso específico do solo, aproximadamente  $1.8 \text{ tf} / \text{m}^3$ . Tem-se então:

$$p = (1/3) \times 1.8 \times 1.4 = \mathbf{0.84 \text{ t} / \text{m}^2}$$

$$F_{\text{emp. terra}} = p \times (H^{\text{vigia}} / 2) \times L^{\text{cortina}}$$

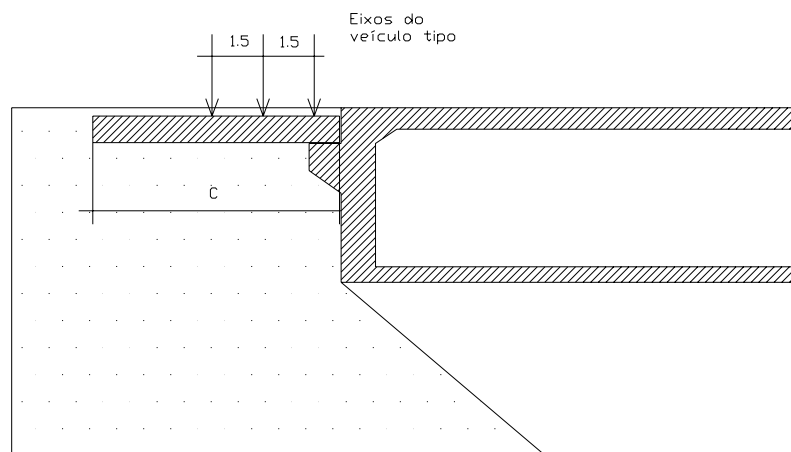
$$F_{\text{emp. terra}} = 0.84 \times (1.4 / 2) \times (11.46) = \mathbf{6.74 \text{ tf}}$$

## 2.7.2. Empuxo de sobrecarga nas Cortinas

A sobrecarga que provoca as empuxos de sobrecarga nas cortinas é constituída pelos pesos do veículo tipo e ou cargas de multidão sobre o aterro de acesso.

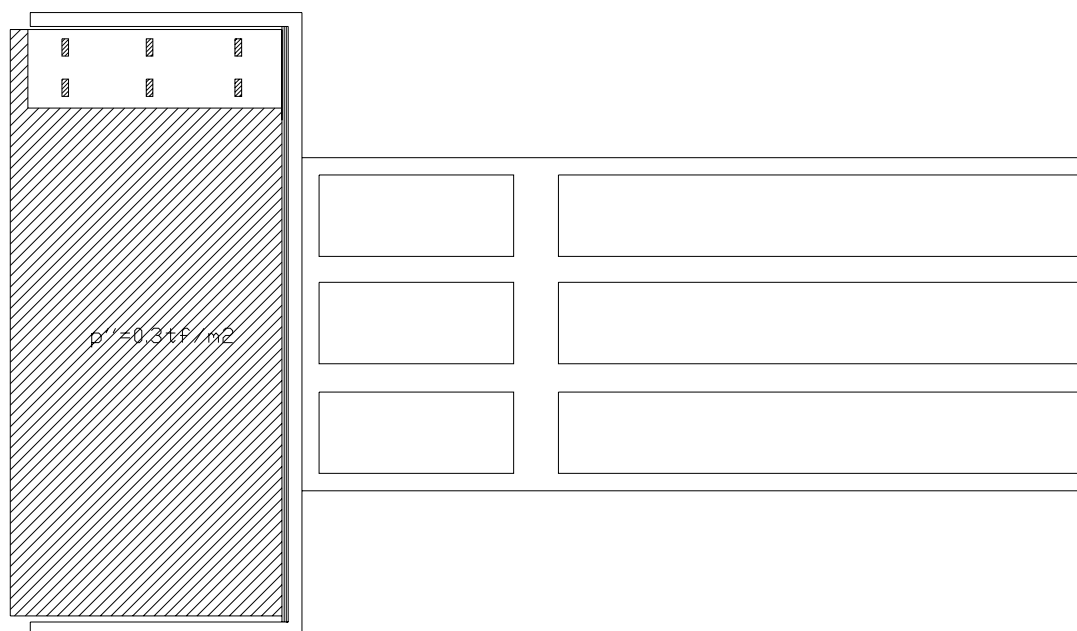
### 2.7.2.1. Cálculo da Sobrecarga de Acesso ( $q^{\text{sob}}$ )

#### a) Veículo sobre a placa de acesso



**Figura 34 – Cálculo do empuxo de sobrecarga nas cortinas considerando o veículo sobre a laje de acesso**

Situação em planta:



**Figura 35 – Cálculo do empuxo de sobrecarga nas cortinas considerando o veículo sobre a laje de acesso (vista em planta)**

Carga vertical sobre a laje de acesso:

$$P = 45 + (L - 3.0) \times C \times 0.30$$

Portanto  $q^{\text{sob}}$  é igual a:

$$q^{\text{sob}} = 45 + (L - 3.0) \times C \times 0.30 / (L \times C)$$

$$q^{\text{sob}} = 45 + (11.46 - 3.0) \times 2.82 \times 0.30 / (11.46 \times 2.82) = \mathbf{1.17 \text{ t / m}^2}$$

Cálculo do empuxo de sobrecarga ( $E_{\text{sob}}$ )

$$P_{\text{sob}} = K_a \times q^{\text{sob}}$$

$$E_{\text{sob}} = K_a \times q^{\text{sob}} \times L \times H$$

$$E_{\text{sob}} = (1/3) \times 1.17 \times 11.46 \times 1.4 = \mathbf{6.25 \text{ tf}}$$

### b) Veículo sobre a ponte

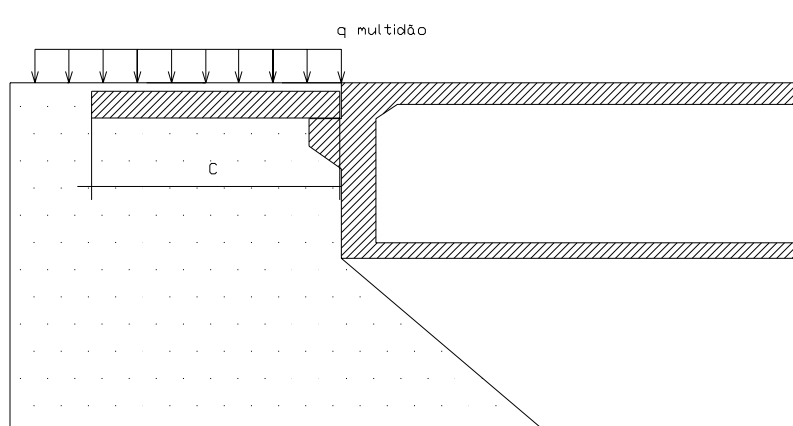


Figura 36 – Cálculo do empuxo de sobrecarga nas cortinas considerando o veículo sobre a ponte

Situação em planta:

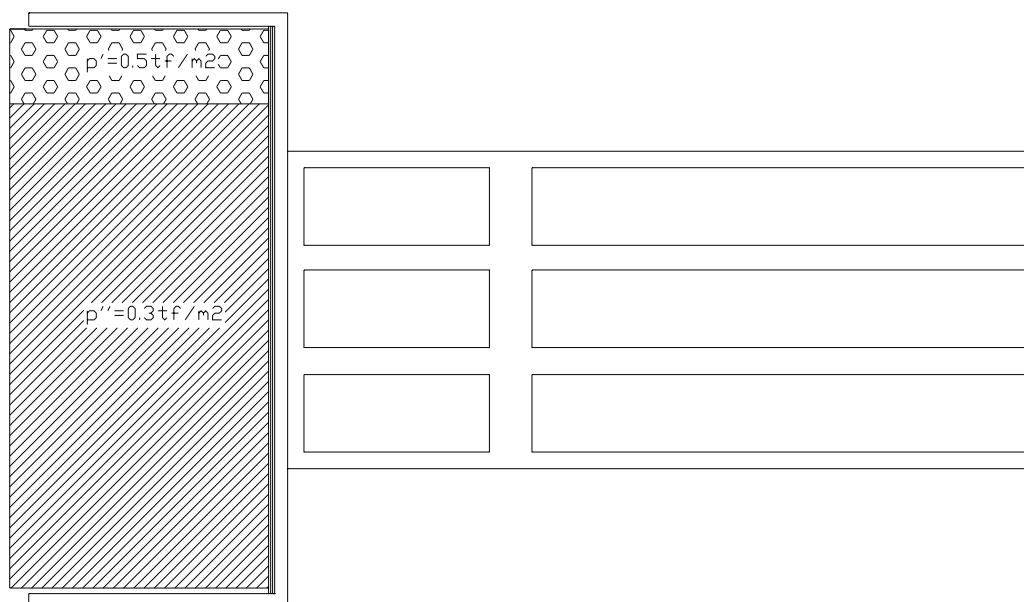


Figura 37 – Cálculo do empuxo de sobrecarga nas cortinas considerando o veículo sobre a ponte (vista em planta)

Carga vertical sobre a laje de acesso:

$$P = [(0.5 \times 3.0) + 0.3 \times (L - 3.0)] \times C$$

Portanto  $q^{\text{sob}}$  é igual a:

$$q^{\text{sob}} = (0.5 \times 3.0) + [0.30 \times (L - 3.0)] / L$$

$$q^{\text{sob}} = (0.5 \times 3.0) + [0.30 \times (11.46 - 3.0)] / 11.46 = \mathbf{0.35 \text{ t / m}^2}$$

Cálculo do empuxo de sobrecarga ( $E_{sob}$ )

$$P_{sob} = K_a \times q^{sob} = 0.35 \times (1/3) = \mathbf{0.117 \text{ t / m}^2}$$

$$E_{sob} = 0.117 \times 11.46 \times 1.4 = \mathbf{1.88 \text{ tf}}$$

### 2.7.3. *Carga Total sobre a Cortina*

A carga total a ser aplicada na cortina é:

Devido ao empuxo de terra: **6.74 tf** aplicada a 1/3 da base;

Devido à sobrecarga:  $6.25 + 1.88 = \mathbf{8.13 \text{ tf}}$  aplicada a 1/2 da base.

### 2.7.4. *Modelo Numérico da Cortina*

O cálculo e modelagem da cortina serão feitos de uma forma simplificada, visto que considerar todas as hipóteses de carregamento demandariam um modelo numérico tridimensional apoiado em bases elásticas. Por isso, para cálculo foi utilizada uma metodologia de cálculo observada na disciplina de Pontes II da Universidade Federal Fluminense. Tal metodologia considera a cortina como uma viga biapoiada carregada apenas pelo empuxo de terra lateral e o empuxo provocado pelo trem-tipo considerando duas hipóteses: o trem-tipo sobre a ponte e o trem-tipo sobre a placa de acesso.

A cortina será modelada como uma viga de 0.30 de altura e largura unitária; portanto, a área de aço encontrada será distribuída por metro de viga.

### 2.7.4.1. Esquema

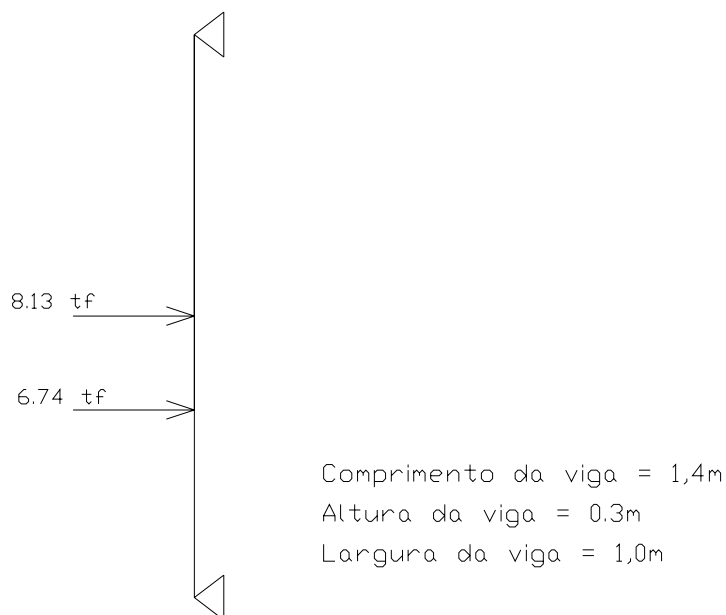


Figura 38 – Esquema do modelo numérico utilizado para o cálculo dos esforços na cortina

### 2.7.4.2. Área da seção transversal

$$\text{Área} = 0.30 \times 1.0 = \mathbf{0.30 \text{ m}^2}$$

### 2.7.4.3. Inércia da seção transversal

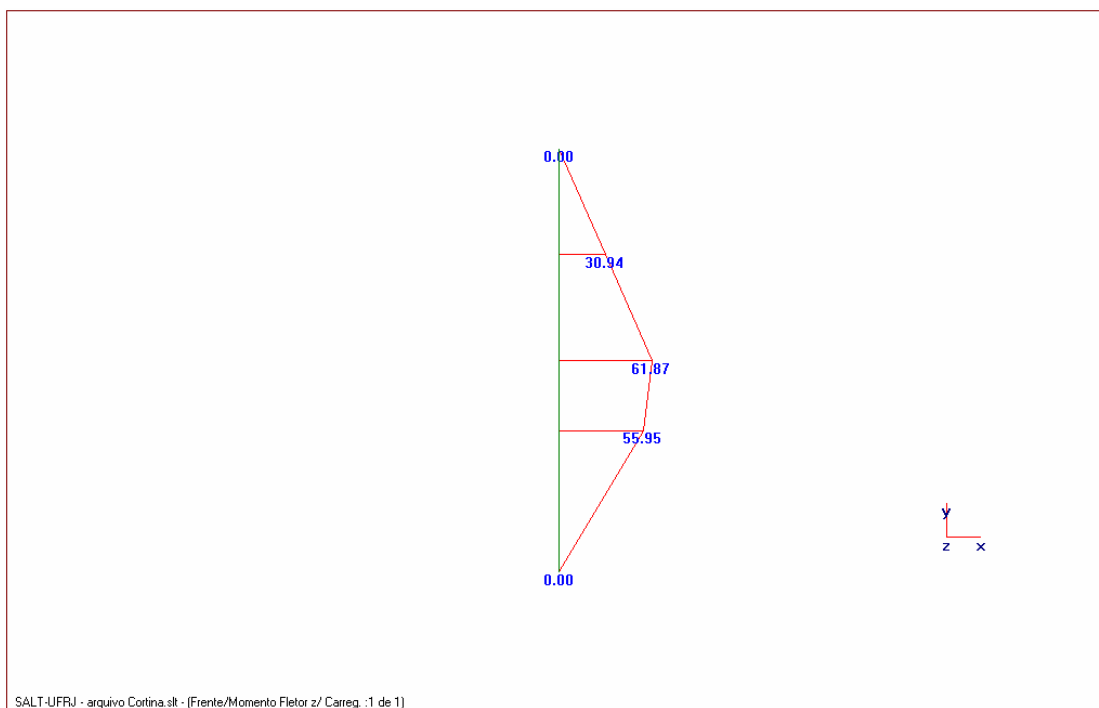
$$\text{Inércia} = bh^3 / 12 = 1.0 \times (0.3)^3 / 12 = \mathbf{0.002 \text{ m}^4}$$

## 2.7.5. Cálculo dos esforços devido à carga

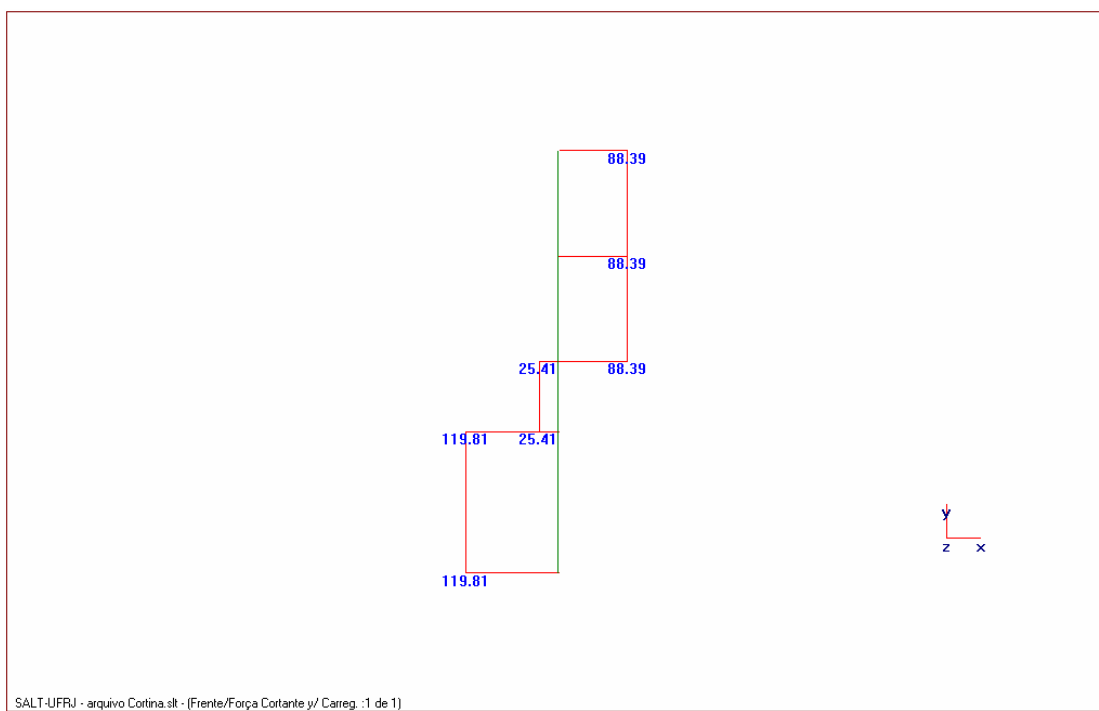
### 2.7.5.1. Diagramas do carregamento

O carregamento foi majorado pelo coeficiente previsto pela Norma NBR-6118/2003, que é 1.4.

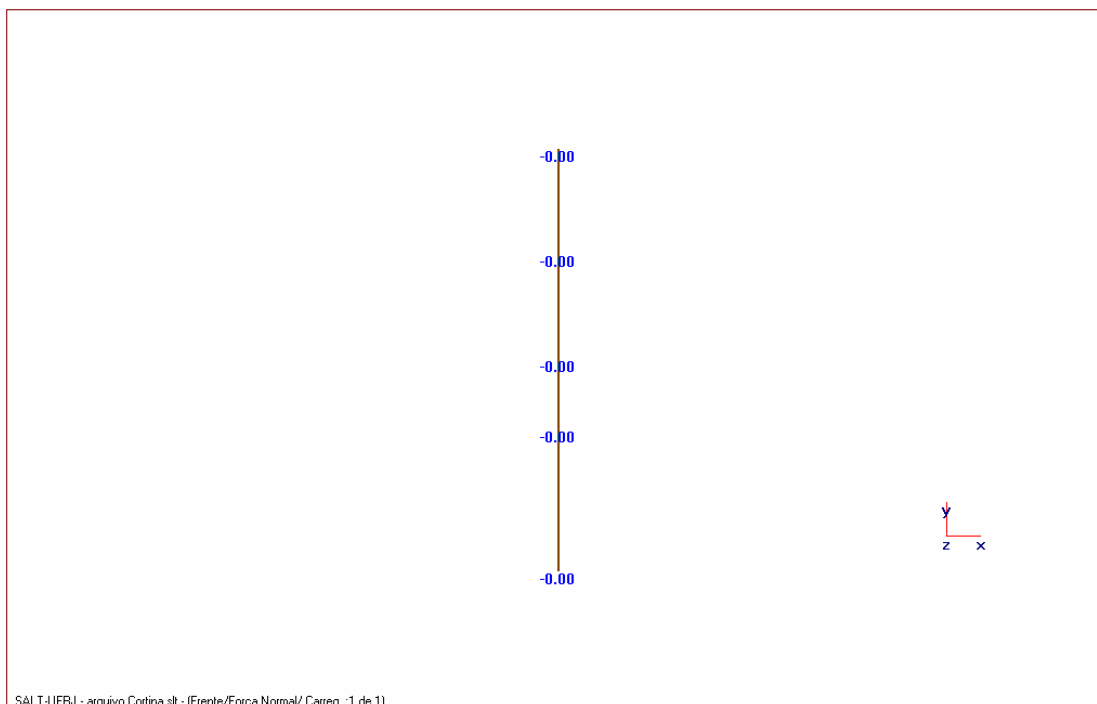
- Momentos



- Cortantes



- Normal



### b) Resumo (Quadro de Cargas)

Seção	Cortante	Momento	Reações de Apoio
1	-119.81	0	-119.81
2	-25.41	55.95	-
3	88.39	61.87	-
4	88.39	30.94	-
5	88.39	0	-88.39

## 2.7.6. Dimensionamento

### 2.7.6.1. Flexão

- Dimensionamento das cortinas à flexão

Características de projeto

F <sub>ck</sub> =	20	Mpa	F <sub>cd</sub> =	1.43	KN/cm <sup>2</sup>	
F <sub>yk</sub> =	500	Mpa	F <sub>yd</sub> =	43.48	KN/cm <sup>2</sup>	Aço CA-50A
M <sub>d</sub> =	61.87	KNm	=	6187.00	KNcm	

Características geométricas

h =	30	cm	(altura da viga)
bf =	100	cm	(largura da viga)
d =	25	cm	(distância entre a o topo da parte comprimida até o

centro de gravidade da armadura tracionada)

$$d' = \boxed{5} \text{ cm}$$

$$\delta = \boxed{0.20} \text{ (parâmetro adimensional; } d/d')$$

Pela tabela do FUSCO (Tabela número 3)

Cálculo de  $K_c$

$$K_c = bd^2 / M_d \quad K_c = \boxed{10.102} \quad \text{Domínio 2}$$

Pela tabela, temos:

$$K_s = \boxed{0.024}$$

$$A_s = k_s M_d / d \quad A_s = \boxed{5.94} \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Taxa de Armadura Mínima (Norma NBR-6118/2003)

Para um concreto de 21 MPa e seção retangular:

$$\rho_{\min} = A_{s,\min} / A_c \quad \rho_{\min} = \boxed{0.15} \%$$

$$A_{s,\min} = \boxed{4.5} \text{ cm}^2$$

Cálculo das armaduras

$$A_s = \boxed{5.94} \text{ cm}^2$$

$$\text{Bitola} = \boxed{10} \text{ mm} \quad A_\Phi = \boxed{0.785} \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de barras} = \boxed{8}$$



### 2.7.6.2. Cortante

- Dimensionamento das cortinas ao esforço cortante

$V_d$  total = esforço cortante total a ser resistido pela seção transversal da ponte

$V_d$  por viga = esforço cortante a ser resistido por cada longarina (viga)

$V_{cd}$  = parte do esforço cortante que é resistido pelo concreto

$V_{wd}$  = parte do cortante que é resistido pela armadura

$A_{s,w}$  = área de aço

Foram considerados os maiores valores de cortante para cada seção da viga, dimensionando as 8 primeiras (até o meio do vão), por serem simétricas.

O dimensionamento foi feito baseado na Norma NBR-6118/2003, seguindo o modelo de cálculo 1

#### Verificação da biela comprimida de concreto

$V_d < VR_{d2}$ , ou seja, o cortante máximo atuante não pode ser maior que a resistência da biela;

$V_d < VR_{d3} = V_{cd} + V_{wd}$ , ou seja, o cortante precisa ser combatido em parte pela biela de concreto e em parte pela armadura;

#### Características de projeto

$F_{ck} =$	20.00	Mpa	$F_{cd} =$	1.43	KN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.40				
$F_{yk} =$	500.00	Mpa	$F_{yd} =$	43.5	KN/cm <sup>2</sup>
			$F_{yd} =$	434782.61	KN/m <sup>2</sup>

#### Características geométricas

$h =$	30.00	cm	(altura da viga)
$b_w =$	100.00	cm	(largura da viga)
$d =$	25.00	cm	(dist. entre a o topo da parte comprimida até
$d =$	0.25	m	o centro de gravidade da armadura tracionada)
$d' =$	5.00	cm	

$$\alpha_{V2} = [1 - (f_{ck}/250)] \quad \text{com o } f_{ck} \text{ em Mpa} \qquad \alpha_{V2} = 0.92$$

$$VR_{d2} = 0.27 \alpha_{V2} f_{cd} b_w d \qquad VR_{d2} = \boxed{8871.43} \text{ KN}$$

Ok! A biela de concreto resiste ao maior cortante

Cálculo do Vcd

$$V_{cd} = 0.6 f_{ctd} b_w d \quad \text{para flexão}$$

Parâmetros necessários para o cálculo de Vcd

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0.3 f_{ck}^{(2/3)} & f_{ctm} &= & 2.21 \\ f_{ctk \text{ inf}} &= 0.7 f_{ctm} & f_{ctk \text{ inf}} &= & 1.55 \\ f_{ctk \text{ sup}} &= 1.3 f_{ctm} & f_{ctk \text{ sup}} &= & 2.87 \\ f_{ctd} &= f_{ctk \text{ inf}} / \gamma_c & f_{ctd} &= & 1.11 & \text{Mpa} & = \\ & & & & 0.11 & \text{KN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{cd} = \boxed{165.78} \text{ KN}$$

$$V_{wd} =$$

Cálculo de As,w

$$A_{s,w} / s = V_{wd} / 0.9 d f_{yd}$$

Seção (nó)	Vd total	Vcd	Vwd	S calc (cm)	Sreal
1	-119.81	165.78	Asw mín	15	15
2	-25.41	165.78	Asw mín	15	15
3	88.39	165.78	Asw mín	15	15
4	88.39	165.78	Asw mín	15	15
5	88.39	165.78	Asw mín	15	15

Taxa de armadura mínima

$$\rho_{w, \text{mín}} = 0.2 f_{ctm} / f_{yk} \quad \rho_w = 0.09 \quad \%$$

$$A_{s, \text{min}} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Espaçamento Máximo pelo critério de espaçamento

$$\begin{aligned} S_{\text{máx}} = & \text{Se } V_{sd} < 0.67 V_{Rd2} = 0.6d < 300\text{mm} & S_{\text{máx}} \text{ (cm)} &= & \boxed{15} \\ & \text{Se } V_{sd} > 0.67 V_{Rd2} = 0.3d < 200\text{mm} \end{aligned}$$

Portanto o valor de S<sub>máx</sub> deve ser de:

$$S_{\text{máx}} = 15 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo calculado pela taxa

Bitola  mm  
 Área 0.785 cm<sup>2</sup>

$S_{m\acute{a}x} = 2A\Phi / \rho_w b_w$

$S_{m\acute{a}x} =$   cm

Valores Finais

Bitola  mm

Espaçamento

Seção	Espaçam.
1	15
2	15
3	15
4	15
5	15

## 2.8. Dimensionamento à Torção

“Sempre que a torção for necessária ao equilíbrio do elemento estrutural, deve existir armadura destinada a resistir aos esforços de tração oriundos da torção. Essa armadura deve ser constituída por estribos, normais ao eixo do elemento estrutural e barras longitudinais distribuídas ao longo do perímetro da seção resistente.” (Norma NBR-6118/2003 seção 17.5.1.2).

A taxa mínima a ser respeitada deve ser:

$$\rho_{sf} = \rho_{sw} = A_{sw} / (b_w S) > 0.2 F_{ctm} / F_{ywk}$$

### 2.8.1. Cálculo do momento torçor atuante

Para o cálculo do momento torçor atuante na superestrutura da ponte foi utilizado o *software* SALT. O trem-tipo utilizado na modelagem foi o calculado no item 2.2.2.3 – Cálculo do trem-tipo de torção.

### 2.8.1.1. Ponte 100% carregada

Tabela 1 – Resumo dos esforços de torção (ponte totalmente carregada)

Seção	Carga Móvel	
	+	-
1	0	0
2	2402.81	0
3	7398.34	0
4	6658.5	-5298.24
5	5918.67	-9411.12
6	5178.84	-12252.91
7	4439	-13987.42
8	3699.17	-14594.48
9	4439	-14004.34
10	5178.84	-12244.85
11	5918.67	-9366.75
12	6658.5	-5253.34
13	7393.34	0
14	2402.81	0
15	0	0

### 2.8.1.2. Ponte 50% carregada

Tabela 2 – Resumo dos esforços de torção (ponte parcialmente carregada)

Seção	Carga Móvel	
	+	-
1	0	0
2	2329.38	322.5
3	7120.43	1290
4	2896.49	-5992.31
5	-518.36	-11559.51
6	-3124.13	-15472.25
7	-4920.8	-17848.92
8	-5908.39	-18669.37
9	-4920.8	-17872.33
10	-3124.13	-15460.14
11	-518.36	-11523.25
12	2896.49	-5931.89
13	7120.43	1290
14	322.5	0
15	0	0

## 2.8.2. Verificações e Cálculos

### 2.8.2.1. Cálculo dos fluxos de torção

A seção transversal multicelular da ponte deve ser dimensionada como se o momento torçor provocasse o aparecimento de fluxos de torção  $\Phi_i$  nas várias células, que devem ser tais que as duas condições seguintes – uma de compatibilidade estática e outra de compatibilidade dinâmica – sejam obedecidas.

Primeira condição: os fluxos  $\Phi_i$  significam, em cada célula  $i$ , a absorção de uma torção  $T_i = 2A_{ei} \times \Phi_i$ , cujo somatório (em todas as células) deve produzir  $T$ , ou seja:

$$T = \sum T_i = 2 \sum A_{ei} \Phi_i$$

Sendo:

$A_{ei}$  = área calculada a partir da geometria de cada célula;

$\Phi_i$  = fluxo de torção.

Segunda condição: o ângulo  $d\varphi_i$  de deformação (rotação) por torção deve ser o mesmo para todas as células (e igual àquele da seção completa). Isso significa que:

$$d\varphi_1 = d\varphi_2 = \dots = d\varphi_i = \dots = d\varphi_n$$

Ou, pela utilização das fórmulas de Bredt:

$$\left( \frac{\Phi_i}{2A_{ei}} \right) (ds/t) = \left( \frac{\Phi_n}{2A_{en}} \right) (ds/t)$$

Desprezando-se a contribuição das lajes em balanço e levando em conta a simetria das células, tem-se que:

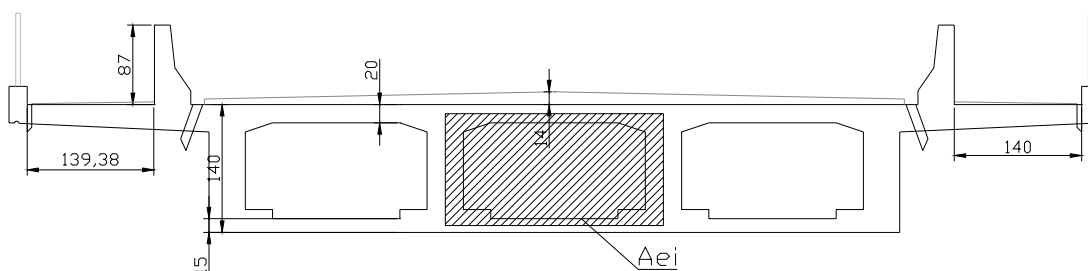


Figura 39 – Área para o cálculo do fluxo de torção

$$T = 2 \times (3 \times A_{e1} \Phi_1) \rightarrow \text{visto que os fluxos de torção são iguais nas três células.}$$

$$T = 2 \times 3 \times (2.4 \times 1.225) \Phi_1$$

$$T = 17.64 \times \Phi_1 \text{ portanto:}$$

$$\Phi_1 = 0.057 T$$

O fluxo de torção em cada célula é:

$$\Phi_1 = 0.057 \times 1866.94 = 106.41 \text{ tf / m}$$

### **2.8.2.2. Verificação do concreto das nervuras**

A situação crítica será a das nervuras externas, onde se superpõem os efeitos da torção máxima e do cisalhamento.

$$T_{td} = \Phi_1 / t = 106.41 / 2 = 53.2 \text{ tf / m}^2$$

$$T_{wd} = V_d / b_w d = 505.2 / (4 \times 0.4 \times 1.35) = 234 \text{ tf / m}^2$$

$$T_{tu} = 0.15 \times (2000/1.4) = 214.3 \text{ tf / m}^2$$

$$T_{wu} = 0.25 \times (2000/1.4) = 357.14 \text{ tf / m}^2$$

Portanto:

$$(T_{wd} / T_{wu}) + (T_{td} / T_{tu}) = (234 / 357.14) + (53.2 / 214.3) = 0.90 < 1 \rightarrow \text{OK!}$$

### **2.8.2.3. Cálculo da armação nas nervuras**

$$A_{90} / S = 106.41 / 43500 = 24.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para uma bitola de 10 mm  $\rightarrow$  16 estribos / metro de cada longarina.

## CAPÍTULO III – MESOESTRUTURA

### 3.1. Dimensionamento dos Pilares

#### 3.1.1. Introdução

Definição básica: “pilares são peças estruturais sujeitas à flexo-compressão reta ou oblíqua que se destinam a transmitir os esforços da superestrutura para as fundações”. (Notas de aula da disciplina de Pontes II da Universidade Federal Fluminense).

#### 3.1.2. Características Geométricas

A forma do pilar utilizada neste projeto é a circular.

$$\text{Área} = \pi d^2 / 4 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$J = \pi d^4 / 64 = 0.188 \text{ m}^4$$

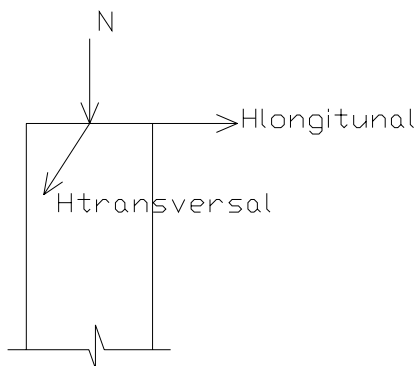
$$W = \pi d^3 / 32 = 0.27 \text{ m}^3$$

$$i = d / 4 = 0.35 \text{ m}$$

#### 3.1.3. Esforços atuantes nos pilares

Os esforços atuantes nos pilares são definidos pela Norma brasileira NBR-7187 (Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento) e NBR-6118/2003 (Dimensionamento de Estruturas de concreto armado).

Os esforços são classificados quanto à direção em verticais e horizontais.



**Figura 40 – Configuração dos esforços atuantes em cada pilar**

Os esforços atuantes nos pilares são:

**a) Esforços verticais**

- Carga permanente:

A carga permanente em cada pilar consiste da reação de cada apoio, que leva em conta a ação de todo o peso próprio da superestrutura calculada na seção (2.2.1 - Cálculo das cargas permanentes) dividida por dois, visto que cada um dos apoios do modelo numérico representa dois pilares.

$$\text{Carga permanente} = 5214.3 / 2 = \mathbf{260.715 \text{ tf / pilar}}$$

- Carga móvel:

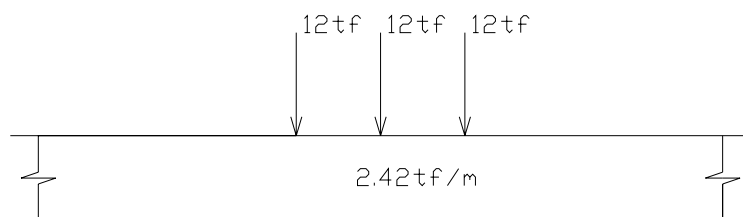
Para o cálculo da carga móvel atuante em cada um dos pilares é necessário calcular:

1. Reações de apoio provocadas pelo trem-tipo de flexão com a ponte 100% carregada (calculada no item 2.2.8.1.c) Reações de Apoio) combinadas com a reação provocada pelo momento torçor gerado pelo trem-tipo de torção com a ponte 100% carregada (calculado logo a seguir);
2. Reações de apoio provocadas pelo trem-tipo de flexão com a ponte 50% carregada (calculada logo a seguir) combinadas com a reação provocada pelo momento torçor gerado pelo trem-tipo de torção com a ponte 50% carregada (calculado logo a seguir);



### Reações de apoio com a ponte 50% carregada:

Para este cálculo foi utilizado o seguinte trem-tipo:



**Figura 41 – Trem-tipo de flexão para a ponte parcialmente carregada**

Baseado no fato de que para a ponte 50% carregada apenas as cargas distribuídas é que se reduzem à metade.

Calculando as reações pelo SALT, tem-se que:

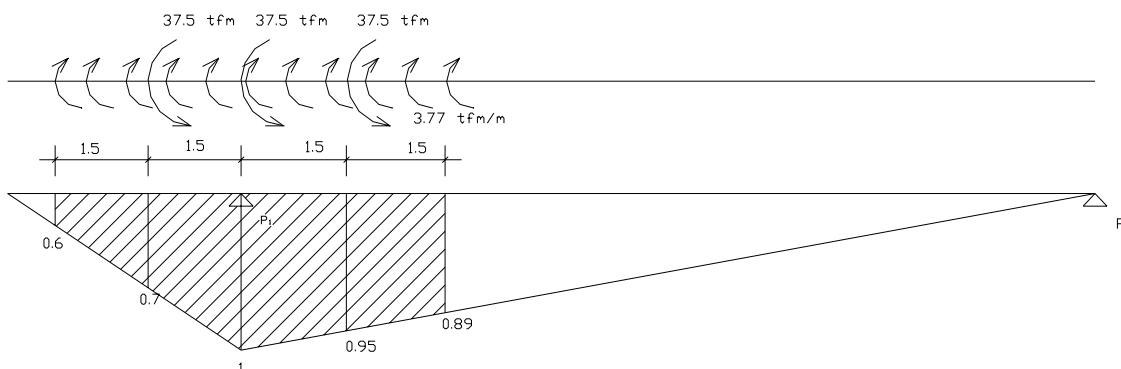
#### Resumo de Cargas - Reações dos Apoios

Seção	Carga Perm.	Carga Móvel		Total	
		+	-	+	-
1	5214.3	1453.13	697.13	6667.43	5911.43
2	5214.3	1453.13	697.13	6667.43	5911.43

### Reações provocadas pelo momento torçor

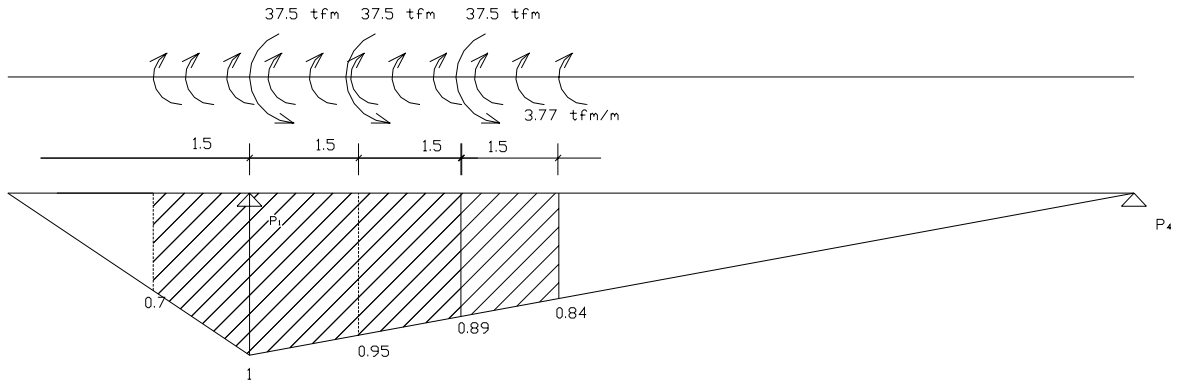
- Ponte 100% carregada

Linha de Influência do momento torçor em  $P_1$  (passeio do trem-tipo sobre a ponte):



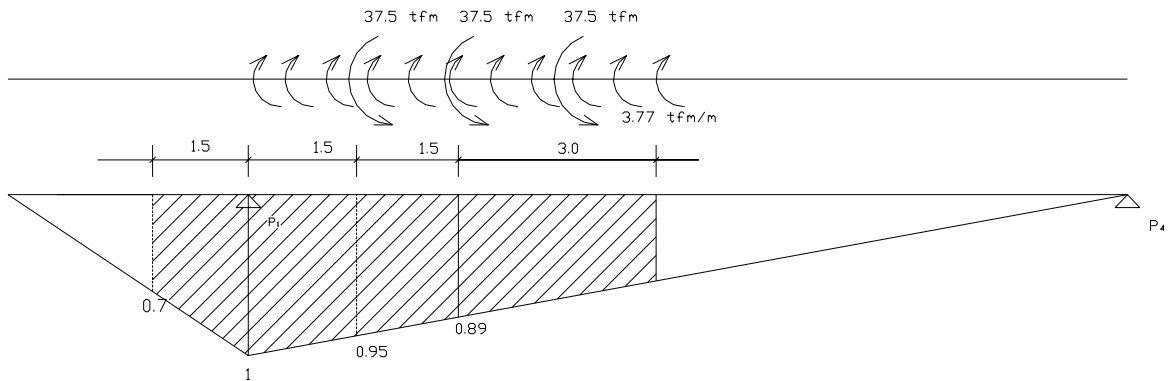
**Figura 42 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte totalmente carregada(configuração 1)**

$$M_T^{P1} = (37.5 \times 1) + (37.5 \times 0.95) + (37.5 \times 0.7) - \{3.77 \times [(0.6+1) \times 3/2 + (0.89+1) \times 3/2]\} = 37.5 + 35.62 + 26.25 - 19.7 = 79.64 \text{ tfm}$$



**Figura 43 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte totalmente carregada (configuração 2)**

$$M_T^{P1} = (37.5 \times 1) + (37.5 \times 0.95) + (37.5 \times 0.89) - \{3.77 \times [(0.7+1) \times 1.5/2 + (0.89+1) \times 3/2]\} = 37.5 + 35.62 + 33.37 - 9.84 = \mathbf{96.65 \text{ tfm}}$$

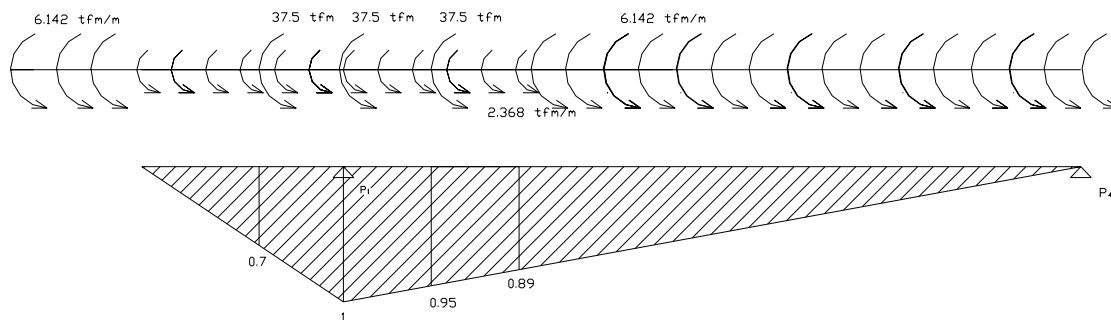


**Figura 44 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte totalmente carregada (configuração 3)**

$$M_T^{P1} = (37.5 \times 0.95) + (37.5 \times 0.89) - \{3.77 \times [(0.89+1) \times 3/2]\} = 35.62 + 33.37 - 10.68 = \mathbf{58.31 \text{ tfm}}$$

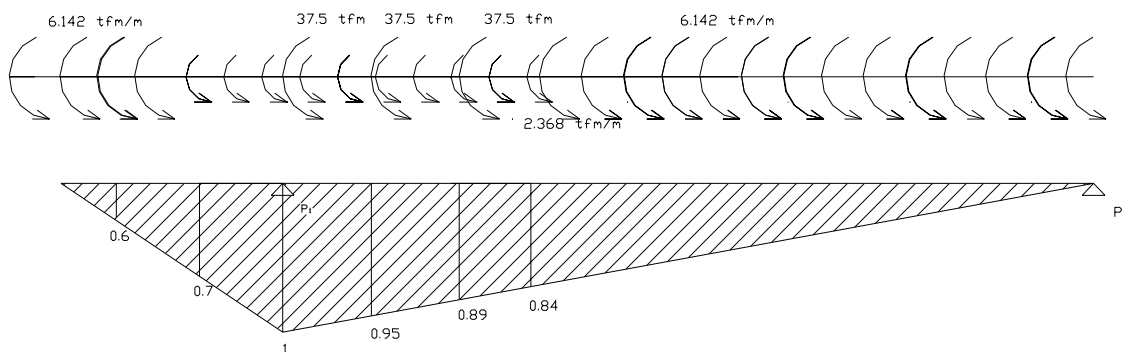
- Ponte 50% carregada

Linha de Influência do momento torçor em  $P_1$



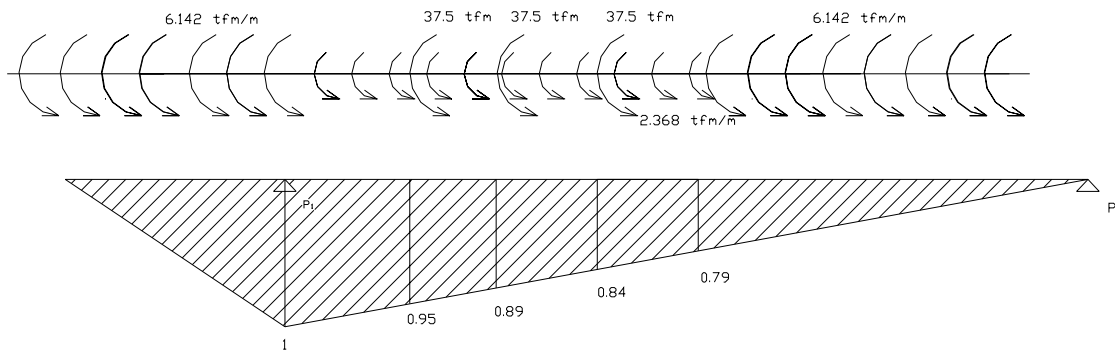
**Figura 45 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte parcialmente carregada (configuração 1)**

$$M_T^{P1} = (37.5 \times 0.7) + (37.5 \times 1) + (37.5 \times 0.95) + \{2.368 \times [(1 \times 3/2) + (1+0.89) \times 3/2] + [6.412 \times (0.89 \times 25/2)]\} = 26.25 + 37.5 + 35.62 + 10.26 + 68.3 = 178.96 \text{ tf}$$



**Figura 46 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte parcialmente carregada (configuração 2)**

$$M_T^{P1} = (37.5 \times 1) + (37.5 \times 0.95) + (37.5 \times 0.89) + \{2.368 \times [((1+0.7) \times 1.5/2) + (1+0.84) \times 4.5/2] + [6.412 \times (0.7 \times 3.5/2) + (0.84 \times 23.5/2)]\} = 37.5 + 35.62 + 33.37 + 12.82 + 68.14 = 187.45 \text{ tf}$$



**Figura 47 – Trem-tipo e linha de influência para cálculo dos esforços provocados pela torção com a ponte parcialmente carregada (configuração 3)**

$$M_T^{P1} = (37.5 \times 0.95) + (37.5 \times 0.89) + (37.5 \times 0.84) + \{2.368 \times [(1+0.79) \times (6/2)] + [6.412 \times (1 \times 5/2) + (0.79 \times 22/2)]\} = 35.62 + 33.37 + 31.5 + 12.71 + 68.73 = 181.93 \text{ tf}$$

Carga móvel atuante em cada um dos pilares

1. Reação do trem-tipo (ponte 100% carregada) e momento torçor (ponte 100% carregada)

**Valores máximos**

Reação vertical máxima  $\rightarrow R_1 = 222.53 / 2 = 111.26 \text{ tf}$

Momento transversal correspondente  $\rightarrow M_1 = 96.65 / 5 = 19.33 \text{ tf}$

Carga móvel  $\rightarrow R_1 + M_1 = 111.26 + 19.33 = \mathbf{130.6 \text{ tf}}$

$$R_1 - M_1 = 111.26 - 19.33 = 91.93 \text{ tf}$$

**Valores mínimos**

Reação vertical mínima  $\rightarrow R_1 = 146.93 / 2 = 73.46$

2. Reação do trem-tipo (ponte 50% carregada) e momento torçor (ponte 50% carregada)

**Valores máximos**

Reação vertical máxima  $\rightarrow R_1 = 145.31 / 2 = 72.65 \text{ tf}$

Momento transversal correspondente  $\rightarrow M_1 = 187.45 / 5 = 37.49 \text{ tf}$

Carga móvel  $\rightarrow R_1 + M_1 = 72.65 + 37.49 = 110.14 \text{ tf}$

$$R_1 - M_1 = 72.65 - 37.49 = 35.16 \text{ tf}$$

### Valores mínimos

$$\text{Reação vertical mínima} \rightarrow R_1 = 69.71 / 2 = \mathbf{34.85 \text{ tf}}$$

- Peso próprio do pilar:

$$\text{Carga} = 1.54 \times 7.0 \times 2.5 = \mathbf{26.95 \text{ tf}}$$

- Ação do vento na superestrutura:

O valor da força de vento vertical em pontes rodoviárias é pequeno e pode ser desconsiderado.

- Ação de força centrífuga ou impacto lateral:

O valor da força centrífuga em pontes rodoviárias é pequeno e pode ser desconsiderado.

### Esforços Verticais (Resumo)

$$\text{Carga de peso próprio} \rightarrow 287.66 \text{ tf}$$

$$\text{Carga móvel} \rightarrow N_{\text{máx}} = 130.6 \text{ tf}$$

$$N_{\text{mín}} = 34.85 \text{ tf}$$

### b) Esforços Horizontais Longitudinais

- Retração do concreto e variação da temperatura:

Para simular o efeito de retração do concreto e temperatura considera-se uma variação de temperatura de  $\Delta\Theta = 30^\circ$ .

Os esforços recebidos por um pilar, devido à variação de temperatura são dados pela seguinte equação:

$$F = K\alpha t\Delta\Theta x, \text{ onde:}$$

$K$  = rigidez do pilar;

$\alpha t$  = coeficiente de dilatação térmica do concreto =  $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$ ;

$x$  = distância do pilar ao ponto indeslocável da estrada.

$$F = 662.9 \times 14 \times 30 \times 10^{-5} = \mathbf{2.78 \text{ tf}}$$

Os valores necessários para este cálculo foram calculados no item 3.1.4.2.c) (Rigidez e flexibilidade do conjunto pilar + neoprene e Cálculo do centro elástico)

- Deformação imediata do concreto:

Este efeito só deve ser considerado em obras de concreto protendido.

- Deformação lenta do concreto:

Este efeito só deve ser considerado em obras de concreto protendido.

- Frenagem ou aceleração dos veículos:

Nas pontes rodoviárias, a força horizontal longitudinal de frenagem ou aceleração dos veículos é considerada aplicada no topo da superfície de rolamento (pavimento). Cada um dos valores deve ser combinado com os esforços de sobrecarga do veículo tipo e aí sim, é escolhido o maior valor:

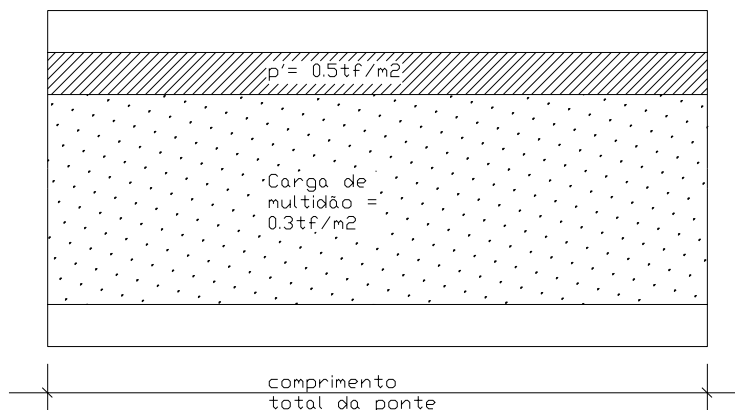
$F = 5\% \times \text{Peso da carga de multidão sem impacto};$

$F = 30\% \times \text{Peso do veículo tipo sem impacto};$

Cálculo da Frenagem:

1) Caso:  $F = 5\% \times \text{Peso da carga de multidão sem impacto};$

Neste caso, o cálculo é feito com a carga de multidão sobre a ponte, juntamente com a carga do veículo.

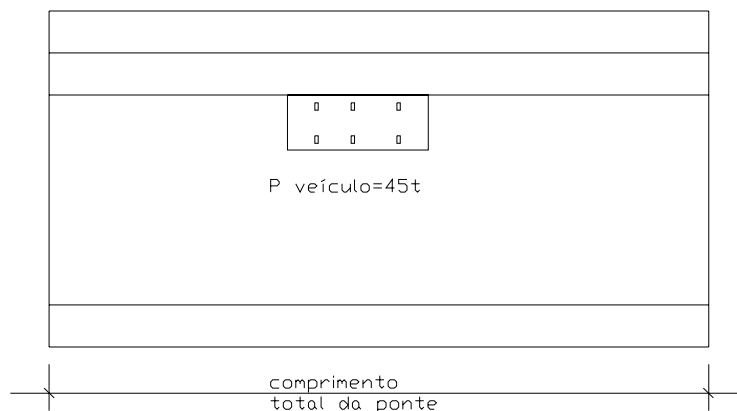


**Figura 48 – Configuração da carga para o cálculo da frenagem (veículo sobre a laje de acesso)**

$$F = 5\% \times \{[(3.0 \times 0.5) + (8.0 \times 0.3)] \times 38.0\} = 7.41 \text{ tf}$$

2) Caso:  $F = 30\% \times \text{Peso do veículo tipo sem impacto};$

Já neste caso, o cálculo é feito apenas com as cargas do automóvel do trem-tipo sobre a ponte.



**Figura 49 – Configuração da carga para o cálculo da frenagem (veículo sobre a ponte)**

$$F = 30\% \times 45 = 13.5 \text{ tf}$$

Portanto, a carga de frenagem/aceleração é de: **F = 13.5 tf**

- Empuxo de terra nas cortinas e encontros;

São os mesmos já calculados anteriormente para o cálculo das cortinas.

$$F_{\text{emp. terra}} = \mathbf{6.74 \text{ tf}}$$

- Empuxo de sobrecarga nas cortinas e encontros;

São os mesmos já calculados anteriormente para o cálculo das cortinas.

1. Veículo sobre a laje de acesso

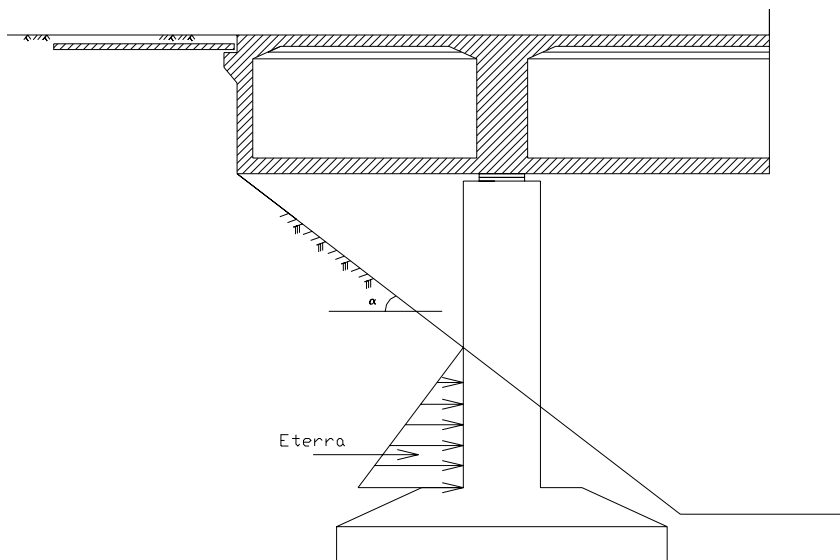
$$F_{\text{sob}} = \mathbf{6.25 \text{ tf}}$$

2. Carga de multidão sobre a laje de acesso

$$F_{\text{sob}} = \mathbf{1.88 \text{ tf}}$$

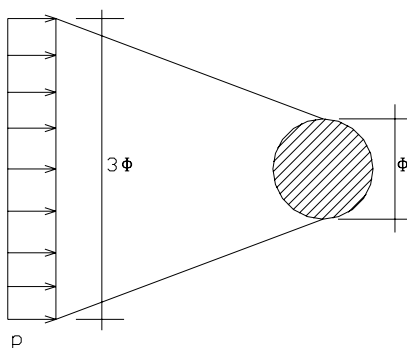
- Empuxo de terra nos pilares externos;

Em pontes cujas vigas principais terminam em balanços, os pilares extremos ficam sujeitos a empuxos de terra provocados pela saia do aterro de acesso, que é o caso da ponte em questão.



**Figura 50 – Esquema do empuxo de terra nos pilares**

As normas brasileiras permitem prescindir de estudos mais rigorosos de distribuição de pressão de terra sobre os pilares desde que seja adotada para cálculo do empuxo uma largura fictícia igual a 3 vezes a largura do pilar.



**Figura 51 – Largura fictícia do pilar para o cálculo do empuxo de terra**

$$E^{\text{Terra}} = K_a \times \gamma \times (h^2/2) \times 3\Phi = (1/3) \times 1.8 \times (3.5^2 / 2) \times 3 \times 1.4 = \mathbf{15.43 \text{ tf}}$$

- Atrito nos apoios:

Para apoios de Neoprene com Teflon, tem-se:

$H = f \times N$ , com  $f$  variando de 4% a 4.5%. Logo:

$$H = 4\%N = 4\% 372 = \mathbf{14.88 \text{ tf}}$$

Esforços Horizontais Longitudinais (Resumo)

Como existe apenas um veículo tipo, não se pode somar os efeitos de Frenagem devida ao veículo tipo (13.5 tf) com empuxo de sobrecarga devido ao



veículo sobre a laje de acesso. Devem ser examinadas as duas situações a seguir, possíveis de simultaneidade e adotar a mais desfavorável:

1. Frenagem do veículo tipo + empuxo de sobrecarga devido à carga de multidão

$$\text{Carga} = 13.5 + 1.88 = \mathbf{15.38 \text{ tf}}$$

2. Frenagem da carga de multidão + empuxo de sobrecarga devido ao veículo tipo sobre a laje de acesso

$$\text{Carga} = 7.41 + 6.25 = \mathbf{13.66 \text{ tf}}$$

Portanto, a carga que deve ser considerada é a de frenagem do veículo tipo mais empuxo de sobrecarga devido ao veículo tipo sobre a laje de acesso.

Resumo total de cargas horizontais longitudinais:

$$\text{Carga} = \text{retração devido à temperatura} + 6.74 + 20.16 + 14.88 + 15.38 = \mathbf{57.16 \text{ tf}}$$

### c) Esforços Horizontais Transversais

- Ação do vento:

A pressão do vento sobre a ponte deve ser considerada agindo horizontalmente em direção normal ao eixo da ponte, devendo apresentar os seguintes valores:

Ponte descarregada:

$$P^{\text{vento}} = 150 \text{ kgf} / \text{m}^2 = 0.15 \text{ tf} / \text{m}^2$$

Ponte carregada:

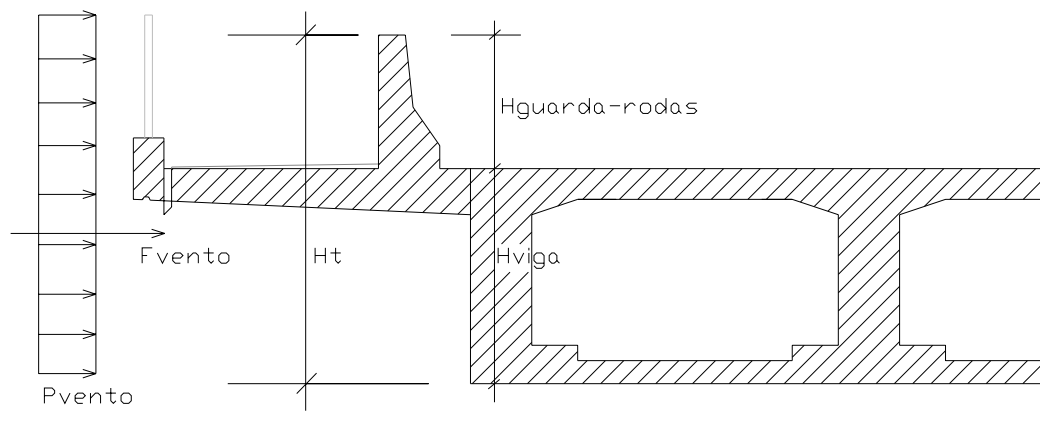
$$P^{\text{vento}} = 100 \text{ kgf} / \text{m}^2 = 0.1 \text{ tf} / \text{m}^2$$

Passarelas de pedestres:

$$P^{\text{vento}} = 70 \text{ kgf} / \text{m}^2 = 0.07 \text{ tf} / \text{m}^2$$

A superfície de incidência a ser considerada é a projeção da estrutura no plano normal à direção do vento acrescida, no caso da ponte carregada, de uma faixa limitada superiormente por uma paralela ao estrado e distante 2.0 metros da superfície do rolamento.

1<sup>o</sup>) Caso: Ponte descarregada

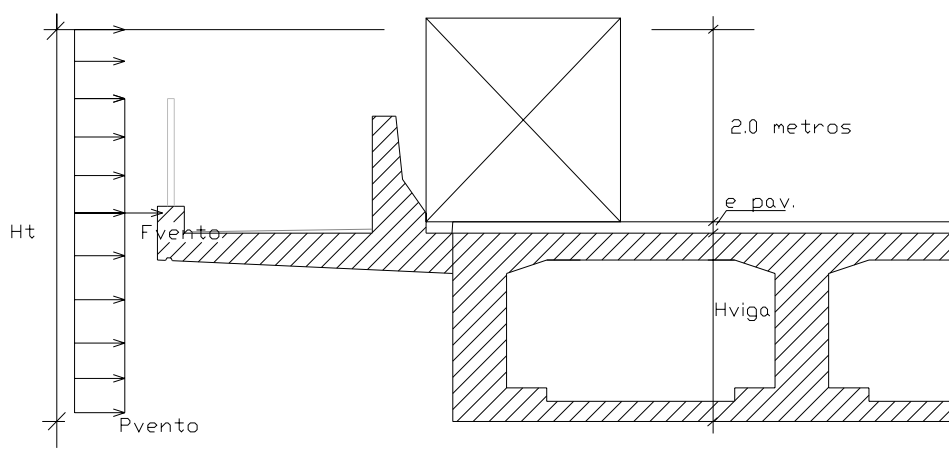


**Figura 52 – Configuração das cargas de vento atuantes considerando a ponte descarregada**

$$F_{\text{vento}} = 0.150 \times (H^{\text{guarda-rodas}} + H^{\text{viga}}) \times L^{\text{ponte}}$$

$$F_{\text{vento}} = 0.150 \times (0.87 + 1.4) \times 38 = 12.9 \text{ tf}$$

2º) Caso: Ponte carregada



**Figura 53 – Configuração das cargas de vento atuantes considerando a ponte carregada**

$$F_{\text{vento}} = 0.100 \times (H^{\text{viga}} + e^{\text{pavimentação}} + 2.0) \times L^{\text{ponte}}$$

$$F_{\text{vento}} = 0.100 \times (1.4 + 0.14 + 2.0) \times 38 = 13.45 \text{ tf}$$

Para o cálculo dos pilares é adotado o maior valor de F entre os dois casos.

$$F_{\text{vento}} = \mathbf{13.45 \text{ tf}}$$

- Ação da força centrífuga:

Somente deve ser considerada em pontes curvas.

- Ação dinâmica das águas:

Os pilares e blocos das pontes situados dentro da caixa do rio ficam sujeitos a esforços horizontais devido a atuação dinâmica das águas.

A pressão da corrente de água é dada pela seguinte expressão:

$$P = K \times v^2$$

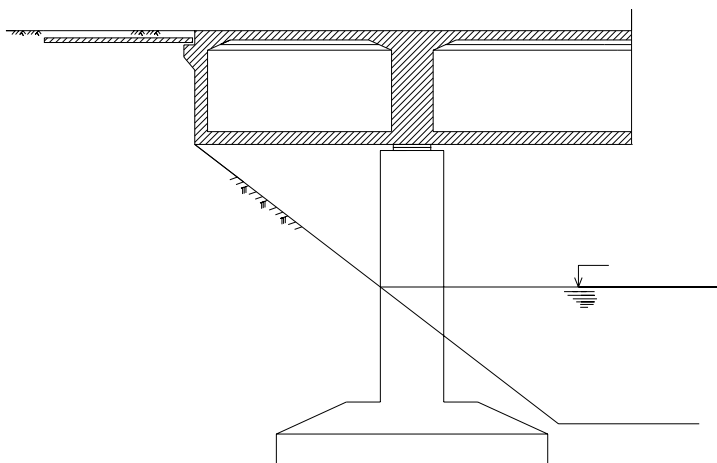
Sendo:

P = pressão da água (kgf / m<sup>2</sup>);

v = velocidade da correnteza (m / seg);

K = coeficiente dimensional determinado experimentalmente.

Os valores de K dependem da forma da superfície da incidência da água no pilar. Para uma seção transversal circular, tem-se K = 35.



**Figura 54 – Configuração para o cálculo da ação das águas sobre os pilares**

Considerando uma velocidade de correnteza de 3 m / seg:

$$Q = 35 \times (3.0)^2 \times 1.4 = 441 \text{ kgf / m} = 0.441 \text{ tf / m}$$

$$\text{Carga} = 0.441 \times 1.4 = \mathbf{0.62 \text{ tf}}$$

Esforços Horizontais Transversais (Resumo)

$$\text{Carga} = 13.45 + 0.62 = \mathbf{14.16 \text{ tf}}$$

### 3.1.4. Cálculo da rigidez e flexibilidade dos pilares

#### 3.1.4.1. Introdução

Depois de calculados todos os esforços horizontais atuantes na ponte é necessário calcular a distribuição desses esforços pelos diversos pilares da ponte. Para isso, é necessário conhecer a rigidez e flexibilidade dos pilares e aparelhos de apoio.

A flexibilidade de um pilar é o valor do deslocamento horizontal do topo deste pilar quando a ele é aplicada uma força horizontal unitária no ponto em que surge o deslocamento (topo do pilar). Considerando um pilar engastado na base e livre no topo, tem-se:

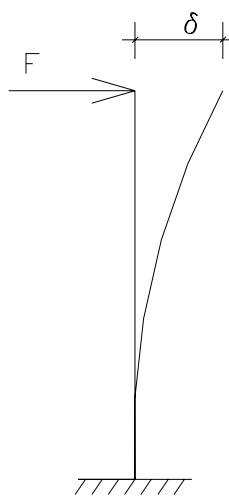


Figura 55 – Pilar engastado e livre

Se  $F = 1 \rightarrow \delta = f$ ; Portanto:

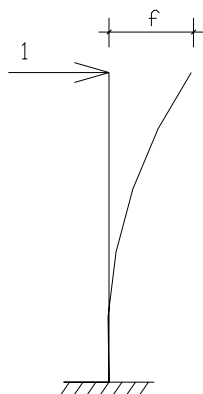


Figura 56 – Configuração do pilar para cálculo da flexibilidade e rigidez do pilar

$$1 \text{ ----- } f$$

$$F \text{ ----- } \delta \quad \text{logo:}$$

$$F = \delta / f$$

A rigidez de um pilar é o valor da força horizontal que, aplicada no topo deste pilar, produz uma deformação horizontal unitária do ponto de aplicação desta força (topo do pilar). Considerando o mesmo caso da Figura 55, tem-se:

Se  $\delta = 1 \rightarrow F = K$ ; Portanto:

$$F \text{ ----- } \delta$$

$$K \text{ ----- } 1 \quad \text{logo:}$$

$$F = K \times \delta$$

### 3.1.4.2. Cálculo

#### a) Rigidez e flexibilidade de aparelhos de apoio Neoprene

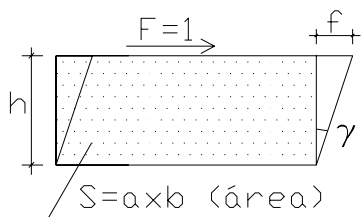


Figura 57 – Aparelho de neoprene (cálculo da flexibilidade e rigidez)

Da resistência dos materiais, tem-se:

$$\tau = G \times (f/h); \text{ porém:}$$

$$\tau = F / S_{\text{apoio}} = 1 / S_{\text{apoio}}; \text{ logo:}$$

$$f_{\text{neoprene}} = h / (G \times S_{\text{apoio}})$$

$$K^{\text{neoprene}} = (G \times S_{\text{apoio}}) / h$$

Configuração do aparelho de apoio Neoprene:

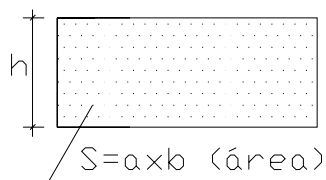


Figura 58 – Configuração do aparelho de neoprene

$$K^{\text{neoprene}} = (100 \times 0.5 \times 0.8) / 0.04 = 1000 \text{ tf / m}$$

**b) Rigidez e flexibilidade de pilares engastados na base e providos de aparelhos de apoio Neoprene no topo**

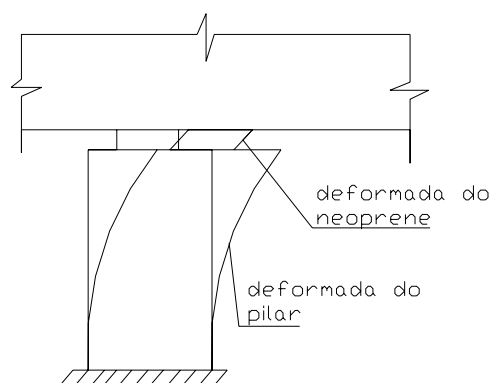


Figura 59 – Configuração do conjunto pilar + neoprene

$$F^{\text{Pilar+neoprene}} = f^{\text{Pilar}} + f^{\text{neoprene}}$$

$$K^{\text{Pilar+neoprene}} = 1 / [(1/K^{\text{P}}) + (1/K^{\text{neop}})]$$

Cálculo da flexibilidade e rigidez do pilar isolado:

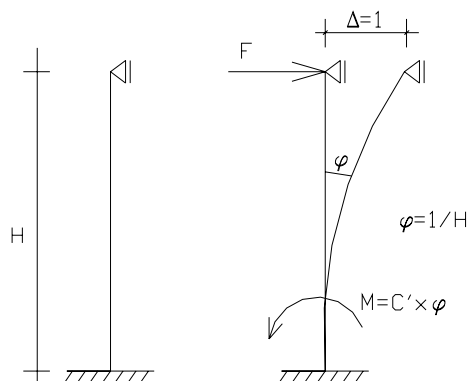
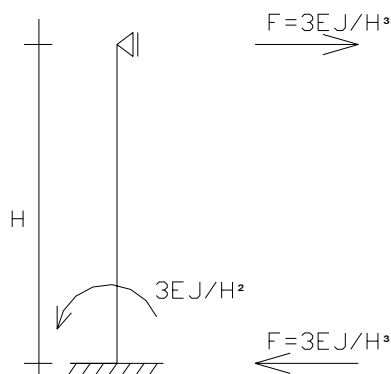


Figura 60 – Esquema para o cálculo da rigidez e flexibilidade do pilar isolado

$$C' = a' = 3EJ / H$$

$$M = (3EJ / H) \times (1/H) = 3EJ / H^2$$



**Figura 61 – Rigidez do pilar da ponte**

Como  $F = \Delta / f$  e  $\Delta = 1 \rightarrow f = 1 / F = H^3 / 3EJ$ ; logo:

$$f = H^3 / 3EJ$$

$$K = 3EJ / H^3$$

$$K^{\text{pilar}} = 3 \times 1.785 \times 10^6 \times 0.188 / (7)^3 = \mathbf{2935.1 \text{ tf / m}}$$

**c) Rigidez e flexibilidade do conjunto pilar + neoprene**

$$K^{\text{Pilar+neoprene}} = 1 / [1/(1/K^p) + 1/(1/K^{\text{neop}})]$$

$$K^{\text{Pilar+neoprene}} = 1 / [(1/2935.1) + (1/1000)] = \mathbf{745.9 \text{ tf / m}}$$

**3.1.5. Distribuição dos esforços horizontais**

Com os esforços horizontais calculados e com a rigidez dos pilares, é necessário distribuir os esforços pelos pilares da ponte. Para isto, os esforços são divididos em dois grupos:

- Esforços horizontais devidos a esforço aplicado no estrado (frenagem / aceleração, empuxos, vento);
- Esforços horizontais devidos a deformações impostas no estrado (retração, temperatura).

### 3.1.5.1. Esforços Horizontais aplicados no estrado da ponte

#### a) Esforços aplicados longitudinalmente

Como o tabuleiro da ponte é considerado infinitamente rígido, o mesmo não apresenta encurtamentos em presença da força  $F$ , portanto o deslocamento dos pilares é igual ao deslocamento do tabuleiro.

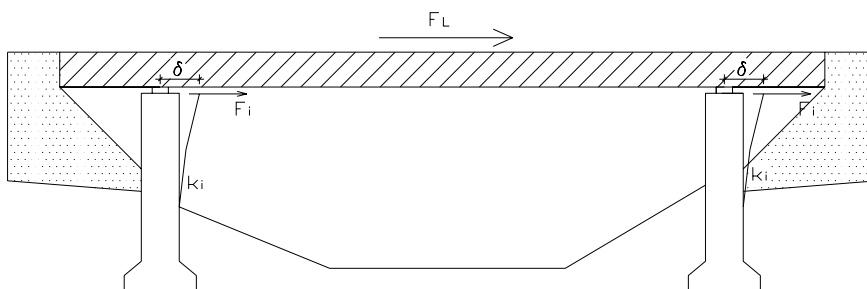


Figura 62 – Distribuição dos esforços horizontais da ponte

Daí, tem-se que:

$$F_L = K_{\text{total}} \times \delta$$

Sendo:

$$K_{\text{Total}} = \sum K_i$$

A força por pilar será:

$$F_{L_i} = (K_i / \sum K_i) \times F$$

Para a ponte em questão, tem-se que:

$$K_{\text{Total}} = K_{\text{conj}}^{P1} + K_{\text{conj}}^{P2} + K_{\text{conj}}^{P3} + K_{\text{conj}}^{P4} = 745.9 \times 4 = 2983.6 \text{ tf / m}$$

$$\text{Pilar P1} \rightarrow \mu_{P1} = 745.9 / 2983.6 = 0.25 \rightarrow (25\%)$$

$$\text{Pilar P2} \rightarrow \mu_{P1} = 745.9 / 2983.6 = 0.25 \rightarrow (25\%)$$

$$\text{Pilar P3} \rightarrow \mu_{P1} = 745.9 / 2983.6 = 0.25 \rightarrow (25\%)$$

$$\text{Pilar P4} \rightarrow \mu_{P1} = 745.9 / 2983.6 = 0.25 \rightarrow (25\%)$$

- Frenagem e aceleração (mais empuxo de sobrecarga)

$$F_{P1}^{\text{long}} = 0.25 \times 15.38 = 3.84 \text{ tf}$$



- Empuxo de terra na cortina

$$F_{P1}^{\text{long}} = 0.25 \times 6.74 = \mathbf{1.68 \text{ tf}}$$

- Empuxo de terra nos pilares

Este esforço pode ser calculado pelo processo da separação das deslocabilidades. A parcela do esforço F que é absorvida pelo pilar que está sujeito ao empuxo de terra é dada por:

$$F_{P1}^{\text{long}} = (K_1 / \Sigma K_{\text{conj}}) \times F$$

$$F_{P1}^{\text{long}} = (745.9 / 2983.6) \times 15.43 = \mathbf{3.86 \text{ tf}} \rightarrow \text{Esforço aplicado em seu topo.}$$

Momento gerado na base do pilar devido ao empuxo de terra é calculado em duas etapas, de acordo com o processo da separação das deslocabilidades. Primeiro é calculado  $M_1$  e depois é calculado  $M^{\text{Base P1}}$ :

$$M_1 = (E \times a / 3) \times [(2 - 2.25 \times a/h_p) - (0.6 \times a^2/h_p^2)]$$

$$M_1 = (15.43 \times 1.167 / 3) \times [(2 - 2.25 \times 1.167/7) - (0.6 \times 1.167^2/7^2)] = 9.65 \text{ tm}$$

$$M^{\text{Base P1}} = M_1 + [K_p / (K_n + K_p)] \times R_o \times h_p + \mu_1 \times [K_n / (K_n + K_p)] \times R_o \times h_p$$

Sendo:

$$R_o = (E \times a) - M_1 / h_p$$

$$R_o = (15.43 \times 1.167) - 9.65 / 7 = 1.19 \text{ tf}$$

$$\mu_1 = K_1 / \Sigma K_{\text{conj}}$$

$$\mu_1 = 745.9 / 2983.6 = 0.25$$

$$M^{\text{Base P1}} = 9.65 + [2935.1 / (1000 + 2935.1)] \times 1.19 \times 7 + 0.25 \times [1000 / (1000 + 2935.1)] \times 1.19 \times 7 = \mathbf{16.41 \text{ tfm}} \rightarrow \text{Momento na base do pilar } P_1$$

- Atrito nos apoios

$$F_{P1}^{\text{long}} = 0.25 \times 14.88 = \mathbf{3.72 \text{ tf}}$$

**Resumo de cargas horizontais longitudinais em um pilar = 13.1 tf**

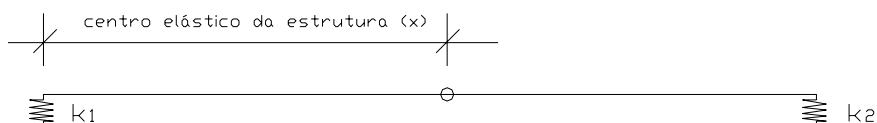
**Momento = 16.41 tfm**

## b) Esforços aplicados transversalmente

Para distribuir os esforços horizontais transversalmente é necessário calcular o centro elástico da estrutura.

- Cálculo do centro elástico

Centro elástico da estrutura é o centro de gravidade das massas  $K_i$  dos diversos pilares, correspondendo portanto ao ponto de aplicação da massa  $K_{Total}$  (rigidez total da infra-estrutura).



**Figura 63 – Centro elástico da estrutura**

Pela geometria das massas, tem-se que:

$$X = \sum K_i x_i / \sum K_i$$

Sendo  $X$  a abcissa do centro elástico.

Portanto, a força aplicada à ponte será:

$$F_{Total\ i} = P K_i [(1/\sum K_i) + (\alpha x_i / \sum K_i x_i^2)] \quad \text{sendo:}$$

$P$  = esforço horizontal transversal aplicado;

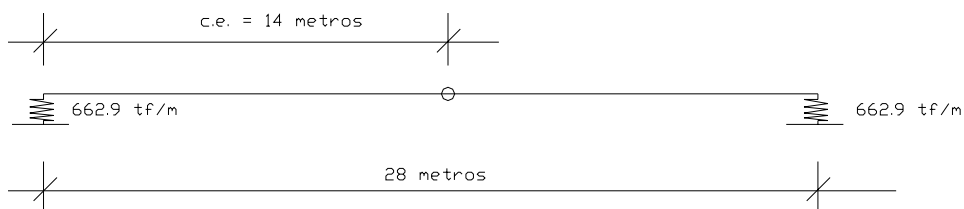
$K_i$  rigidez transversal do pilar;

$\alpha$  = distância do esforço aplicado ao centro elástico;

$x_i$  = distância do pilar ao centro elástico.

Para a ponte em questão, tem-se que:

$$X = \sum K_i x_i / \sum K_i = (745.9 \times 0) + (745.9 \times 28) / 1491.8 = 14 \text{ metros}$$



**Figura 64 – Centro elástico da ponte em questão**

Como a inércia transversal do pilar é igual à sua inércia longitudinal, o centro elástico também é o mesmo.

- Ação do vento

$$F_{P1}^{\text{trans}} = 13.45 \times 745.9 \times (1 / 2983.6) = \mathbf{3.36 \text{ tf}}$$

- Ação das águas

$$F_{P1}^{\text{trans}} = 0.62 \times 745.9 \times (1 / 2983.6) = \mathbf{0.15 \text{ tf}}$$

**Resumo de cargas horizontais transversais em um pilar = 3.51 tf**

### 3.1.5.2. Esforços Horizontais devido a deformações impostas

- Efeito da temperatura

$$F_{P1}^{\text{temp}} = 745.9 \times 14 \times 30 \times 10^{-5} = \mathbf{3.13 \text{ tf}}$$

**Resumo de cargas horizontais longitudinais por deformação imposta em um pilar = 3.13 tf**

## 3.1.6. Dimensionamento

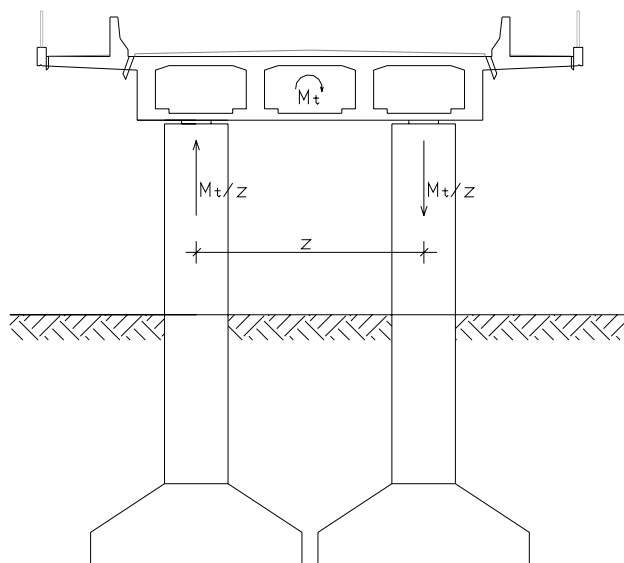
### 3.1.6.1. Considerações iniciais

Os pilares das pontes são dimensionados à flexão composta reta ou oblíqua, levando-se em conta os esforços de primeira ordem (esforços iniciais), as excentricidades acidentais e os esforços de segunda ordem devido ao efeito de flambagem nos casos de índice de esbeltez  $\lambda > 40$ .

As hipóteses de dimensionamento que precisam ser verificadas são:

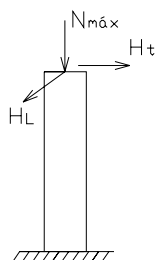
1. Esforço Normal máximo ( $N_{\text{máx}}$ );
2. Esforço Normal mínimo ( $N_{\text{mín}}$ ).

As hipóteses 1 e 2 correspondem à situação da ponte totalmente carregada.



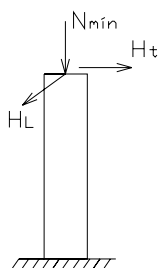
**Figura 65 – Consideração do momento torçor para o cálculo dos pilares**

Primeira hipótese:



**Figura 66 – Hipótese 1 de dimensionamento dos pilares**

Segunda hipótese:



**Figura 67 – Hipótese 2 de dimensionamento dos pilares**

Neste caso, o momento transversal ( $M_T$ ) é absorvido pela carga e descarga nos pilares.

### 3.1.6.2. Seção de dimensionamento

A seção de dimensionamento dos pilares é aquela que possui os esforços mais desfavoráveis. No caso de pilares engastados na base e livres no topo (com neoprene), esta seção é a base do pilar.

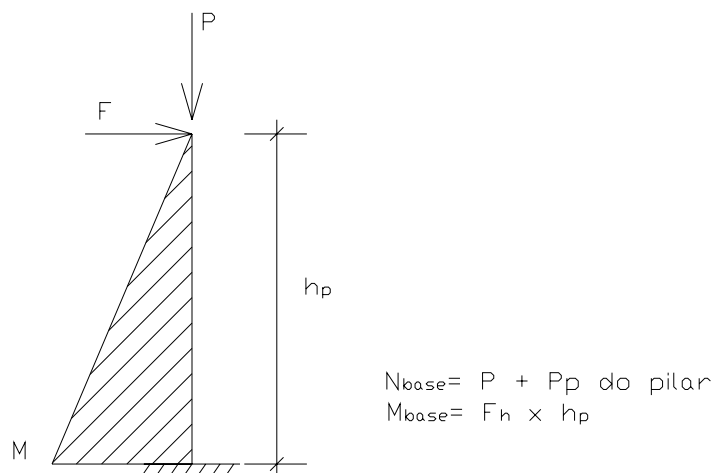


Figura 68 – Seção de dimensionamento do pilar

### 3.1.6.3. Classificação dos pilares

#### a) Índice de esbeltez

$$\lambda = L_e / i$$

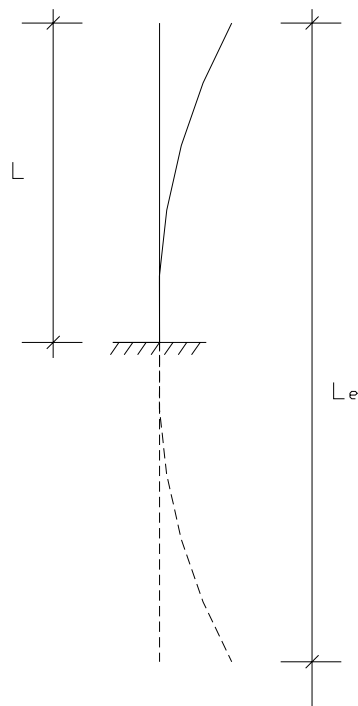
Sendo:

$\lambda$  = índice de esbeltez;

$L_e$  = comprimento de flambagem;

$i$  = raio de giração =  $(J / S)^{1/2}$

O comprimento de flambagem dos pilares é função das condições de vinculação de suas extremidades. O comportamento de flambagem de pilares providos de aparelhos e neoprene no topo é o de um pilar engastado na base e livre no topo.



**Figura 69 – Comprimento de flambagem do pilar**

Portanto:

$$\lambda = 2 \times 7 / 0.35 = 40 \leq \lambda_{\text{Limite}} = 40 \rightarrow \text{Pilar curto}$$

Todos os pilares devem ser calculados levando-se em conta excentricidades acidentais ( $e_{La}$ ) de forma a considerar as incertezas de localização da força normal e os possíveis desvios do eixo do pilar em relação à posição prevista em projeto (desaprumos).

$e_{La} \geq h/30$  ou 2 cm  $\rightarrow e_{La} = (140)/30 = 4.67$  cm  $> 2.0$  cm. Portanto, a excentricidade acidental é:  $e_{La} = 0.0467$  m

Sendo  $h$  a maior dimensão da seção na direção da excentricidade.

Para o dimensionamento dos pilares curtos, o efeito das deformações (efeitos de segunda ordem e flambagem) podem ser desprezados e, portanto, as solicitações de dimensionamento.

#### **3.1.6.4. Cálculo dos esforços de dimensionamento**

Como o pilar é circular, deve ser calculado submetido a flexão composta reta, visto que somente pilares de seção transversal retangular podem ser calculados como submetidos a flexão composta oblíqua. Isso se explica pelo fato de que os

esforços horizontais longitudinais e transversais podem ser resumidos a uma resultante atuante no topo do pilar, caindo no caso de flexão composta reta.

**a) Cargas atuantes**

$$N_{P.próprio} \rightarrow 287.7 \text{ tf}$$

$$N_{C.móveis} \rightarrow N_{máx} = 130.6 \text{ tf}$$

$$N_{mín} = 34.85 \text{ tf}$$

$$H_{longitudinal} \rightarrow 16.23 \text{ tf}$$

$$H_{transversal} \rightarrow 3.51 \text{ tf}$$

$$M_{emp. terra} \rightarrow 16.41 \text{ tfm}$$

**b) Solicitações de projeto**

- Cálculo do momento atuante:

$$M = [(16.23)^2 + (3.51)^2]^{1/2} = 16.6 \text{ tf} \times 7 \text{ m} = 116.23 \text{ tfm} + 16.41 \text{ tfm} = 132.64 \text{ tfm}$$

- Cálculo de  $N^{máx}$ :

$$N_{máx} = (1.4 \times 287.7) + (1.68 \times 130.6) = 662.2 \text{ tf}$$

$$e_0 = (1.4 \times 132.64) / 662.2 = 0.28 \text{ m}$$

- Cálculo de  $N^{mín}$ :

$$N_{mín} = (1.0 \times 287.7) + (1.68 \times 34.85) = 346.25 \text{ tf}$$

$$e_0 = (1.4 \times 132.64) / 346.25 = 0.54 \text{ m}$$

As hipóteses de dimensionamento são:

1)  $N = 662.2 \text{ tf}$

$$M = 132.64 + [662.2 \times (0.28 + 0.046)] = 349 \text{ tfm}$$

2)  $N = 346.25 \text{ tf}$

$$M = 132.64 + [346.25 \times (0.54 + 0.046)] = 335.8 \text{ tfm}$$

**c) Cálculo da área de aço**

Para o cálculo das áreas de aço foram utilizadas as tabelas de dimensionamento de seções circulares submetidas à flexão composta reta (Ábacos para dimensionamento de seções de concreto armado sob flexão composta reta e oblíqua. – Dumont, N. A., Velasco M. S. L., Ortiz I. R., Krüger, S. D.)

- Dimensionamento dos pilares

Fck =	20	Mpa	Fcd =	1.43	KN/cm2	=	1428.6	tf/m2
Fyk =	500	Mpa	Fyd =	43.48	KN/cm2	=	43478	tf/m2
Ac =	1.54	m2	$\Phi$ =	1.4	m			

Pilar	Hipótese	N (tf)	M (tfm)	$\nu d$	$\mu d$	$\omega$	As m2	As cm2
P1	1	662.2	349	0.30	0.113	0.6	0.0303	303.3
	2	346.25	335.8	0.16	0.109	0.4	0.0202	202.2

Armadura longitudinal mínima

$$As, \text{mín} = 0.15 Nd/fyd > 0.004Ac$$

$$As, \text{mín} = 0.006154 \text{ m}^2 = 61.54 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal máxima

$$As, \text{máx} = 8\% Ac$$

$$As, \text{máx} = 0.123088 \text{ m}^2 = 1230.9 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal final

$$As = 303.3 \text{ cm}^2$$

Resumo Armadura longitudinal

$$As = 303.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bitola} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Número de barras} = 62$$

$$A_{\Phi} = 4.9063 \text{ cm}^2$$

Armadura Transversal (estribos)

$$\text{Bitolas} > 5.00 \text{ mm}$$

$$1/4 \Phi \text{ barra long.}$$

$$\text{Bitola mín} = 6.25 \text{ mm}$$

$$\text{Bitola escolhida} = 10.0 \text{ mm}$$

Espaçamento mínimo

$$S_{\text{mín}} < 20.00 \text{ cm}$$

$$12 \Phi$$

$$S_{\text{mín}} = 12.00 \text{ cm}$$



## **3.2. Dimensionamento dos Apoios**

### **3.2.1. Introdução**

Os aparelhos de apoio são elementos que fazem a transição dos esforços da superestrutura para a mesoestrutura (pilares e encontros). Possuem as seguintes finalidades principais:

- Liberar a ligação rígida da superestrutura com os pilares, evitando com isto o surgimento de momentos fletores nos pilares pelo efeito de quadro.
- Liberar os movimentos da superestrutura devidos aos efeitos de variações de temperatura, retração e deformação lenta.

Os aparelhos de apoio se classificam quanto ao material:

- Metálicos;
- Concreto;
- Borracha sintética.

Mas também se classificam quanto aos graus de liberdade:

- Fixos (2º gênero);
- Móveis (1º Gênero).

O aparelho de apoio neste caso utilizado foi o de Neoprene, que é constituído por placas de borracha sintética fretadas com chapas de aço. O aparelho de apoio Neoprene não é nem do 1º gênero nem do 2º gênero, pois possui liberdade relativa tanto a deslocamentos horizontais quanto à rotação. Atualmente, os aparelhos de apoio Neoprene são mais utilizados pelas seguintes vantagens:

1. Facilidade de montagem;
2. Baixo custo (comparado aos metálicos);
3. Permitem rotação e translação nas três direções;
4. Boa resistência a agentes químicos;
5. Amortecem os efeitos dinâmicos;
6. Possuem elevada taxa à compressão

### 3.2.2. Dimensionamento

O dimensionamento dos aparelhos de apoio Neoprene é baseado na limitação das tensões de cisalhamento que se desenvolvem no elastômero no nível dos planos de fretagem. Estas tensões cisalhantes são devidas aos esforços aplicados e às deformações impostas ao aparelho.

#### 3.2.2.1. Pré-dimensionamento

##### a) Área

$$a \times b = S_{\text{aparelho}} > N^{\text{máx}} / 1000$$

Usualmente:  $a = 0.75b$

$$a \times b = 391 / 1000 = 0.391 \text{ m}^2$$

Portanto, a área de neoprene será de 80 x 50 cm.

##### b) Altura

$$T > \delta_{\text{lento}} / 0.5 = L \times \alpha \times \Delta\Theta / 0.5$$

Sendo:

T = altura total da borracha;

L = distância do aparelho ao centro elástico;

$\alpha$  = coeficiente de dilatação térmica;

$\Delta\Theta$  = variação de temperatura (= 30°).

T = 0.01 m de altura de borracha para cada camada; a princípio serão consideradas 4 camadas de borracha, totalizando 4 cm de altura total de borracha.

#### 3.2.2.2. Limitação da tensão normal

##### a) Compressão máxima

$$\sigma_m < 150 \text{ kgf} / \text{cm}^2 = 0.15 \text{ tf} / \text{cm}^2 = 1500 \text{ tf} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = N^{\text{máx}} / (a \times b) = 372 / (50 \times 80) = 977.5 \text{ tf} / \text{m}^2 < 1500 \text{ tf} / \text{m}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

##### b) Compressão mínima

- Tensão mínima

$$\sigma_m > 20 \text{ kgf} / \text{cm}^2 = 0.02 \text{ tf} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_m = N^{\min} / (a \times b) = 295.56 / (50 \times 80) = 738.9 \text{ tf} / \text{m}^2 > 200 \text{ tf} / \text{m}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

- Força horizontal

$$H < f \times N^{\min}$$

$$f = 0.10 + 60 / \sigma^{\min} = 0.181$$

$$H = 28.37 < 53.56 \rightarrow \text{OK!}$$

### 3.2.2.3. Cálculo das Tensões cisalhantes

#### a) Esforço horizontal permanente ( $H_1$ )

$$\tau_{H1} < 0.5 \times G$$

$$\tau_{H1} = H_1 / (a \times b) = 14.6 / (0.5 \times 0.8) = 36.5 \text{ tf} / \text{m}^2 < 50 \text{ tf} / \text{m}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

#### b) Esforço total

$$\tau_{Htotal} < 0.7 \times G$$

$$\tau_{Htotal} = H_{total} / (a \times b) = 28.4 / (0.5 \times 0.8) = 71 \text{ tf} / \text{m}^2 \cong 70 \text{ tf} / \text{m}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

#### c) Totalidade das tensões cisalhantes

$$\tau_{total} = \tau_N + \tau_{Htotal} + \tau_\alpha < 5 \times G$$

- Cálculo de  $\tau_N$

$$\tau_N = 1.5 \sigma_m / \beta \quad \text{sendo } \beta = (a \times b) / 2t (a + b) = 15.38$$

$$\tau_N = 1.5 \times 977.5 / 15.38 = 95.3 \text{ t} / \text{m}^2$$

- Cálculo de  $\tau_{Htotal}$

$$\tau_{Htotal} = H_{total} / (a \times b) = 28.4 / (0.5 \times 0.8) = 71 \text{ tf} / \text{m}^2$$

- Cálculo de  $\tau_\alpha$

$$\tau_\alpha = (G/2) (a/t)^2 \alpha t \quad \text{sendo } \alpha t = (\alpha_0 + \alpha_T) / n$$

#### Cálculo de $\alpha t$

1. Rotação do aparelho de apoio devido à carga permanente ( $\alpha_{g1 + g2}$ )

Cargas distribuídas totais = 17.05 tf/m = 170.5 KN/m

Cargas concentradas nos apoios = 14.75 tf = 147.5 KN

*Distribuição das cargas concentradas:*

$$q = 17.05 + [2 \times (14.75) / 38] = \mathbf{17.8 \text{ tf / m}}$$

*Módulo de elasticidade para as cargas permanentes:*

$$E = \frac{1}{2} E_{co}$$

$$E_{co} = 21000 \times (f_{cj})^{1/2}$$

$$f_{cj} = f_{ck} + 35 \text{ kgf/cm}^2$$

Portanto:

$$E = \frac{1}{2} \times 21000 (200 + 35)^{1/2} = 160961 \text{ kgf / cm}^2 = 1.6 \times 10^6 \text{ tf / m}^2$$

$J = 1.5 \text{ m}^4$  (Conforma calculado na seção 2.2.4 - Cálculo da Inércia da seção transversal)

*Cálculo da rotação  $\alpha_{g1+g2}$*

$$\alpha_{g1+g2} = q \times l^3 / (24 EJ)$$

$$\alpha_{g1+g2} = 17.8 \times (28)^3 / 24 \times (1.6 \times 10^6) \times 1.5 = 68 \times 10^{-4} \text{ radianos}$$

2. Rotação do aparelho de apoio devido à carga móvel ( $\alpha_p$ )

Para um trem-tipo simplificado, tem-se que:

$$p = (0.5 \times 8.0) + (0.3 \times 2.8) = 4.84 \text{ tf / m}$$

$$P = 3 \times 7.5 = 22.5 \text{ tf}$$

$$E = \text{módulo de elasticidade imediato} = 3.6 \times 10^6 \text{ tf / m}^2$$

$$\alpha_p = (q \times l^3 / 24 \times EJ) + (P \times l^2 / 16 \times EJ)$$

$$\alpha_p = [(4.84 \times 28^3) / 24 \times 3.6 \times 10^6 \times 1.5] + [(22.5 \times 28^2) / 16 \times 3.6 \times 10^6 \times 1.5]$$

$$\alpha_p = (2.93 \times 10^{-5}) + (2.04 \times 10^{-4}) = 2.33 \times 10^{-4} \text{ radianos}$$

3. Rotação total

$$\alpha_{total} = \alpha_{g1+g2} + \alpha_p = 68 \times 10^{-4} + 2.33 \times 10^{-4} = \mathbf{70.33 \times 10^{-4} \text{ radianos}}$$

#### 4. Rotação $\alpha_t$

$$\alpha_t = (\alpha_0 + \alpha_T) / n = (10 \times 10^{-4} + 70.33 \times 10^{-4}) / 4 = 2.0 \times 10^{-3} \text{ radianos}$$

Finalmente:

$$\tau_\alpha = (100 / 2) \times (0.5 / 0.01)^2 \times 2.0 \times 10^{-3} = 250 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\tau_{\text{total}} = \tau_N + \tau_{\text{Htotal}} + \tau_\alpha < 5 \times G$$

$$\tau_{\text{total}} = 95.3 + 71 + 250 = 416.3 \text{ tf} / \text{m}^2 < 5 \times 100 = 500 \text{ tf} / \text{m}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

#### d) Verificação da flambagem

$$n \times t < a/5$$

$$4 \times 0.01 = 0.04 < 0.1 \rightarrow \text{OK!}$$

#### e) Fretagens

$$t_s > (a / \beta) \times 1.4 \times (\sigma^{\text{máx}} / f_{yd})$$

$$t_s = (0.5 / 15.38) \times 1.4 \times [977.5 / (24000 / 1.15)] = 0.0021 \text{ m} \rightarrow \mathbf{2 \text{ mm}}$$

#### f) Esquema final

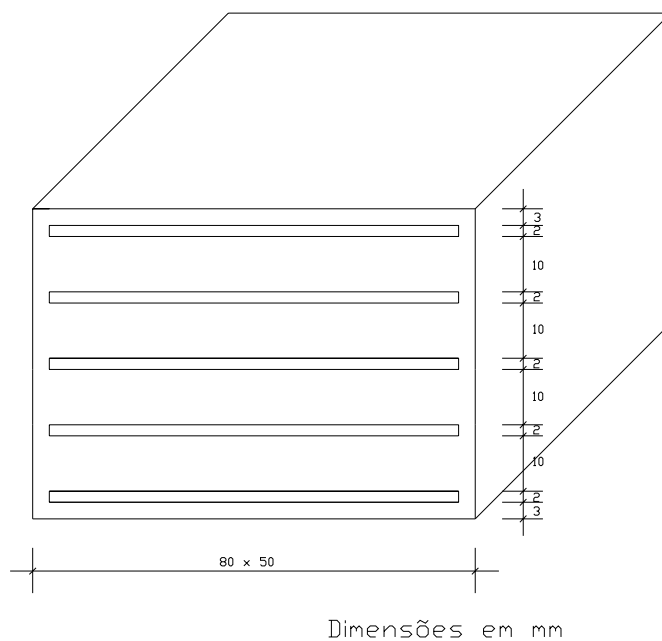


Figura 70 – Configuração final do neoprene

### 3.3. Armadura de fretagem dos pilares

#### 3.3.1. Verificação do concreto

$$\sigma_{cu} < f_{cd} (A_{c1} / A_{c0})^{1/3} = 2000 / 1.4 \times (1.54 / 0.8 \times 0.5)^{1/3} = 2239.0 \text{ tf} / \text{m}^2 < 2600 \text{ tf} / \text{m}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

$$\sigma_{cA0} = N_{\text{máx}} / a \times b = 662.2 / (0.8 \times 0.5) = 1655.5 \text{ tf} / \text{m}^2 < 2239.0 \text{ tf} / \text{m}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

#### 3.3.2. Dimensionamento da armação

##### 3.3.2.1. Direção longitudinal

$$F_T = 0.28 N (1 - a_0 / a) = 0.28 \times 662.2 \times (1 - 0.5 / 1.4) = 119.2 \text{ tf}$$

$$A_s = 1.4 \times 119.2 / (5 / 1.15) = 38.4 \text{ cm}^2$$

##### 3.3.2.2. Direção transversal

$$F_T = 0.28 N (1 - a / d) = 0.28 \times 662.2 \times (1 - 0.8 / 1.4) = 79.5 \text{ tf}$$

$$A_s = 1.4 \times 79.5 / (5 / 1.15) = 25.6 \text{ cm}^2$$

#### 3.3.3. Detalhamento da armação

##### 3.3.3.1. Direção longitudinal

Adotando camadas de fretagem, tem-se que:

$$A_s \text{ 1 camada} = 38.4 / 3 = 12.8 \text{ cm}^2 / \text{camada}$$

Fixando o espaçamento em 15 cm

$$\text{Número de ferros por camada} = (140 - 6 - 5) / 15 = 8.6 = 9 \text{ barras por camada.}$$

$A_s \text{ 1 barra} = 12.8 / 9 = 1.4 \text{ cm}^2 \rightarrow$  foram adotadas 10 barras de 12.5 mm, S = 13 cm de espaçamento.

##### 3.3.3.2. Direção transversal

Adotando camadas de fretagem, tem-se que:

$$A_s \text{ 1 camada} = 25.6 / 3 = 8.53 \text{ cm}^2 / \text{camada}$$

$A_s \text{ 1 barra} = 8.53 / 9 = 0.95 \text{ cm}^2 \rightarrow$  foram adotadas 9 barras de 12.5 mm, S = 14 cm de espaçamento.

## CAPÍTULO IV – INFRA-ESTRUTURA

### **4.1. Dimensionamento das Fundações**

#### **4.1.1. Introdução**

Para que seja escolhido o tipo de fundação a ser utilizada numa ponte, é necessário analisar os seguintes elementos:

- Sondagens;
- Posição do nível do lençol freático;
- Características do solo
- Variação do nível da água (máximo e mínimo).

Outro elemento importantíssimo para a escolha do tipo de fundação é a cota de assentamento e o processo de erosão dos rios.

A erosão se processa por três principais motivos:

- 1) Erosão das margens;
- 2) Erosão provocada por cheias;
- 3) Erosão provocada por pilares e fundações de pontes.

#### Erosão das margens:

Os rios nos seus trechos sinuosos tendem a se retificar, erodindo as margens externas e sedimentar as margens internas das curvas. Devido a isso, a caixa do rio nas regiões de curva não é bem definida, fazendo com que a posição ideal para a localização da ponte seja nos trechos retilíneos, entre as curvas.

#### Erosão provocada pelas cheias:

A rápida elevação do nível d'água durante as cheias provoca o rebaixamento do leito dos rios, descalçando as fundações diretas e desconfinando as fundações profundas.

A profundidade desta erosão é função da variação entre o nível de máxima cheia e o nível d'água mínimo. As camadas de solo que não sofrem este processo de erosão situam-se a uma profundidade do fundo do rio cerca de 3 a 4 vezes a diferença entre o nível de máxima cheia e o nível de mínima.

#### Erosão provocada por pilares e fundações de pontes:

Os pilares e fundações de pontes situados dentro da caixa do rio perturbam o regime de escoamento da água devido à obstrução que provocam. Esta perturbação do regime do rio se reflete em erosão do leito do rio na região do pilar ou da fundação. Este tipo de erosão só pode ser avaliado com mais precisão por meio de estudos realizados em modelos reduzidos executados em laboratório.

#### *4.1.2. Tipo de fundação*

Os estudos e sondagens para a avaliação do tipo de fundação a ser utilizado não foram fornecidos pelo projeto original. Portanto, para o cálculo das fundações, estes parâmetros foram estipulados levando em consideração a execução de uma fundação superficial ou rasa, admitindo-se que o solo das camadas mais superficiais possui boa capacidade de carga.

Para isso, a tensão admissível do solo foi considerada como sendo de 4,5 kgf / cm<sup>2</sup>, ou seja, 45 tf / m<sup>2</sup>; esta camada de solo foi considerada como encontrada a 3 metros de profundidade na região onde foram colocados os pilares.

O tipo de fundação direta a ser escolhido é a sapata, que por sua pequena altura em relação às dimensões da base são flexíveis e trabalham à flexão.



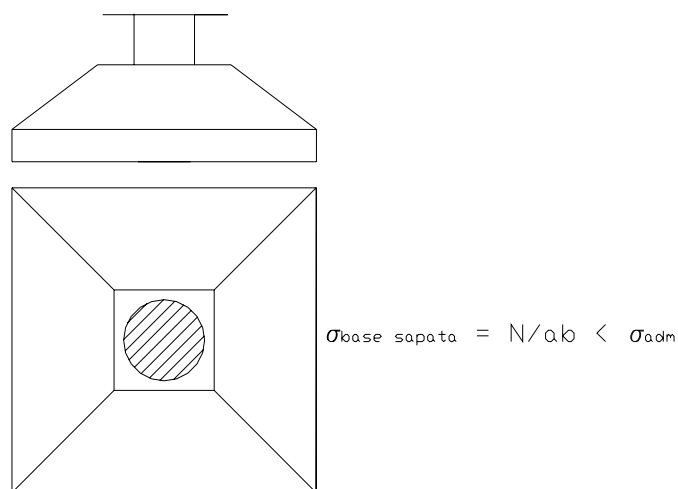


Figura 71 – Esquema básico da fundação utilizada

### 4.1.3. Cálculo da sapata

#### 4.1.3.1. Forma da sapata

##### a) Fixação da área da base

$$S = N_{\text{máx}} / \sigma_{\text{adm}}$$

$$S = 662.2 / 45 = 14.7 \text{ m}^2$$

Considerando uma sapata quadrada, tem-se que:

$$L = 4 \text{ metros}$$

Para considerar a sapata como sendo flexível

$$h < C / 2$$

Onde:

h = altura da sapata;

C = parte livre (entre a face externa do pilar e a borda da sapata)

Portanto:

$$h < [(4/2) - 0.7] / 2 < 0.65 \text{ m} \rightarrow \text{sapata flexível}$$

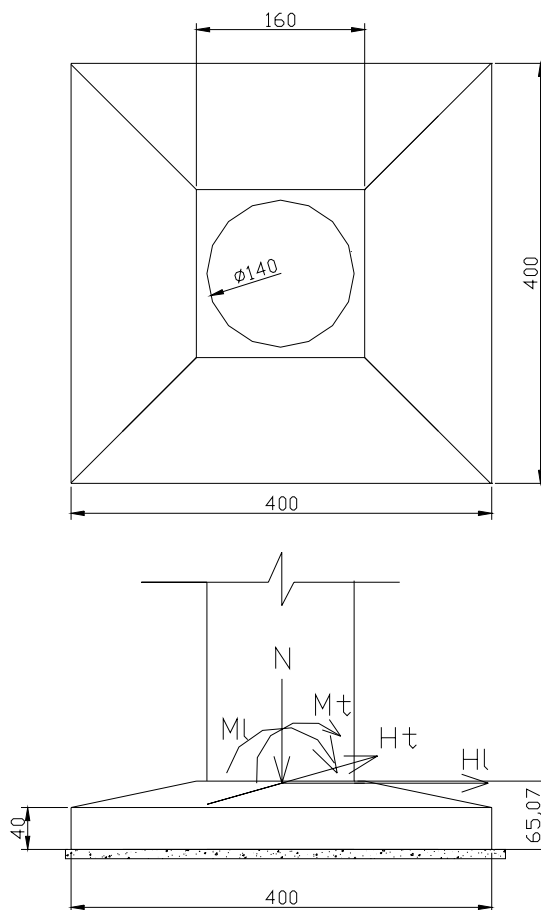


Figura 72 – Esforços atuantes no topo da sapata

**b) Peso próprio da sapata**

$$P_p = [(4 \times 4 \times 0.4) + (1.6 \times 1.6 \times 0.25) + (1.3 \times 0.25 \times 3) + (1.3 \times 0.25 \times 1.3)] \times 2.5 = 21.1 \text{ tf}$$

**4.1.3.2. Esforços atuantes**

**a) No topo da sapata**

Para calcular a sapata, utilizou-se a hipótese de  $N_{\text{máx}}$ . Estes esforços são aqueles calculados ao longo do dimensionamento da super e mesoestrutura.

$$N = 662.2 \text{ tf}$$

$$M_L = 182.03 \text{ tfm}$$

$$M_T = 34.4 \text{ tfm}$$

$$H_L = 22.72 \text{ tf}$$

$$H_T = 4.91 \text{ tf}$$

**b) Na base da sapata**

$$N = 662.2 + 21.1 = 683.3 \text{ tf}$$

$$M_L = 182.03 + (22.72 \times 0.53) = 196.8 \text{ tfm}$$

$$M_T = 34.4 + (4.91 \times 0.53) = 37.6 \text{ tfm}$$

**4.1.3.3. Cálculo das tensões no terreno**

$$S_{\text{sapata}} = 4 \times 4 = 16 \text{ m}^2$$

$$W_L = 4 \times 4^2 / 6 = 10.67 \text{ m}^3$$

$$W_T = 4 \times 4^2 / 6 = 10.67 \text{ m}^3$$

**a) Tensão máxima**

$$\sigma_{\text{máx}} = (N / S_{\text{sapata}}) + (M_L / W_L) + (M_T / W_T)$$

$$\sigma_{\text{máx}} = (683.3 / 16) + (196.8 / 10.67) + (37.6 / 10.67) = 64.7 \text{ tf / m}^2 \cong 1.3 \times 45 = 58.5 \text{ tf / m}^2$$

**b) Tensão média**

$$\sigma_{\text{med}} = (N / S_{\text{sapata}}) = 683.3 / 16 = 42.7 \text{ tf / m}^2 < 45 \text{ tf / m}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

**c) Tensão mínima**

$$\sigma_{\text{mín}} = (N / S_{\text{sapata}}) - (M_L / W_L) - (M_T / W_T)$$

$$\sigma_{\text{mín}} = (683.3 / 16) - (196.8 / 10.67) - (37.6 / 10.67) = 20.7 \text{ tf / m}^2$$

#### 4.1.3.4. Dimensionamento à flexão simples

##### a) Direção longitudinal

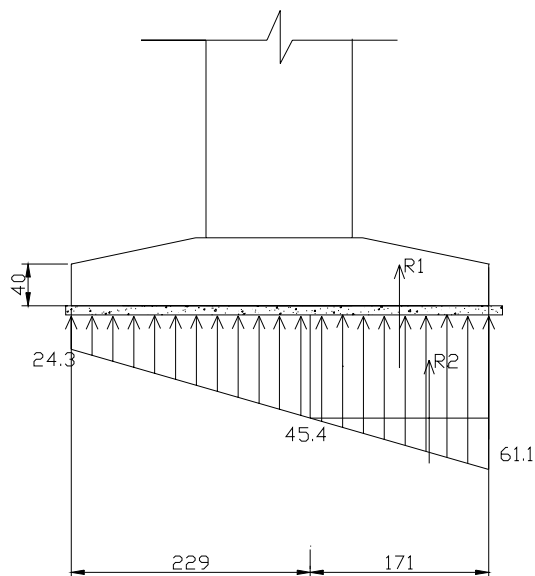


Figura 73 – Tensões atuantes na base da sapata

$$\sigma_1 = (N / S_{\text{sapata}}) + (M_L / W_L) = (683.3 / 16) + (196.8 / 10.67) = 61.1 \text{ tf / m}^2$$

$$\sigma_2 = (N / S_{\text{sapata}}) - (M_L / W_L) = (683.3 / 16) - (196.8 / 10.67) = 24.3 \text{ tf / m}^2$$

$$x = 2.29 \quad y = 1.71$$

$$\sigma' = \left\{ \left[ \frac{x}{(x+y)} \right] (\sigma_1 - \sigma_2) \right\} + \sigma_2 = \left[ \left( \frac{2.29}{4} \right) \times (61.1 - 24.3) \right] + 24.3 = 45.4 \text{ tf/m}^2$$

$$R_1 = \sigma' \times y = 45.4 \times 1.71 = 77.6 \text{ tf / m}$$

$$R_2 = (\sigma_1 - \sigma_2) \times (y / 2) = (61.1 - 24.3) \times (1.71 / 2) = 31.6 \text{ tf / m}$$

$$M = R_1 y_1 + R_2 y_2 = (77.6 \times 0.855) + (31.6 \times 1.14) = 66.35 + 36.02 = 102.37 \text{ tfm}$$

Pelas tabelas (número 20A) do livro “Concreto armado – Anderson Moreira da Rocha”, tem-se que:

$$A_s = M / \alpha_0 \times d = 102370 \text{ kgfm} / 23.25 \times 60 \text{ cm} = 73.4 \text{ cm}^2$$

A bitola escolhida foi a de 25 mm:

Número de barras = 15

Espaçamento = 26.3 cm

**b) Direção transversal**

$$\sigma_1 = 46.2 \text{ tf / m}^2$$

$$\sigma_2 = 39.2 \text{ tf / m}^2$$

$$x = 1.56 \text{ m} \quad y = 1.54 \text{ m}$$

$$\sigma' = 42.8 \text{ tf/m}^2$$

$$R_1 = 83.25 \text{ tf / m}$$

$$R_2 = 6.85 \text{ tf / m}$$

$$M_{A-A} = 89.85 \text{ tfm / m}$$

$$A_s = 64.61 \text{ cm}^2$$

A bitola escolhida foi a de 25 mm:

Número de barras = 13

Espaçamento = 30 cm

### 4.1.3.5. Verificação à punção

#### a) Direção longitudinal

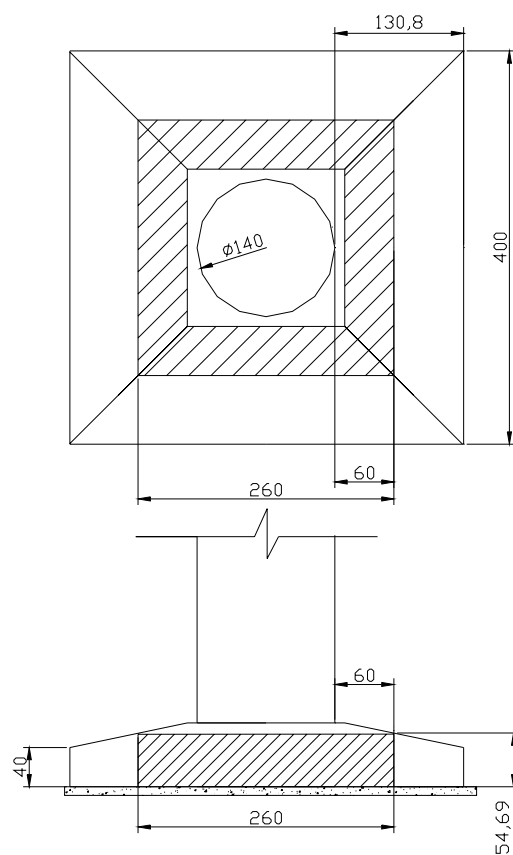


Figura 74 – Esquema da sapata para verificação à punção

$$\tau_{adm} = 2 \times (f_{ck})^{1/2} / 1.4 = 2 \times (200)^{1/2} / 1.4 = 20.2 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$b = (0.25 \times 2) + 1.4 = 1.9 \text{ m}$$

$$V = 662.2 \text{ tf} = 662200 \text{ kgf}$$

$$\tau_{atuante} = P / \text{área de corte} = 662200 / (260 \times 54.7 \times 4) = 11.6 \text{ kgf} / \text{cm}^2 < 20.2$$

kgf / m<sup>2</sup> → OK!

4.1.3.6. Esquema final

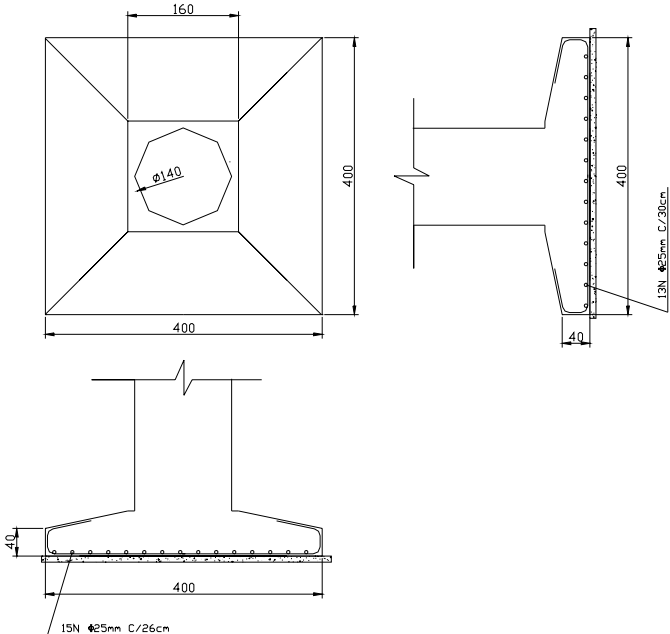


Figura 75 – Esquema final das sapatas

## CAPÍTULO V – CONCLUSÕES FINAIS

As verificações e dimensionamentos aqui feitos não são suficientes para a verificação completa e perfeita análise comportamental da estrutura, visto que os estudos e cálculos basearam-se somente nas verificações segundo o estado limite último. Para resultados aplicáveis à situação prática, ainda se faz necessária a verificação da estrutura segundo o estado limite de serviço ou utilização, que abrange os cálculos para contecção das fissuras e deformações máximas da estrutura.

Uma das dificuldades encontradas consistiu na utilização de pilares de seção transversal circular, uma vez que a norma padrão aqui utilizada (N-6118/2003) já não mais cita o dimensionamento de pilares de seção circular submetidos à flexão composta reta. Portanto, para o dimensionamento, foram utilizados os “Ábacos para o dimensionamento de seções circulares de concreto armado sob flexão composta reta e oblíqua”, estudados no decorrer do curso de graduação.

A utilização do *software* SALT para o cálculo dos esforços devidos a cargas permanentes e móveis foi de fundamental importância, não só para melhor precisão dos resultados como também para a agilidade de obtenção dos mesmos.

O dimensionamento das cortinas foi, dentre todos os elementos da ponte, o que apresentou maior dificuldade, pois para um perfeito e completo cálculo estrutural da cortina seria necessário realizar um modelo numérico tridimensional de uma viga apoiada sobre bases elásticas em todo o seu comprimento, engastada lateralmente nas longarinas, carrega por seu peso próprio, cargas móveis devido ao trem-tipo e sobrecargas laterais devido ao empuxo de terra e sobrecargas adicionais laterais devido ao trem-tipo. Devido à grande complexidade do tema, neste trabalho foi sugerido um dimensionamento simplificado.



## CAPÍTULO VI – BIBLIOGRAFIA

### 6.1. Normas

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, **Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**, NBR – 6118 / 2003;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, **Forças devidas ao vento em edificações**; NBR – 6123 / 1988
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR – 7187 / 2003 – **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento**;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1961, NB2 – 1961;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, **Projeto e execução de fundações**; NBR – 6122 / 1996
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, **Carga móvel em pontes rodoviárias e passarelas de pedestres – procedimento**, NBR – 7188 / 1982

### 6.2. Livros e Manuais

- WALTER PFEIL, **Pontes em Concreto Armado**

- SORIANO, H., L., LIMA, S., De S., **SALT – Sistema de Análise de Estruturas – Manual do usuário**
- HIBBELER, R. C., **Mecânica Estática**
- VON WILHELM, V., SOHN, E., **Beton-Kalender (1959)** Berlin
- SÜSSEKIND, J. C., **Curso de concreto – Volume II**
- ROCHA, A., M., **Concreto armado**
- FUSCO, P., B., **Concreto armado**

### **6.3. Notas**

- TIBANA, S., **Notas de aula das disciplinas de Pontes I e Pontes II da Universidade Federal Fluminense (UFF)**
- Dumont, N. A., Velasco M. S. L., Ortiz I. R., Krüger, S. D. **Ábacos para dimensionamento de seções de concreto armado sob flexão composta reta e oblíqua**

### **6.4. Projetos**

- MAIA, P. C. De A., **Projeto Final de Engenharia**
- SILVA, U., F., **Projeto de Ponte sobre o Igarapé Santa Rosa**

## CAPÍTULO VII – ANEXOS

### 7.1. Longarinas

#### 7.1.1. Carregamento Permanente Característico

##### 7.1.1.1. Arquivo de dados

portico plano Ponte - gerado pelo Assistente versão 3.01

unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	2.5000	0.0000
3	5.0000	0.0000
4	7.8000	0.0000
5	10.6000	0.0000
6	13.4000	0.0000
7	16.2000	0.0000
8	19.0000	0.0000
9	21.8000	0.0000
10	24.6000	0.0000
11	27.4000	0.0000
12	30.2000	0.0000
13	33.0000	0.0000
14	35.5000	0.0000
15	38.0000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1 17850000.0000 0.2000 0.0000100000 25.0000

0

tipos de secao

1 5.710E+0000 0.000E+0000 1.500E+0000 1.0

0

propriedades dos elementos

```

1      1      2  1  1
2      2      3  1  1
3      3      4  1  1
4      4      5  1  1
5      5      6  1  1
6      6      7  1  1
7      7      8  1  1
8      8      9  1  1
9      9     10  1  1
10     10     11  1  1
11     11     12  1  1
12     12     13  1  1
13     13     14  1  1
14     14     15  1  1
0
numero de carregamentos 1
carregamento 1
cargas nodais
1  PY -337.500 MZ  77.100
3  PY -147.500
13 PY -147.500
15 PY -337.500 MZ -77.100
0
cargas nos elementos
1 U  0.000  2.500 WYA -170.500
2 U  0.000  2.500 WYA -170.500
3 U  0.000  2.800 WYA -170.500
4 U  0.000  2.800 WYA -170.500
5 U  0.000  2.800 WYA -170.500
6 U  0.000  2.800 WYA -170.500
7 U  0.000  2.800 WYA -170.500
8 U  0.000  2.800 WYA -170.500
9 U  0.000  2.800 WYA -170.500
10 U  0.000  2.800 WYA -170.500
11 U  0.000  2.800 WYA -170.500
12 U  0.000  2.800 WYA -170.500
13 U  0.000  2.500 WYA -170.500
14 U  0.000  2.500 WYA -170.500
0
fim

```

### **7.1.1.2. Arquivo de resultados**

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
SALTE - análise estática linear - versão 8.04

TÍTULO : Ponte - gerado pelo Assistente versão 3.01

```

-----
DATA   : 21/06/04(segunda-feira)
HORA   : 10:20:07
ARQUIVO DE DADOS   : ponte_carregamento_permanente.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano
-----

```

```

U n i d a d e s      U t i l i z a d a s
força       :          QUILONEWTON.
comprimento :          METRO.

```

```

c o o r d e n a d a s      n o d a i s
nó   sistema   coordenada   coordenada   coordenada
      x         y         z
1    global    0.00E+0000    0.00E+0000    0.00E+0000
2    global    2.50E+0000    0.00E+0000    0.00E+0000
3    global    5.00E+0000    0.00E+0000    0.00E+0000
4    global    7.80E+0000    0.00E+0000    0.00E+0000
5    global    1.06E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
6    global    1.34E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
7    global    1.62E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
8    global    1.90E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
9    global    2.18E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
10   global    2.46E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
11   global    2.74E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
12   global    3.02E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
13   global    3.30E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
14   global    3.55E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000
15   global    3.80E+0001    0.00E+0000    0.00E+0000

```

```

número de nós .....
15

```

```

r e s t r i ç õ e s      n o d a i s
constante de mola
nó   código transl. x transl. y rotação z
3    010 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000
13   110 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000

```

```

número de nós com restrição .....
2

```

```

p r o p r i e d a d e s      d o s      e l e m e n t o s
barra material   seção nó inicial   nó final   comprimento
1      1          1      1      2      2.50E+0000
2      1          1      2      3      2.50E+0000
3      1          1      3      4      2.80E+0000
4      1          1      4      5      2.80E+0000
5      1          1      5      6      2.80E+0000

```

6	1	1	6	7	2.80E+0000
7	1	1	7	8	2.80E+0000
8	1	1	8	9	2.80E+0000
9	1	1	9	10	2.80E+0000
10	1	1	10	11	2.80E+0000
11	1	1	11	12	2.80E+0000
12	1	1	12	13	2.80E+0000
13	1	1	13	14	2.50E+0000
14	1	1	14	15	2.50E+0000

número de elementos ..... 14

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade .....	1.785E+0007
M. E. Transversal ...	7.438E+0006
C. Poisson .....	2.000E-0001
C. D. Térmica .....	1.000E-0005
P. Específico .....	2.500E+0001

número de tipos de material ..... 1

propriedades das seções				
tipo	área x	área y	inércia z	
1	5.71E+0000	0.00E+0000	1.50E+0000	

módulos de flexão	
tipo	wz
1	1.00E+0000

número de tipos seções ..... 1

carregamento 1

cargas nodais				
nó	sistema	força		momento
		x	y	z
1	global	0.00	-337.50	77.10
3	global	0.00	-147.50	0.00
13	global	0.00	-147.50	0.00
15	global	0.00	-337.50	-77.10

cargas aplicadas nas barras							
barra	sistema	tipo	la	lb	px	py	mz
			t		wxa	wxb	wya
wyb							

			f1	f2	f3	p
1	local	U	0.00	2.50	0.0E+0000	-1.7E+0002
2	local	U	0.00	2.50	0.0E+0000	-1.7E+0002
3	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
4	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
5	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
6	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
7	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
8	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
9	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
10	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
11	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
12	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-1.7E+0002
13	local	U	0.00	2.50	0.0E+0000	-1.7E+0002
14	local	U	0.00	2.50	0.0E+0000	-1.7E+0002

1 fim do carregamento .....

1

número de carregamentos .....

1

r e s u l t a d o   d a   r e n u m e r a ç ã o   n o d a l

perfil antes da renumeração : 29

perfil após a renumeração : 29

-----  
 DECAIMENTO MÁXIMO DOS ELEM. DA DIAGONAL: 2.4E+0001  
 Existe probabilidade de que o número de algarismos  
 corretos nos deslocamentos calculados seja 9  
 -----

c a r r e g a m e n t o   1

=====  
 =====  
 =====

Título :

          d e s l o c a m e n t o s   n o d a i s

no	sistema	deslocamento	deslocamento	rotacao
		x	y	z
1	global	0.00000E+0000	1.78785E-0002	-3.48282E-0003
2	global	0.00000E+0000	9.11928E-0003	-3.54599E-0003
3	global	0.00000E+0000	-6.39915E-0030	-3.78744E-0003
4	global	0.00000E+0000	-1.08653E-0002	-3.86868E-0003
5	global	0.00000E+0000	-2.11427E-0002	-3.39077E-0003
6	global	0.00000E+0000	-2.94622E-0002	-2.49349E-0003
7	global	0.00000E+0000	-3.48453E-0002	-1.31663E-0003

8	global	0.00000E+0000	-3.67049E-0002	1.04541E-0017
9	global	0.00000E+0000	-3.48453E-0002	1.31663E-0003
10	global	0.00000E+0000	-2.94622E-0002	2.49349E-0003
11	global	0.00000E+0000	-2.11427E-0002	3.39077E-0003
12	global	0.00000E+0000	-1.08653E-0002	3.86868E-0003
13	global	0.00000E+0000	-6.39915E-0030	3.78744E-0003
14	global	0.00000E+0000	9.11928E-0003	3.54599E-0003
15	global	0.00000E+0000	1.78785E-0002	3.48282E-0003

r e a ç õ e s   n o s   a p o i o s				
nó	sistema	força	força	momento
		x	y	z
3	global	-0.00	3724.50	0.00
13	global	-0.00	3724.50	-0.00

-----

Resultante		0.00	7449.00	141531.00
------------	--	------	---------	-----------

NOTA:

O(s) momento(s) resultante(s) é(são) em relação à origem do sistema global.

-----

d i f e r e n ç a   d e   e q u i l í b r i o			
( o equilíbrio de momento é feito em relação à origem )			
	força	força	momento
	x	y	z
	0.000	-0.000	-0.000

e s f o r ç o s   n a s   b a r r a s						
barra	sistema	nó	força	força	momento	
			normal	cortante	fletor	
1	local	1	0.00	-337.50	77.10	
		2	0.00	763.75	-1453.66	
2	local	2	0.00	-763.75	1453.66	
		3	0.00	1190.00	-3895.85	
3	local	3	0.00	2387.00	3895.85	
		4	0.00	-1909.60	2119.39	
4	local	4	0.00	1909.60	-2119.39	
		5	0.00	-1432.20	6797.91	
5	local	5	0.00	1432.20	-6797.91	
		6	0.00	-954.80	10139.71	
6	local	6	0.00	954.80	-10139.71	
		7	0.00	-477.40	12144.79	
7	local	7	0.00	477.40	-12144.79	
		8	0.00	0.00	12813.15	
8	local	8	0.00	-0.00	-12813.15	
		9	0.00	477.40	12144.79	
9	local	9	0.00	-477.40	-12144.79	
		10	0.00	954.80	10139.71	



10	local	10	0.00	-954.80	-10139.71
		11	0.00	1432.20	6797.91
11	local	11	0.00	-1432.20	-6797.91
		12	0.00	1909.60	2119.39
12	local	12	0.00	-1909.60	-2119.39
		13	0.00	2387.00	-3895.85
13	local	13	0.00	1190.00	3895.85
		14	0.00	-763.75	-1453.66
14	local	14	0.00	763.75	1453.66
		15	0.00	-337.50	-77.10

Fim Do Programa

## 7.1.2. Carregamento Permanente Majorado

### 7.1.2.1. Arquivo de dados

portico plano Carregamento Majorado - gerado pelo Assistente versão 3.01  
 unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	2.5000	0.0000
3	5.0000	0.0000
4	7.8000	0.0000
5	10.6000	0.0000
6	13.4000	0.0000
7	16.2000	0.0000
8	19.0000	0.0000
9	21.8000	0.0000
10	24.6000	0.0000
11	27.4000	0.0000
12	30.2000	0.0000
13	33.0000	0.0000
14	35.5000	0.0000
15	38.0000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1 17850000.0000 0.2000 0.0000100000 25.0000

0

tipos de secao

1 5.710E+0000 0.000E+0000 1.500E+0000 1.0

0

propriedades dos elementos

1 1 2 1 1

2 2 3 1 1

```

3      3      4  1  1
4      4      5  1  1
5      5      6  1  1
6      6      7  1  1
7      7      8  1  1
8      8      9  1  1
9      9     10  1  1
10     10     11  1  1
11     11     12  1  1
12     12     13  1  1
13     13     14  1  1
14     14     15  1  1
0
numero de carregamentos 1
carregamento 1
cargas nodais
1  PY -472.500 MZ 107.940
3  PY -206.500
13 PY -206.500
15 PY -472.500 MZ -107.940
0
cargas nos elementos
1 U  0.000  2.500 WYA -238.700
2 U  0.000  2.500 WYA -238.700
3 U  0.000  2.800 WYA -238.700
4 U  0.000  2.800 WYA -238.700
5 U  0.000  2.800 WYA -238.700
6 U  0.000  2.800 WYA -238.700
7 U  0.000  2.800 WYA -238.700
8 U  0.000  2.800 WYA -238.700
9 U  0.000  2.800 WYA -238.700
10 U  0.000  2.800 WYA -238.700
11 U  0.000  2.800 WYA -238.700
12 U  0.000  2.800 WYA -238.700
13 U  0.000  2.500 WYA -238.700
14 U  0.000  2.500 WYA -238.700
0
fim

```

### **7.1.2.2. Arquivo de Resultados**

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
SALTE - análise estática linear - versão 8.04

TÍTULO : Carregamento Majorado - gerado pelo Assistente versão 3.01

```

-----
DATA   : 21/06/04(segunda-feira)
HORA   : 15:05:03
ARQUIVO DE DADOS : carregamento_majorado.slt

```

TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

-----

Unidades Utilizadas

força : QUILONEWTON.

comprimento : METRO.

coordenadas nodais

nó	sistema	coordenada		
		x	y	z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	2.50E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	5.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	7.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	1.06E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
6	global	1.34E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
7	global	1.62E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
8	global	1.90E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
9	global	2.18E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	2.46E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	2.74E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
12	global	3.02E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	3.30E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
14	global	3.55E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
15	global	3.80E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós .....

15

restrições nodais

nó	código	constante de mola		
		transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

propriedades dos elementos

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	2.50E+0000
2	1	1	2	3	2.50E+0000
3	1	1	3	4	2.80E+0000
4	1	1	4	5	2.80E+0000
5	1	1	5	6	2.80E+0000
6	1	1	6	7	2.80E+0000
7	1	1	7	8	2.80E+0000
8	1	1	8	9	2.80E+0000
9	1	1	9	10	2.80E+0000

10	1	1	10	11	2.80E+0000
11	1	1	11	12	2.80E+0000
12	1	1	12	13	2.80E+0000
13	1	1	13	14	2.50E+0000
14	1	1	14	15	2.50E+0000

número de elementos .....

14

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade .....	1.785E+0007
M. E. Transversal ...	7.438E+0006
C. Poisson .....	2.000E-0001
C. D. Térmica .....	1.000E-0005
P. Específico .....	2.500E+0001

número de tipos de material .....

1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	5.71E+0000	0.00E+0000	1.50E+0000

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.00E+0000

número de tipos seções .....

1

carregamento 1

cargas nodais

nó	sistema	força		momento
		x	y	z
1	global	0.00	-472.50	107.94
3	global	0.00	-206.50	0.00
13	global	0.00	-206.50	0.00
15	global	0.00	-472.50	-107.94

cargas aplicadas nas barras

barra	sistema	tipo	la	lb	px	py	mz
			t		wxa	wxb	wya
wyb			f1	f2	f3	p	

1	local	U	0.00	2.50	0.0E+0000	-2.4E+0002
2	local	U	0.00	2.50	0.0E+0000	-2.4E+0002
3	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
4	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
5	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
6	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
7	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
8	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
9	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
10	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
11	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
12	local	U	0.00	2.80	0.0E+0000	-2.4E+0002
13	local	U	0.00	2.50	0.0E+0000	-2.4E+0002
14	local	U	0.00	2.50	0.0E+0000	-2.4E+0002

fim do carregamento .....

1

número de carregamentos .....

1

r e s u l t a d o   d a   r e n u m e r a ç ã o   n o d a l

perfil antes da renumeração : 29

perfil após a renumeração : 29

-----  
 DECAIMENTO MÁXIMO DOS ELEM. DA DIAGONAL: 2.4E+0001  
 Existe probabilidade de que o número de algarismos  
 corretos nos deslocamentos calculados seja 9  
 -----

c a r r e g a m e n t o   1

=====  
 =====  
 =====

Título :

          d e s l o c a m e n t o s   n o d a i s

no	sistema	deslocamento			rotacao
		x	y	z	
1	global	0.00000E+0000	2.50299E-0002	-4.87594E-0003	
2	global	0.00000E+0000	1.27670E-0002	-4.96439E-0003	
3	global	0.00000E+0000	-8.95882E-0030	-5.30242E-0003	
4	global	0.00000E+0000	-1.52114E-0002	-5.41615E-0003	
5	global	0.00000E+0000	-2.95998E-0002	-4.74707E-0003	
6	global	0.00000E+0000	-4.12471E-0002	-3.49089E-0003	
7	global	0.00000E+0000	-4.87835E-0002	-1.84330E-0003	
8	global	0.00000E+0000	-5.13869E-0002	1.43953E-0017	

9	global	0.00000E+0000	-4.87835E-0002	1.84330E-0003
10	global	0.00000E+0000	-4.12471E-0002	3.49089E-0003
11	global	0.00000E+0000	-2.95998E-0002	4.74707E-0003
12	global	0.00000E+0000	-1.52114E-0002	5.41615E-0003
13	global	0.00000E+0000	-8.95882E-0030	5.30242E-0003
14	global	0.00000E+0000	1.27670E-0002	4.96439E-0003
15	global	0.00000E+0000	2.50299E-0002	4.87594E-0003

r e a ç õ e s   n o s   a p o i o s				
nó	sistema	força	força	momento
		x	y	z
3	global	-0.00	5214.30	0.00
13	global	-0.00	5214.30	-0.00
-----				
	Resultante	0.00	10428.60	198143.40

NOTA:

O(s) momento(s) resultante(s) é(são) em relação à origem do sistema global.

-----

d i f e r e n ç a   d e   e q u i l í b r i o			
( o equilíbrio de momento é feito em relação à origem )			
	força	força	momento
	x	y	z
	0.000	-0.000	-0.000

e s f o r ç o s   n a s   b a r r a s					
barra	sistema	nó	força	força	momento
			normal	cortante	fletor
1	local	1	0.00	-472.50	107.94
		2	0.00	1069.25	-2035.13
2	local	2	0.00	-1069.25	2035.13
		3	0.00	1666.00	-5454.19
3	local	3	0.00	3341.80	5454.19
		4	0.00	-2673.44	2967.15
4	local	4	0.00	2673.44	-2967.15
		5	0.00	-2005.08	9517.07
5	local	5	0.00	2005.08	-9517.07
		6	0.00	-1336.72	14195.59
6	local	6	0.00	1336.72	-14195.59
		7	0.00	-668.36	17002.71
7	local	7	0.00	668.36	-17002.71
		8	0.00	-0.00	17938.41
8	local	8	0.00	-0.00	-17938.41
		9	0.00	668.36	17002.71
9	local	9	0.00	-668.36	-17002.71
		10	0.00	1336.72	14195.59
10	local	10	0.00	-1336.72	-14195.59

		11	0.00	2005.08	9517.07
11	local	11	0.00	-2005.08	-9517.07
		12	0.00	2673.44	2967.15
12	local	12	0.00	-2673.44	-2967.15
		13	0.00	3341.80	-5454.19
13	local	13	0.00	1666.00	5454.19
		14	0.00	-1069.25	-2035.13
14	local	14	0.00	1069.25	2035.13
		15	0.00	-472.50	-107.94

Fim Do Programa

### 7.1.3. Carregamento Móvel

#### 7.1.3.1. Momento Fletor

##### a) Arquivo de Dados (Valores máximos de momento)

portico plano Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	2.5000	0.0000
3	5.0000	0.0000
4	7.8000	0.0000
5	10.6000	0.0000
6	13.4000	0.0000
7	16.2000	0.0000
8	19.0000	0.0000
9	21.8000	0.0000
10	24.6000	0.0000
11	27.4000	0.0000
12	30.2000	0.0000
13	33.0000	0.0000
14	35.5000	0.0000
15	38.0000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1 17850000.0000 0.2000 0.0000100000 25.0000

0

tipos de secao

1 5.710E+0000 0.000E+0000 1.500E+0000 1.0

0

propriedades dos elementos

1 1 2 1 1

2	2	3	1	1
3	3	4	1	1
4	4	5	1	1
5	5	6	1	1
6	6	7	1	1
7	7	8	1	1
8	8	9	1	1
9	9	10	1	1
10	10	11	1	1
11	11	12	1	1
12	12	13	1	1
13	13	14	1	1
14	14	15	1	1

0

direcao da carga -dy

valores maximos de esforco

1	i	mz
2	i	mz
3	i	mz
4	i	mz
5	i	mz
6	i	mz
7	i	mz
8	i	mz
9	i	mz
10	i	mz
11	i	mz
12	i	mz
13	i	mz
14	i	mz
14	f	mz

0

trem tipo especial

comprimento do veiculo 6.0

cargas concentradas

201.6 1.5

201.6 3.0

201.6 4.5

0

cargas distribuidas

81.31 81.31 81.31

## **b) Arquivo de Resultados (Valores máximos de momento)**

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
 INFLU - Linhas de Influência - versão 4.00

TÍTULO : Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01



```

-----
DATA   : 24/06/04 (quinta-feira)
HORA   : 12:49:52
ARQUIVO DE DADOS : cargas_móveis.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano
-----

```

```

Unidades Utilizadas
força      :          QUILONEWTON.
comprimento :          METRO.

```

```

c o o r d e n a d a s   n o d a i s
nó   sistema   coordenada   coordenada   coordenada
           x           y           z
1     global   0.00E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
2     global   2.50E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
3     global   5.00E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
4     global   7.80E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
5     global   1.06E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
6     global   1.34E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
7     global   1.62E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
8     global   1.90E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
9     global   2.18E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
10    global   2.46E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
11    global   2.74E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
12    global   3.02E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
13    global   3.30E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
14    global   3.55E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000
15    global   3.80E+0001   0.00E+0000   0.00E+0000

```

```

número de nós .....
15

```

```

r e s t r i ç õ e s   n o d a i s
constante de mola
nó   código transl. x transl. y rotação z
3     010 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000
13    110 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000

```

```

número de nós com restrição .....
2

```

```

p r o p r i e d a d e s   d o s   e l e m e n t o s
barra material   seção nó inicial   nó final   comprimento
1         1         1         1         2     2.50E+0000
2         1         1         2         3     2.50E+0000
3         1         1         3         4     2.80E+0000
4         1         1         4         5     2.80E+0000
5         1         1         5         6     2.80E+0000

```

6	1	1	6	7	2.80E+0000
7	1	1	7	8	2.80E+0000
8	1	1	8	9	2.80E+0000
9	1	1	9	10	2.80E+0000
10	1	1	10	11	2.80E+0000
11	1	1	11	12	2.80E+0000
12	1	1	12	13	2.80E+0000
13	1	1	13	14	2.50E+0000
14	1	1	14	15	2.50E+0000

número de elementos .....

14

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade .....	1.8E+0007
M. E. Transversal ...	7.4E+0006
C. Poisson .....	2.0E-0001
C. D. Térmica .....	1.0E-0005
P. Específico .....	25.00

número de tipos de material .....

1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	5.71E+0000	0.00E+0000	1.50E+0000

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.00E+0000

número de tipos seções .....

1

sequência de tráfego

elemento -->	1 nó : inicial	2 nó : inicial	3 nó : inicial
	4 nó : inicial	5 nó : inicial	6 nó : inicial
	7 nó : inicial	8 nó : inicial	9 nó : inicial
	10 nó : inicial	11 nó : inicial	12 nó : inicial
	13 nó : inicial	14 nó : inicial	

número de elementos com tráfego.....

14

direção da força unitária (sistema global): -y

v a l o r e s	m á x i m o s	d e	e s f o r ç o
elemento		nó	esforço
1		I	MZ
2		I	MZ
3		I	MZ
4		I	MZ
5		I	MZ
6		I	MZ
7		I	MZ
8		I	MZ
9		I	MZ
10		I	MZ
11		I	MZ
12		I	MZ
13		I	MZ
14		I	MZ
14		F	MZ

c a r g a m ó v e l

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 3

comprimento do veículo : 6.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	201.600
2	3.000	201.600
3	4.500	201.600

cargas distribuidas

mínima	máxima	no trecho do veículo
81.310	81.310	81.310

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 29

perfil após a renumeração : 29

v a l o r e s m á x i m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 5

v a l o r e s m á x i m o s d e e s f o r ç o

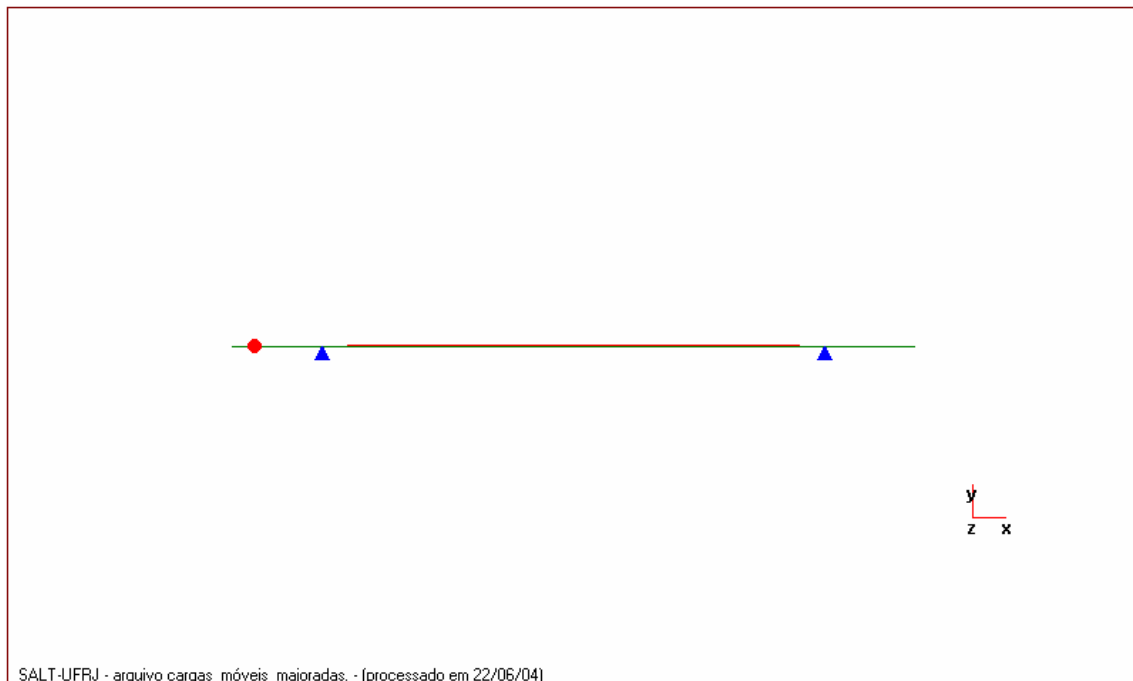
		(no sistema local do elemento)						
barra	esforço	nó	força	cortante	cortante	momento	momento	
momento			normal	y	z de torção	fletor z	fletor y	
1	MZ	I	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00								
0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	MZ	I	0.00	-606.47	0.00	0.00	0.00	
959.69								
254.09			0.00	-203.27	0.00	0.00	0.00	
3	MZ	I	0.00	111.90	0.00	0.00	0.00	
3133.18								
1016.38			0.00	-39.30	0.00	0.00	0.00	
4	MZ	I	0.00	986.27	0.00	0.00	0.00	
52.88								
3282.80			0.00	1221.42	0.00	0.00	0.00 -	
5	MZ	I	0.00	758.60	0.00	0.00	0.00 -	
2389.95								
6609.84			0.00	933.28	0.00	0.00	0.00 -	
6	MZ	I	0.00	530.94	0.00	0.00	0.00 -	
4195.30								
8960.72			0.00	645.13	0.00	0.00	0.00 -	
7	MZ	I	0.00	303.27	0.00	0.00	0.00 -	
5363.19								
10380.61			0.00	381.17	0.00	0.00	0.00 -	
8	MZ	I	0.00	75.60	0.00	0.00	0.00 -	
5893.60								
10863.04			0.00	-96.48	0.00	0.00	0.00 -	
9	MZ	I	0.00	-303.27	0.00	0.00	0.00 -	
5363.19								
10387.06			0.00	-384.63	0.00	0.00	0.00 -	
10	MZ	I	0.00	-530.94	0.00	0.00	0.00 -	
4195.30								
8957.50			0.00	-648.58	0.00	0.00	0.00 -	
11	MZ	I	0.00	-758.60	0.00	0.00	0.00 -	
2389.95								
6596.94			0.00	-936.73	0.00	0.00	0.00 -	
12	MZ	I	0.00	-986.27	0.00	0.00	0.00	
52.88								
3262.64			0.00	-1414.38	0.00	0.00	0.00 -	
13	MZ	I	0.00	1011.35	0.00	0.00	0.00	
3133.17								

1016.37				0.00	406.55	0.00	0.00	0.00
14	MZ	I		0.00	504.84	0.00	0.00	0.00
959.69				0.00	101.64	0.00	0.00	0.00
254.09				0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
14	MZ	F		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Fim Do Programa

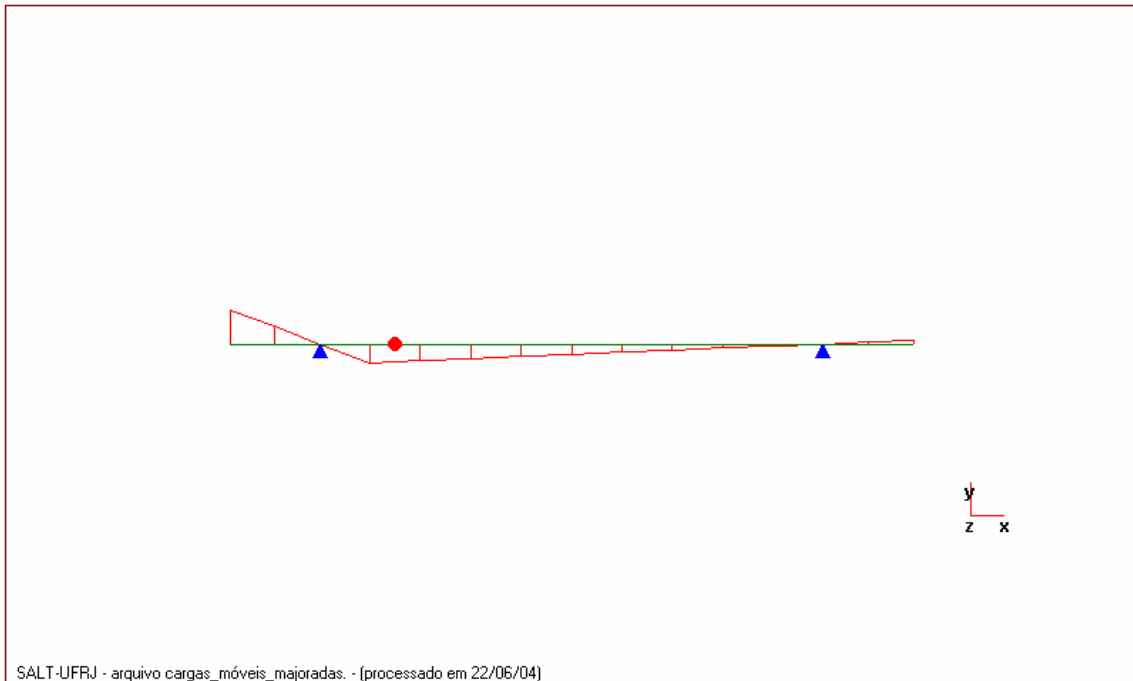
### c) Linhas de Influência

- Linha de Influência da seção 1 (nó inicial)

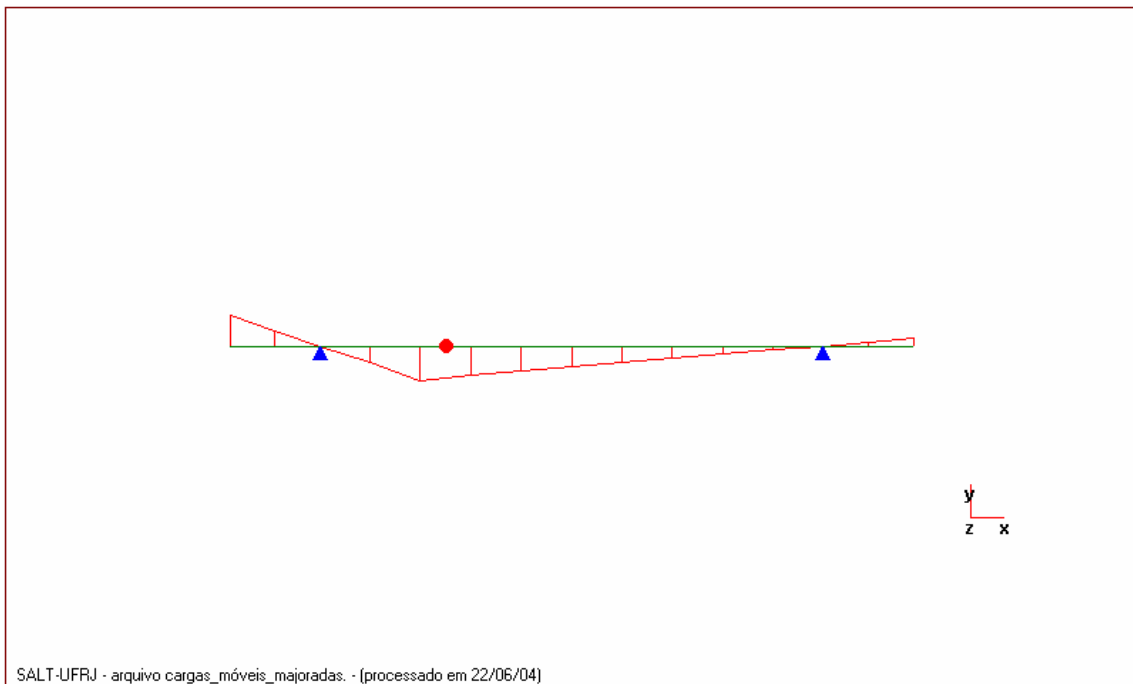




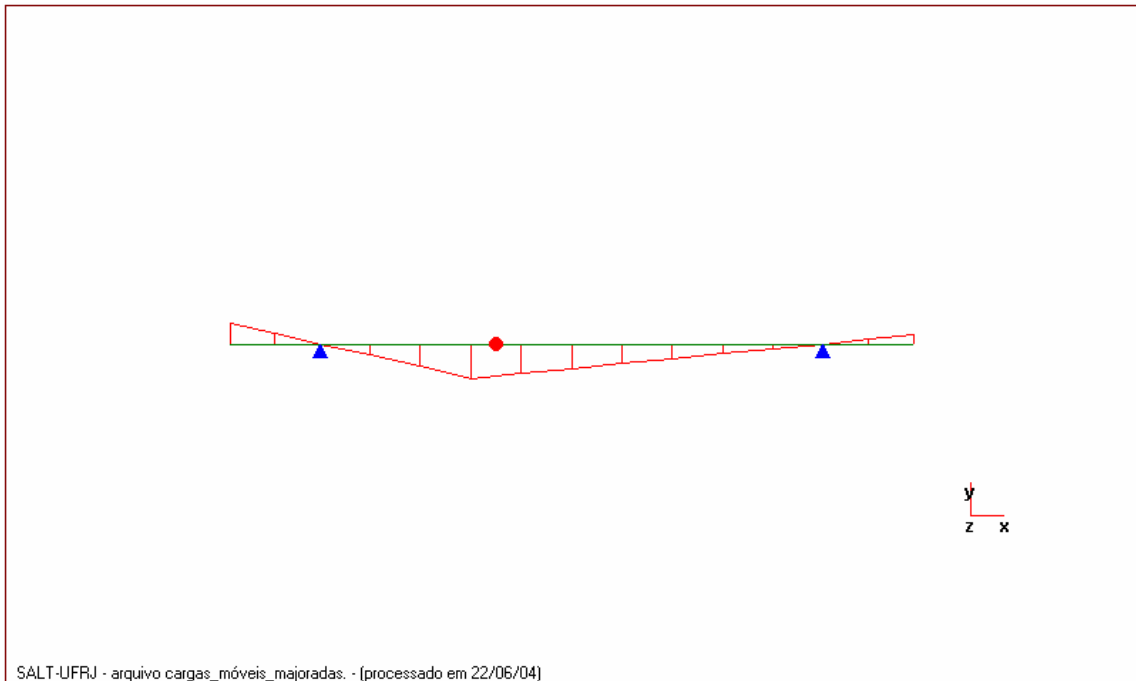
- Linha de Influência da seção 4 (nó inicial)



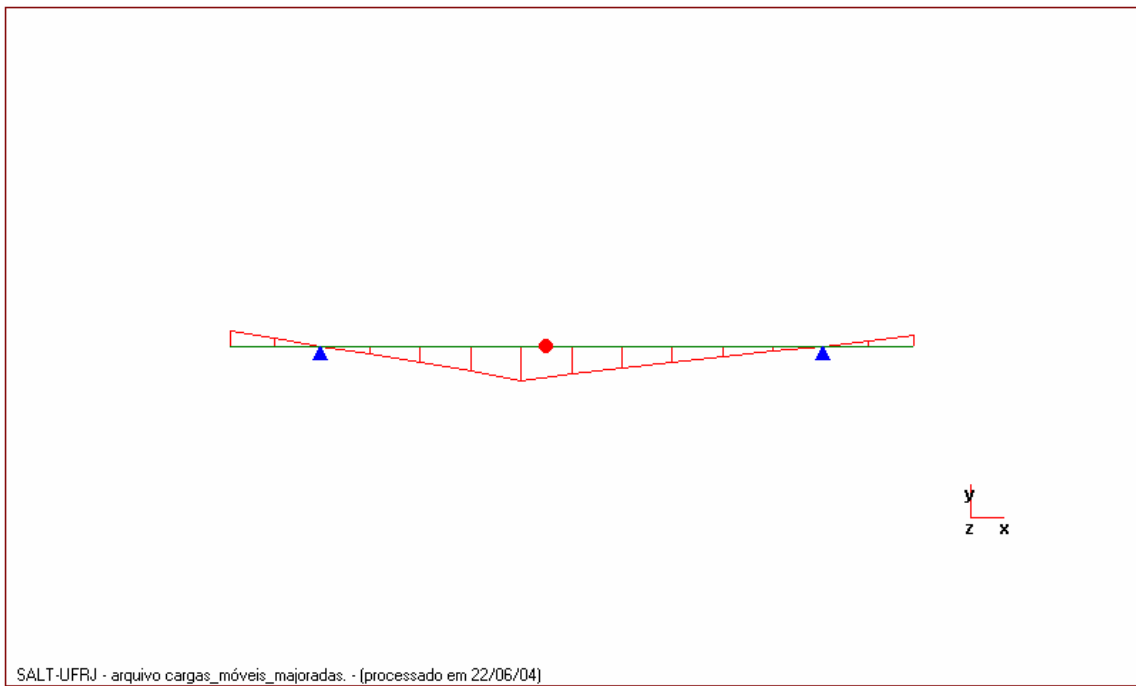
- Linha de Influência da seção 5 (nó inicial)



- Linha de Influência da seção 6 (nó inicial)

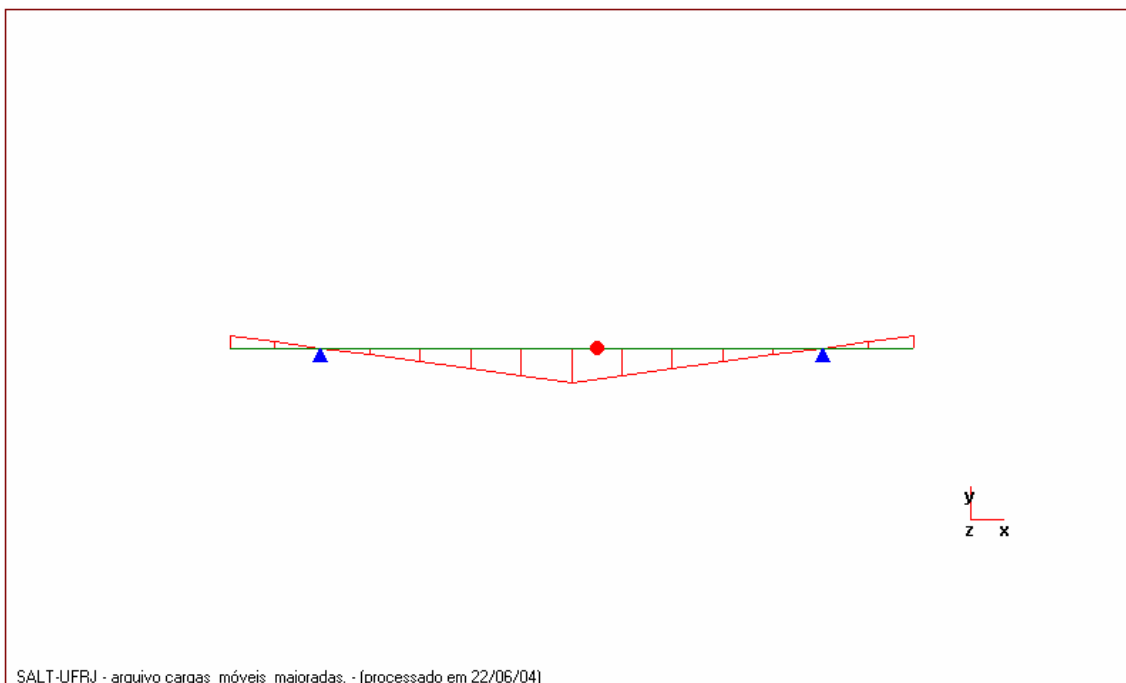


- Linha de Influência da seção 7 (nó inicial)

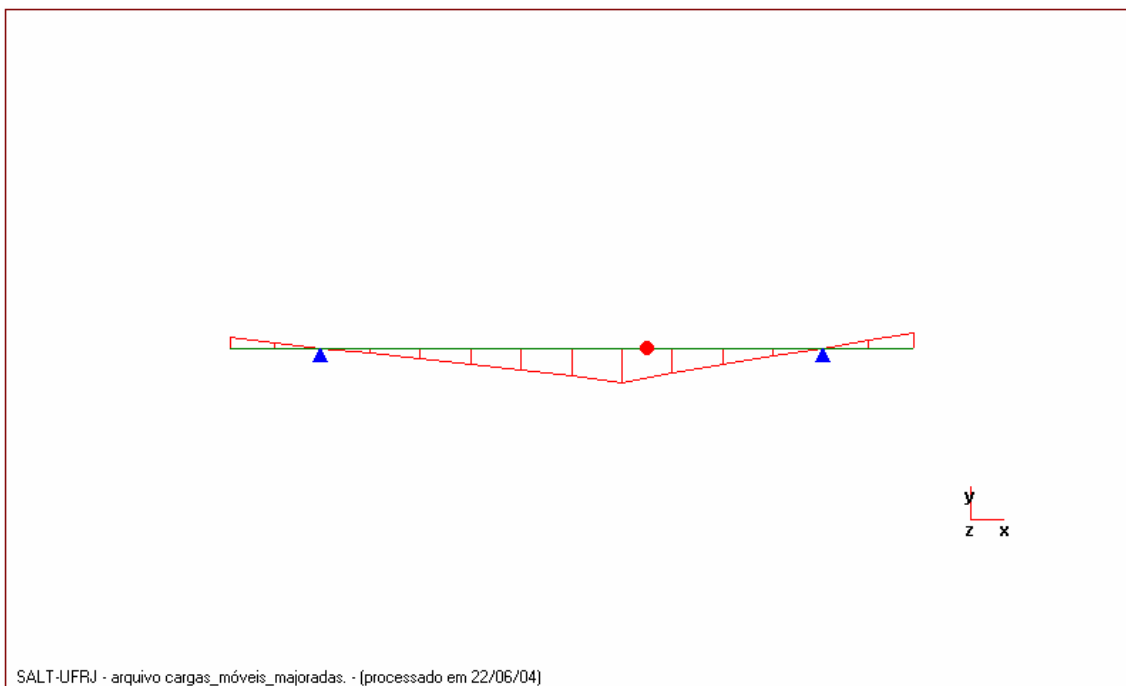




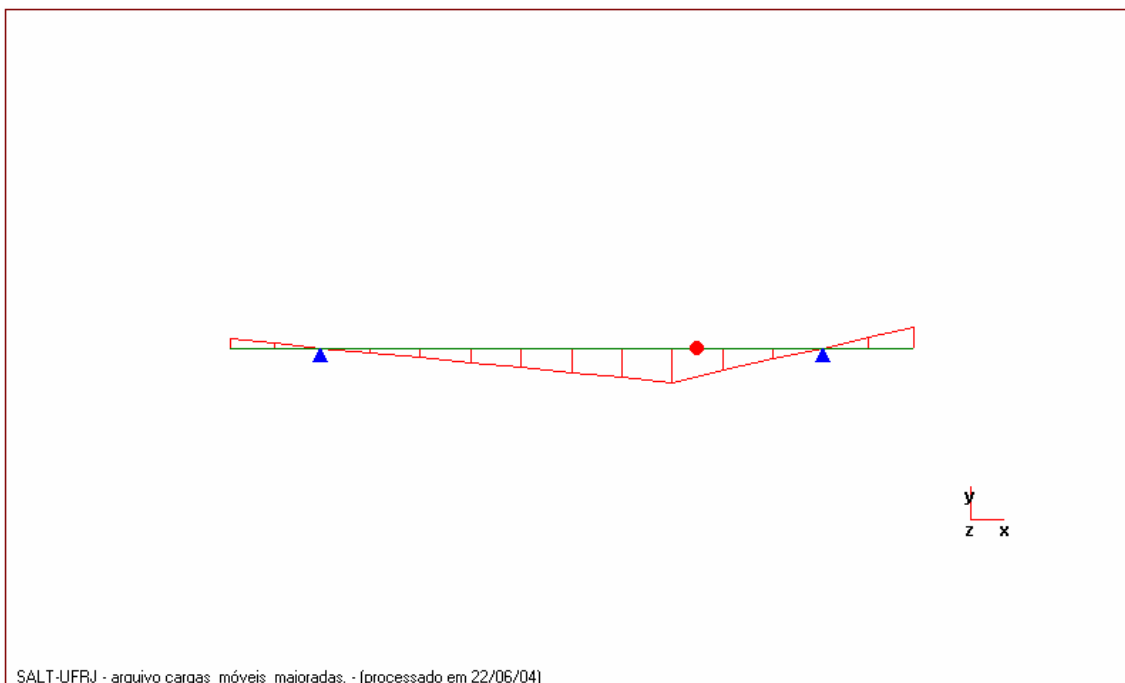
- Linha de Influência da seção 8 (nó inicial)



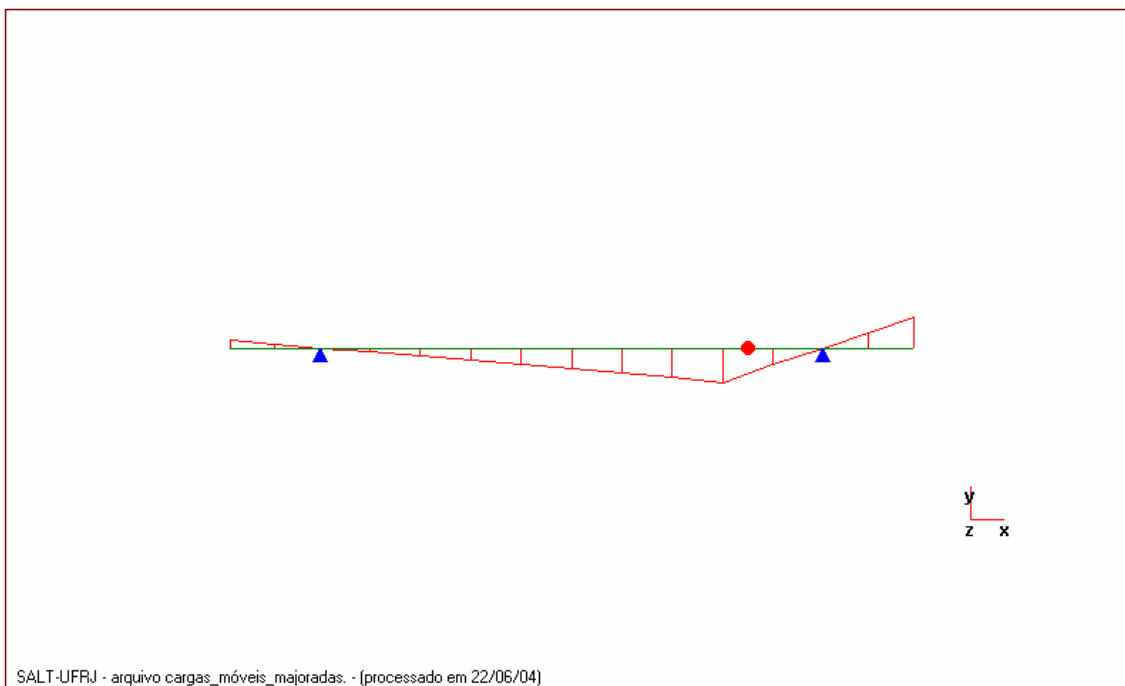
- Linha de Influência da seção 9 (nó inicial)



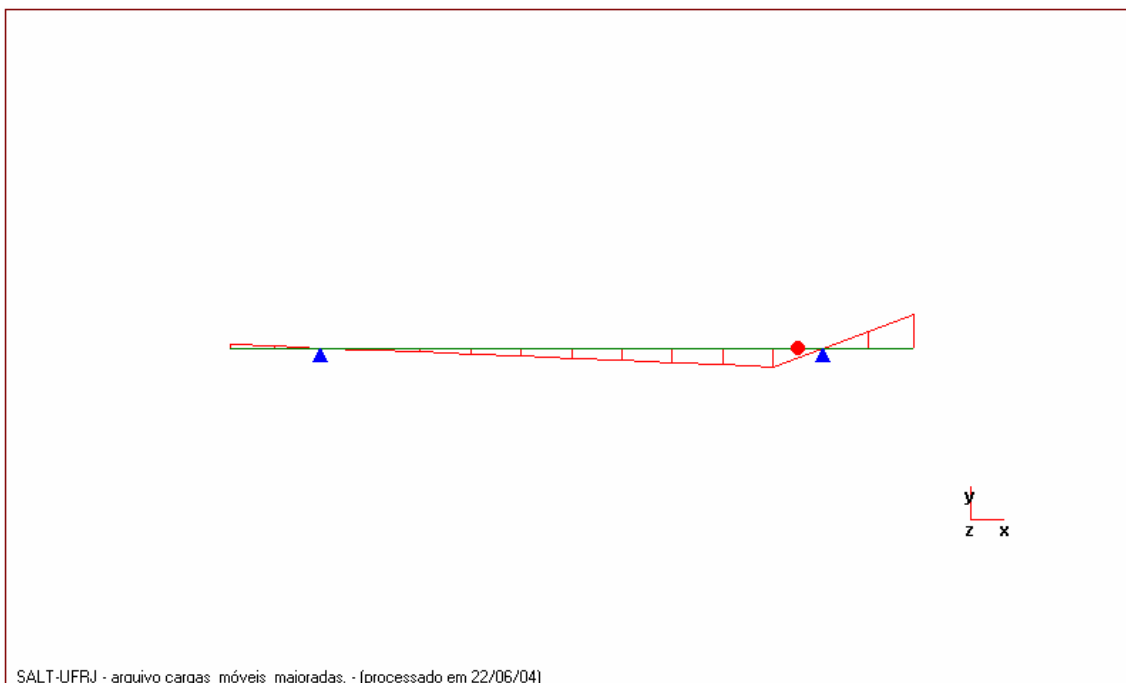
- Linha de Influência da seção 10 (nó inicial)



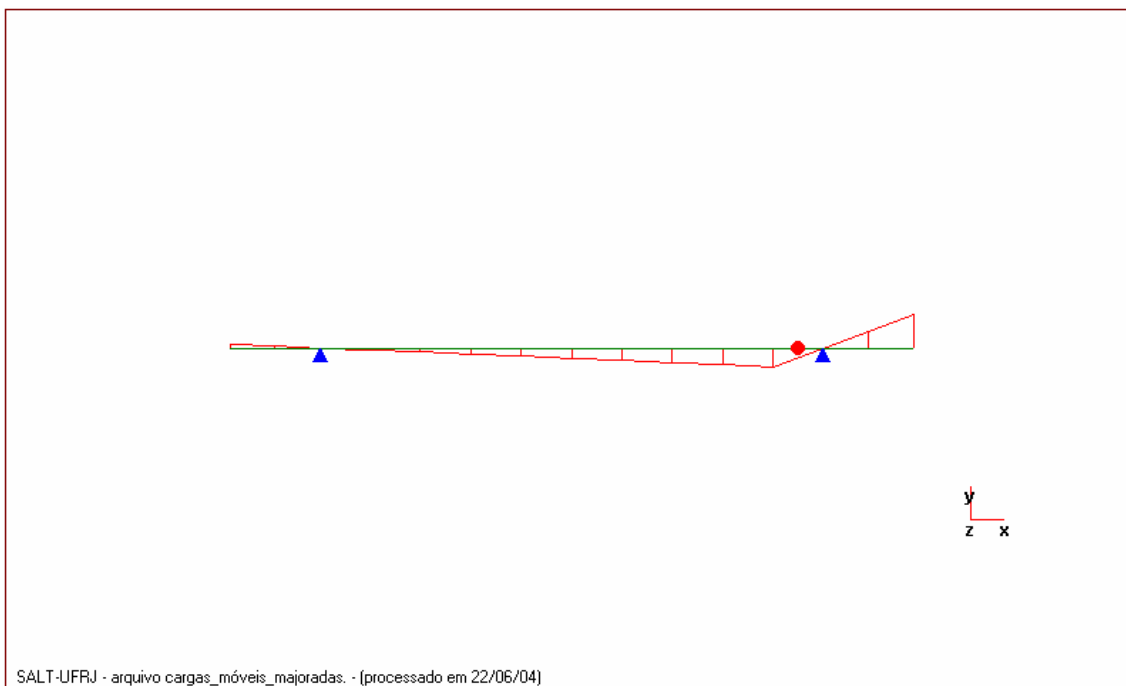
- Linha de Influência da seção 11 (nó inicial)



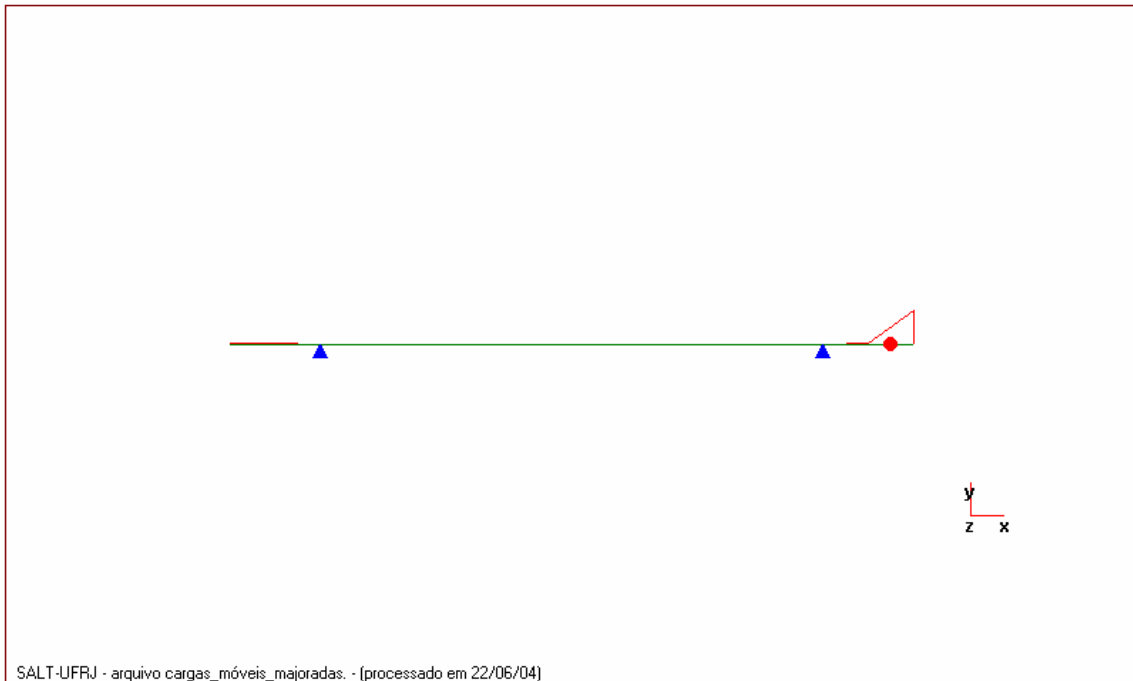
- Linha de Influência da seção 12 (nó inicial)



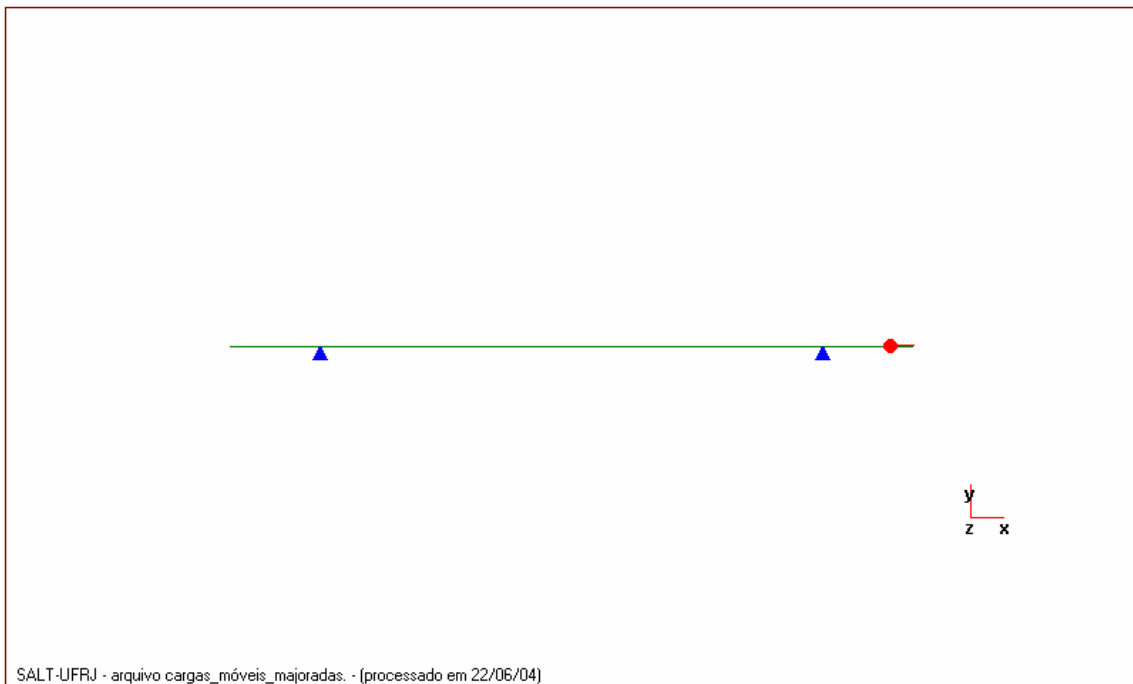
- Linha de Influência da seção 13 (nó inicial)



- Linha de Influência da seção 14 (nó inicial)



- Linha de Influência da seção 14 (nó final)



### 7.1.3.2. *Momento Torçor*

#### a) **Ponte 100% carregada**

- Arquivo de dados

portico plano Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	2.5000	0.0000
3	5.0000	0.0000
4	7.8000	0.0000
5	10.6000	0.0000
6	13.4000	0.0000
7	16.2000	0.0000
8	19.0000	0.0000
9	21.8000	0.0000
10	24.6000	0.0000
11	27.4000	0.0000
12	30.2000	0.0000
13	33.0000	0.0000
14	35.5000	0.0000
15	38.0000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1	17850000.0000	0.2000	0.0000100000	25.0000
---	---------------	--------	--------------	---------

0

tipos de secao

1	5.710E+0000	0.000E+0000	1.500E+0000	1.0
---	-------------	-------------	-------------	-----

0

propriedades dos elementos

1	1	2	1	1
2	2	3	1	1
3	3	4	1	1
4	4	5	1	1
5	5	6	1	1
6	6	7	1	1
7	7	8	1	1
8	8	9	1	1
9	9	10	1	1
10	10	11	1	1
11	11	12	1	1
12	12	13	1	1
13	13	14	1	1
14	14	15	1	1

```

0
direcao da carga -dy
valores maximos de esforco
1      i      mz
2      i      mz
3      i      mz
4      i      mz
5      i      mz
6      i      mz
7      i      mz
8      i      mz
9      i      mz
10     i      mz
11     i      mz
12     i      mz
13     i      mz
14     i      mz
14     f      mz
0
trem tipo especial
comprimento do veiculo 6.0
cargas concentradas
630   1.5
630   3.0
630   4.5
0
cargas distribuidas
0      0      63.3

```

- **Arquivo de resultados**

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
 INFLU - Linhas de Influência - versão 9.00

TÍTULO : Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

```

-----
DATA   : 22/07/2004 (quinta-feira)
HORA   : 20:32:55
ARQUIVO DE DADOS   : momento.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano
-----

```

```

Unidades      Utilizadas
força         :      QUILONEWTON.
comprimento  :      METRO.

```

c o o r d e n a d a s   n o d a i s

nó	sistema	coordenada x	coordenada y	coordenada z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	2.50E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	5.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	7.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	1.06E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
6	global	1.34E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
7	global	1.62E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
8	global	1.90E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
9	global	2.18E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	2.46E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	2.74E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
12	global	3.02E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	3.30E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
14	global	3.55E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
15	global	3.80E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós .....

15

r e s t r i ç õ e s   n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

p r o p r i e d a d e s   d o s   e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	2.50E+0000
2	1	1	2	3	2.50E+0000
3	1	1	3	4	2.80E+0000
4	1	1	4	5	2.80E+0000
5	1	1	5	6	2.80E+0000
6	1	1	6	7	2.80E+0000
7	1	1	7	8	2.80E+0000
8	1	1	8	9	2.80E+0000
9	1	1	9	10	2.80E+0000
10	1	1	10	11	2.80E+0000
11	1	1	11	12	2.80E+0000
12	1	1	12	13	2.80E+0000
13	1	1	13	14	2.50E+0000
14	1	1	14	15	2.50E+0000

número de elementos .....

14

## p r o p r i e d a d e s   d o s   m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade ..... 1.8E+0007  
 M. E. Transversal ... 7.4E+0006  
 C. Poisson ..... 2.0E-0001  
 C. D. Térmica ..... 1.0E-0005  
 P. Específico ..... 25.00

número de tipos de material .....

1

## p r o p r i e d a d e s   d a s   s e ç õ e s

tipo	área x	área y	inércia z
1	5.71E+0000	0.00E+0000	1.50E+0000

## m ó d u l o s   d e   f l e x ã o

tipo	wz
1	1.00E+0000

número de tipos seções .....

1

## s e q u ê n c i a   d e   t r á f e g o

elemento -->	1 nó : inicial	2 nó : inicial	3 nó : inicial
	4 nó : inicial	5 nó : inicial	6 nó : inicial
	7 nó : inicial	8 nó : inicial	9 nó : inicial
	10 nó : inicial	11 nó : inicial	12 nó : inicial
	13 nó : inicial	14 nó : inicial	

número de elementos com tráfego.....

14

direção da força unitária (sistema global): -y

v a l o r e s	m á x i m o s	d e	e s f o r ç o
elemento	nó		esforço
1	I		MZ
2	I		MZ
3	I		MZ
4	I		MZ
5	I		MZ
6	I		MZ
7	I		MZ
8	I		MZ
9	I		MZ



10	I	MZ
11	I	MZ
12	I	MZ
13	I	MZ
14	I	MZ
14	F	MZ

## c a r g a m ó v e l

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 3

comprimento do veículo : 6.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	630.000
2	3.000	630.000
3	4.500	630.000

cargas distribuidas

mínima	máxima	no trecho do veículo
0.000	0.000	63.300

## r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 29

perfil após a renumeração : 29

## v a l o r e s m á x i m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 5

v a l o r e s m á x i m o s d e e s f o r ç o  
(no sistema local do elemento)

barra	esforço	nó	força normal	cortante y	cortante z de torção	momento fletor y	momento fletor z
1	MZ	I	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00							
2	MZ	I	0.00	-1418.25	0.00	0.00	0.00
2402.81			0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00							
3	MZ	I	0.00	264.23	0.00	0.00	0.00
7398.34							

0.00				0.00	-236.25	0.00	0.00	0.00	-
4	MZ	I		0.00	264.23	0.00	0.00	0.00	
6658.50									
				0.00	1196.63	0.00	0.00	0.00	-
5298.24									
5	MZ	I		0.00	264.23	0.00	0.00	0.00	
5918.67									
				0.00	969.65	0.00	0.00	0.00	-
9411.12									
6	MZ	I		0.00	264.23	0.00	0.00	0.00	
5178.84									
				0.00	742.67	0.00	0.00	0.00	-
12252.91									
7	MZ	I		0.00	264.23	0.00	0.00	0.00	
4439.00									
				0.00	535.58	0.00	0.00	0.00	-
13987.42									
8	MZ	I		0.00	264.23	0.00	0.00	0.00	
3699.17									
				0.00	-311.45	0.00	0.00	0.00	-
14594.48									
9	MZ	I		0.00	-264.23	0.00	0.00	0.00	
4439.00									
				0.00	-538.43	0.00	0.00	0.00	-
14004.34									
10	MZ	I		0.00	-264.23	0.00	0.00	0.00	
5178.84									
				0.00	-745.51	0.00	0.00	0.00	-
12244.85									
11	MZ	I		0.00	-264.23	0.00	0.00	0.00	
5918.67									
				0.00	-972.49	0.00	0.00	0.00	-
9366.75									
12	MZ	I		0.00	-264.23	0.00	0.00	0.00	
6658.50									
				0.00	-1819.52	0.00	0.00	0.00	-
5253.47									
13	MZ	I		0.00	2174.85	0.00	0.00	0.00	
7398.34									
				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00									
14	MZ	I		0.00	1339.12	0.00	0.00	0.00	
2402.81									
				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00									
14	MZ	F		0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00									
				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00									

Fim Do Programa

## b) Ponte 50% carregada

- Arquivo de dados

portico plano Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	2.5000	0.0000
3	5.0000	0.0000
4	7.8000	0.0000
5	10.6000	0.0000
6	13.4000	0.0000
7	16.2000	0.0000
8	19.0000	0.0000
9	21.8000	0.0000
10	24.6000	0.0000
11	27.4000	0.0000
12	30.2000	0.0000
13	33.0000	0.0000
14	35.5000	0.0000
15	38.0000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1	17850000.0000	0.2000	0.0000100000	25.0000
---	---------------	--------	--------------	---------

0

tipos de secao

1	5.710E+0000	0.000E+0000	1.500E+0000	1.0
---	-------------	-------------	-------------	-----

0

propriedades dos elementos

1	1	2	1	1
2	2	3	1	1
3	3	4	1	1
4	4	5	1	1
5	5	6	1	1
6	6	7	1	1
7	7	8	1	1
8	8	9	1	1
9	9	10	1	1
10	10	11	1	1
11	11	12	1	1
12	12	13	1	1
13	13	14	1	1
14	14	15	1	1

0

direcao da carga -dy



1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	2.50E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	5.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	7.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	1.06E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
6	global	1.34E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
7	global	1.62E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
8	global	1.90E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
9	global	2.18E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	2.46E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	2.74E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
12	global	3.02E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	3.30E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
14	global	3.55E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
15	global	3.80E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós .....

15

r e s t r i ç õ e s   n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

p r o p r i e d a d e s   d o s   e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	2.50E+0000
2	1	1	2	3	2.50E+0000
3	1	1	3	4	2.80E+0000
4	1	1	4	5	2.80E+0000
5	1	1	5	6	2.80E+0000
6	1	1	6	7	2.80E+0000
7	1	1	7	8	2.80E+0000
8	1	1	8	9	2.80E+0000
9	1	1	9	10	2.80E+0000
10	1	1	10	11	2.80E+0000
11	1	1	11	12	2.80E+0000
12	1	1	12	13	2.80E+0000
13	1	1	13	14	2.50E+0000
14	1	1	14	15	2.50E+0000

número de elementos .....

14

p r o p r i e d a d e s   d o s   m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade ..... 1.8E+0007  
 M. E. Transversal ... 7.4E+0006  
 C. Poisson ..... 2.0E-0001  
 C. D. Térmica ..... 1.0E-0005  
 P. Específico ..... 25.00

número de tipos de material .....

1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	5.71E+0000	0.00E+0000	1.50E+0000

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.00E+0000

número de tipos seções .....

1

sequência de tráfego

elemento -->	1 nó : inicial	2 nó : inicial	3 nó : inicial
	4 nó : inicial	5 nó : inicial	6 nó : inicial
	7 nó : inicial	8 nó : inicial	9 nó : inicial
	10 nó : inicial	11 nó : inicial	12 nó : inicial
	13 nó : inicial	14 nó : inicial	

número de elementos com tráfego.....

14

direção da força unitária (sistema global): -y

valores	máximos	de	esforço
elemento		nó	esforço
1		I	MZ
2		I	MZ
3		I	MZ
4		I	MZ
5		I	MZ
6		I	MZ
7		I	MZ
8		I	MZ
9		I	MZ
10		I	MZ
11		I	MZ

12	I	MZ
13	I	MZ
14	I	MZ
14	F	MZ

## c a r g a m ó v e l

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 3

comprimento do veículo : 6.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	630.000
2	3.000	630.000
3	4.500	630.000

cargas distribuidas

mínima	máxima	no trecho do veículo
103.200	103.200	39.800

## r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 29

perfil após a renumeração : 29

## v a l o r e s m á x i m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 5

v a l o r e s m á x i m o s d e e s f o r ç o  
(no sistema local do elemento)

barra	esforço	nó	força normal	cortante y	cortante z	momento de torção	momento fletor y	momento fletor z
1	MZ	I	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	MZ	I	0.00	-1359.50	0.00	0.00	0.00	0.00
3	MZ	I	0.00	254.30	0.00	0.00	0.00	0.00

4	MZ	I	0.00	1364.07	0.00	0.00	0.00	
2896.49								
			0.00	1901.05	0.00	0.00	0.00	-
5992.31								
5	MZ	I	0.00	1075.11	0.00	0.00	0.00	-
518.36								
			0.00	1461.13	0.00	0.00	0.00	-
11559.51								
6	MZ	I	0.00	786.15	0.00	0.00	0.00	-
3124.13								
			0.00	1021.21	0.00	0.00	0.00	-
15472.25								
7	MZ	I	0.00	497.19	0.00	0.00	0.00	-
4920.80								
			0.00	712.69	0.00	0.00	0.00	-
17848.92								
8	MZ	I	0.00	208.23	0.00	0.00	0.00	-
5908.39								
			0.00	-291.54	0.00	0.00	0.00	-
18669.37								
9	MZ	I	0.00	-497.19	0.00	0.00	0.00	-
4920.80								
			0.00	-731.46	0.00	0.00	0.00	-
17872.33								
10	MZ	I	0.00	-786.15	0.00	0.00	0.00	-
3124.13								
			0.00	-1039.99	0.00	0.00	0.00	-
15460.14								
11	MZ	I	0.00	-1075.11	0.00	0.00	0.00	-
518.36								
			0.00	-1479.91	0.00	0.00	0.00	-
11523.25								
12	MZ	I	0.00	-1364.07	0.00	0.00	0.00	
2896.49								
			0.00	-1919.83	0.00	0.00	0.00	-
5931.89								
13	MZ	I	0.00	2120.70	0.00	0.00	0.00	
7120.43								
			0.00	516.00	0.00	0.00	0.00	
1290.00								
14	MZ	I	0.00	1309.75	0.00	0.00	0.00	
2329.37								
			0.00	129.00	0.00	0.00	0.00	
322.50								
14	MZ	F	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00								
			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00								

Fim Do Programa



### 7.1.3.3. Cortante

#### a) Arquivo de Dados (Valores máximos de cortante)

portico plano Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	2.5000	0.0000
3	5.0000	0.0000
4	7.8000	0.0000
5	10.6000	0.0000
6	13.4000	0.0000
7	16.2000	0.0000
8	19.0000	0.0000
9	21.8000	0.0000
10	24.6000	0.0000
11	27.4000	0.0000
12	30.2000	0.0000
13	33.0000	0.0000
14	35.5000	0.0000
15	38.0000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1 17850000.0000 0.2000 0.0000100000 25.0000

0

tipos de secao

1 5.710E+0000 0.000E+0000 1.500E+0000 1.0

0

propriedades dos elementos

1	1	2	1	1
2	2	3	1	1
3	3	4	1	1
4	4	5	1	1
5	5	6	1	1
6	6	7	1	1
7	7	8	1	1
8	8	9	1	1
9	9	10	1	1
10	10	11	1	1
11	11	12	1	1
12	12	13	1	1
13	13	14	1	1
14	14	15	1	1

0

direcao da carga -dy

valores maximos de esforco

```

1      i      qy
2      i      qy
2      f      qy
3      i      qy
4      i      qy
5      i      qy
6      i      qy
7      i      qy
8      i      qy
9      i      qy
10     i      qy
11     i      qy
12     i      qy
12     f      qy
13     i      qy
14     i      qy
14     f      qy

```

0

trem tipo especial

comprimento do veiculo 6.0

cargas concentradas

201.6 1.5

201.6 3.0

201.6 4.5

0

cargas distribuidas

81.31 81.31 81.31

## b) Arquivo de Resultados (Valores máximos de cortantes)

SALT - Marca Registrada da UFRJ

INFLU - Linhas de Influência - versão 4.00

TÍTULO : Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

-----  
DATA : 28/06/04(segunda-feira)

HORA : 09:58:23

ARQUIVO DE DADOS : cargas\_móveis.slt

TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano  
-----

Unidades Utilizadas  
força : QUILONEWTON.  
comprimento : METRO.

c o o r d e n a d a s n o d a i s

nó	sistema	coordenada x	coordenada y	coordenada z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	2.50E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	5.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	7.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	1.06E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
6	global	1.34E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
7	global	1.62E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
8	global	1.90E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
9	global	2.18E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	2.46E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	2.74E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
12	global	3.02E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	3.30E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
14	global	3.55E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
15	global	3.80E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós .....

15

#### r e s t r i ç õ e s   n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

#### p r o p r i e d a d e s   d o s   e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	2.50E+0000
2	1	1	2	3	2.50E+0000
3	1	1	3	4	2.80E+0000
4	1	1	4	5	2.80E+0000
5	1	1	5	6	2.80E+0000
6	1	1	6	7	2.80E+0000
7	1	1	7	8	2.80E+0000
8	1	1	8	9	2.80E+0000
9	1	1	9	10	2.80E+0000
10	1	1	10	11	2.80E+0000
11	1	1	11	12	2.80E+0000
12	1	1	12	13	2.80E+0000
13	1	1	13	14	2.50E+0000
14	1	1	14	15	2.50E+0000

número de elementos .....

14

## p r o p r i e d a d e s   d o s   m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade ..... 1.8E+0007  
 M. E. Transversal ... 7.4E+0006  
 C. Poisson ..... 2.0E-0001  
 C. D. Térmica ..... 1.0E-0005  
 P. Específico ..... 25.00

número de tipos de material .....

1

## p r o p r i e d a d e s   d a s   s e ç õ e s

tipo	área x	área y	inércia z
1	5.71E+0000	0.00E+0000	1.50E+0000

## m ó d u l o s   d e   f l e x ã o

tipo	wz
1	1.00E+0000

número de tipos seções .....

1

## s e q u ê n c i a   d e   t r á f e g o

elemento -->	1 nó : inicial	2 nó : inicial	3 nó : inicial
	4 nó : inicial	5 nó : inicial	6 nó : inicial
	7 nó : inicial	8 nó : inicial	9 nó : inicial
	10 nó : inicial	11 nó : inicial	12 nó : inicial
	13 nó : inicial	14 nó : inicial	

número de elementos com tráfego.....

14

direção da força unitária (sistema global): -y

v a l o r e s	m á x i m o s	d e	e s f o r ç o
elemento	nó		esforço
1	I		QY
2	I		QY
2	F		QY
3	I		QY
4	I		QY
5	I		QY
6	I		QY
7	I		QY
8	I		QY



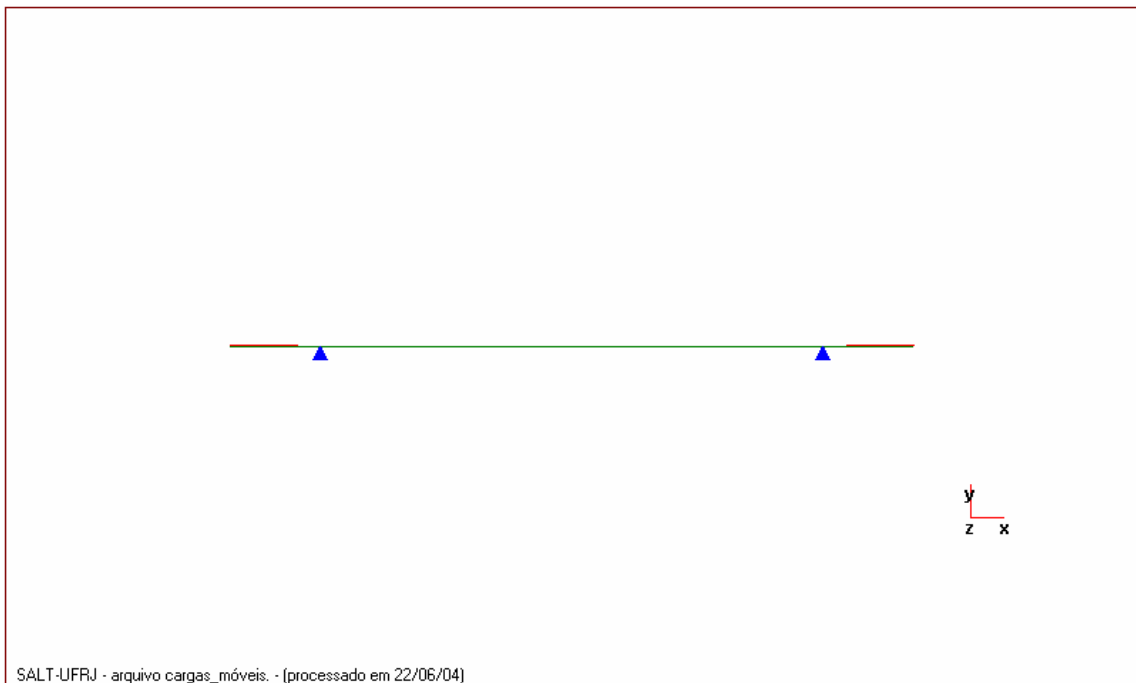


254.09			0.00	203.28	0.00	0.00	0.00	
14	QY	F	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00								

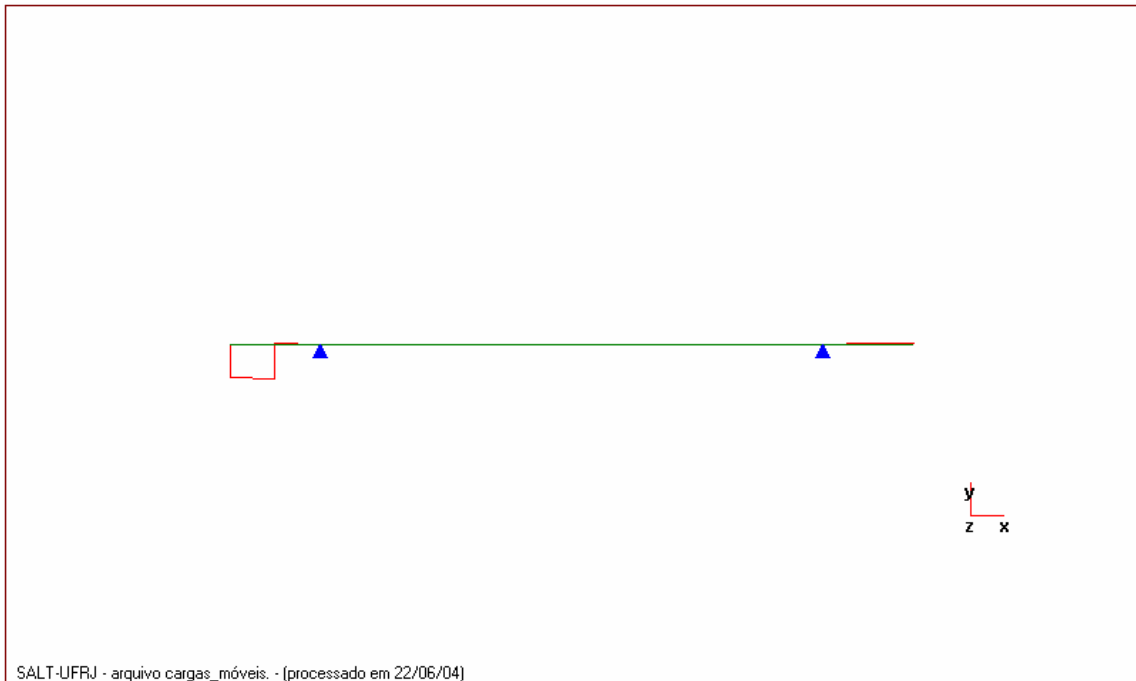
Fim Do Programa

### c) Linhas de Influência

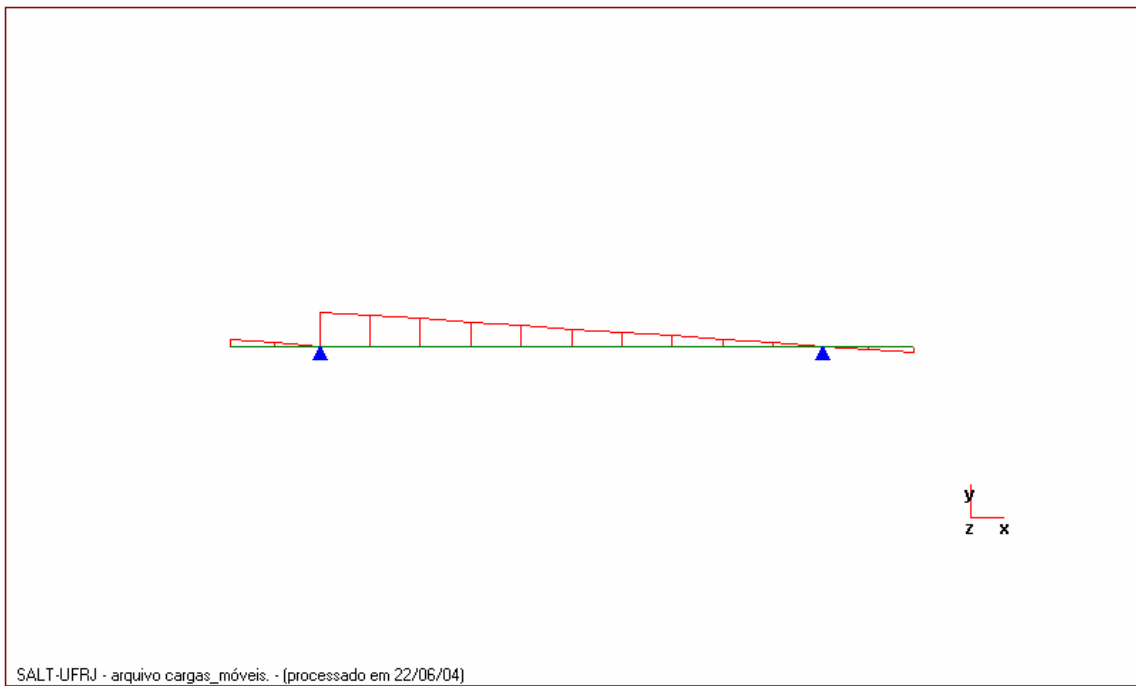
- Linha de Influência da seção 1 (nó inicial)



- *Linha de Influência da seção 2 (nó inicial)*

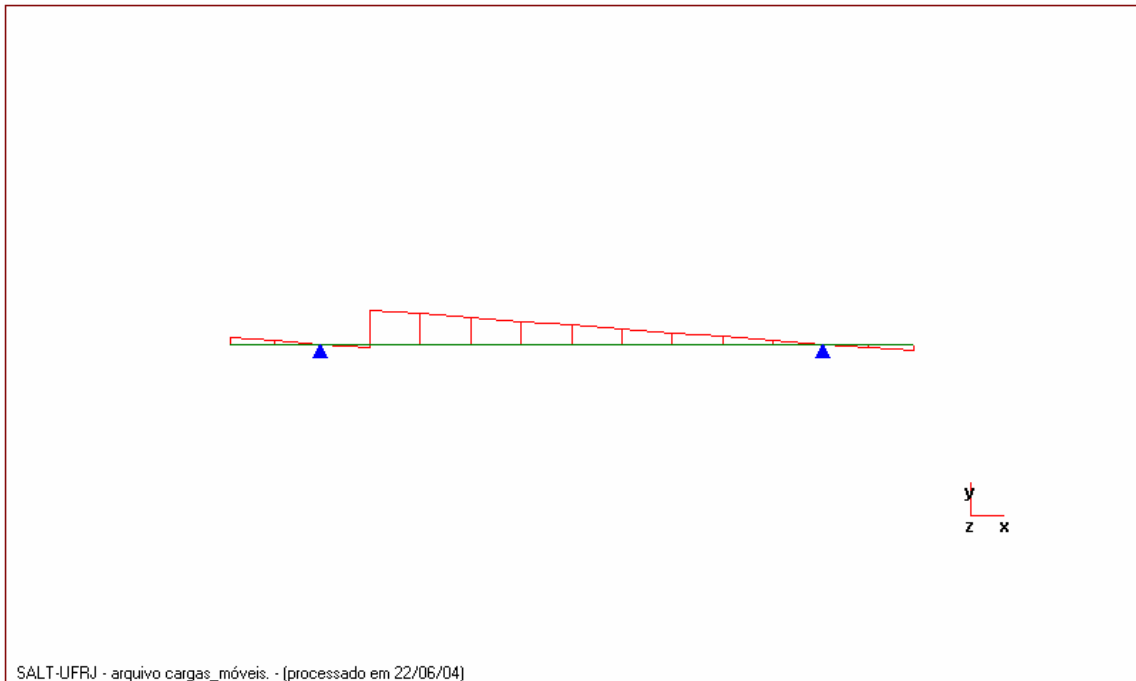


- *Linha de Influência da seção 3 (nó inicial)*

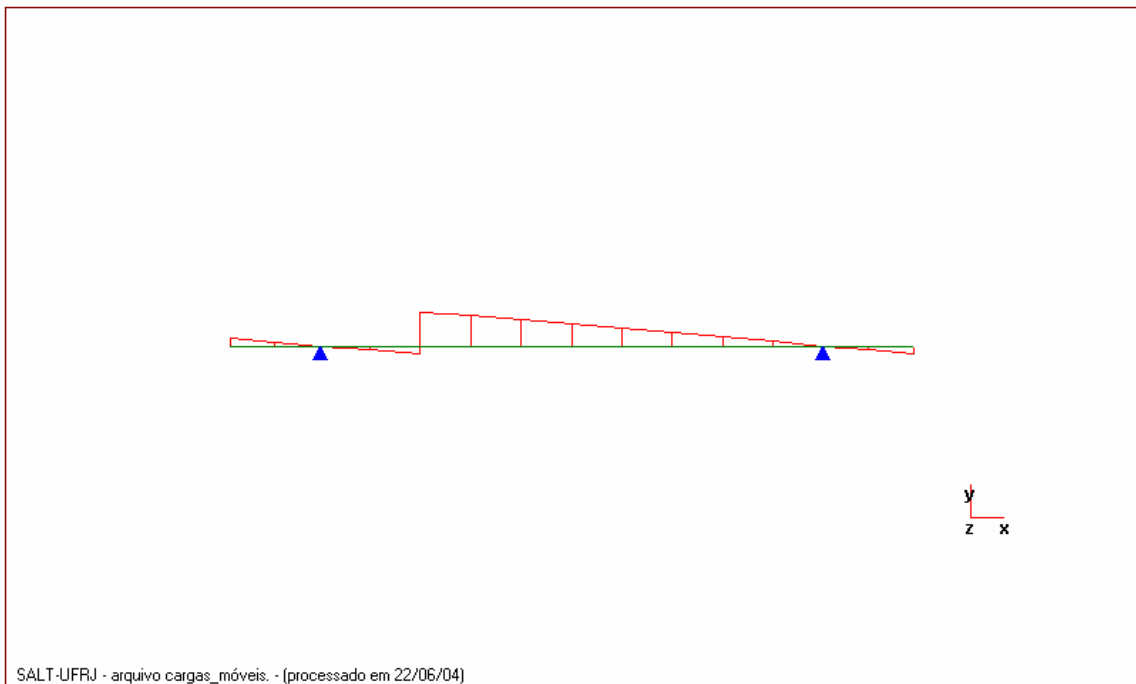




- Linha de Influência da seção 4 (nó inicial)



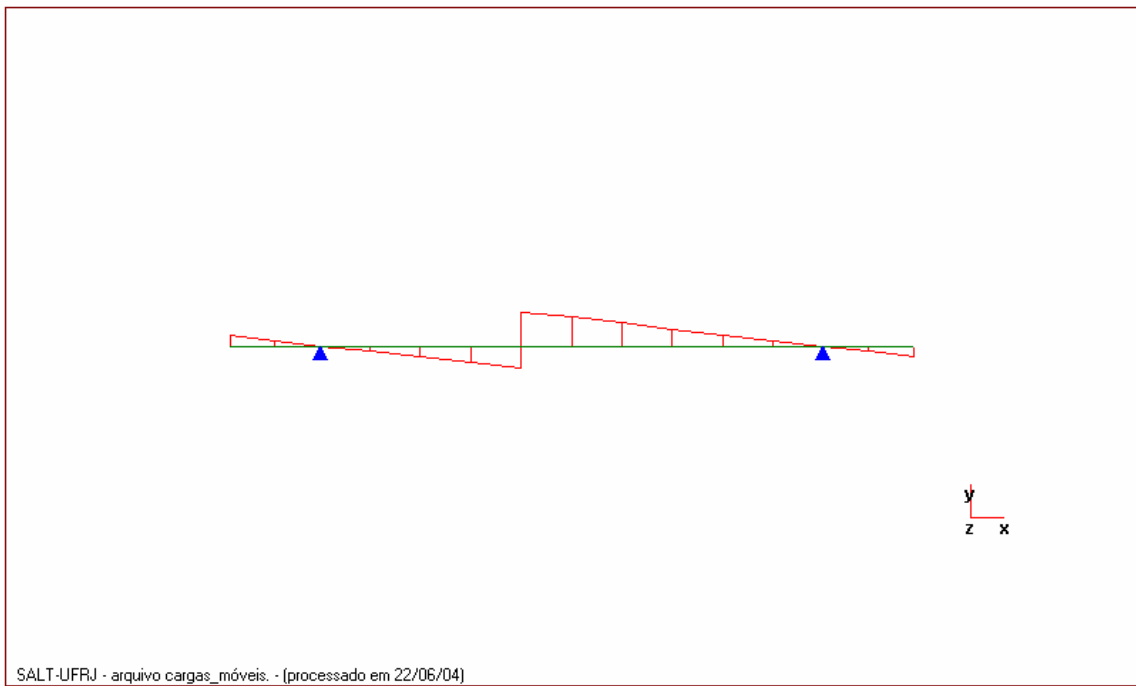
- Linha de Influência da seção 5 (nó inicial)



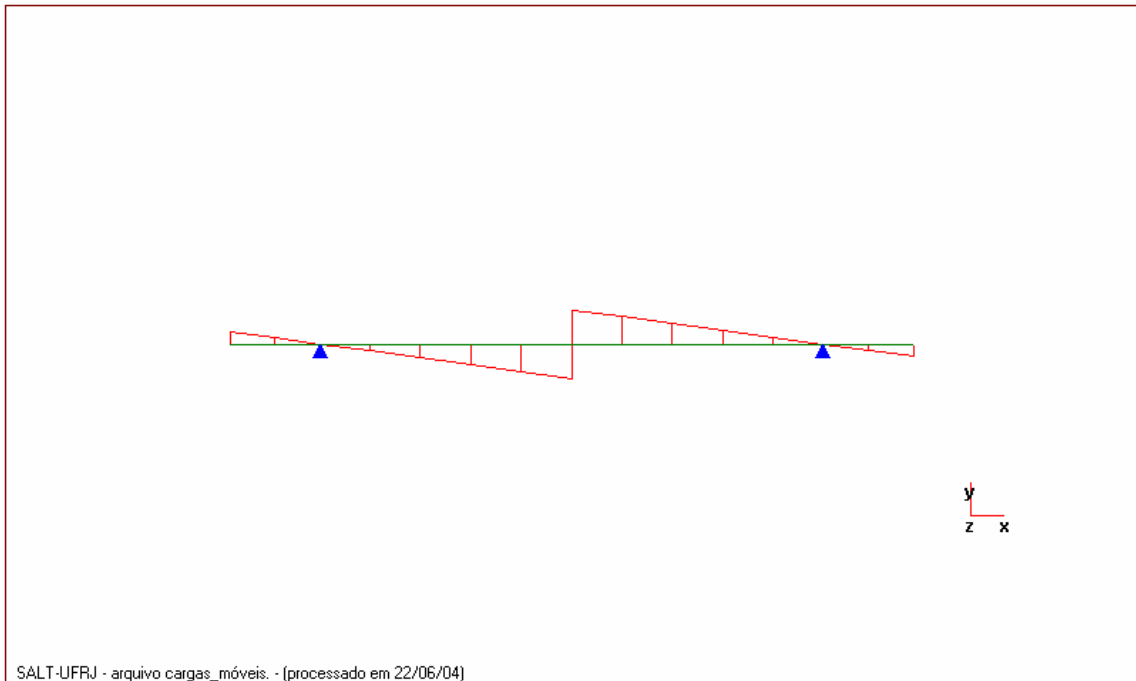
- Linha de Influência da seção 6 (nó inicial)



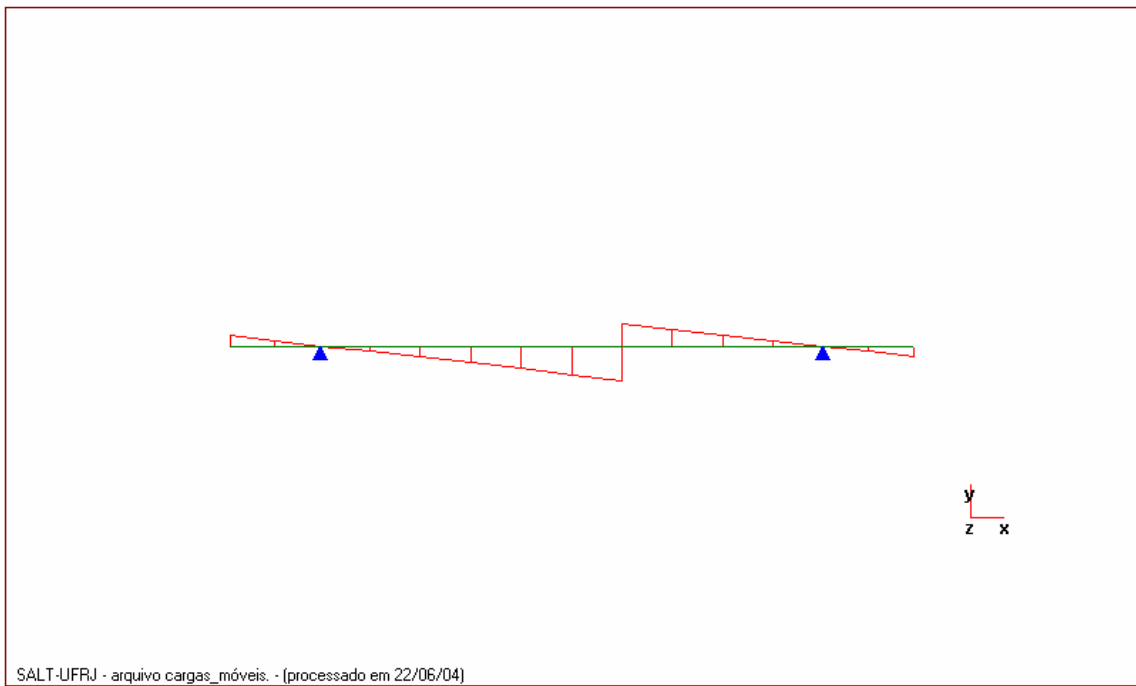
- Linha de Influência da seção 7 (nó inicial)



- Linha de Influência da seção 8 (nó inicial)



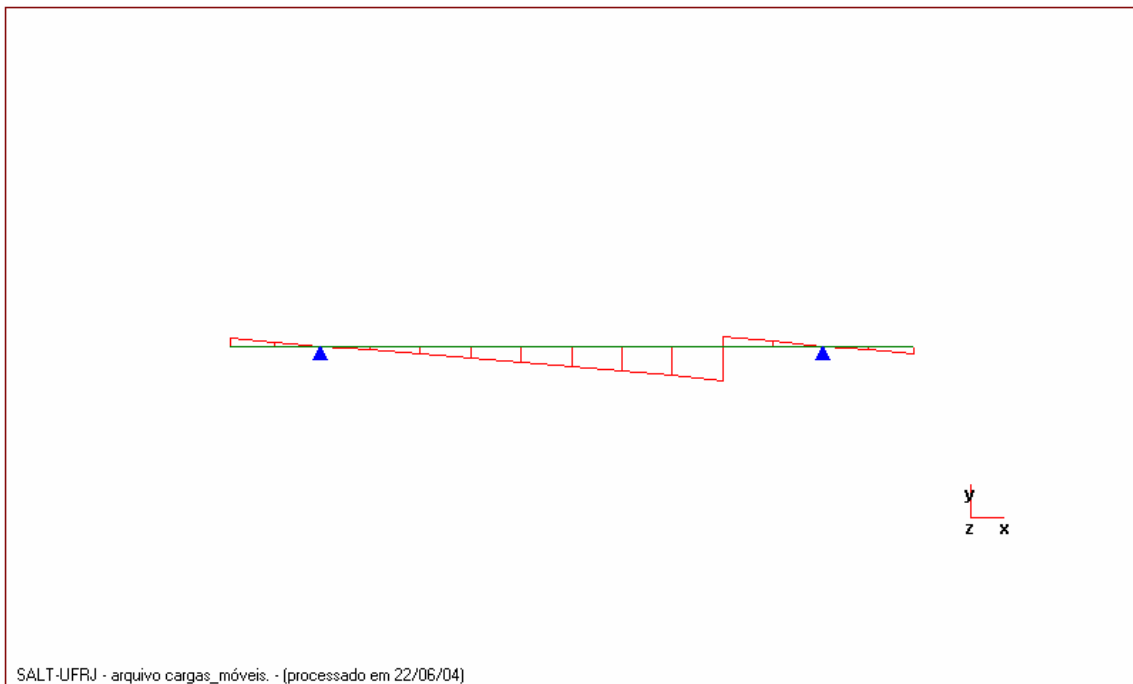
- Linha de Influência da seção 9 (nó inicial)



- Linha de Influência da seção 10 (nó inicial)



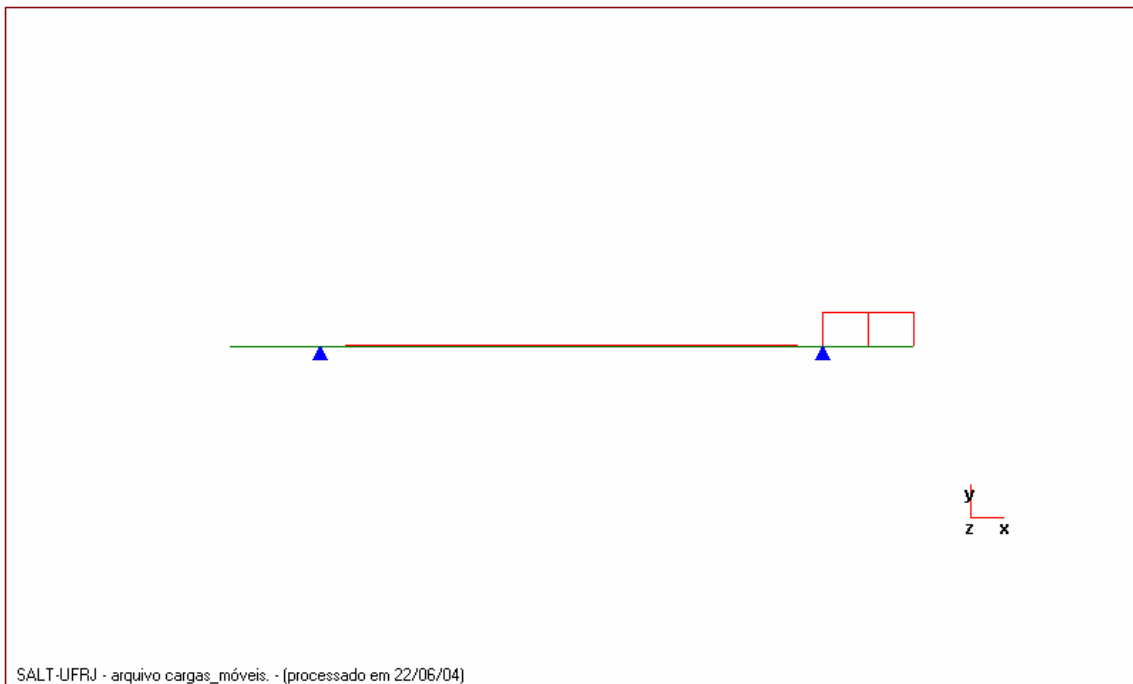
- Linha de Influência da seção 11 (nó inicial)



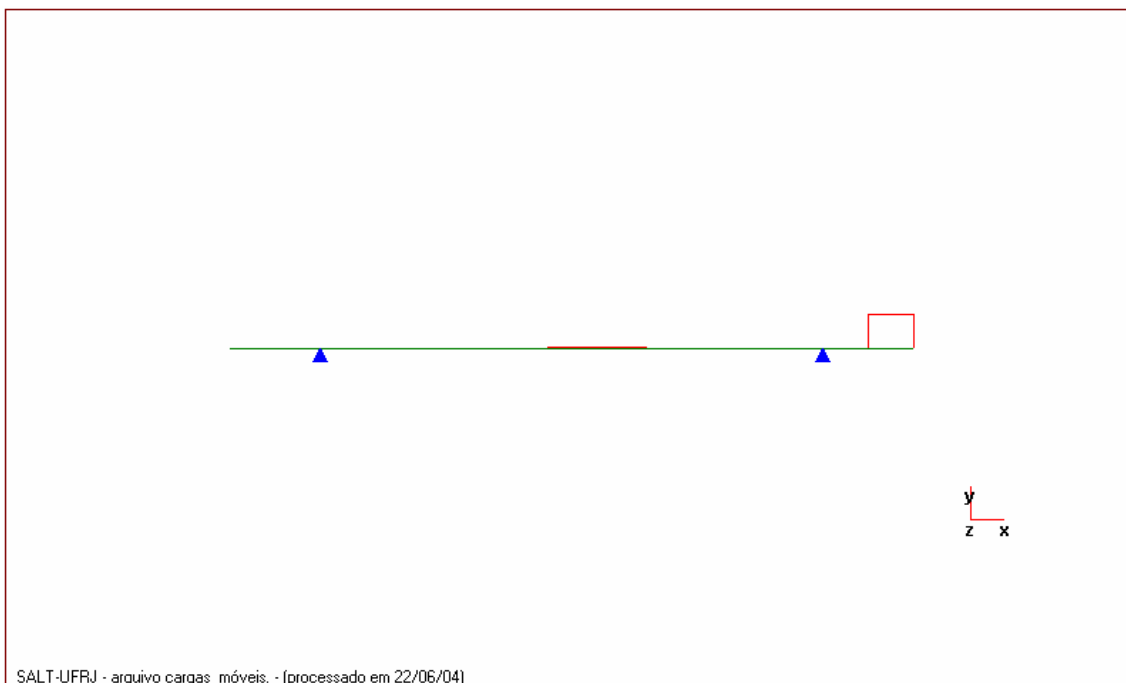
- Linha de Influência da seção 12 (nó inicial)



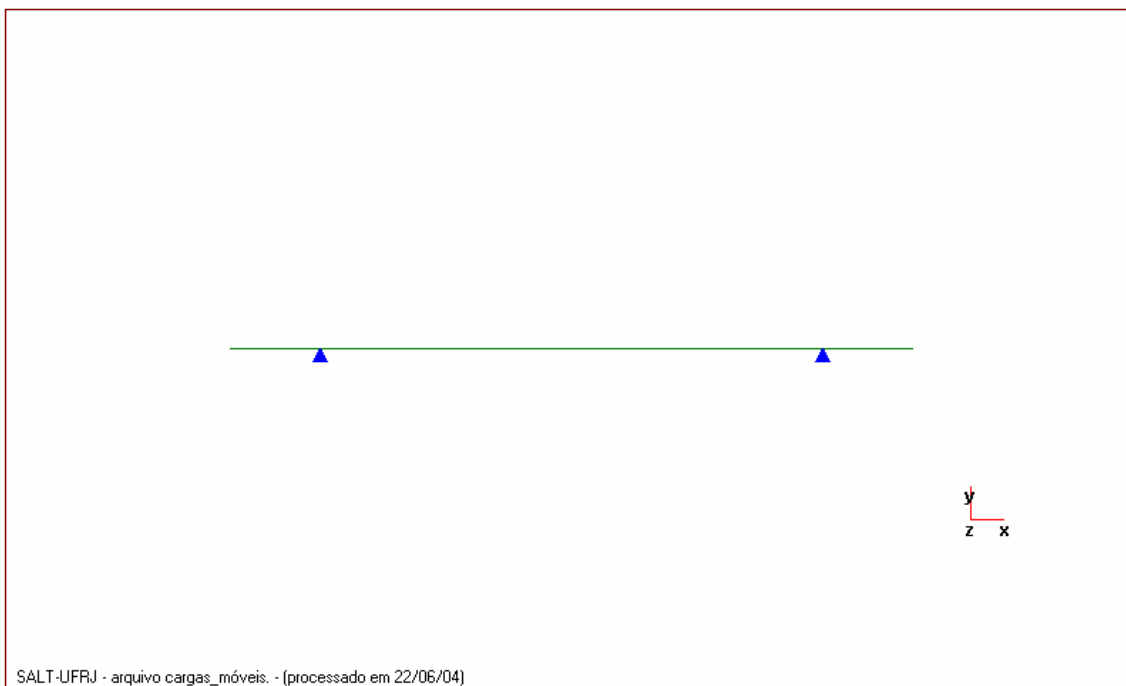
- Linha de Influência da seção 13 (nó inicial)



- Linha de Influência da seção 14 (nó inicial)



- Linha de Influência da seção 14 (nó final)



### 7.1.3.4. Reações de Apoio

#### a) Arquivo de Dados (Reações de Apoio)

portico plano Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	2.5000	0.0000
3	5.0000	0.0000
4	7.8000	0.0000
5	10.6000	0.0000
6	13.4000	0.0000
7	16.2000	0.0000
8	19.0000	0.0000
9	21.8000	0.0000
10	24.6000	0.0000
11	27.4000	0.0000
12	30.2000	0.0000
13	33.0000	0.0000
14	35.5000	0.0000
15	38.0000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1 17850000.0000 0.2000 0.0000100000 25.0000

0

tipos de secao

1 5.710E+0000 0.000E+0000 1.500E+0000 1.0

0

propriedades dos elementos

1	1	2	1	1
2	2	3	1	1
3	3	4	1	1
4	4	5	1	1
5	5	6	1	1
6	6	7	1	1
7	7	8	1	1
8	8	9	1	1
9	9	10	1	1
10	10	11	1	1
11	11	12	1	1
12	12	13	1	1
13	13	14	1	1
14	14	15	1	1

0

direcao da carga -dy

valores maximos de reacao  
 3 fy  
 13 fy  
 0  
 trem tipo especial  
 comprimento do veiculo 6.0  
 cargas concentradas  
 201.6 1.5  
 201.6 3.0  
 201.6 4.5  
 0  
 cargas distribuidas  
 81.31 81.31 81.31

### b) Arquivo de Resultados (Reações do Apoio)

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
 INFLU - Linhas de Influência - versão 4.00

TÍTULO : Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

-----  
 DATA : 24/06/04 (quinta-feira)  
 HORA : 13:11:08  
 ARQUIVO DE DADOS : cargas\_móveis.slt  
 TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano  
 -----

Unidades Utilizadas  
 força : QUILONEWTON.  
 comprimento : METRO.

nó	sistema	c o o r d e n a d a s n o d a i s		
		coordenada x	coordenada y	coordenada z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	2.50E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	5.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	7.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	1.06E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
6	global	1.34E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
7	global	1.62E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
8	global	1.90E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
9	global	2.18E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	2.46E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	2.74E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000



12	global	3.02E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	3.30E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
14	global	3.55E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
15	global	3.80E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós .....

15

r e s t r i ç õ e s   n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

p r o p r i e d a d e s   d o s   e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	2.50E+0000
2	1	1	2	3	2.50E+0000
3	1	1	3	4	2.80E+0000
4	1	1	4	5	2.80E+0000
5	1	1	5	6	2.80E+0000
6	1	1	6	7	2.80E+0000
7	1	1	7	8	2.80E+0000
8	1	1	8	9	2.80E+0000
9	1	1	9	10	2.80E+0000
10	1	1	10	11	2.80E+0000
11	1	1	11	12	2.80E+0000
12	1	1	12	13	2.80E+0000
13	1	1	13	14	2.50E+0000
14	1	1	14	15	2.50E+0000

número de elementos .....

14

p r o p r i e d a d e s   d o s   m a t e r i a i s

material :   1

M. Elasticidade .....	1.8E+0007
M. E. Transversal ...	7.4E+0006
C. Poisson .....	2.0E-0001
C. D. Térmica .....	1.0E-0005
P. Específico .....	25.00

número de tipos de material .....

1



perfil após a renumeração : 29

v a l o r e s   m á x i m o s

metodologia : INCREMENTAL      número de divisões por barra:      5

		v a l o r e s   m á x i m o s   d e   r e a ç ã o					
		(no sistema global)					
nó	reação	força	força	força	momento	momento	
momento		x	y	z	x	y	
z							
3	FY	0.00	2225.29	0.00	0.00	0.00	
0.00		0.00	1469.29	0.00	0.00	0.00	
0.00							
13	FY	0.00	2225.29	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	1469.29	0.00	0.00	0.00	-
0.00							

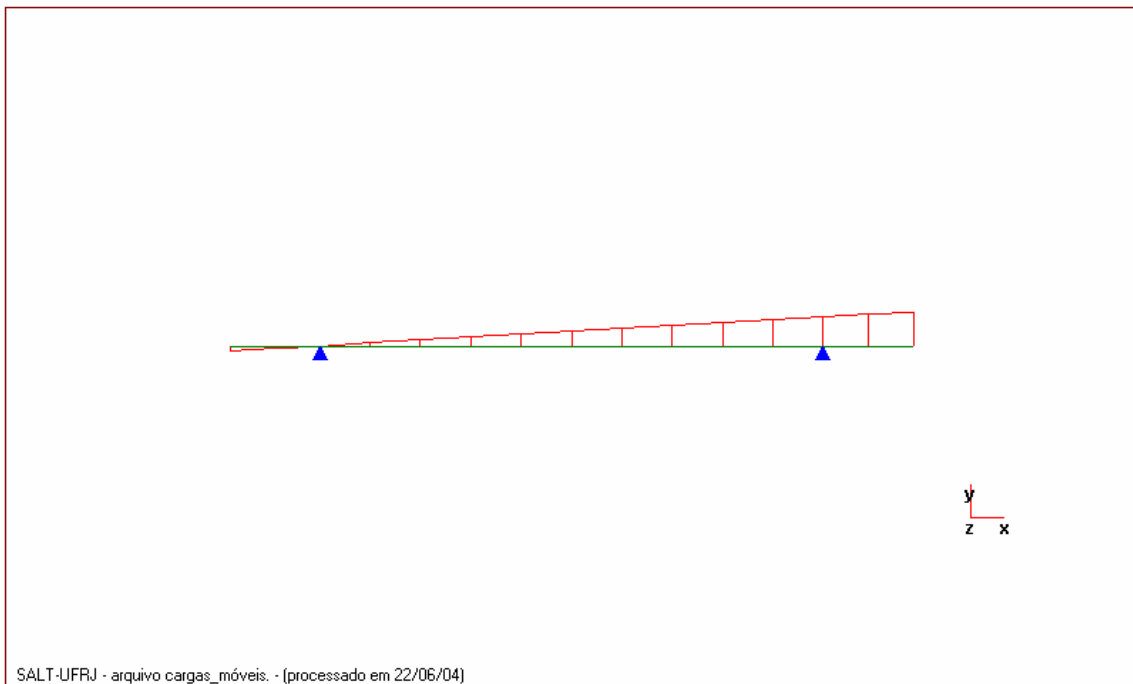
Fim Do Programa

**c) Linhas de Influência**

- Linha de Influência da reação y do apoio 3



- Linha de Influência da reação y do apoio 13



### 7.1.3.5. Reações de apoio (ponte 50% carregada)

#### a) Arquivo de dados

portico plano Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	2.5000	0.0000
3	5.0000	0.0000
4	7.8000	0.0000
5	10.6000	0.0000
6	13.4000	0.0000
7	16.2000	0.0000
8	19.0000	0.0000
9	21.8000	0.0000
10	24.6000	0.0000
11	27.4000	0.0000
12	30.2000	0.0000
13	33.0000	0.0000
14	35.5000	0.0000
15	38.0000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1 17850000.0000 0.2000 0.0000100000 25.0000

0

tipos de secao

1 5.710E+0000 0.000E+0000 1.500E+0000 1.0

0

propriedades dos elementos

1	1	2	1	1
2	2	3	1	1
3	3	4	1	1
4	4	5	1	1
5	5	6	1	1
6	6	7	1	1
7	7	8	1	1
8	8	9	1	1
9	9	10	1	1
10	10	11	1	1
11	11	12	1	1
12	12	13	1	1
13	13	14	1	1
14	14	15	1	1

0

direcao da carga -dy

valores maximos de reacao  
 3 fy  
 13 fy  
 0  
 trem tipo especial  
 comprimento do veiculo 6.0  
 cargas concentradas  
 201.6 1.5  
 201.6 3.0  
 201.6 4.5  
 0  
 cargas distribuidas  
 40.67 40.67 40.67

## b) Arquivo de resultados

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
 INFLU - Linhas de Influência - versão 9.00

TÍTULO : Cargas Móveis gerado pelo Assistente versão 3.01

-----  
 DATA : 18/07/2004 (domingo)  
 HORA : 16:43:56  
 ARQUIVO DE DADOS : apoios.slt  
 TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano  
 -----

U n i d a d e s U t i l i z a d a s  
 força : QUILONEWTON.  
 comprimento : METRO.

nó	sistema	c o o r d e n a d a s n o d a i s		
		coordenada x	coordenada y	coordenada z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	2.50E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	5.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	7.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	1.06E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
6	global	1.34E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
7	global	1.62E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
8	global	1.90E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
9	global	2.18E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	2.46E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	2.74E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
12	global	3.02E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	3.30E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

14	global	3.55E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
15	global	3.80E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós .....

15

r e s t r i ç õ e s   n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

p r o p r i e d a d e s   d o s   e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	2.50E+0000
2	1	1	2	3	2.50E+0000
3	1	1	3	4	2.80E+0000
4	1	1	4	5	2.80E+0000
5	1	1	5	6	2.80E+0000
6	1	1	6	7	2.80E+0000
7	1	1	7	8	2.80E+0000
8	1	1	8	9	2.80E+0000
9	1	1	9	10	2.80E+0000
10	1	1	10	11	2.80E+0000
11	1	1	11	12	2.80E+0000
12	1	1	12	13	2.80E+0000
13	1	1	13	14	2.50E+0000
14	1	1	14	15	2.50E+0000

número de elementos .....

14

p r o p r i e d a d e s   d o s   m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade .....	1.8E+0007
M. E. Transversal ...	7.4E+0006
C. Poisson .....	2.0E-0001
C. D. Térmica .....	1.0E-0005
P. Específico .....	25.00

número de tipos de material .....

1

p r o p r i e d a d e s   d a s   s e ç õ e s

```

tipo      área x      área y      inércia z
1  5.71E+0000  0.00E+0000  1.50E+0000

```

```

          m ó d u l o s      d e      f l e x ã o
tipo      wz
1  1.00E+0000

```

```

1                                     número de tipos seções .....

```

```

          s e q u ê n c i a      d e      t r á f e g o

```

```

elemento -->   1 nó : inicial      2 nó : inicial      3 nó : inicial
                4 nó : inicial      5 nó : inicial      6 nó : inicial
                7 nó : inicial      8 nó : inicial      9 nó : inicial
                10 nó : inicial     11 nó : inicial     12 nó : inicial
                13 nó : inicial     14 nó : inicial

```

```

14                                     número de elementos com tráfego.....

```

```

          direção da força unitária (sistema global): -y

```

```

v a l o r e s      m á x i m o s      d e      r e a ç ã o
          nó                reação
          3                FY
          13               FY

```

```

c a r g a      m ó v e l

```

```

trem tipo especial

```

```

número de cargas concentradas : 3

```

```

comprimento do veículo : 6.000

```

```

cargas concentradas

```

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	201.600
2	3.000	201.600
3	4.500	201.600

```

cargas distribuídas

```

mínima	máxima	no trecho do veículo
40.670	40.670	40.670

```

r e s u l t a d o      d a      r e n u m e r a ç ã o      n o d a l

```

```

perfil antes da renumeração : 29

```

```

perfil após a renumeração : 29

```



v a l o r e s   m á x i m o s

metodologia : INCREMENTAL      número de divisões por barra:      5

v a l o r e s   m á x i m o s   d e   r e a ç ã o  
(no sistema global)

nó	reação	força			momento	
		x	y	z	x	y
3	FY	0.00	1453.13	0.00	0.00	0.00
13	FY	0.00	1453.13	0.00	0.00	0.00

Fim Do Programa

## 7.2. Transversinas

### 7.2.1. Carregamento Permanente Característico

#### 7.2.1.1. Arquivo de dados

portico plano Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01

unidades quilonewton metro

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	0.6000	0.0000
3	1.1000	0.0000
4	1.2000	0.0000
5	1.8000	0.0000
6	2.4000	0.0000
7	3.0000	0.0000
8	3.6000	0.0000
9	4.2000	0.0000
10	4.8000	0.0000
11	5.4000	0.0000
12	6.0000	0.0000
13	6.1000	0.0000
14	6.6000	0.0000
15	7.2000	0.0000

```

0
condicoes de contorno
  3 010
 13 110
0
tipos de material
  1 17850000.0000      0.2000 0.0000100000      25.0000
0
tipos de secacao
  1 1.120E+0000 0.000E+0000 1.830E-0001 1.0
0
propriedades dos elementos
  1  1  2  1  1
  2  2  3  1  1
  3  3  4  1  1
  4  4  5  1  1
  5  5  6  1  1
  6  6  7  1  1
  7  7  8  1  1
  8  8  9  1  1
  9  9 10  1  1
 10 10 11  1  1
 11 11 12  1  1
 12 12 13  1  1
 13 13 14  1  1
 14 14 15  1  1
0
numero de carregamentos 1
carregamento 1
cargas nodais
  1 PY -1860.000
  6 PY -1860.000
 10 PY -1860.000
 15 PY -1860.000
0
cargas nos elementos
  1 U  0.000  0.600 WYA -62.100
  2 U  0.000  0.500 WYA -62.100
  3 U  0.000  0.100 WYA -62.100
  4 U  0.000  0.600 WYA -62.100
  5 U  0.000  0.600 WYA -62.100
  6 U  0.000  0.600 WYA -62.100
  7 U  0.000  0.600 WYA -62.100
  8 U  0.000  0.600 WYA -62.100
  9 U  0.000  0.600 WYA -62.100
 10 U  0.000  0.600 WYA -62.100
 11 U  0.000  0.600 WYA -62.100
 12 U  0.000  0.100 WYA -62.100
 13 U  0.000  0.500 WYA -62.100

```

14 U 0.000 0.600 WYA -62.100  
 0  
 fim

### 7.2.1.2. Arquivo de resultados

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
 SALTE - análise estática linear - versão 8.04

TÍTULO : Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01

```
-----
DATA   : 06/07/04(terça-feira)
HORA   : 13:34:28
ARQUIVO DE DADOS   : transversinas.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano
-----
```

```
U n i d a d e s   U t i l i z a d a s
força           :           QUILONEWTON.
comprimento    :           METRO.
```

```

c o o r d e n a d a s   n o d a i s
nó   sistema   coordenada   coordenada   coordenada
           x           y           z
1     global   0.00E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
2     global   6.00E-0001   0.00E+0000   0.00E+0000
3     global   1.10E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
4     global   1.20E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
5     global   1.80E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
6     global   2.40E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
7     global   3.00E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
8     global   3.60E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
9     global   4.20E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
10    global   4.80E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
11    global   5.40E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
12    global   6.00E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
13    global   6.10E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
14    global   6.60E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
15    global   7.20E+0000   0.00E+0000   0.00E+0000
```

número de nós .....

15

```

r e s t r i ç õ e s   n o d a i s
constante de mola
nó   código transl. x transl. y rotação z
3     010 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000
```

13            110 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

p r o p r i e d a d e s    d o s    e l e m e n t o s					
barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	6.00E-0001
2	1	1	2	3	5.00E-0001
3	1	1	3	4	1.00E-0001
4	1	1	4	5	6.00E-0001
5	1	1	5	6	6.00E-0001
6	1	1	6	7	6.00E-0001
7	1	1	7	8	6.00E-0001
8	1	1	8	9	6.00E-0001
9	1	1	9	10	6.00E-0001
10	1	1	10	11	6.00E-0001
11	1	1	11	12	6.00E-0001
12	1	1	12	13	1.00E-0001
13	1	1	13	14	5.00E-0001
14	1	1	14	15	6.00E-0001

número de elementos .....

14

p r o p r i e d a d e s    d o s    m a t e r i a i s

material :    1

M. Elasticidade ..... 1.785E+0007  
M. E. Transversal ... 7.438E+0006  
C. Poisson ..... 2.000E-0001  
C. D. Térmica ..... 1.000E-0005  
P. Específico ..... 2.500E+0001

número de tipos de material .....

1

p r o p r i e d a d e s    d a s    s e ç õ e s			
tipo	área x	área y	inércia z
1	1.12E+0000	0.00E+0000	1.83E-0001

m ó d u l o s    d e    f l e x ã o	
tipo	wz
1	1.00E+0000

número de tipos seções .....

1

c a r r e g a m e n t o 1

		c a r g a s n o d a i s		
nó	sistema	força	força	momento
		x	y	z
1	global	0.00	-1860.00	0.00
6	global	0.00	-1860.00	0.00
10	global	0.00	-1860.00	0.00
15	global	0.00	-1860.00	0.00

c a r g a s a p l i c a d a s n a s b a r r a s						
barra	sistema	tipo	la	lb	px	py
			t		wxa	wxb
wyb			f1	f2	f3	p
1	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
2	local	U	0.00	0.50	0.0E+0000	-6.2E+0001
3	local	U	0.00	0.10	0.0E+0000	-6.2E+0001
4	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
5	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
6	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
7	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
8	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
9	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
10	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
11	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001
12	local	U	0.00	0.10	0.0E+0000	-6.2E+0001
13	local	U	0.00	0.50	0.0E+0000	-6.2E+0001
14	local	U	0.00	0.60	0.0E+0000	-6.2E+0001

fim do carregamento .....

1

número de carregamentos .....

1

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 29  
 perfil após a renumeração : 29

-----  
 DECAIMENTO MÁXIMO DOS ELEM. DA DIAGONAL: 1.8E+0001  
 Existe probabilidade de que o número de algarismos  
 corretos nos deslocamentos calculados seja 9  
 -----

c a r r e g a m e n t o 1

=====  
 =====  
 Titulo :

```

      d e s l o c a m e n t o s   n o d a i s
no  sistema  deslocamento  deslocamento  rotacao
      x              y              z
1   global  0.00000E+0000 -3.94910E-0004  4.74894E-0004
2   global  0.00000E+0000 -1.30575E-0004  3.71716E-0004
3   global  0.00000E+0000 -1.07965E-0031  1.26185E-0004
4   global  0.00000E+0000  9.53196E-0006  6.54812E-0005
5   global  0.00000E+0000 -3.28661E-0005 -1.70248E-0004
6   global  0.00000E+0000 -1.51305E-0004 -1.88672E-0004
7   global  0.00000E+0000 -2.37131E-0004 -9.63890E-0005
8   global  0.00000E+0000 -2.66150E-0004  1.56602E-0018
9   global  0.00000E+0000 -2.37131E-0004  9.63890E-0005
10  global  0.00000E+0000 -1.51305E-0004  1.88672E-0004
11  global  0.00000E+0000 -3.28661E-0005  1.70248E-0004
12  global  0.00000E+0000  9.53196E-0006 -6.54812E-0005
13  global  0.00000E+0000 -1.07965E-0031 -1.26185E-0004
14  global  0.00000E+0000 -1.30575E-0004 -3.71716E-0004
15  global  0.00000E+0000 -3.94910E-0004 -4.74894E-0004

```

```

      r e a ç õ e s   n o s   a p o i o s
nó  sistema  força          força          momento
      x              y              z
3   global  -0.00          3943.56        -0.00
13  global  -0.00          3943.56         0.00

```

```

-----
Resultante          0.00          7887.12        28393.63

```

NOTA:

O(s) momento(s) resultante(s) é(são) em relação à origem  
do sistema global.

```

d i f e r e n ç a   d e   e q u i l í b r i o
( o equilíbrio de momento é feito em relação à origem )
      força          força          momento
      x              y              z
0.000          -0.000        -0.000

```

```

e s f o r ç o s   n a s   b a r r a s
barra  sistema  nó          força          força          momento
      normal    cortante    fletor
1     local    1           0.00          -1860.00        0.00
      2           0.00          1897.26       -1127.18
2     local    2           0.00          -1897.26        1127.18
      3           0.00          1928.31       -2083.57

```

3	local	3	0.00	2015.25	2083.57
		4	0.00	-2009.04	-1882.36
4	local	4	0.00	2009.04	1882.36
		5	0.00	-1971.78	-688.11
5	local	5	0.00	1971.78	688.11
		6	0.00	-1934.52	483.78
6	local	6	0.00	74.52	-483.78
		7	0.00	-37.26	517.31
7	local	7	0.00	37.26	-517.31
		8	0.00	0.00	528.49
8	local	8	0.00	-0.00	-528.49
		9	0.00	37.26	517.31
9	local	9	0.00	-37.26	-517.31
		10	0.00	74.52	483.78
10	local	10	0.00	-1934.52	-483.78
		11	0.00	1971.78	-688.11
11	local	11	0.00	-1971.78	688.11
		12	0.00	2009.04	-1882.36
12	local	12	0.00	-2009.04	1882.36
		13	0.00	2015.25	-2083.57
13	local	13	0.00	1928.31	2083.57
		14	0.00	-1897.26	-1127.18
14	local	14	0.00	1897.26	1127.18
		15	0.00	-1860.00	0.00

Fim Do Programa

## 7.2.2. Carregamento Permanente Majorado

### 7.2.2.1. Arquivo de dados

portico plano Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01  
coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	0.6000	0.0000
3	1.1000	0.0000
4	1.2000	0.0000
5	1.8000	0.0000
6	2.4000	0.0000
7	3.0000	0.0000
8	3.6000	0.0000
9	4.2000	0.0000
10	4.8000	0.0000
11	5.4000	0.0000
12	6.0000	0.0000
13	6.1000	0.0000
14	6.6000	0.0000
15	7.2000	0.0000

```

0
condicoes de contorno
  3 010
 13 110
0
tipos de material
  1 17850000.0000      0.2000 0.0000100000      25.0000
0
tipos de secacao
  1 1.120E+0000 0.000E+0000 1.830E-0001 1.0
0
propriedades dos elementos
  1   1   2  1  1
  2   2   3  1  1
  3   3   4  1  1
  4   4   5  1  1
  5   5   6  1  1
  6   6   7  1  1
  7   7   8  1  1
  8   8   9  1  1
  9   9  10  1  1
 10  10  11  1  1
 11  11  12  1  1
 12  12  13  1  1
 13  13  14  1  1
 14  14  15  1  1
0
numero de carregamentos 1
carregamento 1
cargas nodais
  1 PY -2604.000
  6 PY -2604.000
 10 PY -2604.000
 15 PY -2604.000
0
fim

```

### **7.2.2.2. Arquivo de Resultados**

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
SALTE - análise estática linear - versão 8.04

TÍTULO : Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01

```

-----
DATA   : 06/07/04(terça-feira)
HORA   : 14:16:33
ARQUIVO DE DADOS   : transversinas_1.4.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

```





11	1	1	11	12	6.00E-0001
12	1	1	12	13	1.00E-0001
13	1	1	13	14	5.00E-0001
14	1	1	14	15	6.00E-0001

número de elementos .....

14

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade .....	1.785E+0007
M. E. Transversal ...	7.438E+0006
C. Poisson .....	2.000E-0001
C. D. Térmica .....	1.000E-0005
P. Específico .....	2.500E+0001

número de tipos de material .....

1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	1.12E+0000	0.00E+0000	1.83E-0001

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.00E+0000

número de tipos seções .....

1

carregamento 1

cargas nodais

nó	sistema	força		momento
		x	y	z
1	global	0.00	-2604.00	0.00
6	global	0.00	-2604.00	0.00
10	global	0.00	-2604.00	0.00
15	global	0.00	-2604.00	0.00

fim do carregamento .....

1

número de carregamentos .....

1

r e s u l t a d o   d a   r e n u m e r a ç ã o   n o d a l

perfil antes da renumeração : 29

perfil após a renumeração : 29

-----  
DECAIMENTO MÁXIMO DOS ELEM. DA DIAGONAL: 1.8E+0001

Existe probabilidade de que o número de algarismos

corretos nos deslocamentos calculados seja 9  
-----

c a r r e g a m e n t o   1

=====  
=====

Título :

d e s l o c a m e n t o s   n o d a i s				
no	sistema	deslocamento	deslocamento	rotacao
		x	y	z
1	global	0.00000E+0000	-6.56205E-0004	7.57313E-0004
2	global	0.00000E+0000	-2.30515E-0004	6.13822E-0004
3	global	0.00000E+0000	-1.42583E-0031	2.75024E-0004
4	global	0.00000E+0000	2.32508E-0005	1.91321E-0004
5	global	0.00000E+0000	2.32508E-0005	-1.43491E-0004
6	global	0.00000E+0000	-9.15418E-0005	-1.91321E-0004
7	global	0.00000E+0000	-1.77636E-0004	-9.56606E-0005
8	global	0.00000E+0000	-2.06335E-0004	1.71723E-0018
9	global	0.00000E+0000	-1.77636E-0004	9.56606E-0005
10	global	0.00000E+0000	-9.15418E-0005	1.91321E-0004
11	global	0.00000E+0000	2.32508E-0005	1.43491E-0004
12	global	0.00000E+0000	2.32508E-0005	-1.91321E-0004
13	global	0.00000E+0000	-1.42583E-0031	-2.75024E-0004
14	global	0.00000E+0000	-2.30515E-0004	-6.13822E-0004
15	global	0.00000E+0000	-6.56205E-0004	-7.57313E-0004

r e a ç õ e s   n o s   a p o i o s				
nó	sistema	força	força	momento
		x	y	z
3	global	-0.00	5208.00	-0.00
13	global	-0.00	5208.00	0.00

-----  
Resultante                    0.00                    10416.00                    37497.60

NOTA:

O(s) momento(s) resultante(s) é(são) em relação à origem  
do sistema global.

-----

d i f e r e n ç a   d e   e q u i l í b r i o  
 ( o e q u i l í b r i o d e m o m e n t o é f e i t o e m r e l a ç ã o à o r i g e m )

	força	força	momento
	x	y	z
	0.000	-0.000	-0.000

barra	e s f o r ç o s		n a s   b a r r a s		
	sistema	nó	força normal	força cortante	momento fletor
1	local	1	0.00	-2604.00	-0.00
		2	0.00	2604.00	-1562.40
2	local	2	0.00	-2604.00	1562.40
		3	0.00	2604.00	-2864.40
3	local	3	0.00	2604.00	2864.40
		4	0.00	-2604.00	-2604.00
4	local	4	0.00	2604.00	2604.00
		5	0.00	-2604.00	-1041.60
5	local	5	0.00	2604.00	1041.60
		6	0.00	-2604.00	520.80
6	local	6	0.00	-0.00	-520.80
		7	0.00	0.00	520.80
7	local	7	0.00	-0.00	-520.80
		8	0.00	0.00	520.80
8	local	8	0.00	-0.00	-520.80
		9	0.00	0.00	520.80
9	local	9	0.00	0.00	-520.80
		10	0.00	-0.00	520.80
10	local	10	0.00	-2604.00	-520.80
		11	0.00	2604.00	-1041.60
11	local	11	0.00	-2604.00	1041.60
		12	0.00	2604.00	-2604.00
12	local	12	0.00	-2604.00	2604.00
		13	0.00	2604.00	-2864.40
13	local	13	0.00	2604.00	2864.40
		14	0.00	-2604.00	-1562.40
14	local	14	0.00	2604.00	1562.40
		15	0.00	-2604.00	-0.00

Fim Do Programa

### 7.2.3. Carregamento Móvel

#### 7.2.3.1. Momento Fletor

##### a) Arquivo de Dados (Valores máximos de momento)

portico plano Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01  
 coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
---	--------	--------

2	0.6000	0.0000
3	1.1000	0.0000
4	1.2000	0.0000
5	1.8000	0.0000
6	2.4000	0.0000
7	3.0000	0.0000
8	3.6000	0.0000
9	4.2000	0.0000
10	4.8000	0.0000
11	5.4000	0.0000
12	6.0000	0.0000
13	6.1000	0.0000
14	6.6000	0.0000
15	7.2000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1	17850000.0000	0.2000	0.0000100000	25.0000
---	---------------	--------	--------------	---------

0

tipos de secao

1	1.120E+0000	0.000E+0000	1.830E-0001	1.0
---	-------------	-------------	-------------	-----

0

propriedades dos elementos

1	1	2	1	1
2	2	3	1	1
3	3	4	1	1
4	4	5	1	1
5	5	6	1	1
6	6	7	1	1
7	7	8	1	1
8	8	9	1	1
9	9	10	1	1
10	10	11	1	1
11	11	12	1	1
12	12	13	1	1
13	13	14	1	1
14	14	15	1	1

0

direcao da carga -dy

valores maximos de esforco

1	i	mz
2	i	mz
3	i	mz
4	i	mz
5	i	mz
6	i	mz



9	global	4.20E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	4.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	5.40E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
12	global	6.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	6.10E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
14	global	6.60E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
15	global	7.20E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós .....

15

r e s t r i ç õ e s   n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

p r o p r i e d a d e s   d o s   e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	6.00E-0001
2	1	1	2	3	5.00E-0001
3	1	1	3	4	1.00E-0001
4	1	1	4	5	6.00E-0001
5	1	1	5	6	6.00E-0001
6	1	1	6	7	6.00E-0001
7	1	1	7	8	6.00E-0001
8	1	1	8	9	6.00E-0001
9	1	1	9	10	6.00E-0001
10	1	1	10	11	6.00E-0001
11	1	1	11	12	6.00E-0001
12	1	1	12	13	1.00E-0001
13	1	1	13	14	5.00E-0001
14	1	1	14	15	6.00E-0001

número de elementos .....

14

p r o p r i e d a d e s   d o s   m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade .....	1.8E+0007
M. E. Transversal ...	7.4E+0006
C. Poisson .....	2.0E-0001
C. D. Térmica .....	1.0E-0005
P. Específico .....	25.00

1 número de tipos de material .....

propriedades das seções  
 tipo área x área y inércia z  
 1 1.12E+0000 0.00E+0000 1.83E-0001

módulos de flexão  
 tipo wz  
 1 1.00E+0000

1 número de tipos seções .....

sequência de tráfego  
 elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial  
 4 nó : inicial 5 nó : inicial 6 nó : inicial  
 7 nó : inicial 8 nó : inicial 9 nó : inicial  
 10 nó : inicial 11 nó : inicial 12 nó : inicial  
 13 nó : inicial 14 nó : inicial

14 número de elementos com tráfego.....

direção da força unitária (sistema global): -y

valores	máximos	de	esforço
elemento		nó	esforço
1		I	MZ
2		I	MZ
3		I	MZ
4		I	MZ
5		I	MZ
6		I	MZ
7		I	MZ
8		I	MZ
9		I	MZ
10		I	MZ
11		I	MZ
12		I	MZ
13		I	MZ
14		I	MZ
14		F	MZ

carga móvel  
 trem tipo especial  
 número de cargas concentradas : 2





489.77				0.00	380.81	0.00	0.00	0.00	-
7	MZ	I		0.00	90.30	0.00	0.00	0.00	
103.53									
567.62				0.00	284.89	0.00	0.00	0.00	-
8	MZ	I		0.00	65.10	0.00	0.00	0.00	
56.91									
551.66				0.00	148.08	0.00	0.00	0.00	-
9	MZ	I		0.00	-90.30	0.00	0.00	0.00	
103.53									
567.62				0.00	-284.89	0.00	0.00	0.00	-
10	MZ	I		0.00	-115.50	0.00	0.00	0.00	
165.27									
489.77				0.00	-380.81	0.00	0.00	0.00	-
11	MZ	I		0.00	-140.70	0.00	0.00	0.00	
242.13									
311.93				0.00	-476.74	0.00	0.00	0.00	-
12	MZ	I		0.00	-450.75	0.00	0.00	0.00	
335.85									
32.26				0.00	-576.12	0.00	0.00	0.00	-
13	MZ	I		0.00	352.98	0.00	0.00	0.00	
381.14									
25.41				0.00	46.20	0.00	0.00	0.00	
14	MZ	I		0.00	343.54	0.00	0.00	0.00	
206.12									
7.56				0.00	12.60	0.00	0.00	0.00	
14	MZ	F		0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00									
0.00				0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-

Fim Do Programa

### c) Linhas de Influência

Não foram colocadas as linhas de influência por serem idênticas às linhas de influência das longarinas (mesmo tipo, contudo diferentes valores).

#### 7.2.3.2. Cortante

##### a) Arquivo de Dados (Valores máximos de cortante)

portico plano Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01  
coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	0.6000	0.0000

```

3      1.1000      0.0000
4      1.2000      0.0000
5      1.8000      0.0000
6      2.4000      0.0000
7      3.0000      0.0000
8      3.6000      0.0000
9      4.2000      0.0000
10     4.8000      0.0000
11     5.4000      0.0000
12     6.0000      0.0000
13     6.1000      0.0000
14     6.6000      0.0000
15     7.2000      0.0000
0
condicoes de contorno
  3 010
 13 110
0
tipos de material
  1 17850000.0000      0.2000 0.0000100000      25.0000
0
tipos de secao
  1 1.120E+0000 0.000E+0000 1.830E-0001 1.0
0
propriedades dos elementos
  1  1  2  1  1
  2  2  3  1  1
  3  3  4  1  1
  4  4  5  1  1
  5  5  6  1  1
  6  6  7  1  1
  7  7  8  1  1
  8  8  9  1  1
  9  9 10  1  1
 10 10 11  1  1
 11 11 12  1  1
 12 12 13  1  1
 13 13 14  1  1
 14 14 15  1  1
0
direcao da carga -dy
valores maximos de esforco
1  i  qy
2  i  qy
3  i  qy
3  f  qy
4  i  qy
5  i  qy
6  i  qy

```

```

7      i      qy
8      i      qy
9      i      qy
10     i      qy
11     i      qy
12     i      qy
13     i      qy
13     f      qy
14     i      qy
14     f      qy
0
trem tipo especial
comprimento do veiculo 3.0
cargas concentradas
340    0.5
340    2.5
0
cargas distribuidas
42.0  42.0  11.8

```

## b) Arquivo de Resultados (Valores máximos de cortantes)

SALT - Marca Registrada da UFRJ

INFLU - Linhas de Influência - versão 4.00

TÍTULO : Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01

-----  
DATA : 06/07/04 (terça-feira)

HORA : 14:59:01

ARQUIVO DE DADOS : transversinas\_moveis\_cortantes.slt

TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano  
-----

U n i d a d e s      U t i l i z a d a s

força            :        não informada.

comprimento :        não informada.

```

                c o o r d e n a d a s      n o d a i s
nó  sistema  coordenada  coordenada  coordenada
                x                y                z
1   global  0.00E+0000  0.00E+0000  0.00E+0000
2   global  6.00E-0001  0.00E+0000  0.00E+0000
3   global  1.10E+0000  0.00E+0000  0.00E+0000
4   global  1.20E+0000  0.00E+0000  0.00E+0000
5   global  1.80E+0000  0.00E+0000  0.00E+0000
6   global  2.40E+0000  0.00E+0000  0.00E+0000
7   global  3.00E+0000  0.00E+0000  0.00E+0000

```

8	global	3.60E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
9	global	4.20E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	4.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	5.40E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
12	global	6.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	6.10E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
14	global	6.60E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
15	global	7.20E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós .....

15

r e s t r i ç õ e s   n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

p r o p r i e d a d e s   d o s   e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	6.00E-0001
2	1	1	2	3	5.00E-0001
3	1	1	3	4	1.00E-0001
4	1	1	4	5	6.00E-0001
5	1	1	5	6	6.00E-0001
6	1	1	6	7	6.00E-0001
7	1	1	7	8	6.00E-0001
8	1	1	8	9	6.00E-0001
9	1	1	9	10	6.00E-0001
10	1	1	10	11	6.00E-0001
11	1	1	11	12	6.00E-0001
12	1	1	12	13	1.00E-0001
13	1	1	13	14	5.00E-0001
14	1	1	14	15	6.00E-0001

número de elementos .....

14

p r o p r i e d a d e s   d o s   m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade .....	1.8E+0007
M. E. Transversal ...	7.4E+0006
C. Poisson .....	2.0E-0001
C. D. Térmica .....	1.0E-0005
P. Específico .....	25.00

1 número de tipos de material .....

propriedades das seções  
 tipo área x área y inércia z  
 1 1.12E+0000 0.00E+0000 1.83E-0001

módulos de flexão  
 tipo wz  
 1 1.00E+0000

1 número de tipos seções .....

sequência de tráfego

elemento -->	1 nó : inicial	2 nó : inicial	3 nó : inicial
	4 nó : inicial	5 nó : inicial	6 nó : inicial
	7 nó : inicial	8 nó : inicial	9 nó : inicial
	10 nó : inicial	11 nó : inicial	12 nó : inicial
	13 nó : inicial	14 nó : inicial	

14 número de elementos com tráfego.....

direção da força unitária (sistema global): -y

valores	máximos	de	esforço
elemento		nó	esforço
1		I	QY
2		I	QY
3		I	QY
3		F	QY
4		I	QY
5		I	QY
6		I	QY
7		I	QY
8		I	QY
9		I	QY
10		I	QY
11		I	QY
12		I	QY
13		I	QY
13		F	QY
14		I	QY
14		F	QY



21.63				0.00	35.70	0.00	0.00	0.00	
5	QY	I		0.00	475.41	0.00	0.00	0.00	-
317.67				0.00	10.50	0.00	0.00	0.00	
7.77				0.00	377.74	0.00	0.00	0.00	-
6	QY	I		0.00	-14.70	0.00	0.00	0.00	
501.14				0.00	280.07	0.00	0.00	0.00	-
9.03				0.00	-86.30	0.00	0.00	0.00	-
7	QY	I		0.00	182.40	0.00	0.00	0.00	-
582.54				0.00	-185.13	0.00	0.00	0.00	-
443.92				0.00	83.58	0.00	0.00	0.00	-
8	QY	I		0.00	-280.07	0.00	0.00	0.00	-
561.85				0.00	14.70	0.00	0.00	0.00	
568.65				0.00	-377.74	0.00	0.00	0.00	-
9	QY	I		0.00	-10.50	0.00	0.00	0.00	-
435.49				0.00	-475.41	0.00	0.00	0.00	-
582.54				0.00	-35.70	0.00	0.00	0.00	
10	QY	I		0.00	-575.60	0.00	0.00	0.00	-
9.03				0.00	371.10	0.00	0.00	0.00	
501.14				0.00	46.20	0.00	0.00	0.00	
11	QY	I		0.00	-25.20	0.00	0.00	0.00	-
7.77				0.00	-357.35	0.00	0.00	0.00	-
317.67				0.00	357.35	0.00	0.00	0.00	
12	QY	I		0.00	25.20	0.00	0.00	0.00	
21.63				0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-
34.78				0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-
13	QY	I		0.00		0.00	0.00	0.00	
21.63				0.00		0.00	0.00	0.00	
25.41				0.00		0.00	0.00	0.00	
13	QY	F		0.00		0.00	0.00	0.00	-
7.56				0.00		0.00	0.00	0.00	-
10.28				0.00		0.00	0.00	0.00	-
14	QY	I		0.00		0.00	0.00	0.00	
10.28				0.00		0.00	0.00	0.00	
7.56				0.00		0.00	0.00	0.00	
14	QY	F		0.00		0.00	0.00	0.00	-
0.00				0.00		0.00	0.00	0.00	-
0.00				0.00		0.00	0.00	0.00	-

Fim Do Programa



### 7.2.3.3. Reações de Apoio

#### a) Arquivo de Dados (Reações de Apoio)

portico plano Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	0.6000	0.0000
3	1.1000	0.0000
4	1.2000	0.0000
5	1.8000	0.0000
6	2.4000	0.0000
7	3.0000	0.0000
8	3.6000	0.0000
9	4.2000	0.0000
10	4.8000	0.0000
11	5.4000	0.0000
12	6.0000	0.0000
13	6.1000	0.0000
14	6.6000	0.0000
15	7.2000	0.0000

0

condicoes de contorno

3 010

13 110

0

tipos de material

1 17850000.0000 0.2000 0.0000100000 25.0000

0

tipos de secao

1 1.120E+0000 0.000E+0000 1.830E-0001 1.0

0

propriedades dos elementos

1	1	2	1	1
2	2	3	1	1
3	3	4	1	1
4	4	5	1	1
5	5	6	1	1
6	6	7	1	1
7	7	8	1	1
8	8	9	1	1
9	9	10	1	1
10	10	11	1	1
11	11	12	1	1
12	12	13	1	1
13	13	14	1	1
14	14	15	1	1

0

direcao da carga -dy

valores maximos de reacao

```

3      fy
13     fy
0
trem tipo especial
comprimento do veiculo 3.0
cargas concentradas
340   0.5
340   2.5
0
cargas distribuidas
42.0  42.0  11.8

```

## b) Arquivo de Resultados (Reações do Apoio)

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
 INFLU - Linhas de Influência - versão 4.00

TÍTULO : Transversinas - gerado pelo Assistente versão 3.01

```

-----
DATA    : 06/07/04(terça-feira)
HORA    : 15:02:26
ARQUIVO DE DADOS   : transversinas_moveis_reacoes.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano
-----

```

U n i d a d e s      U t i l i z a d a s  
 força            :        não informada.  
 comprimento    :        não informada.

nó	sistema	c o o r d e n a d a s      n o d a i s		
		coordenada x	coordenada y	coordenada z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	6.00E-0001	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	1.10E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	1.20E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	1.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
6	global	2.40E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
7	global	3.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
8	global	3.60E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
9	global	4.20E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
10	global	4.80E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
11	global	5.40E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
12	global	6.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
13	global	6.10E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
14	global	6.60E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000

15      global      7.20E+0000      0.00E+0000      0.00E+0000

número de nós .....

15

r e s t r i ç õ e s      n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
3	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
13	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição .....

2

p r o p r i e d a d e s      d o s      e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	1	1	2	6.00E-0001
2	1	1	2	3	5.00E-0001
3	1	1	3	4	1.00E-0001
4	1	1	4	5	6.00E-0001
5	1	1	5	6	6.00E-0001
6	1	1	6	7	6.00E-0001
7	1	1	7	8	6.00E-0001
8	1	1	8	9	6.00E-0001
9	1	1	9	10	6.00E-0001
10	1	1	10	11	6.00E-0001
11	1	1	11	12	6.00E-0001
12	1	1	12	13	1.00E-0001
13	1	1	13	14	5.00E-0001
14	1	1	14	15	6.00E-0001

número de elementos .....

14

p r o p r i e d a d e s      d o s      m a t e r i a i s

material :    1

M. Elasticidade .....	1.8E+0007
M. E. Transversal ...	7.4E+0006
C. Poisson .....	2.0E-0001
C. D. Térmica .....	1.0E-0005
P. Específico .....	25.00

número de tipos de material .....

1

p r o p r i e d a d e s      d a s      s e ç õ e s

tipo	área x	área y	inércia z
------	--------	--------	-----------

1 1.12E+0000 0.00E+0000 1.83E-0001

m ó d u l o s d e f l e x ã o

tipo wz  
1 1.00E+0000

número de tipos seções .....

1

s e q u ê n c i a d e t r á f e g o

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial  
4 nó : inicial 5 nó : inicial 6 nó : inicial  
7 nó : inicial 8 nó : inicial 9 nó : inicial  
10 nó : inicial 11 nó : inicial 12 nó : inicial  
13 nó : inicial 14 nó : inicial

número de elementos com tráfego.....

14

direção da força unitária (sistema global): -y

v a l o r e s m á x i m o s d e r e a ç ã o  
nó reação  
3 FY  
13 FY

c a r g a m ó v e l

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 2

comprimento do veículo : 3.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	0.500	340.000
2	2.500	340.000

cargas distribuídas

mínima	máxima	no trecho do veículo
42.000	42.000	11.800

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 29

perfil após a renumeração : 29

v a l o r e s   m á x i m o s

metodologia : INCREMENTAL      número de divisões por barra:      5

v a l o r e s   m á x i m o s   d e   r e a ç ã o  
(no sistema global)

nó	reação	força	força	força	momento	momento	
momento		x	y	z	x	y	
z							
3	FY	0.00	771.56	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	86.10	0.00	0.00	0.00	-
0.00							
13	FY	0.00	771.56	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	86.10	0.00	0.00	0.00	-
0.00							

Fim Do Programa

## 7.3. Cortinas

### 7.3.1. Arquivo de Dados

portico plano Cortina - gerado pelo Assistente versão 9.00

coordenadas dos nos

1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.4670
3	0.0000	0.7000
4	0.0000	1.0500
5	0.0000	1.4000

0

condicoes de contorno

1	110
5	100

0

tipos de material

1	17850000.0000	0.2000	0.0000100000	25.0000
---	---------------	--------	--------------	---------

0

tipos de secão

1	3.000E-0001	0.000E+0000	2.000E-0003	1.0
---	-------------	-------------	-------------	-----

0

propriedades dos elementos

1	1	2	1	1
2	2	3	1	1
3	3	4	1	1

```

      4      4      5      1      1
0
numero de carregamentos 1
carregamento 1
cargas nodais
2  PX  94.400
3  PX 113.800
0
fim

```

### 7.3.2. Arquivo de Resultados

SALT - Marca Registrada da UFRJ  
 SALTE - análise estática linear - versão 9.00

TÍTULO : Cortina - gerado pelo Assistente versão 9.00

```

-----
DATA   : 10/07/2004 (sábado)
HORA   : 19:44:54
ARQUIVO DE DADOS   : cortina.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano
-----

```

```

Unidades Utilizadas
força      :      não informada.
comprimento :      não informada.

```

```

          c o o r d e n a d a s      n o d a i s
nó  sistema  coordenada  coordenada  coordenada
           x           y           z
1   global  0.00E+0000  0.00E+0000  0.00E+0000
2   global  0.00E+0000  4.67E-0001  0.00E+0000
3   global  0.00E+0000  7.00E-0001  0.00E+0000
4   global  0.00E+0000  1.05E+0000  0.00E+0000
5   global  0.00E+0000  1.40E+0000  0.00E+0000

```

número de nós .....

5

```

          r e s t r i ç õ e s      n o d a i s
          constante de mola
nó  código transl. x transl. y rotação z
1   110 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000
5   100 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000

```

número de nós com restrição .....

2

propriedades dos elementos  
 barra material seção nó inicial nó final comprimento

1	1	1	1	2	4.67E-0001
2	1	1	2	3	2.33E-0001
3	1	1	3	4	3.50E-0001
4	1	1	4	5	3.50E-0001

4 número de elementos .....

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade .....	1.785E+0007
M. E. Transversal ...	7.438E+0006
C. Poisson .....	2.000E-0001
C. D. Térmica .....	1.000E-0005
P. Específico .....	2.500E+0001

1 número de tipos de material .....

propriedades das seções  
 tipo área x área y inércia z

1	3.00E-0001	0.00E+0000	2.00E-0003
---	------------	------------	------------

módulos de flexão  
 tipo wz

1	1.00E+0000
---	------------

1 número de tipos seções .....

carregamento 1

cargas nodais

nó	sistema	força x	força y	momento z
2	global	94.40	0.00	0.00
3	global	113.80	0.00	0.00

1 fim do carregamento .....

1 número de carregamentos .....

r e s u l t a d o   d a   r e n u m e r a ç ã o   n o d a l

perfil antes da renumeração : 9

perfil após a renumeração : 9

-----  
 DECAIMENTO MÁXIMO DOS ELEM. DA DIAGONAL: 5.3E+0000  
 Existe probabilidade de que o número de algarismos  
 corretos nos deslocamentos calculados seja 10  
 -----

c a r r e g a m e n t o   1

=====

Título :

          d e s l o c a m e n t o s   n o d a i s

no	sistema	deslocamento		rotacao
		x	y	z
1	global	7.19777E-0031	0.00000E+0000	-7.10481E-0004
2	global	2.74827E-0004	0.00000E+0000	-3.44523E-0004
3	global	3.11058E-0004	0.00000E+0000	3.99731E-0005
4	global	2.08606E-0004	0.00000E+0000	4.94917E-0004
5	global	5.31008E-0031	0.00000E+0000	6.46565E-0004

          r e a ç õ e s   n o s   a p o i o s

nó	sistema	força		momento
		x	y	z
1	global	-119.81	-0.00	0.00
5	global	-88.39	-0.00	-0.00

-----  
 Resultante           -208.20           0.00           123.74

NOTA:

O(s) momento(s) resultante(s) é(são) em relação à origem  
 do sistema global.

-----  
 d i f e r e n ç a   d e   e q u i l í b r i o  
 ( o equilíbrio de momento é feito em relação à origem )

		força	força	momento
		x	y	z
		-0.000	0.000	0.000

          e s f o r ç o s   n a s   b a r r a s

barra	sistema	nó	força		momento
			normal	cortante	fletor



1	local	1	0.00	119.81	0.00
		2	0.00	-119.81	55.95
2	local	2	0.00	25.41	-55.95
		3	0.00	-25.41	61.87
3	local	3	0.00	-88.39	-61.87
		4	0.00	88.39	30.94
4	local	4	0.00	-88.39	-30.94
		5	0.00	88.39	-0.00

Fim Do Programa

## **7.4. Tabelas**

### **7.4.1. Valores de $K_c$ para dimensionamento**

Esta tabela foi montada através de interpolação dos valores da tabela 3 encontrada em (Fusco, ano?), para a obtenção de valores mais precisos.

$\xi = x/d$	Kc = b d <sup>2</sup> m/ Msd			Ks	D o m í n i o  2
	Para fck Mpa			P/ o aço	
	18	20	21	Ca-50A	
0.02	57.6	52.1	49.4	0.023	D o m í n i o  2
0.04	29.1	26.3	24.9	0.024	
0.06	19.5	17.6	16.7	0.024	
0.08	14.8	13.3	12.6	0.024	
0.1	11.9	10.8	10.2	0.024	
0.12	10	9.1	8.6	0.024	
0.14	8.6	7.8	7.4	0.024	
0.16	7.6	6.9	6.6	0.024	
0.18	6.9	6.2	5.9	0.025	
0.19	6.48	5.9	5.6	0.025	
0.195	6.34	5.8	5.5	0.025	
0.2	6.2	5.7	5.4	0.025	
0.22	5.7	5.2	4.9	0.025	
0.24	5.3	4.8	4.5	0.026	
0.26	4.9	4.4	4.2	0.026	
0.28	4.6	4.1	3.9	0.026	
0.3	4.4	3.9	3.7	0.026	
0.32	4.1	3.7	3.5	0.026	
0.34	3.90	3.6	3.4	0.026	
0.36	3.7	3.4	3.2	0.027	
0.38	3.6	3.3	3.1	0.027	
0.4	3.4	3.1	2.9	0.027	
0.4384	3.1	2.8	2.7	0.028	
0.44	3.1	2.8	2.7	0.028	
0.4623	3	2.7	2.6	0.029	
0.48	2.9	2.6	2.5	0.029	
0.52	2.8	2.5	2.4	0.029	
0.56	2.6	2.4	2.3	0.029	
0.6	2.5	2.2	2.1	0.030	
0.6283	2.4	2.2	2.1	0.031	
0.64	2.4	2.2	2.1	-	D o m í n i o  3
0.68	2.3	2.1	2	-	
0.72	2.2	2.0	1.9	-	
0.76	2.1	2.0	1.9	-	
0.7717	2.1	2.0	1.9	-	